

République Algérienne Démocratique et Populaire  
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique  
Université Djilali Bounaâmade Khemis Miliana



Faculté des Sciences et de la Technologie  
Département de la Technologie

## Mémoire de fin d'études

En vue d'obtention d'un diplôme de **Master** en Génie Civil

**Spécialité : Structures**

*Thème :*

**Etude d'un bâtiment (R+8+Sous Sol) à usage  
Multiple contreventé par un système mixte (voile-  
portique)**

**Présenté par :**

Boudjadja Fadhila

Sadouki Zakiya

**Encadré par :**

Dr. Kouider djelloul omar

*Année universitaire : 2019/2020*

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

In the name of Allah, the most of gracious, the most of merciful

## Remerciements

*Toute notre parfaite gratitude et remerciement à **Allah** le plus puissant qui nous a donné la force, le courage et la volonté pour élaborer ce travail.*

*Nous remercions nos familles qui nous ont toujours encouragé et soutenu durant toutes nos études.*

*C'est avec une profonde reconnaissance et considération particulière que nous remercions notre encadreur **Dr KOUIDER DJELLOUL.O** pour le soutien, les conseils judicieux et la grande bienveillance durant l'élaboration de ce projet.*

*Nous tenons à remercier très chaleureusement tous **les enseignants de l'université de Djilali Bounaama** .*

*Nos remerciements s'adresse également aux **membres de jury** pour l'intérêt qu'ils ont portés à notre travail, et qui nous feront l'honneur de corriger notre travail.*

*Notre pensée va aussi droit vers tous les étudiants de **notre promotion**.*

*fadhila et zakiya*

# Dédicace

« وما توفيقي إلا بالله... عليه توكلت و هو رب العرش العظيم »

*Je dédie ce travail*

*A mes chers parents ma mère et mon père*

*Pour leurs patiences, leurs amours, leurs soutiens et leurs encouragements*

*A mes chères sœurs et mon frère: Dhaye eddine, Hakima , Djahida, Assia, Rafika*

*,Oum elkheir,Hayet,Manar, Aicha Layan*

*A mes nouveaux Anes et Abd Errahime*

*A mes oncles ,mes tantes et mes cousines Hanane et Kawther*

*A tous mes camarades et mes ami(e)s Fatima, Nadjat, Hesna, Louiza,Israe ,Sarah,  
Imane, Amina,*

*A Mon binôme Sadouki Zakiya , ainsi que toute sa famille,*

*Evidemment à toute la promotion structure 2019-2020,*

*A tous les enseignants qui m'ont dirigé vers la porte de la réussite.*

*fadhila*

# Dédicace

« وما توفيقى إلا بالله... عليه توكلت و هو رب العرش العظيم »

*Je dédie ce travail*

*A mes chers parents ma mère et mon père*

*Pour leurs patiences, leurs amours, leurs soutiens et leurs encouragements*

*A mes chères sœurs et mon frère*

*A tous mes camarades et mes ami(e)s*

*A tous les enseignants qui m'ont dirigé vers la porte de la réussite.*

*zakíya*

# RÉSUMÉ

## ملخص

يهدف هذا العمل إلى دراسة مبنى من الخرسانة المسلحة يتكون من (طابق أرضي+8 طوابق+طابق سفلي ) الواقعة ببلدية الشلف بولاية الشلف ، المصنفة في المنطقة الزلزالية (3) وفقاً للتنظيم الزلزالي الجزائري 99 إصدار 2003 .

دراسة هذا المشروع تم بواسطة الروافد والأعمدة والجدران المشكلة من الخرسانة المسلحة لضمان استقرار الهيكل، والتي قمنا بتحجيمها وفقاً للمعايير والقوانين المعمول بها بموجب القانون الزلزالي الجزائري 99 إصدار 2003 ومقياس الخرسانة المسلحة 91 إصدار 99. تم إجراء الدراسة الديناميكية بواسطة برنامج إيتابس 16.2.0 . وتم حساب تسليح العناصر المقاومة (الأعمدة والروافد وكذا الجدران ) باستخدام برنامج سوكوتاك. أما أساس الهيكل، فيتكون من أساس عام تم حسابه يدوياً.

## Résumé

Ce travail vise à étudier d'un bâtiment en Béton Armé à usage d'habitation composée d'un rez-chaussée plus 08 étages( R+8+S.sol) située à la commune de Chlef, wilaya de Chlef, classée en zone (III) selon le règlement parasismique algérien 99 version 2003.

Ce projet a été étudié par des poutres, des poteaux et des voiles en béton armé pour assurer la stabilité de l'ouvrage, et que nous avons pré dimensionner selon les normes et les lois en vigueur par le règlement parasismique algérien 99 version 2003 et le Béton Armé aux états limites 91 version 99. L'étude dynamique a été faite par logiciel ETABS 16.2.0. Le ferrailage des éléments résistants (poteaux et poutres et murs) a été calculé à l'aide du logiciel SOCOTEC, bien que les voiles en béton armé et les éléments secondaires aient été calculé manuellement. Et finalement la fondation de l'ouvrage est composée d'un radier général il est calculé manuellement.

## Abstract

This work aims to study presented in this thesis is designed for the study of the stability of reinforced concrete building composed of (R+8+S.sol) the wilaya of Chlef , classified in seismic zone (III) according to the Algerian seismic 99 version 2003 .

This project has been studied by beams, columns and walls in reinforced concrete to ensure the stability of the structure, that we have pre-dimension according to the norms and the laws in force by the Algerian seismic regulation 99 version 2003 and the Reinforced Concrete boundary states 91 version 99. The dynamic study was done by the software ETABS 16.2.0. The reinforcement of the resistant elements (columns and beams) was calculated using the SOCOTEC software. And finally the foundation of the structure is composed of a general it is calculated manually.

# SOMMAIRE



# SOMMAIRE

## **Introduction générale**

### **Chapitre 1 : Présentation de l'ouvrage**

1.1. Introduction .....	02
1.2. Présentation de l'ouvrage.....	02
1.3. Caractéristique des matériaux.....	05
1.4. Hypothèse de calcul .....	12

### **Chapitre 2 : Pré-dimensionnement des éléments**

2.1. Introduction .....	13
2.2. Evaluation des charges et surcharges .....	13
2.3.1. Pré dimensionnement de plancher .....	16
2.3.3.1. Pré dimensionnement des poutres .....	17
2.3.3.2. Pré dimensionnement des poteaux .....	18
2.3.4. Pré dimensionnement des voiles.....	24

### **Chapitre 3 : Calcul des éléments secondaires**

3.1. Introduction.....	26
3.2. Acrotère.....	26
3.3. Plancher.....	34
3.4. Escalier.....	58

3.5. poutre palière .....	67
---------------------------	----

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

4.1. Introduction .....	78
-------------------------	----

4.2. Caractéristiques dynamiques propres .....	78
--	----

4.3. Présentation du programme ETABS.....	80
---	----

4.4. Démarche de modélisation par ETABS.....	81
--	----

4.5. Etude sismique .....	91
---------------------------	----

4.6. Interprétation des résultats.....	99
--	----

4.7. Vérification vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$ .....	111
--	-----

#### **Chapitre 5 : Ferrailage des éléments résistants**

5.1. Introduction.....	113
------------------------	-----

5.2. Hypothèses.....	113
----------------------	-----

5.3. Section minimales et maximales .....	113
---	-----

5.4. Ferrailage des poteaux .....	114
-----------------------------------	-----

5.5. Ferrailage des poutres.....	123
----------------------------------	-----

5.6. Ferrailage des voiles.....	131
---------------------------------	-----

#### **Chapitre 6 : Etude des fondations**

6.1. Introduction .....	137
-------------------------	-----

6.2. Le choix de type des fondations .....	137
--	-----

6.3. Ferrailage des nervures.....	148
-----------------------------------	-----

6.4. voile périphérique.....	152
------------------------------	-----

#### **Conclusion général**

#### **bibliographiques**

#### **Annexes**

# LISTE DES FIGURES

# LISTE DES FIGURES

<b>Figure 1.1 :</b> Diagramme Contraintes -Déformations du béton à l'ELU.....	09
<b>Figure 1.2:</b> Diagramme contraint - déformation de l'acier.....	10
<b>Figure 2.1 :</b> Plancher terrasse (corps creux).....	13
<b>Figure 2.2 :</b> Coupe verticale du plancher étage courant à corps creux.....	14
<b>Figure 2.3:</b> Coupe verticale décrivant la maçonnerie.....	15
<b>Figure 2.4:</b> Dalle à corps creux. ....	16
<b>Figure 2.5:</b> poteau central.....	22
<b>Figure 2.6:</b> Coupe de voile en élévation.....	24
<b>Figure 2.7:</b> les différentes sections des voiles.....	25
<b>Figure 3.1 :</b> Acrotère en béton armé.....	26
<b>Figure 3. 2 :</b> Sollicitation appliquées sur l'acrotère.....	27
<b>Figure 3. 3 :</b> Diagramme des efforts internes à l'ELU.....	28
<b>Figure 3.4 :</b> Ferrailage de l'acrotère.....	33
<b>Figure 3.5 :</b> Coupe horizontale d'une poutrelle.....	34
<b>Figure 3.6 :</b> Dimensions des poutrelles du plancher en corps creux.....	35
<b>Figure 3.7 :</b> Schémas statiques des poutrelles étudiées.....	36
<b>Figure 3.8 :</b> Types de poutrelles étudiées.....	38
<b>Figure 3.9 :</b> Diagramme des moments fléchissant et efforts tranchants à l'ELU.....	40
<b>Figure 3.10 :</b> Diagramme des moments fléchissant et efforts tranchants à l'ELS.....	41
<b>Figure 3.11 :</b> Schéma de ferrailage des poutrelles, en travée et en appui.....	50
<b>Figure 3.12:</b> Types de poutrelles étudiées.....	50
<b>Figure 3.13 :</b> Diagramme des moments fléchissant et efforts tranchants à l'ELU.....	51
<b>Figure 3.14:</b> Diagramme des moments fléchissant et efforts tranchants à l'ELS.....	52
<b>Figure 3.15:</b> Schéma de ferrailage des poutrelles, en travée et en appui.....	58
<b>Figure 3.16 :</b> Schéma statique de l'escalier.....	60
<b>Figure 3.17 :</b> Diagramme des moments de la poutre palière à L' ELU.....	69
<b>Figure 3.18 :</b> Diagramme des moments de la poutre palière à L' ELS.....	70
<b>Figure 3.19 :</b> Ferrailage en travée et en appui de poutre palière .....	76
<b>Figure 3.20 :</b> Ferrailage d'escalier.....	77
<b>Figure 4.1 :</b> Choix de l'unité.....	82

<b>Figure 4.2 :</b> Définition des grille.....	83
<b>Figure 4.3:</b> Caractéristiques des matériaux.....	84
<b>Figure 4.4:</b> Définition des poutres, poteaux.....	85
<b>Figure 4.5:</b> Définition des voiles.....	85
<b>Figure 4.6:</b> Définition des planchers.....	86
<b>Figure 4.7:</b> Définition des charges statiques.....	86
<b>Figure 4.8:</b> Fonction du spectre de repense.....	87
<b>Figure 4.9 :</b> Définition des charges sismiques.....	87
<b>Figure 4.10 :</b> Combinaisons de charge.....	88
<b>Figure 4.11:</b> Définition de la masse source.....	88
<b>Figure 4.12:</b> géométrie du modèle.....	89
<b>Figure 4.13 :</b> Introduction des diaphragmes.....	90
<b>Figure 4.14 :</b> Système d'appuis.....	90
<b>Figure 4.15.</b> Analyse.....	91
<b>Figure 4.16 :</b> Modèle initial.....	100
<b>Figure 4.17 :</b> Comportement des trois premiers modes du modèle initial.....	102
<b>Figure 4.18 :</b> Deuxième modèle de disposition des voiles.....	107
<b>Figure 4.19 :</b> Comportement des trois premiers modes du 2 <sup>ème</sup> modèle.....	110
<b>Figure 4.20 :</b> Evaluation des effets du second ordre.....	111
<b>Figure 5.1:</b> Ferraillage des poteaux carrés.....	123
<b>Figure 5.2:</b> Schéma de ferraillage des poutres principales.....	130
<b>Figure 5.3:</b> Schéma de ferraillage des poutres secondaires.....	131
<b>Figure 5.4:</b> Vue en plan du voile plein en U.....	134
<b>Figure 5.5:</b> Schéma de ferraillage du voile en forme U.....	136
<b>Figure 6.1:</b> Disposition des nervures par rapport au radier et aux poteaux.....	139
<b>Figure 6.2:</b> Présentation de la zone d'impact de la charge concentrée.....	141
<b>Figure 6.3:</b> Contraintes sous le radier.....	143
<b>Figure 6.4:</b> Ferraillage des nervures en travée sens x-x et y-y.....	151
<b>Figure 6.5:</b> Ferraillage des nervures en appui sens x-x et y-y.....	151
<b>Figure 6.6:</b> Ferraillage du panneau du radier sens x-x et y-y.....	151
<b>Figure 6.7:</b> Coupe A-A ferraillage du panneau du radier sens x-x et y-y.....	152
<b>Figure 6.8:</b> coupe horizontale du ferraillage du voile périphérique.....	153

<b>Figure 6.9:</b> ferrailage du voile périphérique.....	153
<b>Figure 6.10:</b> représentation du débord du radier.....	154
<b>Figure.6.11:</b> Diagramme des moments.....	154

# LISTE DES TABLEAUX

# LISTE DES TABLEAUX

<b>Tableau 1.1.</b> Résistances caractéristiques du béton selon BAEL 99.....	06
<b>Tableau 1.2.</b> Propriétés mécaniques de l'acier.....	10
<b>Tableau 2.1.</b> Charge permanente du plancher terrasse .....	14
<b>Tableau 2.2.</b> Charge permanente du plancher étage courant.....	14
<b>Tableau 2.3.</b> Charges permanente du mur extérieur.....	15
<b>Tableau 2.4.</b> Charge permanente du mur intérieur.....	15
<b>Tableau 2.5.</b> Charges d'exploitation des éléments.....	16
<b>Tableau 2.6.</b> Dégression des surcharges.....	20
<b>Tableau 2.7.</b> Dimensionnement de poteaux central....	23
<b>Tableau 3.1</b> Les chargements de la poutrelle.....	38
<b>Tableau 3.2.</b> Moments fléchissant ELU (plancher terrasse).....	39
<b>Tableau 3.3 .</b> Effort tranchant ELU.....	39
<b>Tableau 3.4.</b> Moments fléchissant ELS (plancher terrasse).....	40
<b>Tableau 3.5.</b> Effort tranchant ELS.....	40
<b>Tableau 3.6.</b> Moments fléchissant ELU (plancher terrasse).....	50
<b>Tableau 3.7.</b> Effort tranchant ELU.....	51
<b>Tableau 3.8.</b> Moments fléchissant ELS (plancher terrasse).....	52
<b>Tableau 3.9.</b> Effort tranchant ELS.....	52
<b>Tableau 3.10.</b> Récapitulatif du calcul des sections d'armatures en travées.....	53
<b>Tableau 3.11.</b> Récapitulatif du calcul des sections d'armatures sur appui.....	54
<b>Tableau 3.12.</b> Vérification de la liaison table et nervure à L'ELS.....	56
<b>Tableau 3.13.</b> Calcul de flèche position du centre de gravité et moment d'inertie de la section totale.....	57
<b>Tableau 3.14.</b> Evaluation des flèches .....	57
<b>Tableau 3.15.</b> Charge permanente de palier.....	61
<b>Tableau 3.16.</b> Charge permanente de paillasse.....	62
<b>Tableau 3.17.</b> Combinaison des charges de l'escalier.....	62
<b>Tableau 4.1.</b> Paramètres sismiques .....	98



<b>Tableau 4.2.</b> Pourcentage de participation massique .....	101
<b>Tableau 4.3.</b> Vérification des périodes.....	101
<b>Tableau 4.4.</b> Valeurs des pénalités $P_q$ .....	102
<b>Tableau 4.5.</b> Calcul de force sismique.....	104
<b>Tableau 4.6.</b> Vérification de la résultante de force sismique .....	104
<b>Tableau 4.7.</b> Vérification des déplacements inter-étages dans le sens X .....	105
<b>Tableau 4.8.</b> Vérification des déplacements inter-étages dans le sens Y.....	105
<b>Tableau 4.9.</b> Pourcentage de participation massique.....	107
<b>Tableau 4.10.</b> Vérification des périodes .....	108
<b>Tableau 4.11.</b> Calcul de la force sismique .....	108
<b>Tableau 4.12.</b> Vérification de la résultante des forces sismique de calcul.....	108
<b>Tableau 4.13.</b> Vérification des déplacements inter-étages dans le sens X.....	109
<b>Tableau 4.14.</b> Vérification des déplacements inter-étages dans le sens Y.....	109
<b>Tableau 4.15.</b> Vérification de l'effet $P-\Delta$ dans le sens X.....	112
<b>Tableau 4.16.</b> Vérification de l'effet $P-\Delta$ dans le sens Y.....	112
<b>Tableau 5.1.</b> Sections minimales et maximales.....	113
<b>Tableau 5.2.</b> Caractéristiques du béton et de l'acier.....	114
<b>Tableau 5.3.</b> Ferrailages des poteaux situation accidentelle ( $N^{\max}$ , $M^{\text{corr}}$ ).....	116
<b>Tableau 5.4.</b> Ferrailages des poteaux situation accidentelle ( $M^{\max}$ , $N^{\text{corr}}$ ).....	116
<b>Tableau 5.5.</b> Ferrailages des poteaux situation accidentelle ( $N^{\max}$ , $M^{\text{corr}}$ ).....	117
<b>Tableau 5.6.</b> Ferrailages des poteaux situation accidentelle ( $M^{\max}$ , $N^{\text{corr}}$ ).....	117
<b>Tableau 5.7.</b> Ferrailages des poteaux situation durable ( $N^{\max}$ , $M^{\text{corr}}$ ).....	117
<b>Tableau 5.8.</b> Ferrailages des poteaux situation durable ( $M^{\max}$ , $N^{\text{corr}}$ ).....	118
<b>Tableau 5.9.</b> Choix des armatures des poteaux carrés.....	118
<b>Tableau 5.10.</b> Vérifications des contraintes pour les poteaux carrés.....	119
<b>Tableau 5.11.</b> Vérifications des contraintes pour les poteaux carrés.....	119
<b>Tableau 5.12.</b> Vérification de la contrainte de cisaillement.....	121
<b>Tableau 5.13.</b> Espacements maximales selon RPA99.....	122
<b>Tableau 5.14.</b> Choix des armatures transversales pour les poteaux carrés.....	122
<b>Tableau 5.15.</b> Sollicitation de la poutre principale.....	125

<b>Tableaux.5.16.</b> Ferraillage de la poutre secondaire.....	127
<b>Tableaux.5.17.</b> Tableau récapitulatif de la poutre secondaire.....	128
<b>Tableaux.5.18.</b> Vérification des contraintes à l'ELS.....	129
<b>Tableau 5.19.</b> Vérification de la compression du béton.....	129
<b>Tableau 5.20.</b> Vérification des contraintes à l'ELS.....	130
<b>Tableau 5.21.</b> Vérification de la compression du béton.....	130
<b>Tableau 6.1.</b> Contraintes sous le radier à l'ELU.....	144
<b>Tableau 6.2.</b> Vérification des contraintes à l'ELS.....	144
<b>Tableau 6.3.</b> Calcul des moments à l'ELU.....	146
<b>Tableau 6.4.</b> Calcul des moments à l'ELS.....	146
<b>Tableau 6.5.</b> Ferraillage de panneau le plus sollicité du radier.....	147
<b>Tableau 6.6.</b> Vérification des contraintes.....	147
<b>Tableau 6.7.</b> vérification des contraintes.....	148
<b>Tableau 6.8.</b> Ferraillage des nervures suivant x-x.....	148
<b>Tableau 6.9.</b> Ferraillage des nervures suivant Y-Y.....	149
<b>Tableau.6.10.</b> vérification des contraintes à l'ELS.....	149
<b>Tableau 6.11.</b> Espacement des armatures transversales.....	150
<b>Tableau 6.12.</b> Choix des armatures transversales.....	150
<b>Tableau 6.13.</b> Vérifications des contraintes du béton et d'acier.....	155

# LISTE DES ABRÉVIATIONS

# LISTE DES ABRÉVIATIONS

- BAEL : Béton Armé aux Etats Limites.
- RPA : Règlement Parasismique Algérien.
- ELS : Etat Limite Service.
- ELU : Etat Limite Ultime.
- HA : Haute Adhérence.
- ht : Hauteur Totale.
- he : Hauteur d'étage.
- RDC : Rez De Chaussé.
- VLNA : Vibration Libre Non Amortie.
- DDL : Degré De Liberté.
- ZC : Zone Courante.
- ZN : Zone Nodale.
- SPC : Section Partiellement Comprimée.
- SEC : Section Entièrement Comprimée.

# LISTE DES SYMBOLES

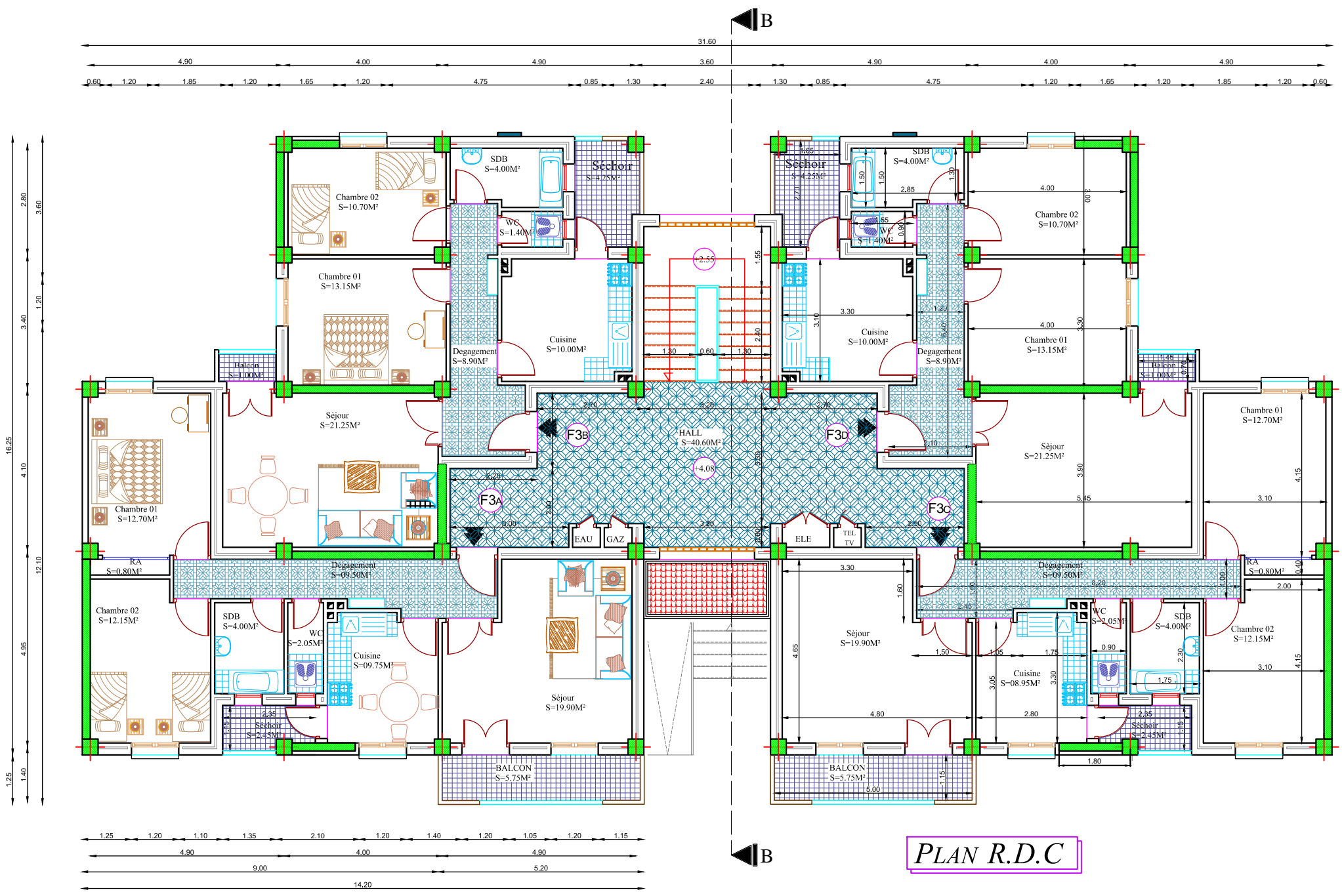
# LISTE DES SYMBOLES

- $A$  : Coefficient d'accélération de zone, coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement.
- $A_s$  : Aire d'une section d'acier.
- $A_T$  : Section d'armatures transversales.
- $B$  : Aire d'une section de béton.
- $\emptyset$  : Diamètre des armatures, mode propre.
- $Q$  : Charge d'exploitation.
- $\gamma_s$  : Coefficient de sécurité de l'acier.
- $\gamma_b$  : Coefficient de sécurité de béton.
- $\sigma_s$  : Contrainte de traction de l'acier.
- $\sigma_{bs}$  : Contrainte de compression du béton.
- $\bar{\sigma}_s$  : Contrainte de traction admissible de l'acier.
- $\bar{\sigma}_{bs}$  : Contraintecompression d'admissible du béton.
- $T_u$  : Contrainte ultime de cisaillement.
- $T$  : Contrainte tangentielle.
- $\beta$  : Coefficient de pondération.
- $\sigma_{sol}$  : Contrainte du sol.
- $\sigma_m$  : Contrainte moyenne.
- $G$  : Charge permanente.
- $\zeta$  : Déformation relative.
- $V_0$  : Effort tranchant a la base.
- $N_{ser}$  : Effort normal pondéré aux états limites de service.
- $N_u$  : Effort normal pondéré aux états limites ultime.
- $T_u$  : Effort tranchant ultime.
- $T$  : Effort tranchant.
- $S_t$  : Espacement.
- $\lambda$  : Elancement.
- $e$  : Epaisseur.
- $F$  : Force concentrée.

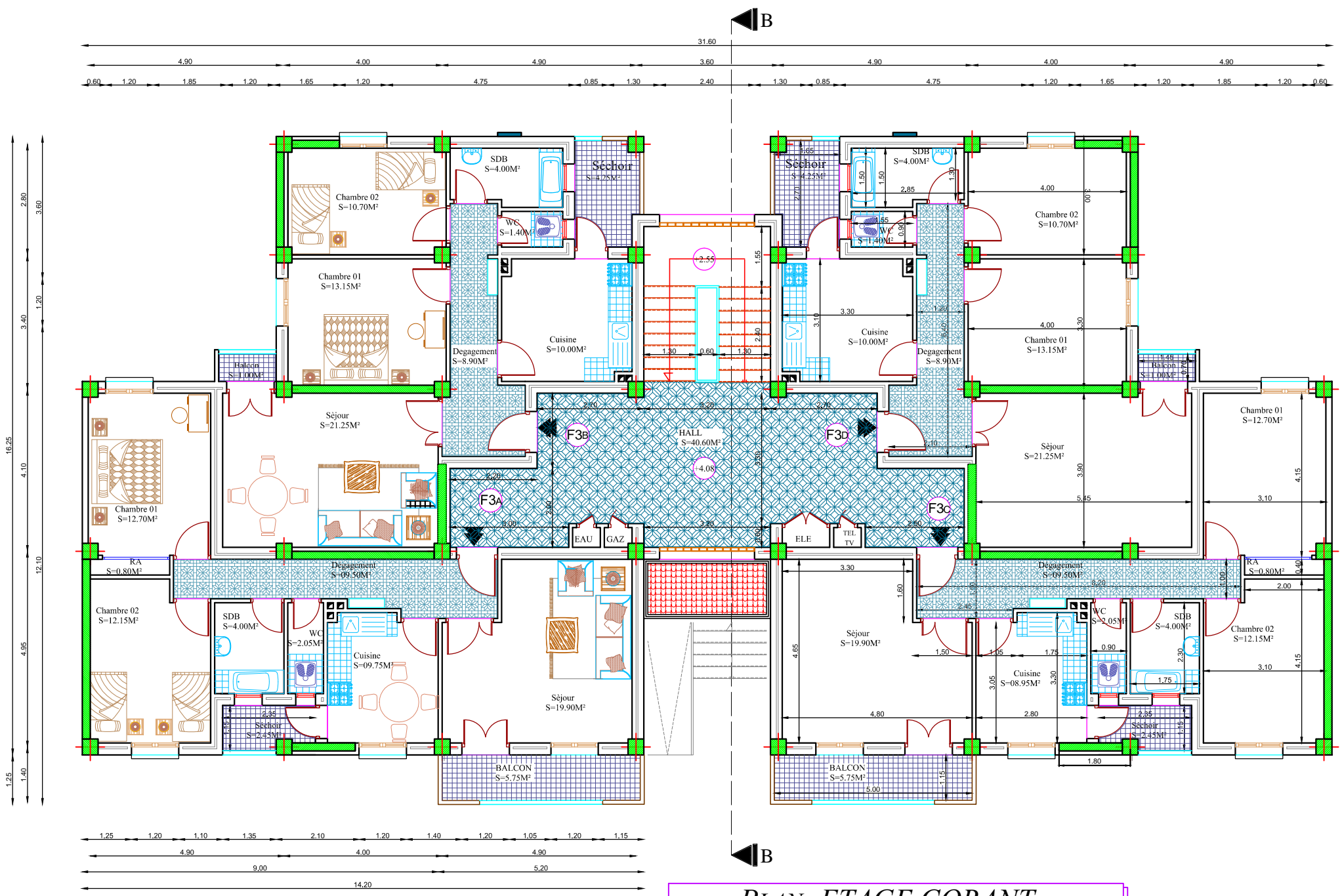
- $f$ : Flèche.
- $\bar{f}$ : Flèche admissible.
- $D$ : Fiche d'ancrage.
- $L$ : Longueur ou portée.
- $L_f$ : Longueur de flambement.
- $d$ : Hauteur utile.
- $F_e$ : Limite d'élasticité de l'acier.
- $M_u$ : Moment à l'état limite ultime.
- $M_{ser}$ : Moment à l'état limite ultime de service.
- $M_t$ : Moment en travée.
- $M_a$ : Moment sur appuis.
- $M_0$ : Moment en travée d'une poutre reposant sur deux appuis libres, Moment a la base.
- $I$ : Moment d'inertie.
- $f_i$ : Flèche due aux charges instantanées.
- $f_v$ : Flèche due aux charges de longue durée.
- $I_{fi}$ : Moment d'inertie fictif pour les d'déformations instantanées.
- $I_{fv}$ : Moment d'inertie fictif pour les d'déformations différées.
- $M$ : Moment, Masse.
- $E_{ij}$ : Module d'élasticité instantané.
- $E_{vj}$ : Module d'élasticité différé.
- $E_s$ : Module d'élasticité de l'acier.
- $f_{c28}$ : Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours d'Age.
- $f_{t28}$ : Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours d'Age.
- $F_{cj}$ : Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours d'Age.
- $\delta$ : Rapport de l'aire d'acier à l'aire de béton.
- $Y$ : Position de l'axe neutre.
- $I_0$ : Moment d'inertie de la section totale homogène.

# LES PLANS

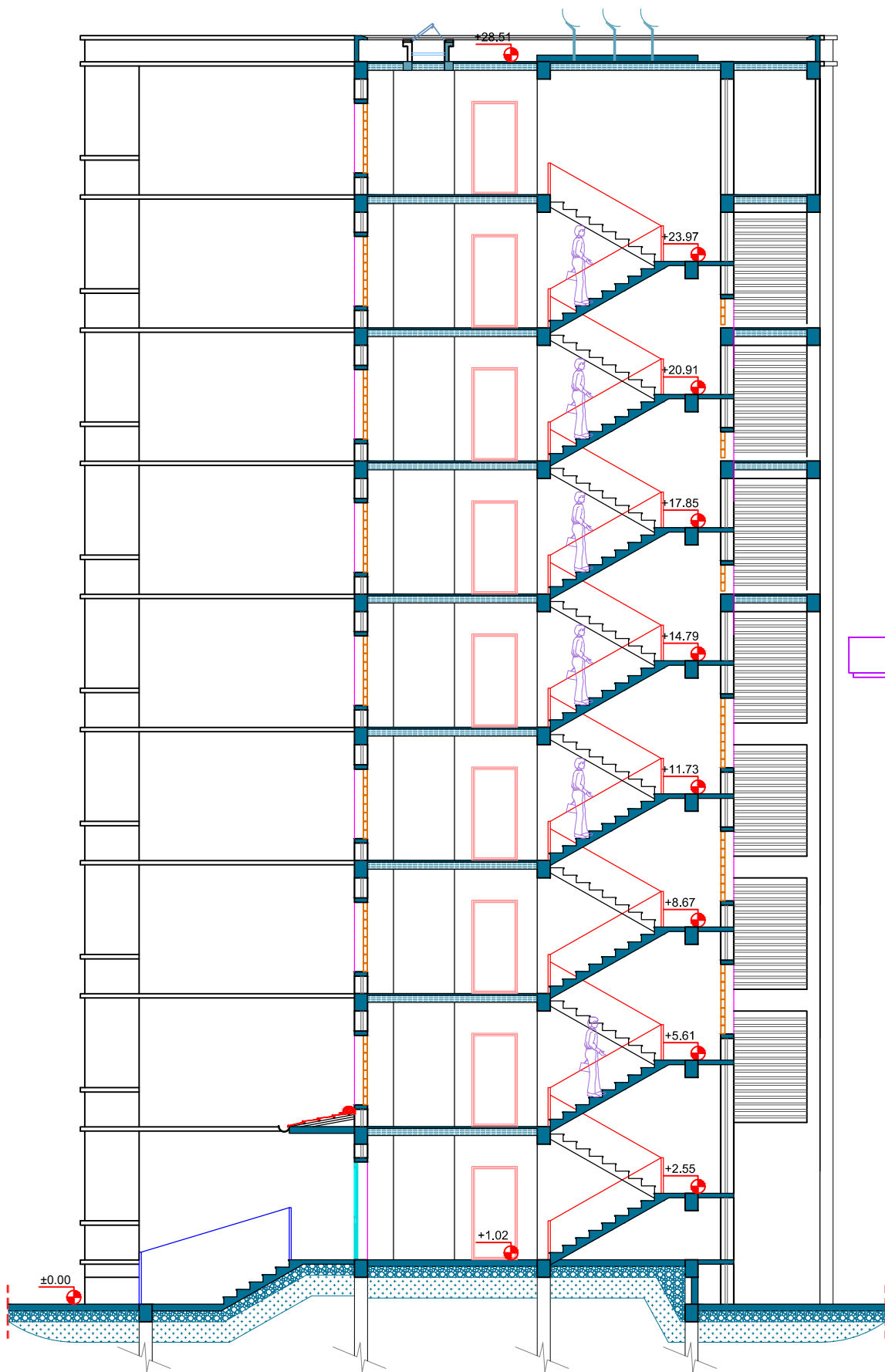




**PLAN R.D.C**



**PLAN ETAGE CORANT**



COUPE A/A



*FACADE PRINCIPALE*



*FACADE POSTERIEURE*



31.60

3.35

1.55

4.40

17.40

1.55

3.35

16.25

5.40

0.80

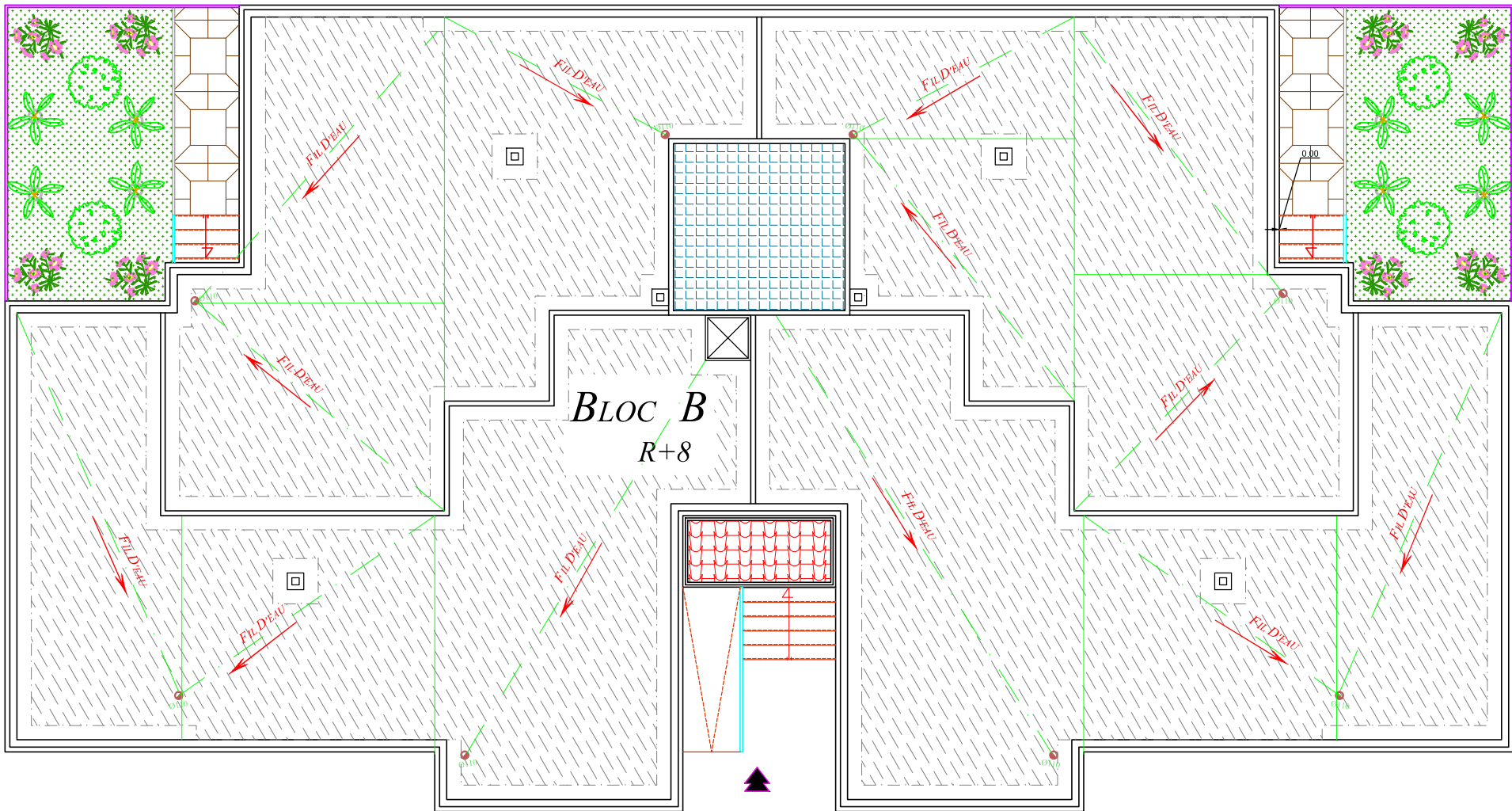
16.25

9.45

1.25

1.25

0.00



*BLOC B*  
R+8

ACCES  
AU BLOC

*PLAN DE TOITURE*

INTRODUCTION

GÉNÉRALE

## *Introduction générale*

La concentration des populations dans les villes est le facteur majeur qui nous oblige nous les ingénieurs à manipuler des constructions de grandes hauteurs présentant des irrégularités en plan et en élévation vue les exigences esthétiques architecturales. L'application des lois en vigueur et le contrôle des agrégats et des chantiers minimise les effets des séismes et nous permet de sauver des vies et des constructions en cas où ces séismes se produisent.

Afin de s'adapter à de telles situations, nous avons entamé l'étude d'un bâtiment R+8+s-sol à usage d'habitation faisant partie d'une promotion immobilière à la ville Chelf, c'est à dire dans une zone III implanté sur un sol meuble dans la capacité portante est de 2 bar. Les dimensions du bâtiment sont 16.25 m en largeur, 31.60 m en longueur et 28.51 m en hauteur avec une hauteur de 4.08 m pour le sous-sol et une hauteur de 3.06 pour les étages courant.

Nous commençons notre travail par un aperçu sur les caractéristiques des matériaux de construction en l'occurrence le béton et l'acier en mettant en relief les propriétés importantes requises par un béton armé afin de remplir sa tâche sans porter un préjudice pour la construction. Puis nous passons au dimensionnement de différents éléments constituant notre bâtiment. Une fois les dimensions des éléments sont connues, nous déterminons les différents efforts statiques et dynamiques auxquels notre structure sera soumise. Puis, pour le but d'assurer la résistance et la stabilité de la structure avant et après le séisme, nous faisons le ferrailage de l'ensemble des éléments de contreventement. Enfin, nous clôturons ce travail par un calcul des fondations.



# Chapitre 01 :



***PRESENTATION DU  
PROJET***

# Chapitre 01:

## Présentation du projet

### 1.1. Introduction

Nous présentons dans ce chapitre les descriptions générales de notre projet, telles que les dimensions et la classification de l'ouvrage, les différents éléments composants la structure, les propriétés physico-mécaniques des matériaux utilisés et les hypothèses de calcul en béton armé.

### 1.2. Présentation de l'ouvrage

Ce projet consiste à l'étude d'un bâtiment en béton armé à usage d'habitation composé d'un rez-de-chaussée plus huit étages (R+8+S.Sol) avec terrasse inaccessible, situé à la commune de Chlef, wilaya de Chlef.

#### 1.2.1.1. Classification selon leur importance

Le niveau minimal de protection sismique accordé à un ouvrage dépend de sa destination et de son importance vis-à-vis des objectifs de protection fixés par la collectivité. Cette classification préconise des seuils minima de protection qu'un maître d'ouvrage peut modifier uniquement en surclassant l'ouvrage vis-à-vis des objectifs visés. Tout ouvrage qui relève du domaine d'application doit être classé dans l'un des quatre groupes ci-après

RPA 99 Version 2003 :

Groupe 1A : ouvrages d'importance vitale (bâtiments des établissements publics de santé, bâtiments abritant le personnel et le matériel de secours...), groupe 1B : ouvrages de grande importance (bâtiments à usage de bureaux, bâtiments industriels et commerciaux...), groupe 2 : ouvrages courants ou d'importance moyenne (autres bâtiments pouvant accueillir au plus de 300 personnes simultanément, parking de stationnement publics...) et groupe 3 : ouvrage de faible importance (constructions provisoires, bâtiments à risque limité pour les personnes...).

Le bâtiment étudié à usage d'habitation dont la hauteur ne dépasse pas 48 m, donc il est classé selon RPA 99 Version 2003 dans le « groupe 2 ».

### 1.2.1.2 Classification selon la zone sismique

Le territoire national est divisé en 04 zones de séismicité croissante. Cette répartition est précisée par wilaya et par commune dans les RPA 99 version 2003, soit : Zone 0 : sismicité négligeable, Zone I : sismicité faible, Zone II<sub>a</sub> et II<sub>b</sub> : sismicité moyenne et Zone III : sismicité élevée.

Notre ouvrage est situé à Chlef wilaya de Chlef et qui est classée comme zone III.

## 1.2.2. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage

### 1.2.2.1. Dimension en plan

- Longueur totale suivant le sens longitudinal Y-Y' : .....31.60 m
- Largueur totale suivant le sens transversal X-X' : .....15.25 m

### 1.2.2.2. Dimension en élévation

- Hauteur totale du bâtiment : ..... 28,51m
- Hauteur du rez-de-chaussée : ..... 4.08 m
- Hauteur de l'étage courant ..... 3.06 m
- Hauteur de l'acrotère ..... 0.60 m

## 1.2.3. Ossature de l'ouvrage

Le système de contreventement de la structure est en portiques par des voiles en béton armé. Pour assurer la stabilité de l'ensemble sous l'effet des actions verticales et des actions horizontales (forces sismiques). Selon RPA 99 Version 2003, notre ouvrage est un système de contreventement de type 4b.

Pour ce type de contreventement, il y a lieu également de vérifier les conditions suivantes :

- Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20 % des sollicitations dues aux charges verticales.
- Les portiques ne reprennent que les charges verticales. Toutefois, en zone sismique III, il y a lieu de vérifier les portiques sous un effort horizontal représentant 25% de l'effort horizontal global.

### 1.2.4. Planchers

Les planchers sont considérés comme des diaphragmes rigides d'épaisseur relativement faible par rapport aux autres dimensions de la structure.

- Plancher à corps creux pour les panneaux réguliers.

#### 1.2.4.1. Planchers à corps creux (en partie courante)

Ce type de plancher est constitué de poutrelles préfabriqués en béton armé espacées de 65cm, de corps creux en béton expansé (hourdis) et d'une table de compression de faible épaisseur en béton armé par un treillis soudé.

On utilise ce type de plancher pour les raisons suivantes :

- La facilité de réalisation,
- Lorsque les portées de l'ouvrage ne sont pas importantes,
- Diminution du poids de la structure et par conséquent la résultante de la force sismique.

### 1.2.5. Terrasse

La terrasse de notre bâtiment est une terrasse inaccessible.

### 1.2.6. Maçonnerie

La maçonnerie la plus utilisée au niveau de nos chantiers est en brique creuses. Dans notre ouvrage, les murs sont réalisés en deux types :

#### 1.2.6.1. Murs extérieurs

Le remplissage des façades est en maçonnerie non rigides, elles sont constituées de :

- Brique creuse de 15 cm d'épaisseur pour la paroi externe du mur,
- L'âme d'air de 5 cm d'épaisseur,
- Brique creuse de 10 cm d'épaisseur pour la paroi interne du mur,

#### 1.2.6.2. Murs intérieurs

Ils sont constitués par des cloisons de 10 cm d'épaisseur qui sert à séparer deux services et une double cloison de 25 cm d'épaisseur qui sert à séparer deux logements voisins (une cloison de 10 cm d'épaisseur pour la face externe et interne).

### 1.2.7. Revêtement

Le revêtement de notre structure est composé de plusieurs matériaux :

- Céramiques recouvrant les murs dans les salles d'eau,
- Carrelage de 2 cm pour les différents planchers et escaliers,
- Enduit de plâtre de 2 cm pour les cloisons et plafonds,
- Mortier de ciment pour le crépissage des façades extérieures.

### 1.2.8. Escalier

Les escaliers est une construction constituée d'une suite régulière de marches ,permettant d'accéder à un étage , de passer d'un niveau à un autre en montant et descendant, Notre structure comporte un seul type d'escalier, escalier droit à deux volées et un palier intermédiaire pour tous les étages.

## 1.3. Caractéristiques mécaniques des matériaux

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction doivent être conformes aux règles techniques de construction et de calcul des ouvrages en béton armé.

### 1.3.1. Béton

Le béton est un matériau complexe obtenu en mélangeant : un liant qui est généralement du ciment, du sable et des matériaux pierreux, de l'eau et éventuellement des adjuvants. Ce mélange "fait prise" (il se solidifie), puis durcit (il devient résistant). Ce matériau ainsi obtenu résiste très bien à la compression mais sa résistance à la traction est considérablement faible. Sa résistance à la compression est de l'ordre de 20 MPa à 45 MPa, alors que sa résistance à la traction n'est que de l'ordre de 2 à 4 MPa. Pour pallier à cette insuffisance, on est conduit à associer au béton un matériau possédant une meilleure résistance à la traction : l'acier qui résiste très bien aux deux sollicitations.

Le béton employé dans les constructions en béton armé doit posséder des propriétés physico-mécaniques bien déterminées ; il doit être **résistant**, présenter une bonne **adhérence** aux armatures et très convenables **compact** et **étanche** pour protéger les aciers contre la corrosion.

Ce projet a été réalisé avec un Béton Ordinaire (BO) de résistance à la compression de 25 MPa.

### 1.3.1.1. Résistance à la compression

D'une manière générale, la résistance du béton dépend d'un grand nombre de facteurs et peut varier dans de larges limites pour des bétons de même composition confectionnés dans des conditions similaires. Cette résistance dépend de l'âge du béton, des conditions de son durcissement, de la forme et des dimensions des éprouvettes, et du type de sollicitations.

Dans les cas courants, le béton est défini du point de vue mécanique, par sa résistance à la compression à 28 jours d'âge. Cette résistance est mesurée sur des éprouvettes normalisées, donnant une section de 200 cm<sup>2</sup>, écrasées en compression. La nature et les dimensions des éprouvettes sont celles préconisées pour les normes AFNOR.

**Tableau 1.1.** Résistances caractéristiques du béton selon BAEL 99

Qualité du béton	Dosage en ciment (Kg /m <sup>3</sup> )	Résistance moyenne (MPa)	Résistance caractéristique à 28 j (MPa)	
			Compression	Traction
Béton de faible résistance	300	20 à 25	16	1.6
Béton courant	350	25 à 30	20	1.8
Béton de résistance modérée	375	30 à 35	25	2.1
Résistance élevée	400 + Adjuvant	40 à 50	30	2.4

### 1.3.1.2. Résistance à la traction

La résistance à la traction du béton est gouvernée par les trois paramètres suivants :

- La résistance des gros granulats, c'est-à-dire la capacité des granulats à résister aux Contraintes de traction qui lui sont appliquées.
- L'adhérence entre le granulat et la pâte de ciment durcie.
- La forme des granulats ; les formes allongées et plate, ne résistent pas à la fissuration.

La résistance à la traction est en générale 10 à 12 fois plus faible que celle à la compression du béton. La mesure directe de la résistance du béton à la traction est difficile à réaliser. On peut citer trois méthodes permettant de déterminer la résistance du béton à la traction.

**a- Essai de traction directe**

L'essai de traction directe est l'essai le plus représentatif du phénomène de la traction mais, il est entre autre, très délicat à réaliser. L'application directe d'un effort de traction pure, en dehors de toute excentricité, est très difficile car il nécessite, après sciage des extrémités, le collage de têtes de traction parfaitement centrées, l'opération devant avoir lieu sans aucun effort de flexion parasite.

**b- Essai de traction par flexion**

Dans cet essai, un prisme de béton non armé, d'un élancement 4 (7x7x28 cm) reposant sur deux appuis, est soumis à un effort de flexion soit par application :

- D'une charge concentrée unique appliquée au milieu de l'éprouvette (moment maximal au centre). La charge étant placée au centre du prisme, l'essai est dit « flexion à trois points ».
- De deux charges concentrées, symétriques, égales, appliquées au tiers de la portée (moment maximal constant entre les deux charges). Les points d'applications de la charge étant placés aux tiers de la portée, l'essai est dit « flexion quatre points ».

**c- Essai de traction par fendage (essais Brésilien)**

Lors de l'essai de fendage, le cylindre du béton est placé à l'horizontale entre les plateaux de la presse et la charge est augmentée jusqu'à la rupture par traction indirecte, qui apparaît sous forme de fendage le long du diamètre vertical du cylindre.

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours est déduite de celle à la compression par la relation:  $f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj}$  Pour  $f_{cj} \leq 60$  MPa.

**1.3.1.3. Diagramme contrainte-déformation de calcul****a- Etat Limite Ultime E.L.U**

L'E.L.U correspond à l'équilibre entre les sollicitations d'actions majorées par les coefficients de pondération et les sollicitations résistantes calculées en supposant que les matériaux atteignent les limites des ruptures minorées.

Au diagramme réel, on substitue un diagramme non linéaire dit "*parabole-rectangle*" pour le calcul. Ce diagramme, qui représente la contrainte du béton en fonction de son raccourcissement est constitué de :

- Entre les abscisses 0 et 2 ‰, par un arc de parabole du second degré passant par l'origine et de sommet A, ce sommet ayant pour coordonnées  $\epsilon_{bc} = 2 \text{ ‰}$  et  $\sigma_{bc} = f_{bc} = (0.85 f_{c28}) / (\gamma_b \theta)$

- Entre les abscisses 2 ‰ et 3.5 ‰ par une horizontale d'ordonnée:

$$\sigma_{bc} = f_{bc} = (0.85 f_{c28}) / (\gamma_b \theta)$$

$\theta$  = coefficient qui tient compte de la durée du chargement.

$\theta = 1$  quand la durée probable du chargement est > 24h.

$\theta = 0.9$  quand cette durée est comprise entre 1h et 24h.

$\gamma_b$  = coefficient de sécurité du matériau béton ; il tient compte d'éventuels défauts ainsi que de la réduction possible de la résistance du matériau mis en œuvre par rapport à sa résistance caractéristique définie préalablement au laboratoire.

$\gamma_b = 1.5$  pour les situations durables (presque dans tous les cas) ;  $\gamma_b = 1.15$  pour les situations accidentelles.

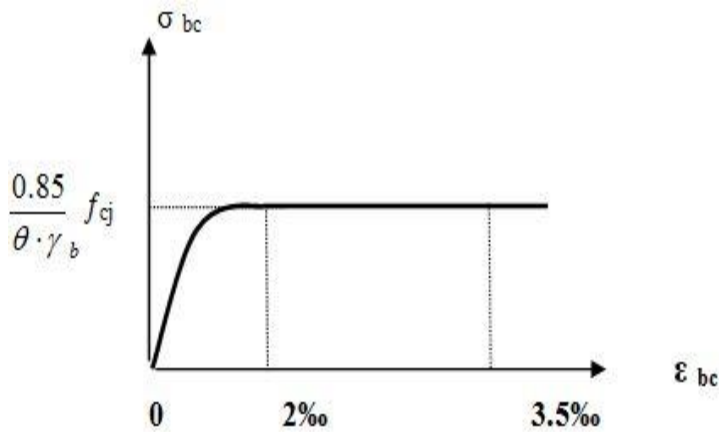
Pour une section rectangulaire ou en T, la contrainte ultime du béton en compression est:

$$f_{bu} = (0.85 f_{c28}) / (\gamma_b \theta)$$

Pour une section circulaire ou triangulaire:  $f_{bu} = (0.80 f_{c28}) / (\gamma_b \theta)$

Le coefficient de minoration 0.85 (ou 0.80) tient compte du risque d'altération du béton sur les parement comprimé et du fait que la résistance caractéristique est déterminée à partir de l'application de charges instantanées aux éprouvettes alors qu'en réalité les charges sont de longue durées et donc ceci entraîne une diminution de la résistance réelle.





**Figure 1.1 :** Diagramme Contraintes -Déformations du béton à l'ELU.

#### 1.3.1.4. Module de déformation longitudinale (module d'élasticité $E_b$ )

- Sous charges instantanées (durée d'application inférieure à 24heures).

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}}$$

Avec  $E_{ij}$  et  $f_{cj}$  (résistance caractéristiques à j jours) en MPa.

- Sous charges de longue durée d'application : le module de déformation du béton à J jours

est pris égal à:

$$E_{vj} = \frac{E_{ij}}{3} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}}$$

#### 1.3.1.5. Coefficient de Poisson

Lorsqu'on soumet une éprouvette de béton, de longueur L à des efforts de compression, il se produit non seulement un raccourcissement longitudinal  $\Delta L$ , mais également un gonflement transversal.

Si "a" est la dimension initiale du coté de l'éprouvette, cette dimension devient  $\Delta a + a$ .

Variation du cote de la section / raccourcissement unitaire :  $\nu = \frac{\Delta a/a}{\Delta l/l}$

### 1.3.2. Acier

Pour combler le manque de résistance à la traction du béton, on lui associe l'acier pour reprendre les efforts de traction

Les aciers utilisés pour constituer les éléments en béton armé sont donnés dans le tableau

1.2.

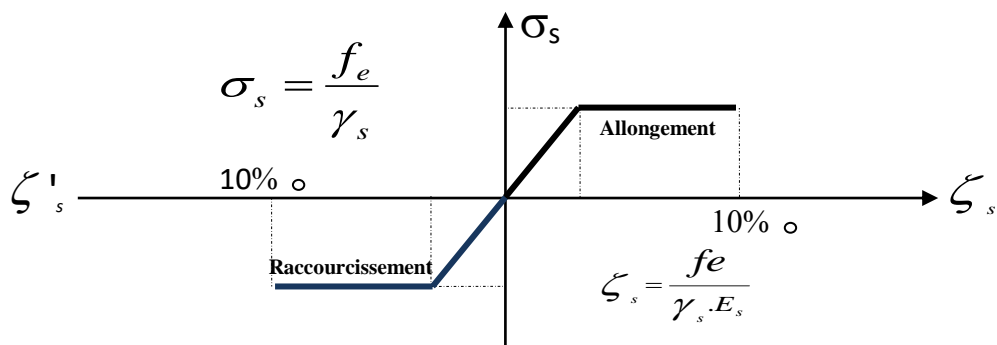
**Tableau 1.2.** Propriétés mécaniques de l'acier

Aciers	Désignations	Limites d'élasticité	Diamètre nominaux	Utilisation
Haute adhérence (HA)	F <sub>e</sub> E50	500	10-12-14-16-20-25-32-40	Armateurs longitudinales et transversales
Treillis soudés	TLE520	520	≤ 6	Emplois courants pour : radiers, et dallage.

1.3.2.1. Contraintes limite de calcul

**a - Contrainte limite à l'E.L.U**

La Figure 1.2 présente la variation des contraintes de calcul  $\sigma_s$  en fonction de déformations des armatures longitudinales  $\epsilon_s$ .



**Figure 1.2:** Diagramme contrainte - déformation de l'acier.

Avec :

$f_e$  : limite d'élasticité de l'acier

$\sigma_s$  : Contrainte de l'acier

$\gamma_s$  : Coefficient de sécurité de l'acier il a pour valeur

$$\left\{ \begin{array}{l} 1.15 : \text{Cas d'actions courantes} \\ 1.00 : \text{Cas d'actions accidentelles} \end{array} \right.$$

$\epsilon_s$  : Allongement relatif de l'acier :  $\epsilon_s = \frac{\Delta L}{L}$

### b- Contraintes limite à l'E.L.S

1- Cas où la fissuration est considérée **peu préjudiciable** ; ce cas s'applique pour les éléments de structures situés dans les locaux couverts et clos, non soumis aux condensations répétées, ou quand les éléments susceptibles d'être fissurés ne sont pas visibles ou ne font pas l'objet de conditions spécifiques concernant l'ouverture des fissures. Pour ce cas, aucune vérification particulière n'est demandée.

2- Cas où la fissuration est considérée comme **préjudiciable**. La fissuration est considérée comme préjudiciable pour les éléments exposés aux intempéries ou à des condensations ou peuvent être alternativement émergés ou noyés dans une eau douce.

Pour ce cas, la contrainte de traction des aciers est limitée à :

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \max (0.5 f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{ij}}) \right\} = \xi$$

$\eta$  = coefficient de fissuration qui dépend de la qualité de l'adhérence acier-béton.

$\eta = 1$  pour les ronds lisses.

$\eta = 1.6$  pour les barres à hautes adhérences.

3- Cas où la fissuration est considérée comme **très préjudiciable**. La fissuration est considérée comme très préjudiciable quand les éléments en cause sont exposés à un milieu agressif ou doivent assurer une étanchéité ; comme milieux agressifs on range l'eau de mer, l'atmosphère marine et les gaz ou sols particulièrement corrosifs.

Pour ces cas, la contrainte de traction des aciers est limitée à :

$$\bar{\sigma}_s = 0.8 \cdot \xi$$

#### 1.3.2.2. Module d'Elasticité

Le module d'élasticité de l'acier est pris égal à 200000 MPa.

#### 1.3.2.3. Coefficient d'équivalence

Le coefficient d'équivalence noté  $n$  est le rapport suivant :  $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$

Avec :

$E_s$  : module de déformation de l'acier.

$E_b$  : module de déformation du béton

## 1.4. Hypothèses de calcul

Le calcul en béton armé est basé sur les hypothèses suivantes :

- **Conservation des sections** : Les sections droites, planes avant déformation, restent planes après déformation. C'est l'hypothèse classique de Navier Bernoulli, qu'est à la base de tous les calculs de flexion. Il en résulte que le diagramme des déformations est représenté par une droite et que la déformation d'une fibre est proportionnelle à sa distance à l'axe neutre.
- **Adhérence acier-béton** : on suppose qu'il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton. Il en résulte que chaque barre d'acier subit la même déformation que la gaine de béton qui l'entoure ; cette gaine de béton étant supposée non fissurée pour les armatures tendues.
- **Le béton tendu est négligé dans les calculs** : étant donné que la résistance à la traction du béton est faible, on néglige par mesure de sécurité, le béton tendu en considérant que sa résistance à la traction est nulle. Il en résulte que les contraintes de traction doivent être équilibrées par les efforts existant dans les armatures uniquement.

# Chapitre 02 :

***PRÉ DIMENSIONNEMENT  
DES ÉLÉMENTS NON  
STRUCTURAUX ET  
STRUCTURAUX***

## Chapitre 02:

### Pré dimensionnement des éléments non structuraux et structuraux

#### 2.1. Introduction

Le pré dimensionnement des éléments résistants (les poteaux, les poutres, les planchers et les voiles) d'une structure est une étape très importante dans un projet de génie civil. En se basant sur le principe de la descente des charges et surcharges verticales qui agissent directement sur la stabilité et la résistance de l'ouvrage, et des formules empiriques utilisées par les règlements notamment **BAEL91 modifié99**, **RPA99 version 2003** et **CBA93**.

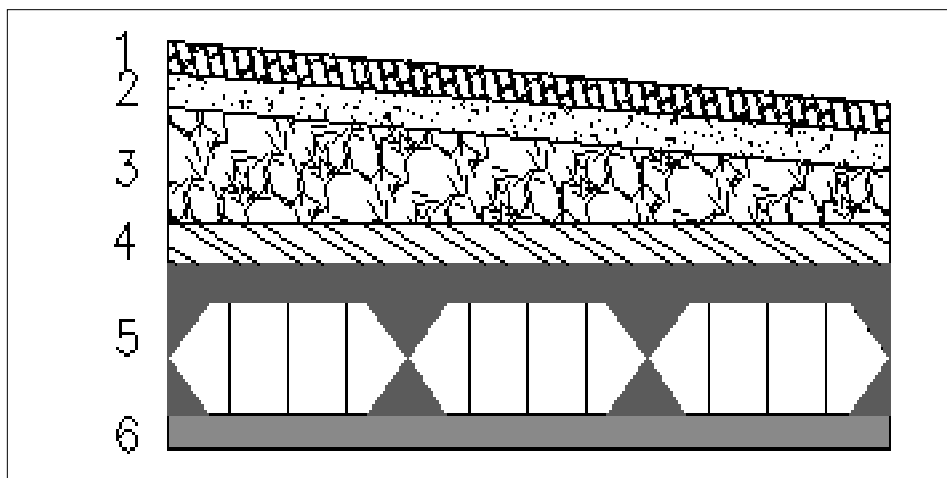
#### 2.2. Evaluation des charges et surcharges

L'évaluation des charges et surcharges consiste à calculer successivement pour chaque élément porteur de la structure, la charge qui lui revient à chaque plancher et ce jusqu'à la fondation.

##### 2.2.1. Charge permanente « G »

###### ✓ Plancher

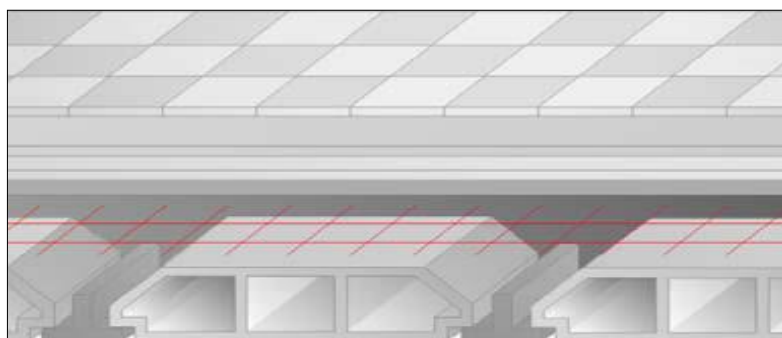
- a. **Plancher terrasse :** Dans notre cas, la terrasse est inaccessible, en corps creux ou en dalle pleine.



**Figure 2.1 :** Plancher terrasse (corps creux).

**Tableau 2.1.** Charges permanente du plancher terrasse

DESIGNATION DE L'ELEMENT	P (KN/M <sup>3</sup> )	EPAISSEUR (M)	G (KN/M <sup>2</sup> )
1. Protection en gravillons	17	0,05	0,85
2. Etanchéité multicouche	06	0,02	0,12
3. Forme de pente	22	0,10	2,20
4. Isolation thermique	04	0,04	0,16
5. Plancher en corps creux (20+5)	/	0,25	3,30
6. Enduit de plâtre	10	0,02	0,20
<b>Σ G</b>			<b>6,83</b>

**b. Plancher étage courante****Figure 2.2 :** Coupe verticale du plancher étage courant à corps creux.**Tableau 2 .2.** Charges permanente du plancher étage courant

DESIGNATION DE L'ELEMENT	EPAISSEUR (M)	P (K N/ M <sup>3</sup> )	G (K N/M <sup>2</sup> )
Revêtement en carrelage	0,02	20	0,40
Mortier de Pose	0,02	20	0,40
Lit de sable	0,03	18	0,54
Plancher en corps creux (20+5)	0,25	/	3,30
Enduit de plâtre	0,02	10	0,20
Cloison de distribution	1.00	/	1.00
<b>Σ G</b>			<b>5.84</b>

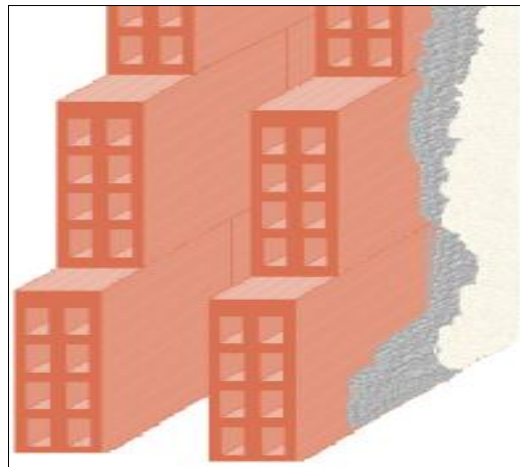
✓ **Maçonnerie****a. Mur extérieur à double cloison**

Figure 2.3 : Coupe verticale décrivant la maçonnerie.

Tableau 2.3. Charges permanente du mur extérieur

Désignation de l'élément	$\rho$ (k N/m <sup>3</sup> )	Epaisseur (m)	G (k N/m <sup>2</sup> )
Enduit extérieur en ciment	18	0,02	0,36
Briques creuses(15)	09	0,15	1,35
L'âme d'air	/	0,10	/
Briques creuses(10)	09	0,10	0,90
Enduit en plâtre intérieur	10	0,02	0,20
$\Sigma G$			<b>2,81</b>

**b. Murs intérieurs (seul cloison)**

Tableau 2.4. Charges permanente du mur intérieur

Désignation de l'élément	$\rho$ (k N/m <sup>3</sup> )	Epaisseur (m)	G (k N/m <sup>2</sup> )
Enduit en plâtre	10	0,04	0,40
Briques creuses	09	0,10	0,90
$\Sigma G$			<b>1,30</b>



### 2.2.2. Charge d'exploitation « Q » :

La charge d'exploitation est variée en fonction de la nature d'usage et leurs planchers, donc on distingue les charges d'exploitation suivantes :

**Tableau 2 .5.** Charges d'exploitation des éléments

Elément	Q (k N /m <sup>2</sup> )
Acrotère	1,0
Plancher terrasse (inaccessible)	1,0
Plancher courant	1,5
Plancher R .D .C	2,5

## 2.3. Pré dimensionnement des éléments secondaires

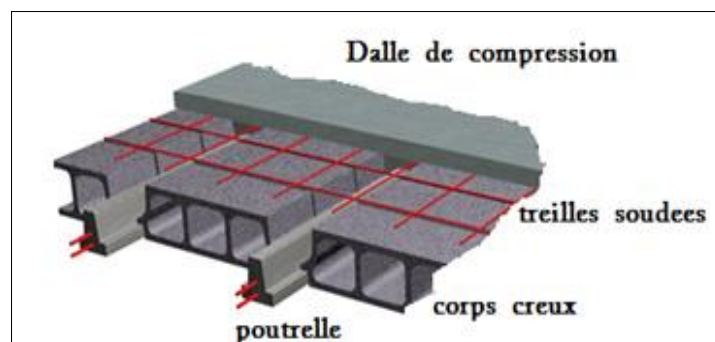
### 2.3.1. Planchers

Les planchers sont des surfaces planes horizontales dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions (largeur et longueur). Ils assurent l'isolation thermique et phoniques entre les niveaux de la construction et transmettent les charges du bâtiment aux éléments porteurs. Ils assurent également la protection contre l'incendie;

- Planchers à corps creux.

### 2.3.2. Plancher à corps creux

Ce type de plancher est constitué par des éléments non porteurs (poutrelle), et par des éléments de remplissage (corps creux), avec une dalle de compression ou béton armé.



**Figure 2.4 :** Dalle à corps creux.

L'épaisseur des dalles (plancher) dépend le plus souvent des conditions d'utilisation et de résistance suivantes :

- a. Résistance au feu :** en matière de protection incendie, on distingue 3 notions :
- la résistance mécanique appelée **stabilité au feu**.
  - l'étanchéité aux flammes appelée **pare flammes**.
  - l'isolation thermique appelée **coupe-feu**.

Les éléments de structures des constructions sont classés suivant leur résistance au feu, en fonction de leurs capacités à conserver leur rôle mécanique et à protéger les personnes.

- $e = 7 \text{ cm}$  Pour une heure de coupe de feu.
- $e = 11 \text{ cm}$  Pour deux heures de coupe-feu.
- $e = 17.5 \text{ cm}$  Pour une coupe feu de quatre heures.

On admet:  $e = 17,5 \text{ cm}$

### 2.3.3 .Les portiques

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

#### 2.3.3.1. Les poutres

Les poutres seront pré dimensionnées d'après la formule de **BEAL91 modifié 99** et seront vérifiées par le **RPA99 version 2003**.

#### a) Poutres principales (porteuses)

La hauteur  $h$  de la poutre doit être

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

La largeur  $b$  de la poutre doit être :

$$0,3 h \leq b \leq 0,7 h$$

Avec :

$L$  : La portée maximale de la poutre entre nus

➤ **Selon BAEL91**

On a :  $L = 465 \text{ cm}$

$31 \text{ cm} \leq h \leq 46,5 \text{ cm}$       On prend :  **$h = 45 \text{ cm}$**

$12 \text{ cm} \leq b \leq 28 \text{ cm}$       On prend :  **$b = 30 \text{ cm}$**

➤ **Vérification selon « RPA 99 version 2003 »**

• **Vérification des dimensions de la section**

$b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm}$ .....Vérifiée.

$h = 45 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$  .....Vérifiée.

$\frac{h}{b} = 1.50 \leq 4$ .....Vérifiée.

**b) Poutres secondaires (non porteuses)**

➤ **Selon BAEL91**

On a :  $L = 460 \text{ cm}$

$30.66 \text{ cm} \leq h \leq 46 \text{ cm}$       On prend :  **$h = 40 \text{ cm}$**

$12 \text{ cm} \leq b \leq 28 \text{ cm}$       On prend :  **$b = 30 \text{ cm}$**

➤ **Vérification selon « RPA 99 version 2003 »**

• **Vérification des dimensions de la section**

$b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm}$ .....Vérifiée.

$h = 40 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$  .....Vérifiée.

$\frac{h}{b} = 1.33 \leq 4$ .....Vérifiée.

**2.3.3.2. Les poteaux**

Le pré dimensionnement des poteaux se fait à la compression simple sur le poteau qui supporte la charge la plus défavorable. La détermination des surcharges supportées par le poteau se fait par **la loi de dégression des charges d'exploitation.**

## Les Charges d'exploitation

La valeur des charges d'exploitation sont déterminées en fonction :

- des surfaces auxquelles elles sont appliquées.
- des dégressions horizontales ou verticales retenues liées aux types et caractères des charges en cause.
- de leur mode de prise en compte.

## La loi de dégression des charges d'exploitation

La loi de dégression se consiste à réduire les charges d'exploitation dans les étages non identiques de manière suivantes :

- Sous terrasse .....  $Q_0$ .
- Sous dernier étage (étage 1).....  $Q_0 + Q_1$ .
- Sous étages immédiatement inférieur :
  - ❖ (étage 2).....  $Q_0 + 0,95 (Q_1 + Q_2)$ .
  - ❖ (étage 3).....  $Q_0 + 0,90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$ .
  - ❖ (étage 4).....  $Q_0 + 0,85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$ .
  - ❖ (étage n).....  $Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 \dots Q_n)$ . Pour  $n \geq 5$

Avec :  $Q_0$  : la charge d'exploitation sur la terrasse.

$Q_1, Q_2, Q_3, Q_n$  : les charges d'exploitation respectives des planchers des étages .

1, 2, 3, n : le numérotés des étages à partir du sommet du bâtiment.

Lorsque la charge d'exploitation est identique pour tous les étages réduction se fait de 10 %

par étage jusqu'à 0,50 Q.

- pour la terrasse .....  $Q_0$ .
- pour le dernier étage .....  $Q$ .
- pour l'étage immédiatement inférieur .....  $0,90 Q$ .

**Tableau 2.6.** Dégression des surcharges

Niveau des planchers	Surcharge	$\Sigma$ surcharge	$\Sigma$ surcharge (kN/m <sup>2</sup> )
Terrasse	Q <sub>0</sub>	$\Sigma_0=Q_0$	1
P07	Q <sub>1</sub>	$\Sigma_1=Q_0+Q_1$	2,5
P06	Q <sub>2</sub>	$\Sigma_2=Q_0+0,95(Q_1+Q_2)$	3,85
P05	Q <sub>3</sub>	$\Sigma_3=Q_0+0,9(Q_1+Q_2+Q_3)$	5,05
P04	Q <sub>4</sub>	$\Sigma_4=Q_0+0,85(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$	6,1
P03	Q <sub>5</sub>	$\Sigma_5=Q_0+0,8(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)$	7
P02	Q <sub>6</sub>	$\Sigma_6=Q_0+0,75(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6)$	7,75
P01	Q <sub>7</sub>	$\Sigma_7=Q_0+0,714(Q_1+\dots+Q_7)$	8,49
P.RDC	Q <sub>8</sub>	$\Sigma_8=Q_0+0,687(Q_1+\dots+Q_8)$	9,24
P.S.SOL	Q <sub>9</sub>	$\Sigma_9=Q_0+0,667(Q_1+\dots+Q_9)$	10,67

### ✓ Dimensionnement des poteaux

Les poteaux soumis à la compression simple et d'après **BAEL91** on applique les formules suivantes :

$$N_U = \alpha \left[ \frac{B_r f_{c28}}{0,9 \gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right]$$

Avec :

$N_U$  : Effort normal calculé à l'état limite ultime.

$$N_U = 1,35 G + 1,50 Q .$$

$$\alpha = \frac{0,85}{1+0,2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2} \quad \text{Si } \lambda < 50.$$

$$\alpha = 0,6 \left( \frac{50}{\lambda} \right)^2 \quad \text{Si } 50 < \lambda < 100.$$

$\lambda$  : Elancement d'EULER  $\left( \lambda = \frac{l_f}{i} \right)$ .

$l_f$ : Longueur de flambement..

$i$ : Rayon de giration :  $\left( i = \sqrt{\frac{I}{B}} \right)$

$I$ : Moment d'inertie de la section par rapport à l'axe passant par son centre de gravité et perpendiculaire au plan de flambement  $\left( I = \frac{b h^3}{12} \right)$ .

$B$ : La section du béton ( $B = a \times b$ ).

$\gamma_b$ : Coefficient de sécurité pour le béton ( $\gamma_b = 1,50$ ) pour la situation durable.

$\gamma_s$ : Coefficient de sécurité de l'acier ( $\gamma_s = 1,15$ ) pour la situation durable.

$f_e$ : la limite élastique de l'acier ( $f_e = 400$  MPa).

$f_{c28}$ : la contrainte caractéristique du béton à 28 jours ( $f_{c28} = 25$  MPa).

$A_s$ : Section d'acier comprimée.

$B_r$ : section réduite du béton, obtenue en réduisant de sa section 1cm de tout ses cotés  
 $( B_r = (a - 0,02) ( b - 0,02 ) ) m^2$ .

Selon le **BAEL 91 version 99**

$$0,2 \% \leq \frac{A_s}{B} \leq 5 \%$$

On cherche de dimensionner le poteau de telle sorte que :  $\frac{A_s}{B} = 1 \%$ .

#### ❖ Calcul de la section de poteau

On suppose que  $\lambda = 35 \rightarrow \alpha = 0,708$ . et on tire ( $B_r$ ) de l'équation (1) :

$$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha \left( \frac{f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s}{B} \frac{f_e}{\gamma_s} \right)} = 0,066 N_u$$

#### ❖ Calcul les dimensions de Poteau

$$B_r \geq 0,066 N_u$$

$$B_r = (a - 2) ( b - 2 ) / a = b \text{ ( suppose la section carré ) .}$$

$$B_r = (a - 2)^2 = 784 \rightarrow a = 2 + \sqrt{B_r}$$

### 1) Le poteau central

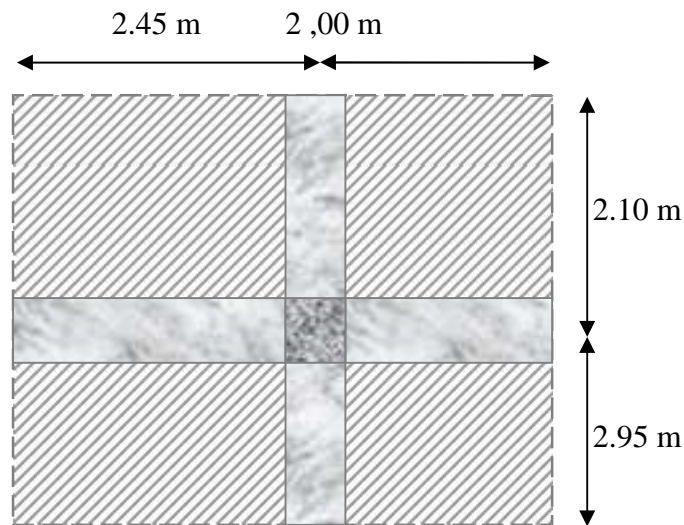


Figure 2.5: poteau central .

$$S = \left(\frac{4.90}{2} + \frac{4}{2}\right) \times \left(\frac{4.10}{2} + \frac{4.95}{2}\right) = 20.14 \text{ m}^2$$

#### ✓ Charge permanente

##### Plancher terrasse

Poids de plancher en corps creuse :  $G \times S = 6,83 \times 20,14 = 137,55 \text{ kN}$

Poids de Poutre principale :  $L_{pp} \times b \times h \times \rho_b = 4,65 \times 0,30 \times 0,45 \times 25 = 15,69 \text{ kN}$

Poids de Poutre secondaire :  $L_{ps} \times b \times h \times \rho_b = 4,60 \times 0,33 \times 0,40 \times 25 = 13,80 \text{ kN}$

Poids total  $S = 167,04 \text{ kN}$

##### Plancher étage courant

Poids de plancher en corps creuse :  $G \times S = 5,84 \times 20,14 = 137,55 \text{ kN}$

Poids de poutre principale :  $L_{pp} \times b \times h \times \rho_b = 4,65 \times 0,30 \times 0,45 \times 25 = 15,69 \text{ kN}$

Poids de poutre secondaire :  $L_{ps} \times b \times h \times \rho_b = 4,60 \times 0,30 \times 0,40 \times 25 = 13,80 \text{ kN}$

Poids du poteau :  $\rho_b \times h_{pot} \times a \times b = 25 \times (3,06 - 0,45) \times (0,3)^2 = 5,87 \text{ kN}$

Poids de mur intérieure :  $G \times S = 1,3 \times (9,07 \times 2,61) = 30,77 \text{ kN}$

Poids total  $S = 183,75 \text{ kN}$

**Planche RDC et Sous sol**

Poids de plancher en corps creuse :  $G \times S = 5,84 \times 20,14 = 137,35 \text{ k N}$

Poids de poutre principale :  $L_{pp} \times b \times h \times \rho_b = 4,65 \times 0,30 \times 0,45 \times 25 = 15,69 \text{ k N}$

Poids de poutre secondaire :  $L_{ps} \times b \times h \times \rho_b = 4,60 \times 0,30 \times 0,40 \times 25 = 13,80 \text{ k N}$

Poids du poteau :  $\rho_b \times h_{pot} \times a \times b = 25 \times (4,08 - 0,45) \times (0,3)^2 = 8,16 \text{ k N}$

Poids de mur intérieure :  $G \times S = 1,3 \times (9,07 \times 3,63) = 42,80 \text{ k N}$

Poids total  $S = 198,07 \text{ k N}$

✓ **Charge d'exploitation**

$Q = (Q_1, Q_2, \dots, Q_{10}) \times S$

**Tableau 2.7.** Dimensionnement de poteau central

Niv	G (kN)	Q (kN)	$N_u$ (kN)	$B_r$ (cm <sup>2</sup> )	a = b (cm)	RPA (cm <sup>2</sup> )	Le choix (cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{ser}$ (Mpa)	Vér
<b>P8</b>	167.04	20.14	255.72	201.69	16.20	30×30	35×35	0.74	OK
<b>P7</b>	350.79	50.35	549.09	430.26	22.74	30×30	35×35	0.80	OK
<b>P6</b>	534.54	77.54	837.94	655.76	27.60	30×30	35×35	0.83	OK
<b>P5</b>	718.29	101.71	1122.26	878.22	31.63	30×30	40×40	0.84	OK
<b>P4</b>	902.04	122.85	1663.06	1097.61	35.13	30×30	40×40	0.85	OK
<b>P3</b>	1085.79	140.10	1677.29	1313.94	38.24	30×30	45×45	0.86	OK
<b>P2</b>	1269.54	156.09	1948.01	1527.23	41.07	30×30	45×45	0.87	OK
<b>P1</b>	1453.29	170.99	2218.42	1740.50	43.71	30×30	50×50	0.88	OK
<b>P. RDC</b>	1651.36	186.09	2508.47	1968.45	46.36	30×30	50×50	0.88	OK
<b>S/SOL</b>	1849.43	214.89	2819.07	2210.07	49.01	30×30	50×50	0.88	OK

Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes : **RPA 99 version 2003 (Art 7.4.1)**

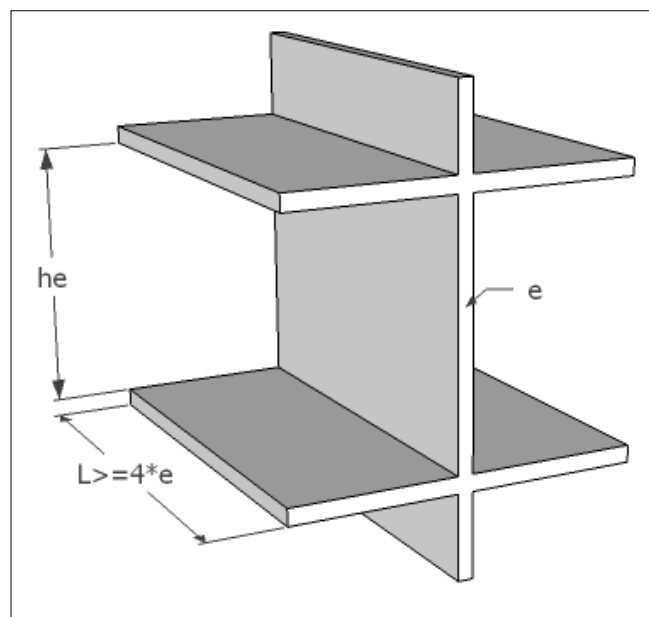
- $\text{Min}(a, b) \geq 30 \text{ cm}$  .....(Pour la zone sismique III) .....OK
- $\text{Min}(a, b) \geq \frac{h_e}{20}$  .....OK
- $\frac{1}{4} < \frac{a}{b} < 4$  .....OK



### 2.3.4. Les Voiles

Pré dimensionnement des murs en béton armé justifiés par **RPA 99 version 2003** (**Art 7.7.1**) ils servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent) et d'autre part de reprendre les efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations.

- Les charges verticales, charges permanentes et surcharges.
- Les actions horizontales, effet de séisme et du vent.
- Les voiles assurant le contreventement sont supposés pleins.



**Figure 2.6 :** Coupe de voile en élévation.

« Les éléments satisfaisants la condition ( $L \geq 4e$ ) sont considérés comme des voiles, contrairement aux éléments linéaires. » suivant [2]. L'épaisseur minimale est de 15 cm de plus l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage et des conditions de rigidité aux extrémités comme indique la figure ci-après

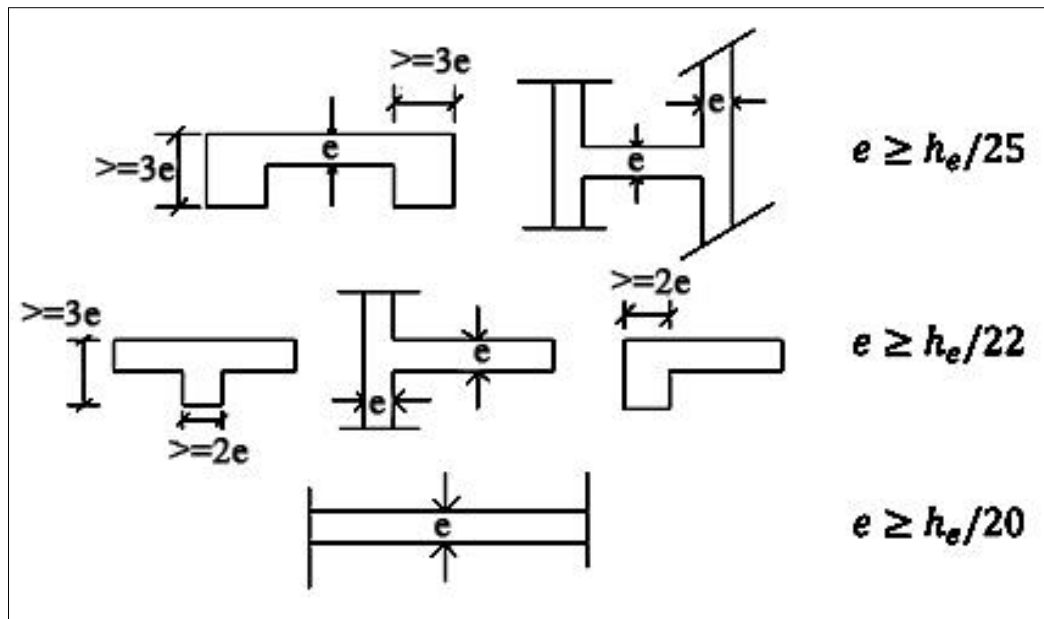


Figure 2.7: les différentes sections des voiles.

$$h_e = 4.08 - 0.45 = 3.63m$$

$$e \geq \frac{h_e}{20} = 18.15cm$$

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

- **Vérification des exigences du RPA99v2003 (Art 7.7. 1)**

Ils sont considérés comme voiles de contreventement les voiles satisfaisants à la condition :

$$L_{\min} \geq 4.e \Rightarrow L_{\min} = 1,5 \text{ m} \geq 4 \times 0,20 = 0,8 \text{ m} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

$L_{\min}$  : portée minimale des voiles

L'épaisseur minimale exigée est de 20 cm.

$$e = 20 \text{ cm} \geq e_{\min} = 15 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

# Chapitre 03 :



***FERRAILLAGE DES  
ÉLÉMENTS NON  
STRUCTURAUX***

## Chapitre 03:

### Ferrailage des éléments non structuraux

#### 3.1. Introduction

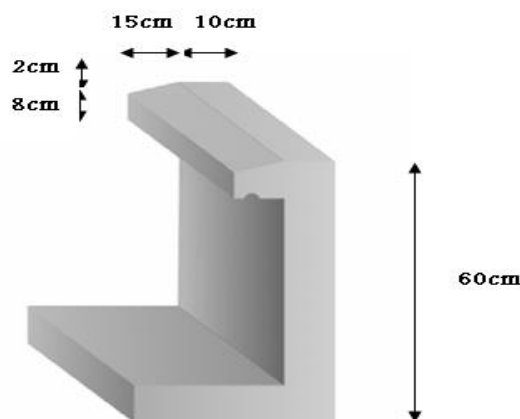
Ce chapitre présente le calcul de ferrailage des éléments non structuraux qui n'assurent pas la stabilité et la résistance du bâtiment sous l'effet des charges (gravité, vent, séisme...). Ces éléments sont:

- ✓ L'acrotère,
- ✓ Les planchers (plancher à corps creux et à dalle pleine),
- ✓ Les escaliers.

#### 3.2. Ferrailage de l'acrotère

L'acrotère est un élément de façade situé au-dessus de la toiture ou de la terrasse, à la périphérie du bâtiment, et constituant des rebords ou garde-corps, pleins ou à claire-voie (Figure 3.1). Il est ferrailé comme une console encastrée au niveau du plancher terrasse qui représente la section dangereuse, et soumis à la flexion composée due aux sollicitations d'un effort normal produit de son poids propres, et une force horizontale produite de la main courante ou de l'effet sismique.

Le calcul de ferrailage se fait pour une bande de 1m de largeur ( $b = 1\text{m}$ ) avec les dimensions suivantes: la hauteur  $h = 60\text{ cm}$  et l'épaisseur  $e = 10\text{ cm}$ .



**Figure 3.1 :** Acrotère en béton armé.

### 3.2.1. Evaluation des charges

#### 3.2.1.1. Charges permanentes

- 1 Surface de l'acrotère :

$$S = \left[ (60 \times 10) + (15 \times 8) + \frac{(15 \times 2)}{2} \right] \times 10^{-4} = 0.0735 \text{ m}^2$$

- 2 Poids propre de l'acrotère :

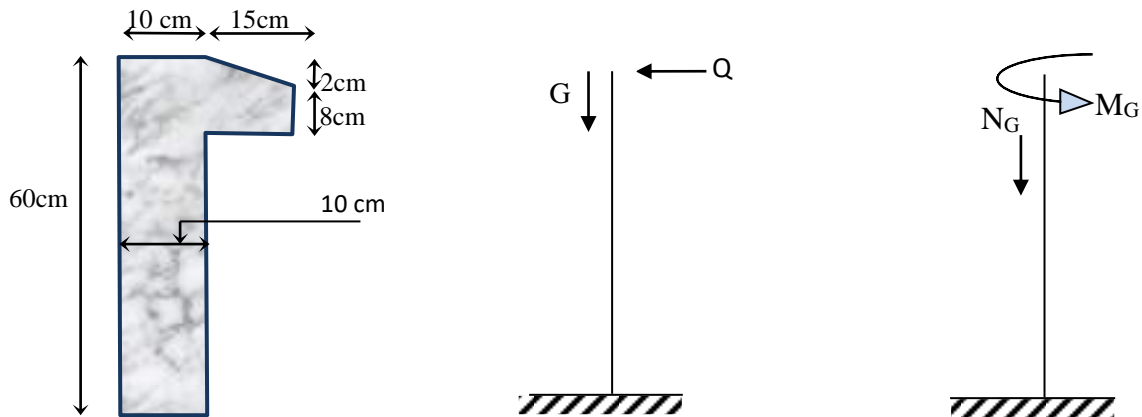
$$P_a = \rho_b \times S = 25 \times 0.0735 = 1.837 \text{ KN/ml}$$

- 3 Revêtement en ciment ( $e=2\text{cm}$  ;  $\rho=14\text{kN/m}^3$ ) :

$$P_c = \rho_{ci} \times e \times P_{cme} = 14 \times 0.02 \times (60 + 10) \times 2 \cdot 10^{-2} = 0.392 \text{ KN/ml}$$

- 4 La charge permanente totale de l'acrotère est donné par :

$$G = P_a + P_c = 2.23 \text{ KN/ml}$$



**Figure 3.2** : Sollicitation appliquées sur l'acrotère.

#### 3.2.1.2. Charge d'exploitation

La charge due à la main courante est donnée par :  $Q = 1.00 \text{ kN/ml}$ .

#### 3.2.1.3. Forces horizontales ( $F_p$ )

D'après l'article 6.2.3 de RPA 99 /version 2003, l'action de force sismique horizontale  $F_p$  est donnée par la formule suivante :

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

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4-1) pour la zone et le groupe d'usage appropriés : groupe 2 :  $[A= 0.25]$

$C_p$  : Facteur de force horizontale donnée par le tableau (6 -1) : ( $C_p = 0.8$ ).

$W_p$  : Poids total de l'acrotère ( $W_p = 2.23 \text{ KN}$ )

Donc :  $F_p = 4 \times 0.25 \times 0.8 \times 2.23 \rightarrow F_p = 1.784 \text{ KN}$

La charge d'exploitation ultime ( $Q_u$ ) est le maximum de ( $1.5 Q$  et  $F_p$ )

$Q_u = \text{Max}(1.5Q; F_p) = \text{Max}(1.5; 1.784) = 1.784 \text{ KN}$

### Conclusion

Pour une bande de 1m de largeur  $G = 2.23 \text{ KN/m}$  et  $Q = 1.784 \text{ KN/ml}$

#### 3.2.1.4. Calcul des sollicitations

a- Calcul à ELU

Le calcul des sollicitations à l'état limite ultime (ELU) est donné par :

$$N_u = 1.35 G \rightarrow N_u = 1.35 \times 2.23 = 3.01 \text{ KN}$$

$$M_u = 1.5 Q_u h \rightarrow M_u = 1.5 \times 1.784 \times 0.6 = 1.6 \text{ KN.m}$$

$$T_u = 1.5 Q_u \rightarrow T_u = 1.5 \times 1.784 = 2.676 \text{ KN}$$

b- Calcul à ELS

Le calcul des sollicitations à l'état limite de service (ELS) est donné par :

$$N_{ser} = G \rightarrow N_{ser} = 2.23 \text{ KN}$$

$$M_{ser} = Q_u h \rightarrow M_{ser} = 1.784 \times 0.6 = 1.07 \text{ KN.m}$$

$$T_{ser} = Q_{ser} \rightarrow T_{ser} = 1.784 \text{ KN}$$

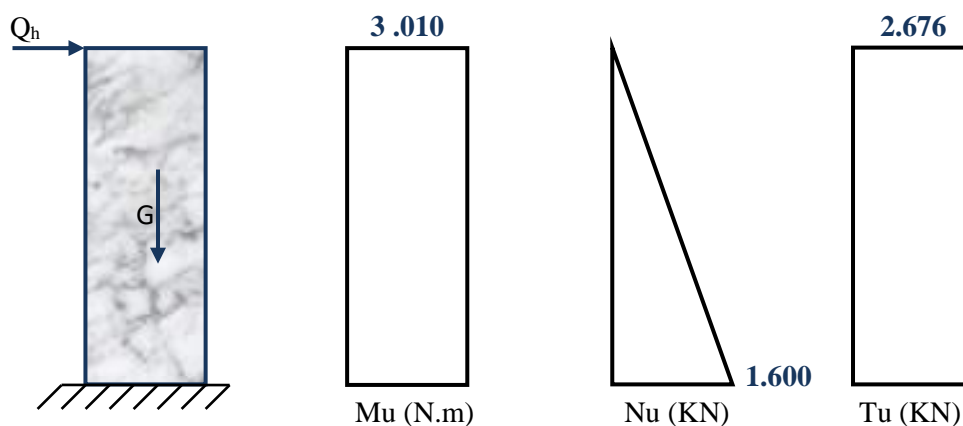


Figure 3.3 : Diagramme des efforts internes à l'ELU.

### 3.2.2. Ferrailage de l'acrotère

L'acrotère est sollicité à la flexion composée et le calcul se fait pour une section rectangulaire avec :  $f_{c28} = 25MPa$ ;  $\sigma_{bc} = 14MPa$ ;  $f_e = 400MPa$ ;  $b = 100\text{ cm}$ ;  $h = 10\text{ cm}$ ;  $c = c' = 2\text{ cm}$

#### 3.2.2.1. Calcul à l'ELU

Le calcul de l'excentricité du premier ordre «  $e_0$  » est donné par la formule suivante :

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1.6}{3.01} = 0.53\text{ m} = 53\text{ cm}.$$

La distance entre le centre de gravité de la section et la nappe d'acier comprimé est donnée

$$\text{par : } \frac{h}{2} - c' = \frac{10}{2} - 2 = 3\text{ cm}$$

$e_0 > \frac{h}{2} - c'$ ; donc le centre de pression (point d'application de l'effort normal de compression  $N_u$ ) est situé en dehors des deux nappes d'acier. La section étudiée est considérée comme **partiellement comprimée**. Les armatures seront calculées à la flexion simple sous l'effet d'un moment fictif  $M_f$  donné par la formule suivante :

$$M_f = M_u + N_u \left( \frac{h}{2} - c' \right) = 1.6 + 3.01 \left( \frac{0.10}{2} - 0.02 \right) = 1.69\text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{1.69 \times 10^6}{1000 \times 80^2 \times 14.17} = 0.018$$

$$\mu_{bu} < \mu_{lu} = 0.392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.022$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 7.92\text{ cm}$$

$$\mu = 0.018 < 0.186 \rightarrow \xi_s = 10\%_0 \quad \text{et} \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348\text{ MPa}$$

La quantité d'acier en flexion composée est calculée comme suite :

$$A'_s = A'_{sf} = 0$$

$$A_s = A_{sf} - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0.000061 - \frac{3.01 \times 10^{-3}}{348} = 0.000086\text{ m}^2 = 0.86\text{ cm}^2$$

Selon BAEL 91 /modifier 99 la quantité d'acier  $A_s$  doit être vérifiée la condition suivante :

$$A_{s \min} \geq \text{Max} \left\{ \frac{bh}{1000}; 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \right\}$$

$$A_{s \min} \geq \text{Max} \left\{ \frac{100 \times 10}{1000}; 0.23 \times 100 \times 8 \frac{2.1}{400} \right\}$$

$$A_{s \min} \geq \text{Max} \{1 \text{ cm}; 0.96 \text{ cm}^2\} = 0.96 \text{ cm}^2$$

Le choix final des armatures tendues est :

$$\text{On prend : } A_s = \max (A_{\min}; A_s) = 1 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_s = 4T8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

$$\text{Avec un espacement : } S_t = \frac{100 - 2c - 4T8}{3} = 31.33 \text{ cm} .$$

$$\text{On prend : } S_t = 30 \text{ cm}$$

- **Vérification**

$$S_t \geq \min\{3h; 33 \text{ cm}\}$$

On à :

$$S_t \geq \min\{3 \times 10; 33 \text{ cm}\} = 30 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifier}$$

Les armatures de répartitions sont calculées par :  $A_r \geq \frac{A_s}{4}$

$$\text{Soit } A_r = \frac{2.01}{4} = 0.5 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend } A_r = 3T8 = 1.51 \text{ cm}^2$$

Avec un espacement :

$$S_t = \frac{60 - 2c - 3T8}{2} = 27.2 \text{ cm}$$

$$\text{On prend : } S_t = 25 \text{ cm}$$

### 3.2.2.2. Vérification à l'ELS

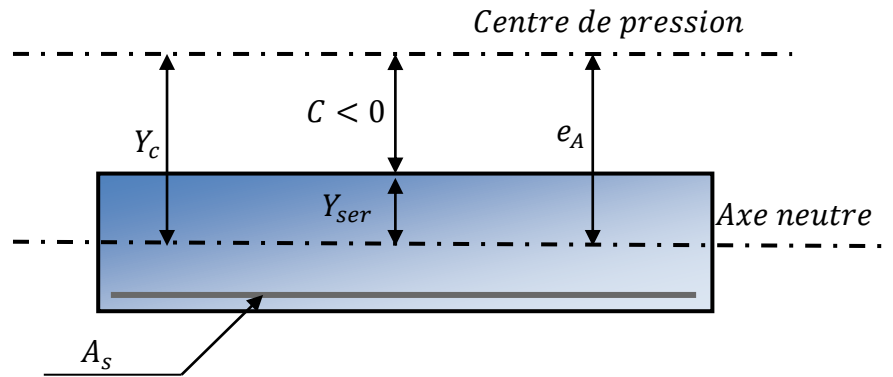
La fissuration est considérée comme préjudiciable.

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{1.07}{2.23} = 48 \text{ cm}$$



On à :

$$e_0 > \frac{h}{2} - c' \rightarrow \text{Section partiellement comprimée.}$$



Soit  $C$  la distance entre le centre de pression et la fibre la plus comprimée du béton.

$$C = e - \frac{10}{2}$$

Avec :

$$d = h - c = 10 - 2 = 8 \text{ cm la hauteur utile}$$

$$C = 48 - (10/2) = 43 \text{ cm}$$

La distance  $y_c$  entre le centre de pression et l'axe neutre est la solution de l'équation suivante :

$$y_c^3 + p y_c + q = 0$$

Avec :

$$p = -3c^2 + 6n(c + c') \frac{A_s}{b} + 6n(d + c) \frac{A_s}{b}$$

$$P = -3 \times 43^2 + 6 \times 15 \times (43 + 2) \frac{2.01}{100} + 6 \times 15 \times (43 + 8) \frac{2.01}{100} = -5373.336 \text{ cm}^2$$

$$q = 2c^3 - 6n(c + c')^2 \frac{A_s}{b} - 6n(d + c)^2 \frac{A_s}{b}$$

$$q = 2 \times 43^3 - 6 \times 15(43 + 2)^2 \frac{2.01}{100} - 6 \times 15(43 + 8)^2 \frac{2.01}{100} = 150645.566 \text{ cm}^3$$

La solution de l'équation du troisième degré est donnée par :

$$\Delta = q^2 + 4 \left( \frac{p}{3} \right)^3 = 150645.566^2 + 4 \times \left( \frac{-5373.336}{3} \right)^3 = -2.9 \times 10^8$$

$$\cos \varphi = \frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{-3}{p}} = \frac{3 \times 150645.566}{2 \times (-5373.336)} \sqrt{\frac{-3}{-5373.336}} = -0.99 \rightarrow \varphi = 171.89^\circ$$

$$\alpha = 2 \sqrt{\frac{-p}{3}} = 2 \sqrt{\frac{5373.336}{3}} = 84.64$$

$$y_1 = \alpha \cos \left( \frac{\varphi}{3} + 120 \right) = 84.64 \times \cos \left( \frac{171.89}{3} + 120 \right) = -84.54$$

$$y_2 = \alpha \cos \left( \frac{\varphi}{3} \right) = 84.64 \cos \left( \frac{171.89}{3} \right) = 45.73$$

$$y_3 = \alpha \cos \left( \frac{\varphi}{3} + 240 \right) = 84.64 \cos \left( \frac{171.89}{3} + 240 \right) = 38.82$$

La solution  $y_c = 61.69$  cm est vérifiée la condition :

$$0 < Y_{ser} = Y_c - c < d$$

$$0 < Y_{ser} = 45.73 - 43 = 2.73 \text{ cm} < 8 \text{ cm}$$

$$\begin{cases} Y_{ser} = 2.73 \text{ cm} \\ Y_c = 45.73 \text{ cm} \end{cases}$$

Calcul du moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} Y_{ser}^3 + n [A_s (d - Y_{ser})^2 + A'_s (Y_{ser} - c')^2]$$

$$I = \frac{100}{3} 2.73^3 + 15 \times [2.01(8 - 2.73)^2]$$

$$I = 1515.567 \text{ cm}^4$$

### 3.2.3. Vérification des contraintes

#### 3.2.3.1. Contrainte du béton

$$\sigma_{bc} = \left( \frac{N_{ser}}{I} y_c \right) y_{ser} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \left( \frac{2.23 \cdot 10^3 \times 45.73 \times 10}{1515.57 \times 10^4} \right) 27.3 = 1.84 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

**3.2.3.2. Contraintes de l'acier**

$$\sigma_s = n \left( \frac{N_{ser}}{I} y_c \right) (d - y_{ser}) \leq \bar{\sigma}_s \dots \dots \dots \text{Acier tendue}$$

$$\sigma'_s = n \left( \frac{N_{ser}}{I} y_c \right) (y_{ser} - c') \leq \bar{\sigma}_s \dots \dots \dots \text{Acier comprimé}$$

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left( \frac{2}{3} f_e; \max \left( 0.5 f_e; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right) \right) = 200 \text{ MPa} \dots (\eta = 1.6 \text{ pour les acier HA})$$

$$\sigma_s = 15 \left( \frac{2.23 \times 10^3}{1515.57 \times 10^4} \times 457.3 \right) (80 - 27.3) = 53.19 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

$$\sigma'_s = 15 \left( \frac{2.23 \times 10^3}{1515.57 \times 10^4} \times 457.3 \right) (27.3 - 20) = 7.37 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

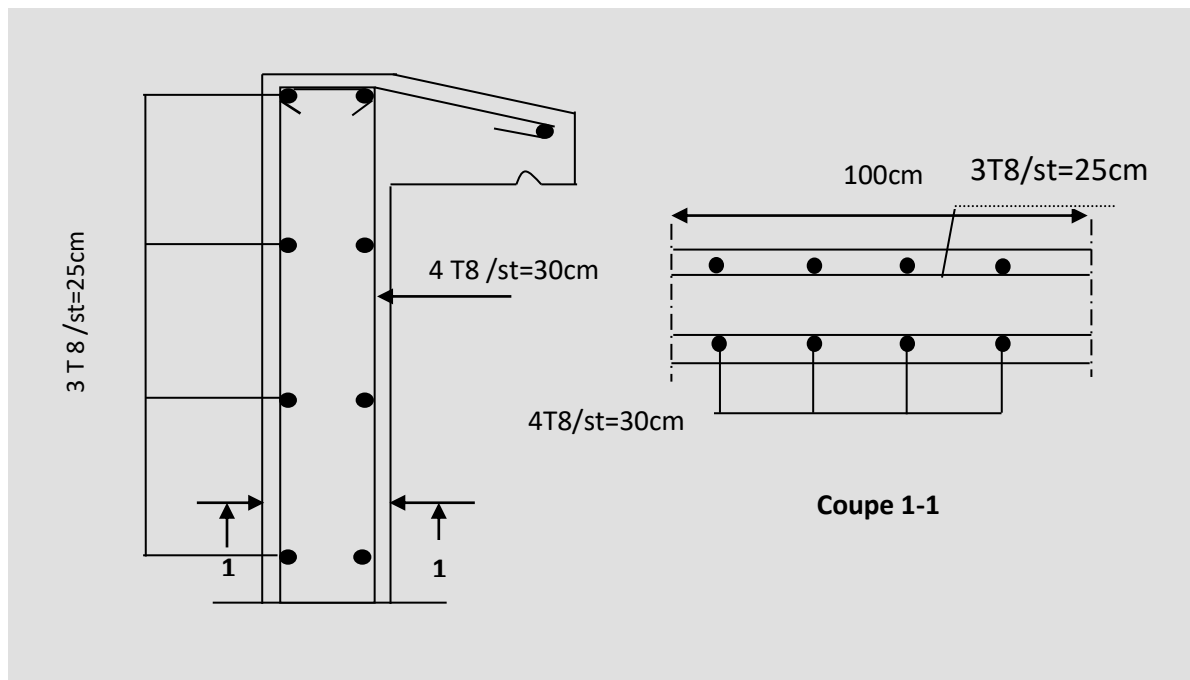
**3.2.4. Vérification de l'effort tranchant**

La contrainte de cisaillement est donnée par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min\{0.1 f_{c28}; 4 \text{ MPa}\} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{3.01 \times 10^3}{1000 \times 80} = 0.037 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

Le ferrailage de l'acrotère est présenté dans la Figure 3.4 ci-dessous.



**Figure 3.4:** Ferrailage de l'acrotère.

### 3.3. Plancher en corps creux

Les planchers sont des éléments plans horizontaux, supposés infiniment rigides dans leur plan. Ils ont pour rôle de :

- Distribution des charges aux éléments porteurs.
- Assurer l'isolation des différents étages du point de vue thermique et acoustique.
- Assurer la compatibilité des déplacements horizontaux.

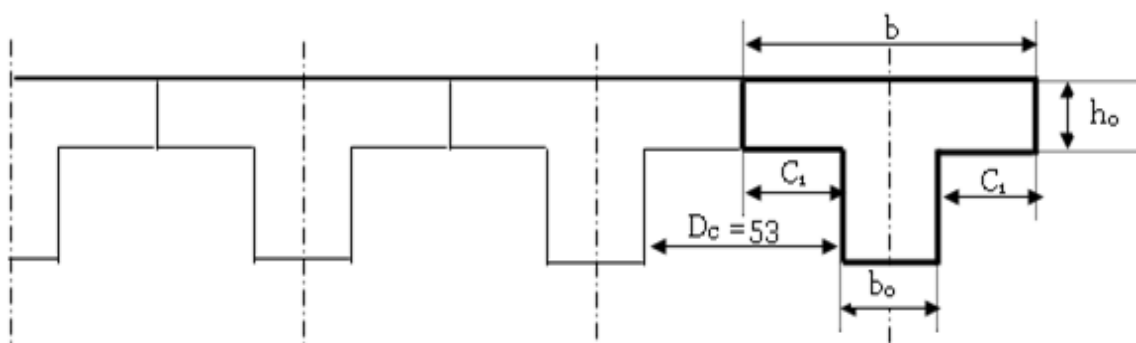
Les planchers à corps creux sont plus légers que les dalles pleines.

Les planchers en corps creux sont composés de trois éléments principaux : les poutrelles préfabriquées ou éléments porteurs, le corps creux ou élément de remplissage de dimensions et l'ourdis ou la table de compression de 4 cm d'épaisseur ( $h_0$ ).

#### 3.3.1. Dimensionnement des poutrelles

Dans le domaine du bâtiment et de la construction une poutrelle désigne un élément porteur d'un plancher béton. Elle est constituée de béton enrobant une ou plusieurs armatures. Le calcul des poutrelles se fait comme une poutre semi-encastree aux poutres de rives.

Les poutrelles en béton armé sont des sections en T (Figure 3.5), elles servent à transmettre les charges réparties ou concentrées vers les poutres principales, elles sont disposées suivant le plus grand nombre d'appuis parallèlement à la petite portée.



**Figure 3.5 :** Coupe horizontale d'une poutrelle.

Le dimensionnement de la poutrelle se fait selon le règlement BAEL 91/modifié 99.

La largeur de la poutrelle est donnée par :  $b = b_0 + 2C_1$

La largeur de la nervure  $b_0$  est déterminée par la condition suivante :  $b_0 = (0.4 \text{ à } 0.6) \times h_t$

Avec  $h_t$  représente l'épaisseur du plancher (hauteur totale) égale à 20 cm. Soit  $b_0 = 12 \text{ cm}$ .

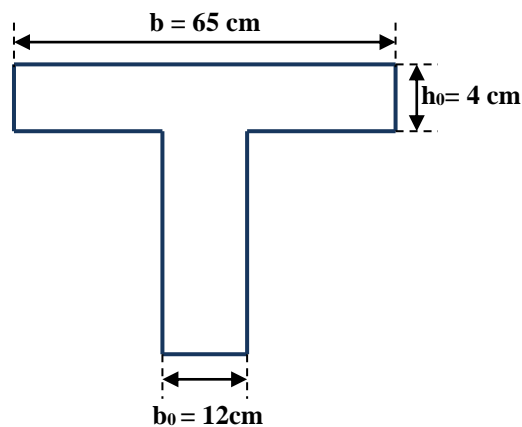
Le corps creux utilisé pour le plancher est de longueur  $D_c = 53 \text{ cm}$ .

La longueur des ailes de poutrelle est déterminée à partir de la condition suivante :

$$C_1 \leq \min \begin{cases} L_{max}/10 = 420/10 = 42 \text{ cm} \\ (6 \div 8)h_0 = (6 \div 8) \times 4 = 24 \text{ cm à } 32 \text{ cm} \\ D_c/2 = 53/2 = 26.5 \text{ cm} \end{cases}$$

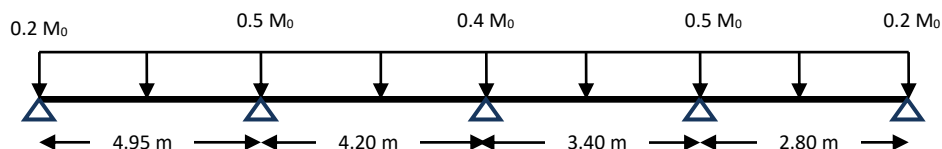
On prend :  $C_1 = 26.5 \text{ cm}$ , ce qui donne une largeur de :  $b = 12 + 2(26.5) = 65 \text{ cm}$

La Figure 3.6 présente les dimensions des poutrelles des planchers en corps creux de notre bâtiment.

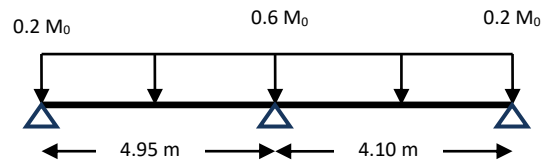


**Figure 3.6 :** Dimensions des poutrelles du plancher en corps creux.

Notre structure est composée de deux types de poutrelles : poutrelles à quatre travées (Figure 3.7 (a)) et poutrelles à deux travées (Figure 3.7 (b)).



(a) : Poutrelle à quatre travées



(b) : Poutrelle à deux travées

**Figure 3.7** : Schémas statiques des poutrelles étudiées.

### 3.3.2. Méthode de calcul

Les conditions de **la méthode forfaitaire** citées ci-dessous, sont vérifiées pour les trois types des poutrelles.

- 1-  $Q = 1 \text{ KN/m}^2 \leq 2 G$  ou  $5 \text{ KN/m}^2$ .
- 2- Inertie constante dans les différentes travées en continuité
- 3- La fissuration est considérée comme non préjudiciable
- 4- Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25

### 3.3.3. Ferrailage des poutrelles à quatre travées

Les poutrelles sont calculées en deux phases :

- **Phase 1** : avant le coulage de la table de compression.
- **Phase 2** : après le coulage de la table de compression.

#### 3.3.3.1. Ferrailage avant le coulage

Avant le coulage de la table de compression, la poutrelle est considérée comme une poutre simplement appuyée et supporte son poids propre, le poids propre du corps creux et la surcharge due à l'ouvrier ( $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$ ).

Le poids propre de la poutrelle est donné par :  $P_p = 0.12 \times 0.04 \times 25 = 0.12 \text{ kN/ml}$

Le poids propre du corps creux est donné par :  $P_c = 0.65 \times 0.95 = 0.62 \text{ kN/ml}$

La charge permanente est définie par :  $G = P_p + P_c = 0.12 + 0.62 = \mathbf{0.74 \text{ kN/ml}}$

La surcharge d'exploitation due aux ouvriers est donnée par :  $Q = 0.65 \times 2.5 = \mathbf{1.63 \text{ kN/ml}}$

- **A l'ELU** :  $q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 (0.74) + 1.5 (1.63) = 3.44 \text{ kN/ml}$

- **A l'E.L.S** :  $q_s = Q + G = 0.74 + 1.63 = 2.37 \text{ kN/ml}$

Le moment ultime dans la travée isostatique de référence de portée  $L=4.95 \text{ m}$  est  $M_u = 10.53 \text{ KN.m}$  ( $M_u = q_u L^2/8$ ) et le moment de service  $M_{ser} = 7.25 \text{ KN.m}$  ( $M_{ser} = q_s L^2/8$ )

La poutrelle est sollicitée à la flexion simple ( $b = 12 \text{ cm}$  ;  $d = 3.6 \text{ cm}$  ;  $h = 4 \text{ cm}$  ;  $f_{bu} = 14.17 \text{ MPa}$ ) donc :  $\mu_{bu} = 4.77 > \mu_r = 0.392 \rightarrow A'_s \neq 0$

Les aciers comprimés sont nécessaires, donc il faut renforcer la poutrelle par des **étaisements verticaux** chaque mètre pour supporter les charges avant et lors du coulage et pour éviter la flèche de la poutrelle.

### 3.3.3.2. Ferrailage après le coulage

Après le coulage et le durcissement du béton de la dalle de compression, les poutrelles sont considérées comme une section en T. Le détail de calcul de ferrailage

#### Application de la méthode

- Rapport de charge  $\alpha = \frac{Q}{G+Q}$
- Moments

$M_0$  : Moment fléchissant maximal dans la travée isostatique

$M_w$  et  $M_e$  : Moments aux appuis gauche (w) et droit dans la travée considérée

Les valeurs de  $M_t$ ,  $M_w$  et  $M_e$  doivent vérifier les conditions suivantes :

- $M_t \geq \max \{1.05M_0 ; (1 + 0.3 \times \alpha)M_0\} - \frac{M_w + M_e}{2}$  ,
- $M_t \geq \frac{1+0.3 \times \alpha}{2} M_0$  dans une travée intermédiaire ,
- $M_t \geq \frac{1.2+0.3 \times \alpha}{2} M_0$  dans une travée de rive.

La valeur absolue de chaque moment sur appuis intermédiaire doit être au moins égale à :

- $0.6M_0$  pour une poutre à 02 travées,
  - $0.5M_0$  pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus 02 travées,
  - $0.4M_0$  pour autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de 03 travées.
- Effort tranchant

Le moment varie paraboliquement, le maximum est ainsi à des abscisses et tels que  $L = a + b$

$$a = L \times \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{M_e + M_t}{M_w + M_t}}} \dots \dots \dots \text{Appui gauche}$$

$$b = L \times \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{Mw + Mt}{Me + Mt}}} \dots \dots \dots \text{Appui droit}$$

$$\text{Effort tranchant à gauche} \quad Vw = -2 \times \frac{Mw + Mt}{a}$$

$$\text{Effort tranchant à droite} \quad Ve = 2 \times \frac{Me + Mt}{b}$$

### A. Calcul des efforts dans la poutrelle

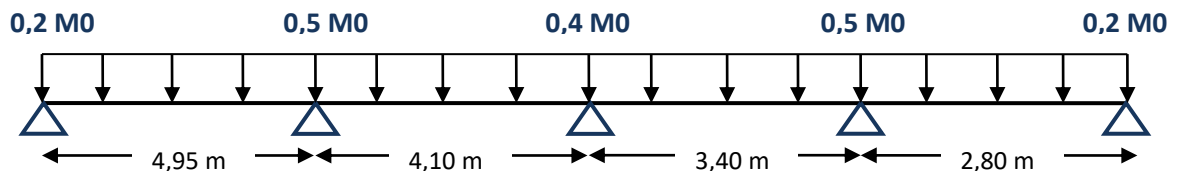
Les chargements qui arrivent à la poutrelle sont résumée dans le tableau ci-après :

**Tableau 3.1.** Les chargements de la poutrelle

Type de plancher	G (kN/m <sup>2</sup> )	Q (kN/m <sup>2</sup> )	N <sub>u</sub> = 1,35G + 1,5Q	N <sub>s</sub> = G + Q
Plancher terrasse	6,83	1	10,22	7,83
Plancher courant	5,84	1,5	10,13	7,34

#### - Type de poutrelle 1 :(poutrelles à quatre travées)

- **Méthode** : forfaitaire
- **Justification** : toutes les hypothèses sont vérifiées



**Figure 3.8:** Types de poutrelles étudiées.

$$\alpha = \frac{1}{1 + 6,83} = 0.1277$$

$$\frac{1 + (0.3 \times 0.1277)}{2} = 0.52$$

$$\frac{1.2 + (0.3 \times 0.1277)}{2} = 0.62$$

#### ❖ ELU

Les Tableaux 3.2 et 3.3 présentent les valeurs des moments fléchissant et des efforts tranchants à l'ELU de la poutrelle du plancher terrasse.



**Tableau 3.2.** Moments fléchissant ELU (plancher terrasse)

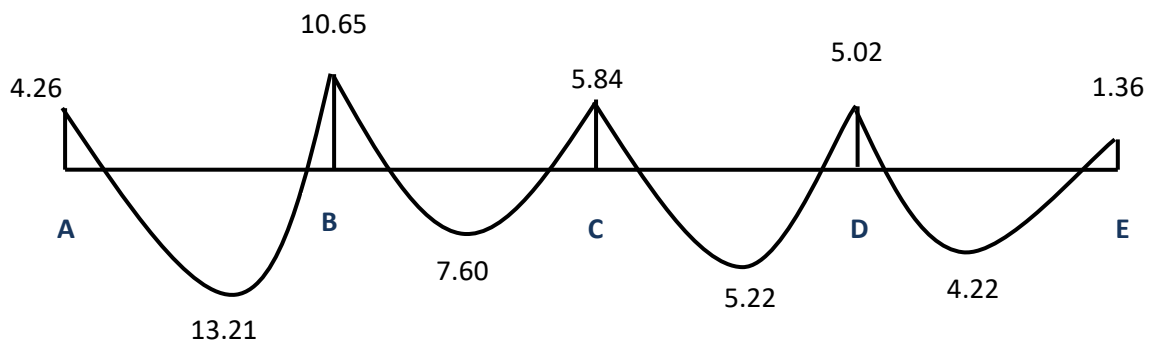
travées	Longueur (m)	$M_0 = \frac{P_u \times l^2}{8}$	Appuis	Coefficient forfaitaire	Moment Appuis (KN.m)	Moments en travées (KN.m)
			A	0.2	04.263	
AB	4.95	21.317	B	0.5	10.658	13.216
BC	4.10	14.624	C	0.4	05.849	7.604
CD	3.40	10.057	D	0.5	05.028	5.229
DE	2.80	6.820	E	0.2	01.364	4.228

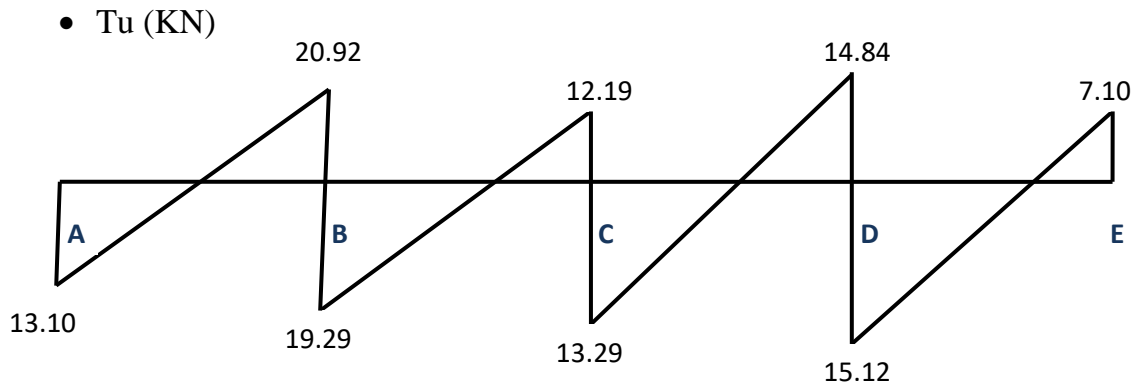
**Tableau 3.3.** Effort tranchant ELU

travées	Longueur (m)	Appuis	Moments appuis (KN.m)	Moments en Travées (KN.m)	Abcisses (m)	V <sub>w</sub> (KN)	V <sub>e</sub> (KN)
		A	04.263				
AB	4.95	B	10.658	13.216	a 2.667 b 2.282	-13.107	20.923
BC	4.10	C	05.849	07.604	a 1.893 b 2.206	-19.294	12.196
CD	3.40	D	05.028	05.229	a 1.667 b 1.732	-13.290	11.844
DE	2.80	E	01.364	04.228	a 1.224 b 1.575	-15.124	07.100

❖ Diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchants à L'Elu :

- Mu (KN.m)





**Figure 3.9 :** Diagramme des moments fléchissant et efforts tranchants à l'ELU.

❖ ELS

Les Tableaux 3.4 et 3.5 présentent les valeurs des moments fléchissant et des efforts tranchants à l'ELS, de la poutrelle du plancher terrasse.

**Tableau 3.4.** Moments fléchissant ELS (plancher terrasse)

travées	Longueur (m)	$M_0 = \frac{ps \times l^2}{8}$	Appuis	Coefficient forfaitaire	Moment Appuis (KN.m)	Moments en travées (KN.m)
AB	4.95	15.559	A	0.2	3.111	9.646
			B	0.5	7.779	
BC	4.10	10.674	C	0.4	4.269	5.550
			D	0.5	3.670	
CD	3.40	07.340	D	0.5	3.670	3.816
			E	0.2	0.995	
DE	2.80	04.978	E	0.2	0.995	3.086

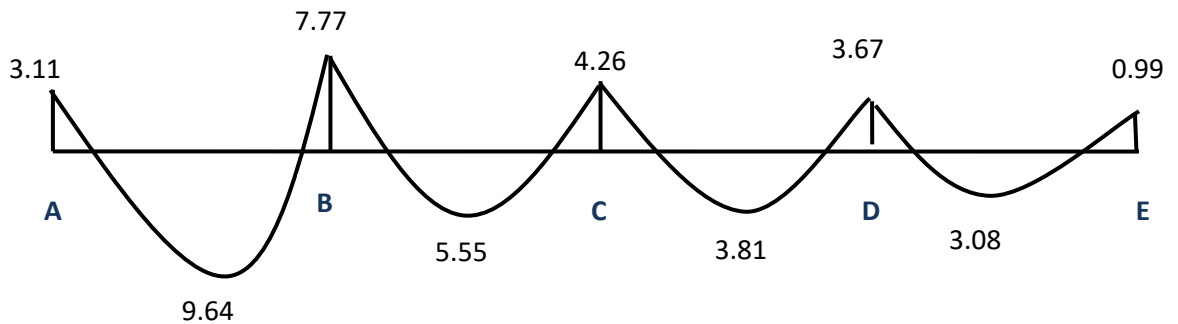
**Tableau 3.5.** Effort tranchant ELS

travées	Longueur (m)	Appuis	Moments appuis (KN.m)	Moments en Travées (KN.m)	Abscisses (m)		V <sub>w</sub> (KN)	V <sub>e</sub> (KN)
AB	4.95	A	3.111	9.646	a	2.667	-9.566	15.271
					b	2.282		
BC	4.10	B	7.779	5.550	a	1.893	-14.082	8.906
					b	2.206		
CD	3.40	C	4.269	3.816	a	1.667	-9.700	8.644

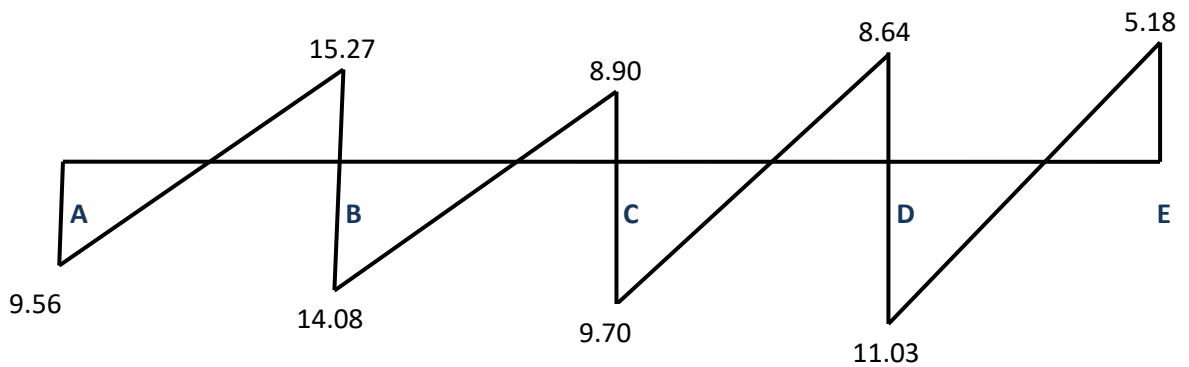
		D	3.670		b	1.732		
DE	2.8			3.086	a	1.224	-11.039	5.182
		E	0.995		b	1.575		

❖ Diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchants à L'ELS:

- Ms (KN.m)



- Ts (KN)



**Figure 3.10 :** Diagramme des moments fléchissant et efforts tranchants à l'ELS.

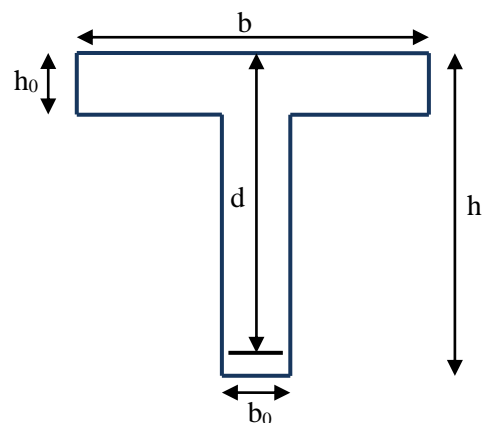
### 3.3.4. Ferraillage des poutrelles

#### 3.3.4.1. Etat limite ultime

- ❖ **En travée**  $M_{tu} = 13.21$  KN.m  
 $M_a = 10.65$  KN.m

- Moment capable de la table

$$M_{tu} = b \cdot h_0 \cdot f_{bu} \cdot \left( d - \frac{h_0}{2} \right)$$



$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{1.5} = 14.17$$

$$d = 0.9 \cdot h = 0.9 \times 20 = 18 \text{ cm}$$

$$M_{tu} = 0.65 \times 0.04 \times 14.17 \times \left(0.18 - \frac{0.04}{2}\right)$$

$$M_{tu} = 58.95 \text{ KN.m}$$

$$M_{tu} = 58.95 \text{ KN.m} \geq M_u = 13.21 \text{ KN.m}$$

L'axe neutre est dans la table de compression, le calcul se fait comme une section rectangulaire (b×h)

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

$$\mu_{bu} = \frac{13.21 \times 10^{-3}}{0.65 \times (0.18)^2 \times 14.17} = 0.044$$

$$\mu_{bu} = 0.044 < 0.186 \rightarrow \text{Pivot «A»}$$

$$\mu_{lu} = 0.3367\gamma - 0.171$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{13.21}{9.64} = 1.37$$

$$\mu_{lu} = 0.3367(1.37) - 0.171$$

$$\mu_{lu} = 0.29$$

$$\mu_{bu} = 0.044 < \mu_{lu} = 0.29 \rightarrow A_s' = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.044}) = 0.056$$

$$Z_d = d(1 - 0.4\alpha) = 0.18(1 - 0.4 \times 0.056) = 0.1759 \text{ m}$$

$$Z_d = 17.59 \text{ cm}$$

$$\text{Pivot «A»} \rightarrow \varepsilon_s = 10\text{‰}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_{su} = \frac{M_u}{\sigma_s Z_b} = \frac{13.21 \times 10^{-3}}{0.1759 \times 348} = 2.15 \text{ cm}^2$$

- Condition de non fragilité

$$A_{min} = \frac{0.23 \cdot f_{t28} \cdot b \cdot d}{f_e} = \frac{0.23 \times 2.1 \times 0.65 \times 0.18}{400} = 1.41 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 2.15 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.41 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max(2.15; 1.41) \text{ cm}^2 \rightarrow A_s = 2.15 \text{ cm}^2$$

Dans le tableau de section des armatures on choisit : 3T12:  $A_s = 3.39 \text{ cm}^2$

❖ **Sur appuis**  $M_u = 10.65 \text{ KN.m}$

$$M_{ser} = 7.77 \text{ KN.m}$$

- Moment capable de la table

$$M_{tu} = b \cdot h_0 \cdot f_{bu} \cdot \left( d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{1.5} = 14.17$$

$$M_{tu} = 0.65 \times 0.04 \times 14.17 \times \left( 0.18 - \frac{0.04}{2} \right) = 58.95 \text{ KN.m}$$

$$M_{tu} = 58.95 \text{ KN.m} \geq M_u = 10.65 \text{ KN.m}$$

L'axe neutre est dans la table de compression, le calcul se fait comme une section rectangulaire ( $b_0 \times h$ )

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

$$\mu_{bu} = \frac{10.65 \times 10^{-3}}{0.65 \times (0.18)^2 \times 14.17} = 0.035$$

$$\mu_{bu} = 0.035 < 0.186 \text{ Pivot «A»}$$

$$\mu_{lu} = 0.3367\gamma - 0.171$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{10.65}{7.77} = 1.37$$

$$\mu_{lu} = 0.3367(1.37) - 0.171 = 0.290$$

$$\mu_{bu} = 0.035 < \mu_{lu} = 0.290 \rightarrow A_s' = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.035}) = 0.0445$$

$$Z_d = d(1 - 0.4\alpha) = 0.18(1 - 0.4 \times 0.0445) = 0.1767 \text{ m}$$

$$Z_d = 17.67 \text{ cm}$$

$$\text{Pivot «A»} \rightarrow \varepsilon_s = 10\text{‰}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_{su} = \frac{M_u}{\sigma_s Z_b} = \frac{10.65 \times 10^{-3}}{0.176 \times 348} = 1.738 \text{ cm}^2$$

- Condition de non fragilité

$$A_{min} = \frac{0.23 \cdot f_{t28} \cdot b \cdot d}{f_e} = \frac{0.23 \times 2.1 \times 0.65 \times 0.18}{400} = 1.41 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 1.738 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.41 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max(1.738; 1.41) \text{ cm}^2 \rightarrow A_s = 1.738 \text{ cm}^2$$

Dans le tableau de section des armatures on choisit 1T12:  $A_s = 1.13 \text{ cm}^2$

- Efforts tranchants

$$V = T_u = 20.92 \text{ KN}$$

- Vérification de cisaillement du béton

- Valeur de la contrainte tangentielle :

$$\tau_u = \frac{V}{b_0 \times d}$$

$$\tau_u = \frac{20.92 \times 10^{-3}}{0.12 \times 0.18} = 0.96 \text{ MPa}$$

Valeur limite de  $\tau_u \rightarrow$  fissuration non préjudiciable :

$$\tau_u < \min\left(\frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28}; 5 \text{ MPa}\right)$$

$$\tau_u < 5 \text{ MPa} \dots \dots \dots (c. v)$$

Armatures transversales Choix de  $\phi_t$  :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{35} = \frac{200}{35} = 5.71 \text{ mm} \\ \frac{b}{10} = \frac{120}{10} = 12 \text{ mm} \\ \phi_{tmin} = 10 \text{ mm} \end{array} \right\}$$

On prend  $\phi_t = 6 \text{ mm}$

$$A_t = m_t \times a_t = m_t \times \frac{(\pi d^2)}{4} = 2 \times \left( \frac{3.14 \times 0.6^2}{4} \right) = 0.565 \text{ cm}^2$$

Soit  $A_t = 2T6 = 0.57 \text{ cm}^2$

m : nombre des sections

- Espacement minimal

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{0.8 \times f_e \times A_t}{b_0(\tau_u - 0.3f_{tj})}; 0.9d ; 40 \text{ cm} \right\}$$

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{0.8 \times 235 \times 0.57}{12(0.96 - 0.3 \times 2.1)}; 0.9 \times 18 ; 40 \text{ cm} \right\} = 16.2 \text{ cm}$$

On prend :

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

- Condition de non fragilité :

$$\rho_t = \frac{A_t}{b_0 \times S_t} \geq \rho_{tmin} = \frac{1}{f_e} \max \left\{ \frac{\tau_u}{2}; 0.4 \text{ MPa} \right\} = \frac{1}{235} \cdot \max \left\{ \frac{0.96}{2}; 0.4 \text{ MPa} \right\} = 2 \times 10^{-3}$$

$$\rho_t = \frac{0.57}{12 \times 15} = 3.17 \times 10^{-3} > \rho_{tmin} = 2 \times 10^{-3} \dots \dots \dots (CV)$$

#### ❖ Vérification des appuis

- Appuis de rive

- Armature longitudinales

$$A_s = \frac{V_u}{\sigma_s} = \frac{13.10 \times 10^{-3}}{348} = 0.37 \text{ cm}^2$$

- Compression du béton

$$V_u \leq 0.4 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b} \times 0.9 \times d \times b_0 = \left( 0.4 \times \frac{25}{1.5} \times 0.9 \times 0.18 \times 0.12 \right)$$

$$V_u \leq 129.6 \text{ KN} \dots \dots \dots (CV)$$

- Appuis intermédiaire

- Armature longitudinales

$$A_s \geq \frac{V_u - \frac{M_u}{0.9 \times d}}{\frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{13.29 + \frac{-5.02 \times 10^2}{0.9 \times 18}}{\frac{400}{1.15}} = -0.0508 < 0 \dots \dots \dots (CV)$$

- Compression du béton

$$V_u \leq 129.6 \text{ KN} \dots \dots \dots (CV)$$

❖ **Vérification de la liaison table et nervure**

$$\tau_u = \frac{V_u \times C_1}{1.9 \times b \times d \times h_0} = \left( \frac{20.92 \times 26.5}{1.9 \times 65 \times 18 \times 4} \right) \times 10 = 0.62 \text{ MPa} < 5 \text{ MPa} \dots \dots \dots (CV)$$

## 3.3.4.2. Etat limite service

❖ **Sur appuis**

$$q = (G_t + Q_t) \times b = (6.83 + 1) \times 0.65 = 5.08 \text{ KN/ml}$$

$$A_s = 1.13 \text{ cm}^2 \quad ; M_{ser} = 7.77 \text{ KN.m} \quad ; b_0 = 12 \text{ cm} \quad ; d = 18 \text{ cm}$$

Position de l'axe neutre

$$y = \frac{15A_s}{b_0} \left[ \sqrt{1 + \frac{b_0 \times d \times A_s}{7.5 \times A_s^2}} - 1 \right] = \frac{15 \times 1.13}{12} \left[ \sqrt{1 + \frac{12 \times 18 \times 2.26}{7.5 \times 2.26^2}} - 1 \right]$$

$$y = 7.64 \text{ cm}$$

## • Moment d'inertie

$$I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 \times A \times (d - y)^2 = \frac{12 \times 7.64^3}{3} + 15 \times 2.26 \times (18 - 7.64)^2$$

$$I = 5422.25 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_s}{I} = \frac{7.77 \times 10^3}{5422.25} = 1.432 \text{ MPa/cm}$$

## • Calcul des contraintes maximales

$$\text{- Béton comprimé} \rightarrow \sigma_b = K \times y = 1.432 \times 7.64 = 10.94 \text{ MPa}$$

$$\text{- Armature tendues} \rightarrow \sigma_s = 15 \times K(d - y) = 15 \times 1.432(18 - 7.64)$$

$$\sigma_s = 222.53 \text{ MPa}$$

❖ **Vérification**

- Contraintes limites de compression du béton

$$\sigma_{bc} = 10.94 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots (CV)$$

• **En travée**

$$M_{ser} = 9.64 \text{ KN.m} \quad ; b = 65 \text{ cm} \quad ; A_s = 3.39 \text{ cm}^2$$

Position de l'axe neutre

$$y = \frac{15A_s}{b_0} \left[ \sqrt{1 + \frac{b \times d \times A_s}{7.5 \times A_s^2}} - 1 \right] = \frac{15 \times 3.39}{65} \left[ \sqrt{1 + \frac{65 \times 18 \times 3.39}{7.5 \times 3.39^2}} - 1 \right]$$



$$y = \frac{15A_s}{b_0} \left[ \sqrt{1 + \frac{b \times d \times A_s}{7.5 \times A_s^2}} - 1 \right] = \frac{15 \times 3.39}{65} \left[ \sqrt{1 + \frac{65 \times 18 \times 3.39}{7.5 \times 3.39^2}} - 1 \right]$$

$$y = 4.58 \text{ cm}$$

- Moment d'inertie

$$I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 \times A \times (d - y)^2 = \frac{65 \times 4.58^3}{3} + 15 \times 3.39 \times (18 - 4.58)^2$$

$$I = 11239.46 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_s}{I} = \frac{9.64 \times 10^3}{11239.46} = 0.85 \text{ MPa/cm}$$

- Calcul des contraintes maximales

$$\text{Béton comprimé} \rightarrow \sigma_b = K \times y = 0.85 \times 4.58 = 3.89 \text{ MPa}$$

$$\text{Armature tendues} \rightarrow \sigma_s = 15 \times K(d - y) = 15 \times 0.85(18 - 4.58)$$

$$\sigma_s = 171.10 \text{ MPa}$$

#### ❖ Vérification

- Contraintes limites de compression du béton

$$\sigma_{bc} = 3.89 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots (CV)$$

$$\sigma_s = 171.10 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \dots \dots \dots (CV)$$

Pas de limite dans la contrainte de l'acier.

#### 3.3.4.3. Déformation des poutres

On doit vérifier que si :

$$1. \frac{h}{L} \geq \frac{0.1 \times M_t}{M_0} \rightarrow \frac{20}{400} = 0.05 \geq \frac{0.1 \times 13.21}{21.31} = 0.06 \dots \dots \dots (C.N.V)$$

$$2. A_s = 1.13 \text{ cm}^2 \leq \frac{4.2 \times b \times d}{f_e} = \frac{4.2 \times 65 \times 18}{400} = 12.29 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots (C.V)$$

$$3. \frac{h}{L} = 0.05 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \dots \dots (C.N.V)$$

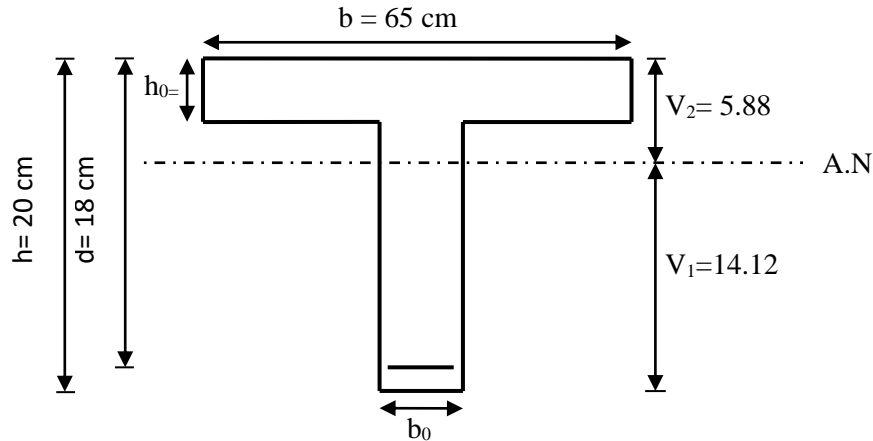
Deux conditions ne sont pas vérifiées, il est nécessaire de procéder à un calcul de flèche.

Position du centre de gravité

$$V_1 = \frac{\sum A_i Y_i}{\sum A_i} = \frac{b \times h_0 \times \left(h - \frac{h_0}{2}\right) + b_0(h - h_0) \times \left(\frac{h - h_0}{2}\right) + 15 \times A \times \left(h - 2 - \frac{\phi}{2}\right)}{b \times h_0 + b_0 \times (h - h_0) + 15 \times A}$$

$$V_1 = \frac{65 \times 4 \times 18 + 12 \times 16 \times 8 + 15 \times 3.39 \times 17.4}{65 \times 4 + 16 \times 12 + 15 \times 3.39} = 14.12 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 14.12 = 5.88 \text{ cm}$$



- Moment d'inertie de la section totale

$$I_0 = \frac{b \times h_0^3}{12} + b \times h_0 \left(V_2 - \frac{h_0}{2}\right)^2 + \frac{b_0 \times (h - h_0)^3}{12} + b_0 \times (h - h_0) \times \left[V_1 - \frac{(h - h_0)}{2}\right]^2 + 15 \times A_s \left(V_2 - 2 - \frac{1}{2}\right)^2$$

$$I_0 = \frac{65 \times 4^3}{12} + 65 \times 4(5.88 - 2)^2 + \frac{12 \times 16^3}{12} + 12 \times 16 \times [14.12 - 8]^2 + 15 \times 3.39(5.88 - 2.5)^2$$

$$I_0 = 16128.986 \text{ cm}^4$$

❖ **Evaluation des charges**

Charge de faible durée :  $q_i = \left(\frac{Q}{2}\right) \times b = 0.5 \times 0.65 = 0.325 \text{ KN/ml}$

Charge de longue durée :  $q_v = \left(G + \frac{Q}{2}\right) \times b = (6.83 + 0.5) \times 0.65 = 4.76 \text{ KN/ml}$

Calculs des moments

– Moment dû à la charge instantanée :  $M_i = \frac{M_s \times q_i}{q_s} = \frac{9.64 \times 0.325}{5.08} = 0.61 \text{ KN.m}$

– Moment dû à la charge différée :  $M_v = \frac{M_s \times q_v}{q_s} = \frac{9.64 \times 4.76}{5.08} = 9.03 \text{ KN.m}$

- Contraintes de traction dans les armatures

$$K_i = \frac{M_i}{I_0} = \frac{0.61 \times 10^3}{16128.986} = 0.037 \text{ MPa/cm}$$

$$K_v = \frac{M_v}{I_0} = \frac{9.03 \times 10^3}{16128.986} = 0.55 \text{ MPa/cm}$$

$$\text{Charge instantané} \rightarrow \sigma_{ser} = 15 \times K_i \times (d - y) = 15 \times 0.037 \times (18 - 4.58) = 7.44 \text{ MPa}$$

$$\text{Charge différée} \rightarrow \sigma_{ser} = 15 \times K_v \times (d - y_2) = 15 \times 0.55 \times (18 - 4.58) = 110.71 \text{ MPa}$$

### ❖ Evaluation des flèches

- Flèches due aux charges instantanées

$$\rho = \frac{A_s}{d \times b_0} = \frac{3.39}{18 \times 12} = 0.0156$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{\rho \times \left(2 + 3 \times \frac{b_0}{b}\right)} = \frac{0.05 \times 2.1}{0.0156 \times \left(2 + 3 \times \frac{12}{65}\right)} = 2.64$$

$$\mu_i = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{si} + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0156 \times 7.44 + 2.1} = -0.43 < 0 \rightarrow \mu_i = 0$$

$$\text{– L'inertie fissurée vaut : } I_{fi} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_i} = \frac{1.1 \times 16128.986}{1 + 2.64 \times (0.43)} = 8309.23 \text{ cm}^4$$

- Flèche Maximale de la travée

$$f_i = \frac{M_s \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fi}} = \frac{9.64 \times 4.95^2 \times 10^7}{10 \times 32164.20 \times 8309.23} = 0.98 \text{ cm}$$

- Flèches dues aux charges de longue durée

$$\mu_v = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sv} + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0156 \times 110.70 + 2.1} = 0.59 < 0 \rightarrow \mu_i = 0$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 \times f_{t28}}{\rho \times \left(2 + 3 \times \frac{b_0}{b}\right)} = \frac{0.02 \times 2.1}{0.0156 \times \left(2 + 3 \times \frac{12}{65}\right)} = 1.054$$

$$\text{– L'inertie fissurée : } I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_v} = \frac{1.1 \times 16128.986}{1 + 1.054 \times (0.59)} = 10939.22 \text{ cm}^4$$

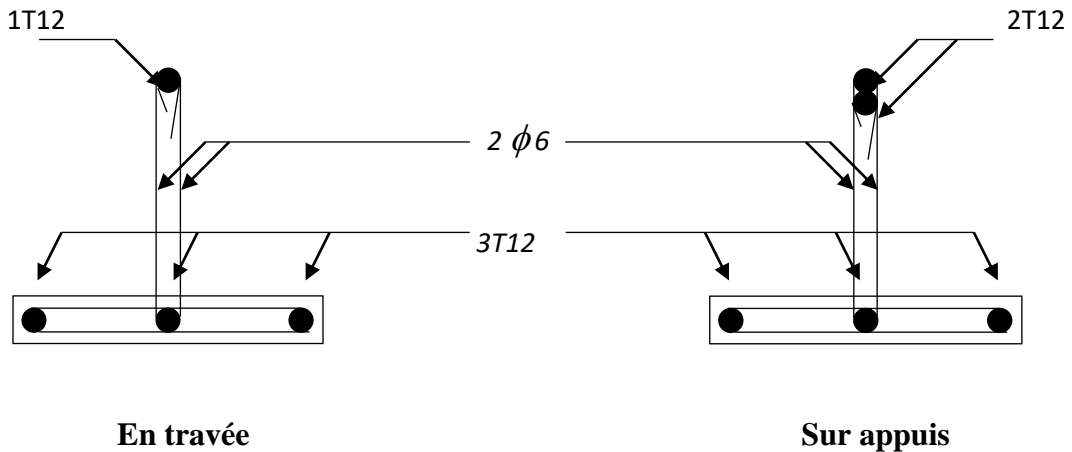
- Flèche Maximale de la travée

$$f_v = \frac{M_s \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fv}} = \frac{9.64 \times 4.95^2 \times 10^7}{10 \times \frac{32164.20}{3} \times 10939.22} = 1.88 \text{ cm}$$

### Vérification de la flèche admissible

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{495}{500} = 0.99 \text{ cm}$$

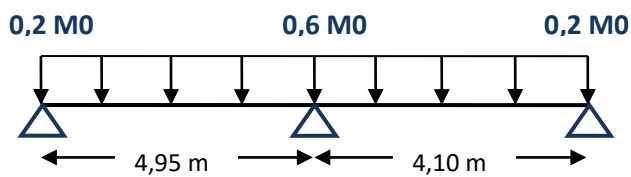
→  $\Delta f = f_v - f_i = 1.88 - 0.98 = 0.90 \text{ cm}$   
 →  $\Delta f = 0.90 \text{ cm} < \bar{f} = 0.99 \text{ cm} \dots \dots \dots (cv)$



**Figure 3.11:** Schéma de ferraillage des poutrelles, en travée et en appui.

**3.3.5. Type de poutrelle 2 :(poutrelles à deux travées)**

- **Méthode :** forfaitaire
- **Justification :** toutes les hypothèses sont vérifiées



**Figure 3.12:** Types de poutrelles étudiées.

❖ **ELU**

Les Tableaux 3.6 et 3.7 présentent les valeurs des moments fléchissant et des efforts tranchants à l'ELU de la poutrelle du plancher terrasse.

**Tableau 3.6.** Moments fléchissant ELU (plancher terrasse)

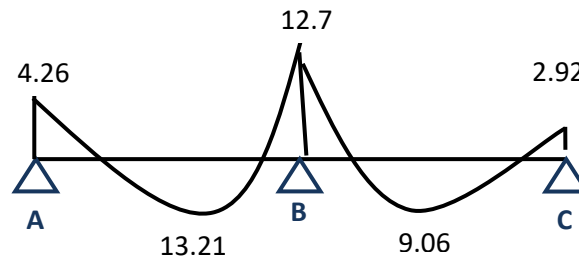
travées	Longueur (m)	$M0 = \frac{pu \times l^2}{8}$ (KN.m)	Appuis	Coefficient forfaitaire	Moment appuis (KN.m)	Moment en travées (KN.m)
AB	4.95	21.317	A	0.2	04.263	13.216
			B	0.6	12.790	
BC	4.10	14.624	C	0.2	02.924	09.066

**Tableau 3.7.** Effort tranchant ELU

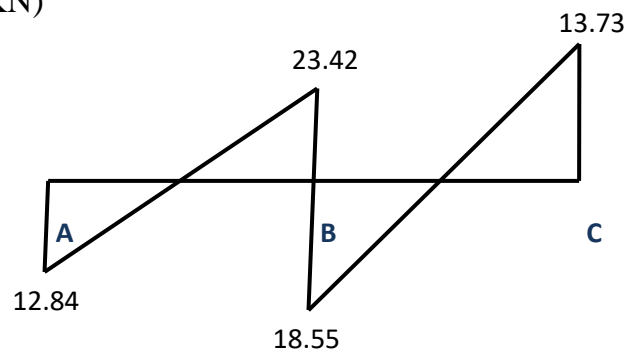
travées	Longueur (m)	Appuis	Moment Appuis (KN.m)	Moment en Travées (KN.m)	Abscisses (m)		$V_w$ (KN)	$V_e$ (KN)
AB	4.95	A	4.263	13.216	a	2.720	-12.845	23.428
		B	12.790		b	2.229		
BC	4.10	C	2.924	9.066	a	2.355	-18.556	13.738
					b	1.744		

❖ Diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchants à L'ELU:

- $M_u$  (KN.m)



- $T_u$  (KN)



**Figure 3.13 :** Diagramme des moments fléchissant et efforts tranchants à l'ELU.

❖ **ELS**

Les Tableaux 3.8 et 3.9 présentent les valeurs des moments fléchissant et des efforts tranchants à l'ELS de la poutrelle du plancher terrasse.

**Tableau 3.8.** Moments fléchissant ELS (plancher terrasse)

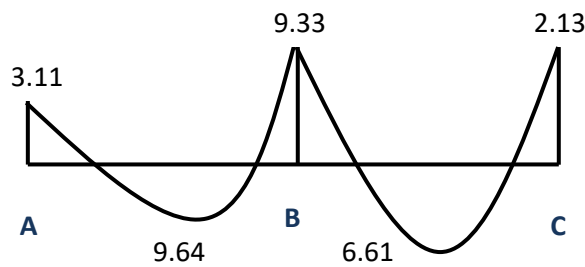
travées	Longueur (m)	$M_0 = \frac{ps \times l^2}{8}$ (KN.m)	Appuis	Coefficient forfaitaire	Moment appuis (KN.m)	Moment en travées (KN.m)
AB	4.95	15.559	A	0.2	3.111	9.646
			B	0.6	9.335	
BC	4.10	10.674	C	0.2	2.134	6.617

**Tableau 3.9.** Effort tranchant ELS

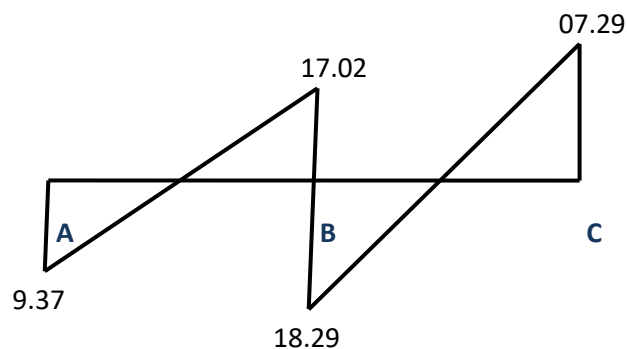
travées	Longueur (m)	Appuis	Moment Appuis (KN.m)	Moment en Travées (KN.m)	Abscisses (m)	V <sub>w</sub> (KN)	V <sub>e</sub> (KN)
AB	4.95	A	3.111	9.646	a	-9.375	17.025
		B	9.335		b		
BC	4.10	C	2.134	6.617	a	-18.293	07.293
					b		

Diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchants à L'ELS

- Ms (KN.m)



- Ts (KN)



**Figure 3.14 :** Diagramme des moments fléchissant et efforts tranchants à l'ELS.

### 3.3.6. Ferrailage des poutrelles

#### 3.3.6.1. Etat limite ultime

- **En travée :**  $M_{tu} = 13.21 \text{ KN.m}$

$$M_a = 12.79 \text{ KN.m}$$

- Moment capable de la table

$$M_{tu} = b \cdot h_0 \cdot f_{bu} \cdot \left( d - \frac{h_0}{2} \right)$$

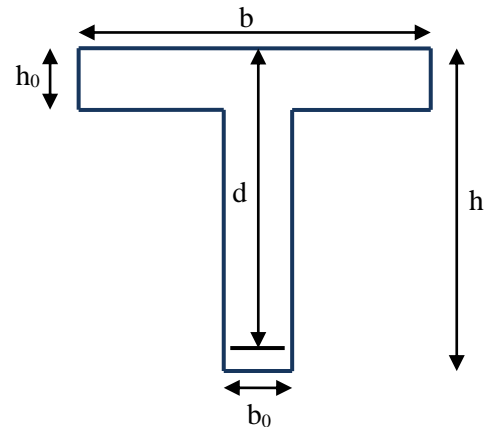
$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{1.5} = 14.17$$

$$d = 0.9 \cdot h = 0.9 \times 20 = 18 \text{ cm}$$

$$M_{tu} = 0.65 \times 0.04 \times 14.17 \times \left( 0.18 - \frac{0.04}{2} \right)$$

$$M_{tu} = 58.95 \text{ KN.m}$$

$$M_{tu} = 58.95 \text{ KN.m} \geq M_u = 13.21 \text{ KN.m}$$



L'axe neutre est dans la table de compression, le calcul se fait comme une section rectangulaire ( $b \times h$ )

**Tableau 3.10.** Récapitulatif du calcul des sections d'armatures en travées

$M_{tu}$ (KN.m)	$\mu$	$\mu < \mu_R$	$A_s'$ ( $cm^2$ )	$\alpha$	$Z$ (cm)	$\mu < 0.186$	$Z_s$	$\sigma_s$ (MPa)	$A_s$ $cm^2$
13.21	0.044	oui	0	0.056	17.59	oui	10‰	348	2.16

- Condition de non fragilité

$$A_{min} = \frac{0.23 \cdot f_{t28} \cdot b_0 \cdot d}{f_e} = \frac{0.23 \times 2.1 \times 0.65 \times 0.18}{400} = 1.41 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 2.16 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.41 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max(2.16; 1.41) \text{ cm}^2 \rightarrow A_s = 2.16 \text{ cm}^2$$

Dans le tableau de section des armatures on choisit 3T10  $\rightarrow A_s = 2.36 \text{ cm}^2$

- **Sur appuis**  $M_u = 12.79 \text{ KN.m}$

$$M_{ser} = 9.33 \text{ KN.m}$$

- Moment capable de la table

$$M_{tu} = b \cdot h_0 \cdot f_{bu} \cdot \left( d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{1.5} = 14.17$$

$$M_{tu} = 0.65 \times 0.04 \times 14.17 \times \left( 0.18 - \frac{0.04}{2} \right) = 58.95 \text{ KN.m}$$

$$M_{tu} = 58.95 \text{ KN.m} \geq M_u = 12.79 \text{ KN.m}$$

L'axe neutre est dans la table de compression, le calcul se fait comme une section rectangulaire ( $b_0 \times h$ )

**Tableau 3.11.** Récapitulatif du calcul des sections d'armatures sur appui

$M_{tu}$ (KN.m)	$\mu$	$\mu < \mu_R$	$A_s'$ ( $cm^2$ )	$\alpha$	$Z$ (cm)	$\mu < 0.186$	$Z_s$	$\sigma_s$ (MPa)	$A_s$ $cm^2$
12.79	0.042	oui	0	0.053	17.61	oui	10‰	348	2.088

- Condition de non fragilité

$$A_{min} = \frac{0.23 \cdot f_{t28} \cdot b_0 \cdot d}{f_e} = \frac{0.23 \times 2.1 \times 0.65 \times 0.18}{400} = 1.41 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 2.36 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.41 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max(2.088; 1.41) \text{ cm}^2 \rightarrow A_s = 2.08 \text{ cm}^2$$

Dans le tableau de section des armatures on choisit 1T12:  $A_s = 1.13 \text{ cm}^2$

- Efforts tranchants

$$V = T_u = 23.42 \text{ KN}$$

- Vérification de cisaillement du béton

- Valeur de la contrainte tangentielle :

$$\tau_u = \frac{V}{b_0 \times d}$$

$$\tau_u = \frac{23.42 \times 10^{-3}}{0.12 \times 0.18} = 1.08 \text{ MPa}$$

Valeur limite de  $\tau_u \rightarrow$  fissuration non préjudiciable :

$$\tau_u < \min(0.13 f_{c28}; 5 \text{ MPa})$$

$$\tau_u < 5 \text{ MPa} \dots \dots \dots (C.V)$$

Armatures transversales Choix de  $\phi_t$  :



$$\phi_t \leq \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{35} = \frac{200}{35} = 5.71 \text{ mm} \\ \frac{b}{10} = \frac{120}{10} = 12 \text{ mm} \\ \phi_{tmin} = 10 \text{ mm} \end{array} \right\}$$

On prend :  $\phi_t = 6 \text{ mm}$

$$A_t = m_t \times a_t = m_t \times \frac{(\pi d^2)}{4} = 2 \times \left( \frac{3.14 \times 0.6^2}{4} \right) = 0.565 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_t = 2T6 = 0.57 \text{ cm}^2$

m : nombre des sections

- Espacement minimal

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{0.8 \times f_e \times A_t}{b_0(\tau_u - 0.3f_{tj})}; 0.9d ; 40 \text{ cm} \right\}$$

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{0.8 \times 235 \times 0.57}{12(1.08 - 0.3 \times 2.1)}; 0.9 \times 18 ; 40 \text{ cm} \right\} = 16.2 \text{ cm}$$

On prend :

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

- Condition de non fragilité :

$$\rho_t = \frac{A_t}{b_0 \times S_t} \geq \rho_{tmin} = \frac{1}{f_e} \max \left\{ \frac{\tau_u}{2}; 0.4 \text{ MPa} \right\} = \frac{1}{235} \cdot \max \left\{ \frac{1.08}{2}; 0.4 \text{ MPa} \right\} = 2.29 \times 10^{-3}$$

$$\rho_t = \frac{0.57}{12 \times 15} = 3.17 \times 10^{-3} > \rho_{tmin} = 2.29 \times 10^{-3} \dots \dots \dots (C.V)$$

### ❖ Vérification des appuis

- Appuis de rive

- Armature longitudinales

$$A_s = \frac{V_u}{\sigma_s} = \frac{18.55 \times 10^{-3}}{348} = 0.53 \text{ cm}^2$$

- Compression du béton

$$V_u \leq 0.4 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b} \times 0.9 \times d \times b_0 = \left( 0.4 \times \frac{25}{1.5} \times 0.9 \times 0.18 \times 0.12 \right)$$

$$V_u \leq 129.6 \text{ KN} \dots \dots \dots (C.V)$$

- Appuis intermédiaire

- Armature longitudinales

$$A_s \geq \frac{V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d}}{\frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{18.55 + \frac{-12.79 \times 10^2}{0.9 \times 18}}{\frac{400}{1.15}} = -0.17 < 0 \dots \dots \dots (C.V)$$

- Compression du béton

$$V_u \leq 129.6 \text{ KN} \dots \dots \dots (C.V)$$

❖ **Vérification de la liaison table et nervure**

$$\tau_u = \frac{V_u \times C_1}{1.9 \times b \times d \times h_0} = \left( \frac{18.55 \times 26.5}{1.9 \times 65 \times 18 \times 4} \right) \times 10 = 0.55 \text{ MPa} < 5 \text{ MPa} \dots \dots \dots (C.V)$$

### 3.3.6.2. Etat limite service

**Tableau 3.12.** Vérification de la liaison table et nervure à L'Els

	$M_{\text{ser}}$ (KN.m)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$y$ (cm)	$I$ (cm <sup>2</sup> )	$K$	$\sigma_b$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)	$CV$
appuis	9.33	1.13	7.64	5422.25	1.443	8.73	177.62	15	348	ok
travée	9.64	2.36	3.92	8323.04	0.889	3.48	187.76	15	348	ok

### 3.3.6.3. Déformation des poutres

On doit vérifier que si :

$$2. \frac{h}{L} \geq \frac{0.1 \times M_t}{M_0} \rightarrow \frac{20}{395} = 0.0506 \geq \frac{0.1 \times 13.21}{21.13} = 0.0625 \dots \dots \dots (C.N.V)$$

$$3. A_s = 3.39 \text{ cm}^2 \leq \frac{4.2 \times b \times d}{f_e} = \frac{4.2 \times 65 \times 18}{400} = 12.29 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots (CV)$$

$$4. \frac{h}{L} = 0.0506 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \dots \dots (C.N.V)$$

Deux conditions ne sont pas vérifiées, il est nécessaire de procéder à un calcul de flèche.

Position du centre de gravité et moment d'inertie de la section totale.

**Tableau 3.13.** Calcul de flèche position du centre de gravité et moment d'inertie de la section totale

$V_1$ (cm)	$V_2$ (cm)	$I_0$ (cm <sup>4</sup> )
14.02	5.98	15948.04

❖ **Evaluation des charges**

Charge de faible durée :  $q_i = \left(\frac{Q}{2}\right) \times b = 0.5 \times 0.65 = 0.325 \text{ KN/ml}$

Charge de longue durée :  $q_v = \left(G + \frac{Q}{2}\right) \times b = (6.83 + 0.5) \times 0.65 = 4.76 \text{ KN/ml}$

• Calculs des moments

– Moment dû à la charge instantanée :  $M_i = \frac{M_s \times q_i}{q_s} = \frac{9.64 \times 0.325}{5.08} = 0.61 \text{ KN.m}$

– Moment dû à la charge différée :  $M_v = \frac{M_s \times q_v}{q_s} = \frac{9.64 \times 4.76}{5.08} = 9.03 \text{ KN.m}$

• Contraintes de traction dans les armatures

$$K_i = \frac{M_i}{I_0} = \frac{0.61 \times 10^3}{15948.04} = 0.038 \text{ MPa/cm}$$

$$K_v = \frac{M_v}{I_0} = \frac{9.03 \times 10^3}{15948.04} = 0.56 \text{ MPa/cm}$$

Charge instantané  $\rightarrow \sigma_{si} = 15 \times K_i \times (d - y) = 15 \times 0.038 \times (18 - 3.92) = 8 \text{ MPa}$

Charge différée  $\rightarrow \sigma_{sv} = 15 \times K_v \times (d - y) = 15 \times 0.56 \times (18 - 3.92) = 118.27 \text{ MPa}$

❖ **Evaluation des flèches**

**Tableau 3.14.** Evaluation des flèches

Flèches due aux charges instantanées					Flèches dues aux charges de longue durée			
$\rho$	$\lambda_i$	$\mu_i$	$I_{fi}$ (cm <sup>4</sup> )	$f_i$ (cm)	$\mu_v$	$\lambda_v$	$I_{fv}$ (cm <sup>4</sup> )	$f_v$ (cm)
0.0109	3.77	-0.55	5707.77	1.28	0.39	1.51	11040.87	1.995

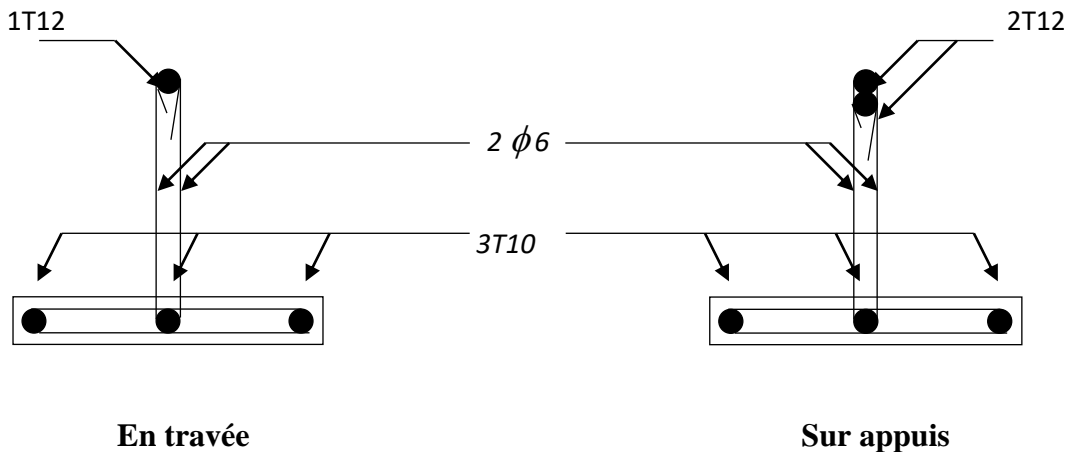
### ❖ Vérification de la flèche admissible

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{495}{500} = 0.99 \text{ cm}$$

$$\rightarrow \Delta f = f_v - f_i = 1.995 - 1.280 = 0.715 \text{ cm}$$

$$\rightarrow \Delta f = 0.715 \text{ cm} < \bar{f} = 0.99 \text{ cm} \dots \dots \dots (CV)$$

Le ferrailage des poutrelles en travées et en appuis



**Figure 3.15:** Schéma de ferrailage des poutrelles, en travée et en appui.

### 3.3.7. Dalle de compression

La dalle a une épaisseur de 4 cm, elle est armée d'un quadrillage de barres (treillis soudés) dont les dimensions de mailles sont satisfaisantes.

La section d'armature est déterminée par la condition suivante :

$$A \geq \frac{4 \times l}{f_e} = \frac{4 \times 0.65 \times 10^2}{400} = 0.65 \text{ cm}^2$$

En adopte un treillis soudé de  $(150 \times 150) \text{ mm}^2$  et de diamètre 6 mm .

## 3.4. Ferrailage des escaliers

### 3.4.1. Définition

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

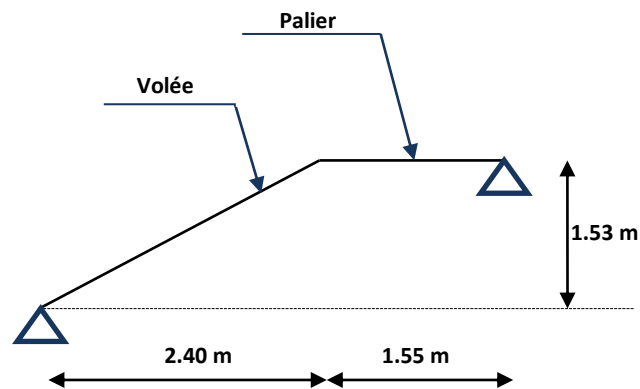
La conception d'un escalier impose la connaissance d'un certain nombre d'éléments qui permettront de le définir correctement. Lors de la conception d'un escalier, il est impératif de bien connaître sa destination pour respecter la réglementation qui lui sera appliquée. Il

est donc important de bien connaître la réglementation associée pour ne pas se faire refuser un escalier.

Les différents éléments d'un escalier sont :

- ✓ **La volée** : c'est la partie comportant une suite ininterrompue de marches égales. Elle est située entre deux paliers successifs. Une volée ne doit pas comporter plus de 22 marches et moins de 3 marches.
- ✓ **Le palier** : c'est la partie horizontale, arrêtant la suite des marches au droit d'un étage, ou entre les étages, pour assurer l'accès à chaque niveau intermédiaire (palier d'arrivée ou palier intermédiaire)
- ✓ **La paillasse** : c'est la dalle en pente supportant les marches d'une volée.
- ✓ **Le jour** : c'est la largeur en plan du vide entre deux volées parallèles
- ✓ **La marche** : c'est la surface délimitée par la foulée et l'emmarchement (la partie horizontale des gradins constituant l'escalier)
- ✓ **La contre marche** : c'est la partie verticale prenant place entre deux marches. (la partie verticale de ces gradins).
- ✓ **La hauteur de marche** : c'est la distance verticale entre deux marches. Cette distance peut varier entre les différents types d'escaliers de 13cm pour les escaliers d'honneur à 19cm pour les escaliers intérieurs. Pour un escalier classique on retiendra la valeur de 17 cm.
- ✓ **Le giron** : c'est la distance horizontale constante entre deux nez de marches consécutives.
- ✓ **L'emmarchement** : c'est la largeur utile d'une volée, elle est en fonction de la destination de l'escalier.
- ✓ **Le collet** : c'est le nom donné au bord limitant l'escalier du jour
- ✓ **La foulée** : c'est la distance horizontale comprise entre chaque contre marche
- ✓ **La ligne de foulée** : c'est la projection en plan du trajet suivi par une personne suivant l'escalier. Pour les escaliers dont la largeur d'emmarchement n'excède pas 1.10m, la ligne de foulée se trouve au milieu de l'emmarchement.

Dans notre structure, il y a un seul type d'escalier composé de deux volées et un palier de repos. (Figure 3.16).



**Figure.3.16** : Schéma statique de l'escalier.

### 3.4.2. Dimensionnement d'escalier

H : la hauteur du palier

$L_0$  : longueur projetée de la volée

$L_v$  : longueur de la volée

$L_p$  : longueur du palier de repos

Le dimensionnement d'un escalier revient à déterminer ce qui suit :

- La hauteur des contre marches (h) se situe entre 14 et 18 cm
- Le giron (g) se situe entre 25 et 32 cm

Pour avoir un escalier confortable, nous allons utiliser la formule de BLONDEL vérifiant la cohérence entre la hauteur de marche et son giron :

$$60\text{cm} \leq 2h+g \leq 64\text{cm} \quad (1)$$

Le nombre de contre marches (n) est donné par :  $n = H/h$

On fixant la hauteur des contre marches  $h = 17\text{cm}$ , nous aurons le nombre de contre marche correspondant :

⇒ Pour RDC :

$$n = 204/17 = 12 \text{ contre marches}$$

**Donc** : Le nombre de marche est  $(n-1) = 11$  marches

⇒ Pour les étages courants 1<sup>ers</sup> à 8<sup>ème</sup> étages :

$$n = 153/17 = 9 \text{ contres marches}$$

**Donc** : Le nombre de marche est  $(n-1) = 8$  marches

$$g = \frac{L_0}{n-1} = \frac{240}{8} = 30 \text{ cm}$$

Ce qui donne d'après la formule (1) un giron  $g = 30$ cm, donc la formule de BLONDEL est vérifiée.

\* **Angle de raccordement ( $\alpha$ )**

$$\alpha = \tan^{-1} (h/g) = \tan^{-1} (0,17/0,30) = 29,53^\circ$$

\* **Epaisseur de la paillasse (e)**

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \Rightarrow 13,8\text{cm} \leq e \leq 20,7\text{cm}$$

$$\text{Avac : } L = L_v + L_p = 4,75 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } e = 20 \text{ cm}$$

**Ce tableau résumée les dimensionnements d'escaliers**

H=H <sub>0</sub> /2 (m)	h (cm)	N (marches)	g (cm)	L <sub>0</sub> (m)	L <sub>p</sub> (m)	L <sub>v</sub> (m)	L (m)	$\alpha$ (°)	e (cm)
1,53	17	9	30	2,40	1,55	3,20	4,75	29,53	20

### 3.4.3 Evaluation des sollicitations

a) **Palier**

**Tableau 3.15.** Charge permanente de palier

Chargement	$\rho$ (k N/m <sup>3</sup> )	La surface (m <sup>2</sup> )	G (k N /m <sup>2</sup> )
Poids propre de la dalle (e=15cm).	25	0,15×1	3,75
Mortier de pose (e=2cm).	20	0,02×1	0,44
Carrelage (e=2.5cm).	20	0,025×1	0,5
Enduit en ciment (e=2cm).	18	0,02×1	0,36
<b><math>\Sigma G</math></b>			<b>5,05</b>
La surcharge d'exploitation	surcharge à usage bâtiment d'habitation		2.5

## a) Paillasse (Volée)

Tableau 3.16. Charge permanente de paillasse

Chargement	$\rho$ (k N / m <sup>3</sup> )	La surface (m <sup>2</sup> )	G (k N / m <sup>2</sup> )
Poids propre de la palliase ( $e = 20cm$ )	25	$1 \times 0.20 / \cos 29.53^0$	5,74
Poids propre du contre marche ( $e = 17cm$ )	22	$1 \times 0.20 / 2$	2,2
Carrelage horizontal ( $e = 2cm$ )	22	$0,02 \times 1$	0,44
Mortier de pose horizontal ( $e = 2cm$ )	20	$0,02 \times 1$	0,40
Carrelage vertical ( $e = 2cm$ )	22	$0,02 \times 1$	0,44
Mortier de pose vertical ( $e = 2cm$ )	20	$0,02 \times 1$	0,40
Enduit en plâtre ( $e = 2cm$ )	10	$0,02 \times 1$	0,20
Poids du garde-corps	1KN/ml	-	1,00
<b><math>\Sigma G</math></b>			<b>10,82</b>
La surcharge d'exploitation	surcharge à usage bâtiment d habitation		2,5

**Les combinaisons des charges :** Le calcul se fait pour une bande de 1 ml

A l'état limite ultime :  $q_u = 1,35G + 1,5 Q$

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

Tableau 3.17. Combinaison des charges de l'escalier

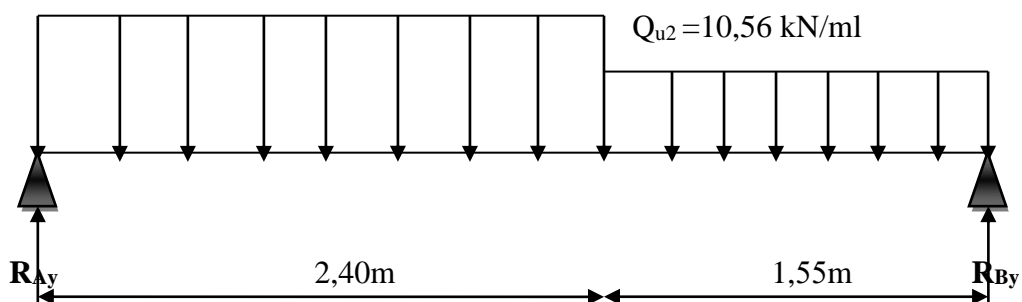
	G (KN/M <sup>2</sup> )	Q (KN/M <sup>2</sup> )	Q <sub>U</sub> (KN/ML)	Q <sub>SER</sub> (KN/ML)
Palier	5,05	2,5	10,56	7,55
Paillasse	10,82	2,5	18,35	13,32

## 3.4.4. Calcul de moments fléchissent et effort tranchant

⇒ A L'ELU

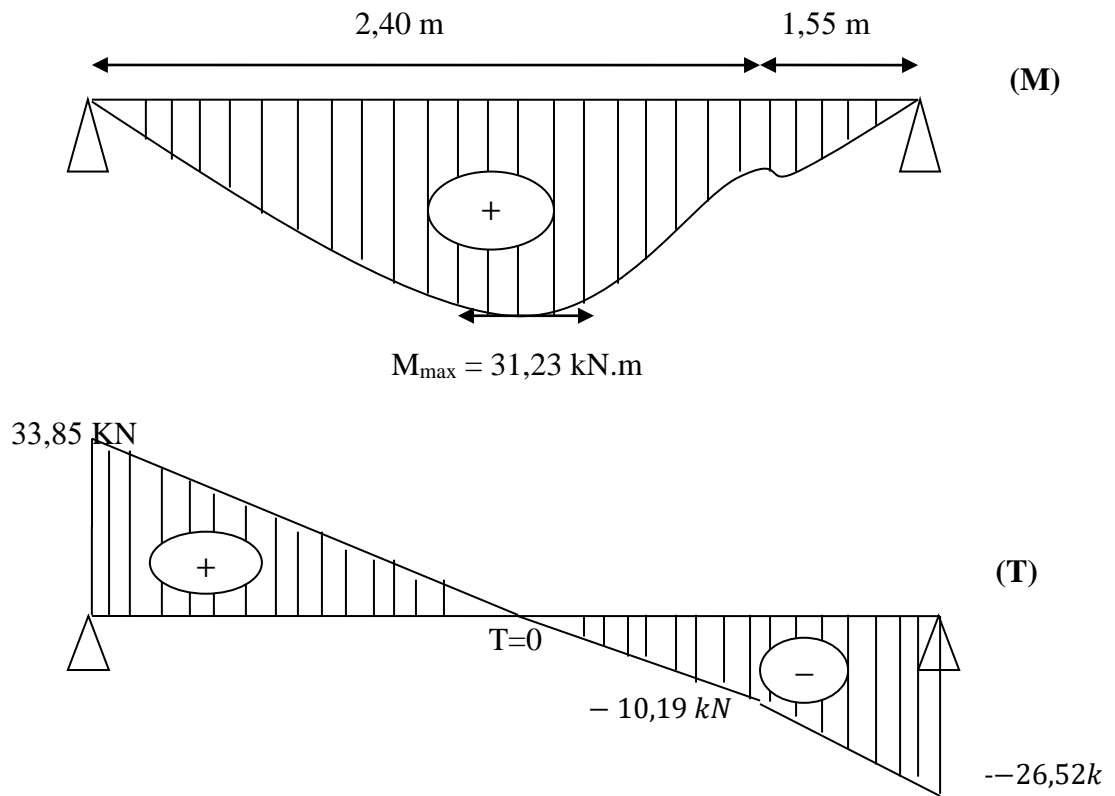
## ➤ Schéma statique

$$Q_{u1} = 18,35 \text{ kN/ml}$$



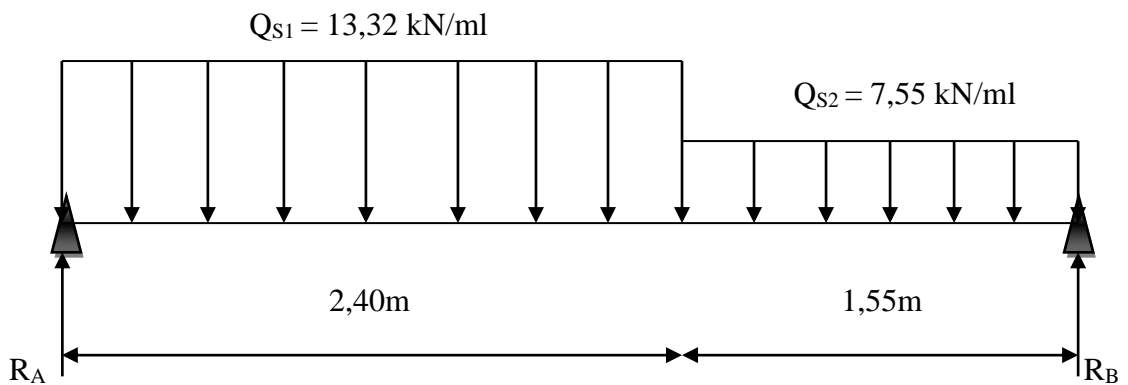


**Les diagrammes de moment et l'effort tranchant à L'ELU**

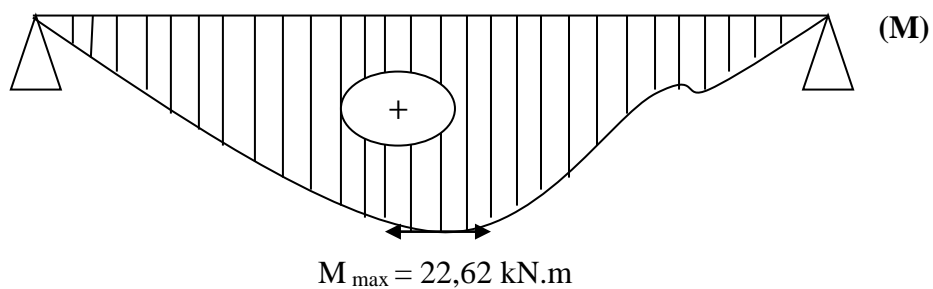


⇒ AL'ELS

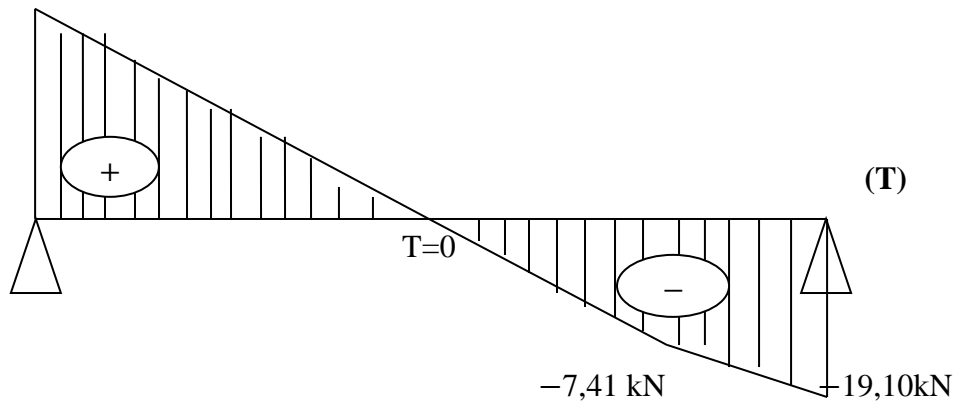
➤ **Schéma statique**



➤ **Les diagrammes de moment et l'effort tranchant à L'ELS**



24,55 kN



### 3.4.5. Calcul le ferrailage E.L.U

 $M_{\max} = 31,23 \text{ kN.m}$ 

D'après [1], on calcul le ferrailage d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple :  $b=100\text{cm}$  ;  $e= h= 20\text{cm}$  ;  $d=0,9 h =18\text{cm}$  ;  $c=2 \text{ cm}$

#### ❖ En travée

 $M_t = 0,8M_{\max} = 0,8 \times 31,23 = 24,98 \text{ kN.m}$ 

$$\mu_{bU} = \frac{M_{t_u}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{24,98 \times 10^{-3}}{1 \times 0,18^2 \times 14,16} = 0,054$$

 $\mu_{bU} < 0,186 \rightarrow \text{pivot A} \rightarrow \varepsilon_{bu} = 10 \%$ 

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{31,23}{22,62} = 1,38$$

$$\mu_{lu} = 0,3367 \times \gamma - 0,1711 = 0,3367 \times 1,38 - 0,1711 = 0,293$$

$$\mu_{bU} = 0,049 < \mu_{lu} = 0,293 \Rightarrow A' = 0 \text{ ( pas d'armature comprimée)}$$

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

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 17,55 \text{ cm}$$

$$A_t = \frac{M_{t_u}}{Z \times \sigma_s} = 4,09 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité**

$$A_t \geq A_{\min} = \max \left\{ \frac{b \cdot h}{1000}, 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \right\} = 2,17 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 4,09 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,17 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{CV}$$

On prend : **A=5T12=5,66Cm<sup>2</sup>**.

➤ **L'espace**

$$S_t < \min (3h, 33\text{cm}) = \min (60,33) = 33 \text{ cm} \quad \text{On prend : } \mathbf{e=25 \text{ cm}}$$

➤ **Armatures de répartition**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{4.09}{4} = 1.02 \text{ cm}^2 \quad \text{On prend : } \mathbf{4T8 = 2,01 \text{ cm}^2}$$

➤ **Espace des armatures**

$$S_t \leq \min (4h; 45 \text{ cm}) = \min (4 \times 20; 45) = 45 \text{ cm} \quad \text{On prend: } \mathbf{S_t = 25\text{cm}}$$

**En appui**

$$M_a = 0,2 M_{\max} = 0,2 \times 31,23 = 6,24 \text{ kN.m}$$

$$\mu_{bU} = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{6,24 \times 10^{-3}}{1 \times 0,18^2 \times 14,16} = 0,013$$

$$\mu_{bU} < 0,186 \quad \rightarrow \text{pivot A} \rightarrow \varepsilon_{bu} = 10 \text{ ‰}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{31,23}{22,62} = 1,38$$

$$\mu_{lu} = 0,3367 \times \gamma - 0,1711 = 0,3367 \times 1,38 - 0,1711 = 0,293$$

$$\mu_{bU} = 0,013 < \mu_{lu} = 0,293 \Rightarrow A' = 0 \text{ ( pas d'armature comprimée)}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bU}}) = 0,016$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 17,88 \text{ cm}$$

$$A_a = \frac{M_a}{Z \times \sigma_s} = 0,91 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité**

$$A_a \geq A_{\min} = \max = 2,17 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{ CNV}$$

Donc on choisit :  $A_a = A_{\min} = 2,17 \text{ cm}^2$

On prend : **A=3T10= 2,36 Cm<sup>2</sup>**

➤ **L'espacement**

$$S_t < \min (3h, 33\text{cm}) = \min (60, 33) = 33 \text{ cm} \quad \text{On prend: } \mathbf{e=25 \text{ cm}}$$

➤ **Armatures de répartition**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2.17}{4} = 0.54 \text{ cm}^2 \quad \text{On prend : } \mathbf{4T8 = 2,01 \text{ cm}^2}$$

➤ **Espacement des armatures**

$$S_t \leq \min (4h; 45 \text{ cm}) = \min (4 \times 20; 45) = 45 \text{ cm} \quad \text{On prend: } \mathbf{S_t= 25\text{cm}}$$

### 3.4.6. Vérification de l'effort tranchant

$$V_{u \max} = 33,85 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{33.85 \times 10}{100 \times 20} = 0.16 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\{0.13 f_{c28}; 5 \text{ Mpa}\} = \min\{0.13 \times 25; 5 \text{ Mpa}\} = 3,25 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = 3,25 > \tau_u = 0,16 \dots\dots\dots \text{ (CV)}$$

➤ **Armatures transversales :**

D'après le CBA 93, il n'y a pas lieu de prévoir des armatures transversales si :

$$1. \quad \tau = 0,16 \leq \bar{\tau}_u = 0.05 f_{c28} = 1,2 \dots\dots\dots \text{ OK}$$

2. Il n'y a pas de reprise de bétonnage ..... OK

Les deux conditions donc il n'est pas nécessaire de concevoir des armatures transversales.

### 3.4.7. Calcul le ferrailage E.L.S

❖ **En travée**  $M_{\max} = 22,62 \text{ kN. m}$

$$M_t = 0,8M_{\max} = 0,8 \times 22,62 = 18,09 \text{ kN. m}$$

➤ **Position de l'axe neutre**

$$A = A_s = 4,09 \text{ cm}^2$$

$$D = 15A/b = 0,61 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times d \times D = 2 \times 18 \times 0,61 = 21,96 \text{ cm}^2$$

$$Y_1 = -D + (D^2 + E)^{1/2} = -0,61 + ((0,61)^2 + 21,96)^{1/2} = 4,11 \text{ cm}$$

➤ **Moment d'inertie**

$$I = \frac{by^3}{3} + 15 \times A \times (d - y)^2 = 14150,59 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_s}{I} = \frac{22,62 \times 1000}{14150,59} = 1,59 \text{ MPa/ cm}$$

➤ **Calcul des contraintes**

- Contrainte de compression dans le béton :

$$\sigma_b' = K \cdot Y = 1,59 \times 4,11 = 6,53 \text{ MPa}$$

- Contrainte dans les armatures tendues :

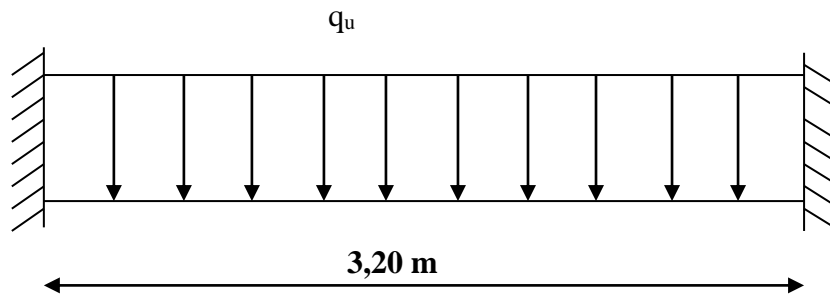
$$\sigma_a = n \cdot K(d - Y) = 15 \times 1,59 (18 - 4,11) = 331,27 \text{ MPa}$$

➤ **Vérification**

$$\sigma_b' = 6,53 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_b} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots (C.V)$$

### 3.5. Poutre palière

La poutre palière est prévue pour être un support d'escalier, elle est dimensionnée d'après les formules empiriques données par "BAEL91 modifié 99 " est vérifiée selon le « RPA99 version 2003 »



### 3.5.1. Pré dimensionnement

On a:  $L=3,20\text{m}$  (Axe C.5.6)

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \text{ cm} \Rightarrow 21.33\text{cm} \leq h \leq 32\text{cm} \quad \text{On prend : } \mathbf{h = 35\text{cm}}$$

**La largeur (b) de la poutre palière doit être**

$$0,3h \leq b \leq 0,7h \quad 10,5\text{cm} \leq b \leq 24,5 \text{ cm} \quad \text{On prend : } \mathbf{b=30\text{cm}}$$

**Vérification des conditions exigées par RPA99**

$$h = 35 \geq 30 \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$b = 30 \geq 20 \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$h/b = 35/30 = 1,16 < 4 \dots\dots\dots \text{CV}$$

Donc, la section de la poutre palière est de  $(\mathbf{b \times h}) = \mathbf{30 \times 35 \text{ cm}^2}$

### 3.5.2. Evaluation des charges

Poids propre de la poutre :  $0,3 \times 0,35 \times 25 = 2,625 \text{Kn/ml}$

$$\text{Réaction du palier : } \frac{2 \times R_a}{L}$$

$$\text{E.L.U : } \frac{2 \times 33.85}{3,20} = 21.15 \text{Kn}$$

$$\text{E.L.S : } \frac{2 \times 24.55}{3,20} = 15.34 \text{Kn}$$

### 3.5.3. Les sollicitations

- *E.L.U*:  $P_u = 21.15 + 1.35 \times 2.62 = 24.68 \text{ kn/ml}$
- *E.L.S*:  $P_s = 15.34 + 2.62 = 17.96 \text{ kn/ml}$

### 3.5.4. Déterminations des efforts

#### ➤ Etat limite ultime

Moments aux appuis :  $M_a = \frac{P_u \times L^2}{12} = \frac{24.68 \times (3,20)^2}{12} = 21.06 \text{ kn.m}$

Moments en travée :  $M_t = \frac{P_u \times L^2}{24} = \frac{24.68 \times (3,20)^2}{24} = 10.53 \text{ kn.m}$

Effort tranchant :  $T = \frac{P_u \times L}{2} = \frac{24.68 \times 3,20}{2} = 39.48 \text{ kn}$

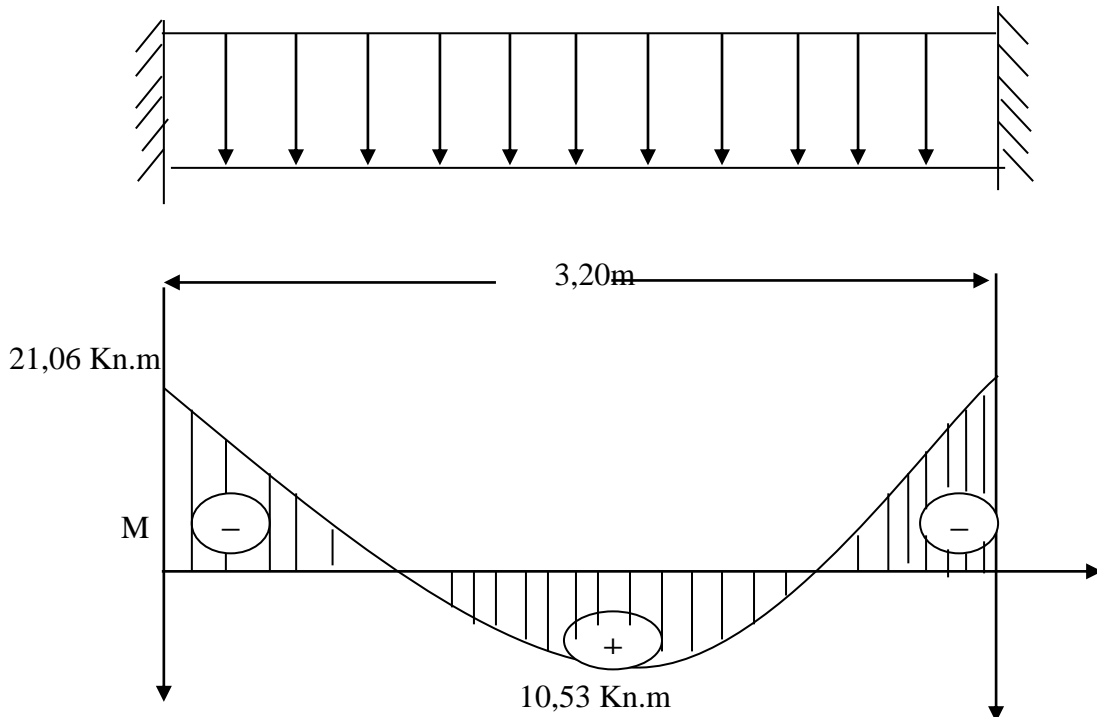


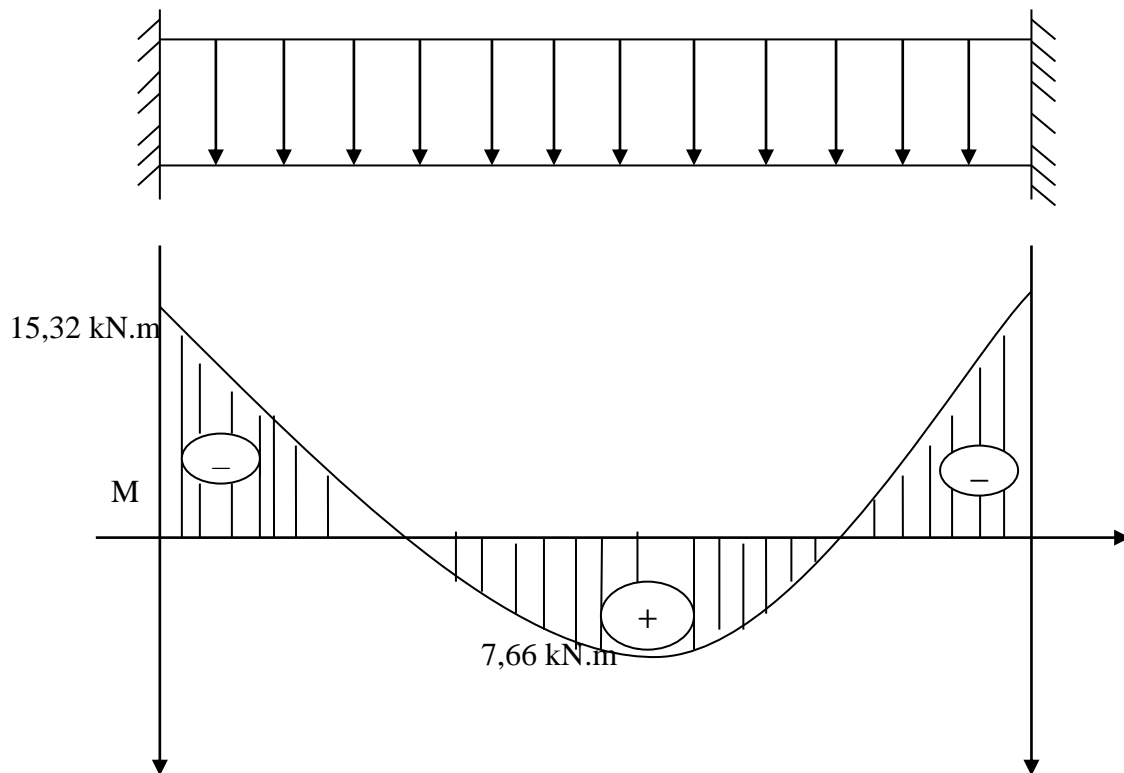
Figure 3.17 : Diagramme des moments de la poutre palière à l'ELU.

➤ **Etat limite de service**

$$\text{Moments aux appuis: } M_a = \frac{P_s \times L^2}{12} = \frac{17.96 \times 3,20^2}{12} = 15.32 \text{ kN.m}$$

$$\text{Moments en travée : } M_t = \frac{P_s \times L^2}{24} = \frac{17.96 \times 3,20^2}{24} = 7.66 \text{ kN.m}$$

$$\text{Effort tranchant : } T = \frac{P_s \times L}{2} = \frac{17.96 \times 3,20}{2} = 28.73 \text{ kN}$$



**Figure 3.18 :** Diagramme des moments de la poutre palière à L' ELS.

### 3.5.5. Armatures longitudinales à E.L.U

#### 1) En appuis

$$M_u = 21,06 \text{ kN.m}$$

$$M_{ser} = 15,32 \text{ kN.m}$$

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

$$h = 35 \text{ cm}$$



$$d = 0,9 \times h = 0,9 \times 35 = 31,5 \text{ cm}$$

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

$$\mu_{bu} = \frac{21,06 \times 10^{-3}}{0,3 \cdot (0,315)^2 \cdot 14,16} = 0,049$$

$$\mu_{bu} = 0,049 < 0,186 \Rightarrow \text{Pivot "A"}$$

$$\mu_{lu} = 0,3367\gamma - 0,1711$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{21,06}{15,32} = 1,37$$

$$\mu_{lu} = 0,3367 \times 1,37 - 0,1711 = 0,29$$

$$\mu_{bu} = 0,049 < \mu_{lu} = 0,29 \Rightarrow A' = 0 \text{ (pas d'armature comprimée)}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu_{bu}}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,049}) = 0,062$$

$$Z = d(1 - 0,4 \cdot \alpha) = 0,315(1 - 0,4 \times 0,062) = 0,30 \text{ m}$$

$$Z = 30 \text{ cm}$$

$$\mu_{bu} = 0,049 < 0,186 \Rightarrow \varepsilon_s = 10\text{‰}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,82 \text{ MPa}$$

➤ **Section d'armature tendue**

$$A_s = \frac{M_u}{\sigma_s \times Z} = \frac{21,06 \times 10^{-3}}{347,82 \times 0,30} = 2,01 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité**

$$A_s \geq A_{\min} = \max \left\{ \frac{b \cdot h}{1000}, 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \right\}$$

$$A_{\min} = \max \left\{ \frac{0,3 \times 0,35}{1000}, 0,23 \times 0,3 \times 0,351 \times \frac{2,1}{400} \right\} = 1,27 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 2,01 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 1,27 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots (CV)$$

**On choisit  $3T12 = 3,39\text{cm}^2$**

**2) En travée**

$$M_u = 10,53 \text{ KN.m}$$

$$M_{ser} = 7,66 \text{ KN.m}$$

$$b = 30\text{cm} \quad ; \quad d = 31,5\text{cm} \quad ; \quad h = 35\text{cm}$$

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

$$\mu_{bu} = \frac{10,53 \times 10^{-3}}{0,3 \cdot (0,315)^2 \cdot 14,16} = 0,025$$

$$\mu_{bu} = 0,025 < 0,186 \quad \Rightarrow \text{Pivot "A"}$$

$$\mu_{tu} = 0,3367\gamma - 0,1711$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{10,53}{7,66} = 1,37$$

$$\mu_{tu} = 0,3367 \times 1,37 - 0,1711 = 0,29$$

$$\mu_{bu} = 0,025 < \mu_{tu} = 0,29$$

Donc :  $A' = 0$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu_{bu}}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,025}) = 0,032$$

$$Z = d(1 - 0,4 \cdot \alpha) = 0,315(1 - 0,4 \times 0,032) = 0,310 \text{ m}$$

$$Z = 31 \text{ cm}$$

$$\mu_{bu} = 0,025 < 0,186 \quad \Rightarrow \quad \varepsilon_s = 10\text{‰}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,8 \text{ MPa}$$

➤ **Section d'armature tendue**

$$A_s = \frac{M_u}{\sigma_s \times Z} = \frac{10,53 \times 10^{-3}}{347,8 \times 0,31} = 0,10\text{cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité**

$$A_s \geq A_{\min} = \max \left\{ \frac{b \cdot h}{1000}, 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \right\}$$

$$A_{\min} = \max \left\{ \frac{0,3 \times 0,35}{1000}, 0.23 \times 0,3 \times 0,315 \times \frac{2.1}{400} \right\} = 1,14 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 0,10 \text{ cm}^2 \leq A_{\min} = 1,14 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots (\text{CNV})$$

On prend  $A_s = A_{\min} = 1,14 \text{ cm}^2$       **Choisit 3T12 = 3.39 cm<sup>2</sup>**

**3.5.6. Armatures transversales**

Valeur de l'effort tranchant :  $V_u = T = 39.48 \text{ KN}$

Valeur de la contrainte tangentielle :  $\tau_u$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{39.48 \times 10}{30 \times 31.5} = 0,41 \text{ Mpa}$$

Valeur limite de la contrainte tangentielle :  $\overline{\tau_u}$

$$\overline{\tau_u} = \min \{ 0,10 f_{c28}, 3 \text{ Mpa} \} = 2,5 \text{ Mpa}$$

➤ **Vérification**

$$\tau_u = 0,41 \leq \overline{\tau_u} = 2,5 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

➤ **Calcul des armatures transversales**

D'après le "BAEL91 modifié 99" le diamètre des armatures transversales est de :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \phi_{t \min} \right\} = \min \left\{ \frac{350}{35}, \frac{300}{10}, 12 \text{ mm} \right\} = 10 \text{ mm}$$

On prend :  $\phi_t = 8 \text{ mm}$

$$A_t = \frac{\pi \cdot \phi_t^2}{4} = \frac{3.14 \times 0.8^2}{4} = 0.502 \text{ cm}^2$$

$$A_t = m_t \cdot a_{mt} = 4 \times 0.502 = 2.01 \text{ cm}^2$$

➤ **Espacement des armatures transversales**

$$S_t \leq \min(0,9.d; 40\text{ cm}) = \min(0,9 \times 315; 40\text{ cm}) = 28,35\text{ cm}$$

**Valeur de  $\tau_0$**

-Il n'y a pas reprise de bétonnage

-La fissuration est non préjudiciable

$$\text{Donc : } \tau_0 = 0,3.f_{tj}.k = 0,3 \times 2,1 \times 1 = 0,63\text{ Mpa}$$

➤ **Condition de non fragilité**

$$\rho_t = \frac{A_t}{b.S_t} = \frac{2,01}{30 \times 10} = 0,0067$$

$$\rho_{t\min} = \frac{1}{f_e} \cdot \max\left\{\frac{\tau_u}{2}, 0,4\text{ Mpa}\right\} = \frac{1}{400} \cdot \max\left\{\frac{0,45}{2}, 0,4\text{ Mpa}\right\} = 0,001$$

$$\rho_t \geq \rho_{t\min} \dots\dots\dots \text{CV}$$

**3.5.7. Vérification à E.L.S**

❖ **En appui**

$$M_a = 15,32\text{ kn.m}$$

$$A_s = 3,39\text{ cm}^2$$

- Position de l'axe neutre

$$y = \frac{15.(A_s + A')}{b} \left( \sqrt{1 + \frac{b.(d.A_s + d'.A')}{7,5.(A_s + A')}} - 1 \right) = \frac{15 \times 3,39}{30} \times \left( \sqrt{1 + \frac{30 \times (31,5 \times 3,39)}{7,5 \times 3,39^2}} - 1 \right) = 8,77\text{ cm}$$

- Moment d'inertie

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15. [ A_s.(d - y)^2 + A'.(y - d')^2 ] = \frac{30 \times 8,77^3}{3} + 15 \times 3,39 \times (31,5 - 8,77)^2 = 33017,06\text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_a}{I} = \frac{15,32 \times 10^3}{33017,06} = 0,46\text{ MPa/cm}$$

➤ **Calcul des contraintes**

- Contrainte de compression dans le béton :

$$\sigma_b' = K.y = 0,46 \times 8,77 = 4,06 \text{ Mpa}$$

- Contrainte dans les armatures tendues :

$$\sigma_a = n.k.(d - y) = 15 \times 0,46 \times (31,5 - 8,77) = 156,83 \text{ Mpa}$$

### ➤ Vérifications

- Etat limite de compression du béton :

$$\sigma_b' = 4,06 \text{ Mpa} \leq \overline{\sigma_b} = 15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots (C.V)$$

- Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration est peu nuisible donc aucune vérification à faire.

### ❖ En travée

$$M_t = 7,66 \text{ kn.m}$$

$$A_s = 3,39 \text{ cm}^2$$

- Position de l'axe neutre

$$y = \frac{15.(A_s + A')}{b} \left( \sqrt{1 + \frac{b.(d.A_s + d'.A')}{7,5.(A_s + A')}} - 1 \right) = \frac{15 \times 3,39}{30} \times \left( \sqrt{1 + \frac{30 \times (31,5 \times 3,39)}{7,5 \times 3,39^2}} - 1 \right) = 8,77 \text{ cm}$$

- Moment d'inertie

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \cdot [ A_s \cdot (d - y)^2 + A' \cdot (y - d')^2 ] \Rightarrow I = \frac{30 \times 8,77^3}{3} + 15 \times 3,39 \times (31,5 - 8,77)^2 = 33017,06$$

$$K = \frac{M_t}{I} = \frac{7,66 \times 10^3}{33017,06} = 0,23 \text{ MPa/cm}$$

### ➤ Calcul des contraintes

- Contrainte de compression dans le béton

$$\sigma_b' = K.y = 0,23 \times 8,77 = 2,03 \text{ Mpa}$$

- Contrainte dans les armatures tendues

$$\sigma_a = n.k.(d - y) = 15 \times 0,23 \times (31,5 - 8,77) = 78,42 \text{ Mpa}$$

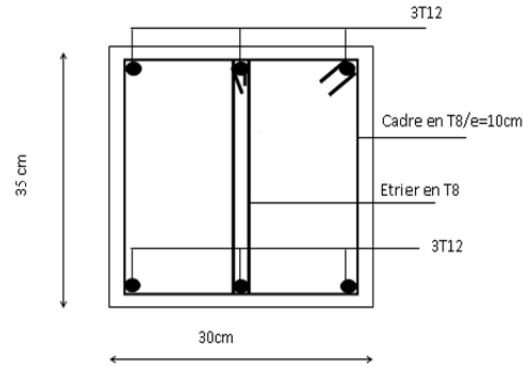
### ➤ Vérifications

- Etat limite de compression du béton :

$$\sigma_b' = 2,03MPa \leq \overline{\sigma_b} = 15Mpa \dots\dots\dots(C.V)$$

- Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration est peu nuisible donc aucune vérification à faire



**Figure 3.19 :** Ferrailage en travée et en appui de poutre palière.

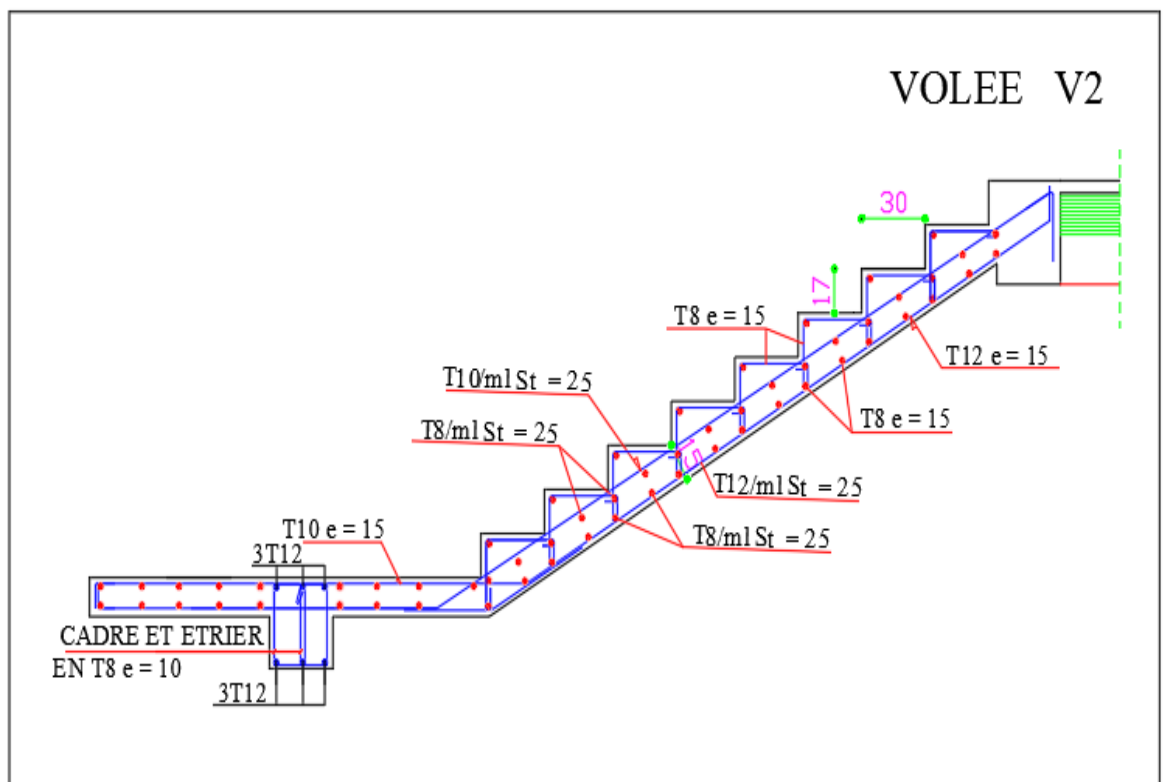
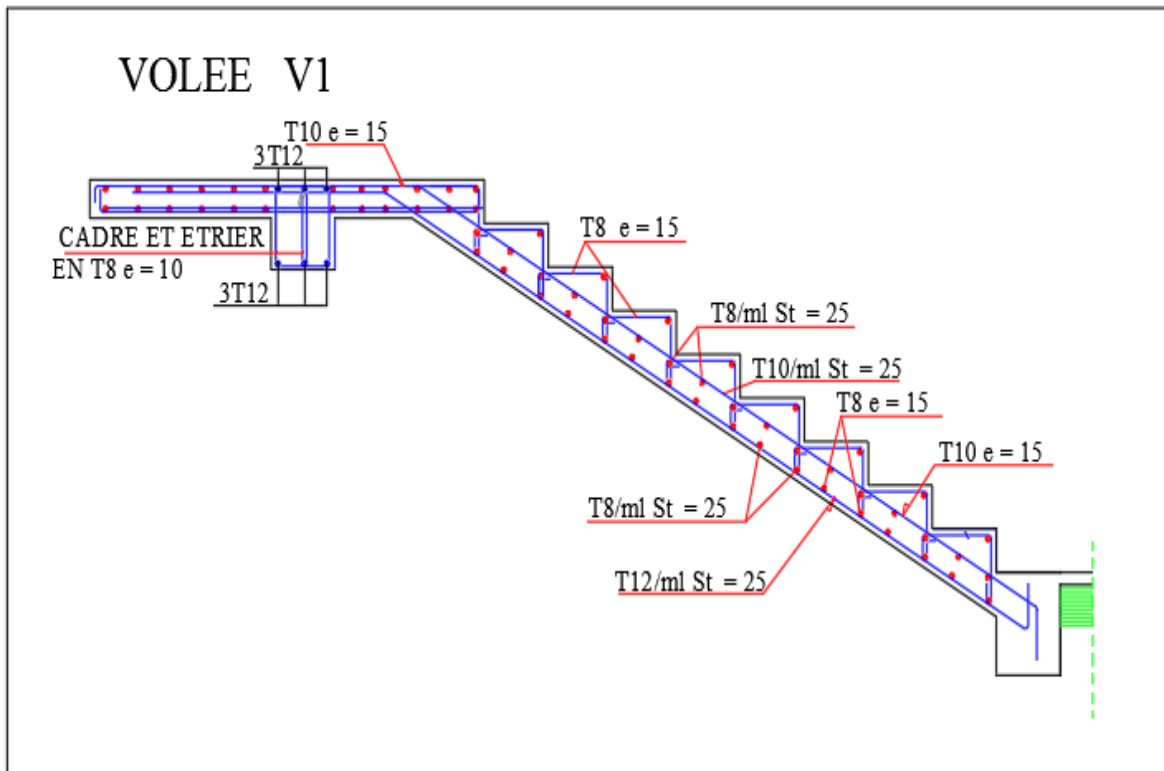


Figure 3.20 : Ferraillage d'escalier.

# Chapitre 04 :

***ETUDE DYNAMIQUE EN  
ZONE SISMIQUE***



## Chapitre 04:

### Etude dynamique en zone sismique

#### 4.1. Introduction

Parmi les catastrophes naturelles qui affectent la surface de la terre, on trouve les secousses sismiques qui ont le plus d'effets destructeurs dans les zones urbanisées.

Face à ce risque, et à l'impossibilité de le prévoir, il est nécessaire de construire des structures pouvant résister à de tels phénomènes, afin d'assurer une protection acceptable des vies humaines, d'où l'apparition de la construction parasismique. Cette dernière se base généralement sur l'étude du comportement dynamique sous l'action sismique des structures secouées. L'objectif initial de l'étude sismique de notre structure, est la détermination de ses caractéristiques dynamiques propres lors de ses vibrations libres non-amorties. L'étude de notre structure comme elle se présente est souvent très complexe, c'est pourquoi on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de rechercher un mécanisme simplifié qui nous rapproche le plus possible de son comportement réel, en tenant compte la masse et la raideur (rigidité) de tous les éléments de la structure afin de simplifier suffisamment l'analyse dynamique.

#### 4.2. Caractéristique dynamique

Les caractéristiques propres de la structure sont obtenues à partir du système non amorti.

Son équation est donnée par la relation suivante :

$$[M] \left\{ \ddot{x}(t) \right\} + [K] \{x(t)\} = \{0\} \dots \dots \dots (1)$$

Où :

[M] : Matrice de masse de la structure.

[K] : Matrice de rigidité de la structure.

$\left\{ \ddot{x} \right\}$  : Vecteur des accélérations.

$\{x\}$  : Vecteur des déplacements.

L'analyse d'un système à plusieurs degrés de liberté en vibration libre non amorties, nous permet de définir les propriétés dynamiques les plus importantes de ce système, qui sont les fréquences propres et les modes propres.

Dans chaque mode propre de vibration, chaque point de la structure exécute un mouvement harmonique autour de sa position d'équilibre. Ce qui peut s'écrire :

$$\{x(t)\} = \{A\} \sin(\omega t + \varphi) \dots\dots\dots (2)$$

Avec :

$\{A\}$  : vecteur des amplitudes

$\omega$  : Fréquence de vibration

$\varphi$  : Angle de déphasage

Les accélérations en **VLNA** sont alors données par :

$$\{x(t)\} = -\omega^2 \{A\} \sin(\omega t + \varphi) \dots\dots\dots (3)$$

En reportant les équations (2) et (3) dans l'équation (1), on aura :

$$[[K] - \omega^2 [M]] \{A\} \sin(\omega t + \varphi) = \{0\} \dots\dots\dots (4)$$

Cette équation doit être vérifiée quel que soit le temps (t), donc pour toutes les valeurs de la fonction sinus, ce qui donne :

$$[[K] - \omega^2 [M]] \{A\} = \{0\} \dots\dots\dots (5)$$

Ce système d'équation est un système à (n) inconnues  $A_i$ . C'est un système d'équation homogène qui ne peut admettre une solution non- nulle que si le déterminant de la matrice carrée s'annule, c'est à dire :

$$\det[[K] - \omega^2 [M]] = 0 \dots\dots\dots (6)$$

L'expression ci-dessus est appelée **équation caractéristique**.

En développant l'équation caractéristique, on obtient une équation polynomiale de degré (2n) en ( $\omega$ ).

Les n solutions ( $\omega_1^2, \omega_2^2, \dots, \omega_n^2$ ) sont les carrés des pulsations propres des (n) modes des vibrations possibles.

Le 1<sup>er</sup> mode vibratoire correspond à  $\omega_1$  et il est appelé mode fondamental ( $\omega_1 < \omega_2 < \dots < \omega_n$ ).

A chaque pulsation propre, correspond une forme d'oscillation appelée mode propre  $\{A\}_j$  ou forme modale.

### 4.3. Présentation du programme ETABS (Extended 3D Analysis of Building Systems)

**ETABS** est l'abréviation de « **Extended Three Dimensional Analysis of Building Systems** », c'est un programme qui a reçu une grande réputation dans le monde et en Algérie. Ce logiciel est destiné à la conception et l'analyse des structures des ouvrages de génie civil de la catégorie bâtiments ; ces structures peuvent être réalisées en béton armé, en acier ou tout autre matériau que l'utilisateur choisi.

#### 4.3.1. Modélisation

Le logiciel ETABS permet d'effectuer les étapes de modélisation (définition de la géométrie, conditions aux limites, chargement, caractéristiques des matériaux ...etc.) de façon entièrement graphique numérique ou combinés, en utilisant les innombrables outils disponibles. En effet, une structure peut être composée en sous schémas (portiques, treilles, dalles, voiles ou autres). Chaque élément est défini dans sa base graphique correspondante, ensuite ces éléments sont assemblés en un modèle final de calcul. Quant à la compatibilité, elle s'effectue de façon automatique.

#### 4.3.2. Fonctions de l'ETABS

Les fonctions de l'ETABS sont les suivantes :

- La modélisation ne permet de considérer que les éléments structuraux de la structure. Ils sont modélisés soit par des masses concentrées aux nœuds, soit par des charges qui s'ajoutent à son poids.
- Possibilité d'importer ou exporter à d'autres logiciels tels que l'Excel, Autocad ..... etc.
- La modélisation des éléments qui travaillent en contraintes planes (voile, dalle...) se fait à travers les éléments Shell. Si les planchers sont conçus en dalle pleines, aucun problème ne se présente, par contre si sont conçus en corps creux, il faudrait définir l'épaisseur adéquate et les caractéristiques du matériau qui représente le mieux le corps creux, ou bien apporter aux nœuds des masses qui correspondent à la masse des planchers.
- Conditions aux limites : les structures sont considérées appuyées (encastrement, appuis simples ou doubles) au niveau du sol de fondation, néanmoins l'ETABS permet d'étudier l'interaction sol structure en remplaçant les appuis rigides par des appuis élastiques

(ressorts), qui présentent le même coefficient d'élasticité du sol de fondation calculé par les différents méthodes de la mécanique de sol.

- Possibilité d'effectuer l'analyse des structures conçues avec n'importe quel matériau.
- Procède dans sa base de donnée des spectres de reponse définis par le code sismique américain.
- Permet de calculer uniquement le ferrailage des éléments barres et ne donne que la section d'acier selon différentes normes.
- Logiciel professionnel adapté aux constructions en béton armé, en acier, ou mixtes.
- Possibilité de modéliser des structures qui sortent du domaine du génie civil ou travaux publics tel que le domaine de la mécanique.

#### **4.3.3. Les différents types d'analyses disponibles dans l'ETABS**

Les différents types d'analyse disponibles dans l'ETABS sont les suivants :

Analyse statique linéaire, analyse statique non linéaire, analyse modale, analyse spectrale analyse temporelle.

Les différentes étapes de modélisation de notre bâtiment par **ETABS** sont présentées

#### **4.4. Démarche de modélisation par ETABS**

Lors de l'élaboration de notre modèle par ETABS sur un fichier d'interface complètement graphique, on passe par les étapes suivantes :

##### **4.4.1. Choix de l'unité (KN.m, Kg.m, .....)**

Display Units

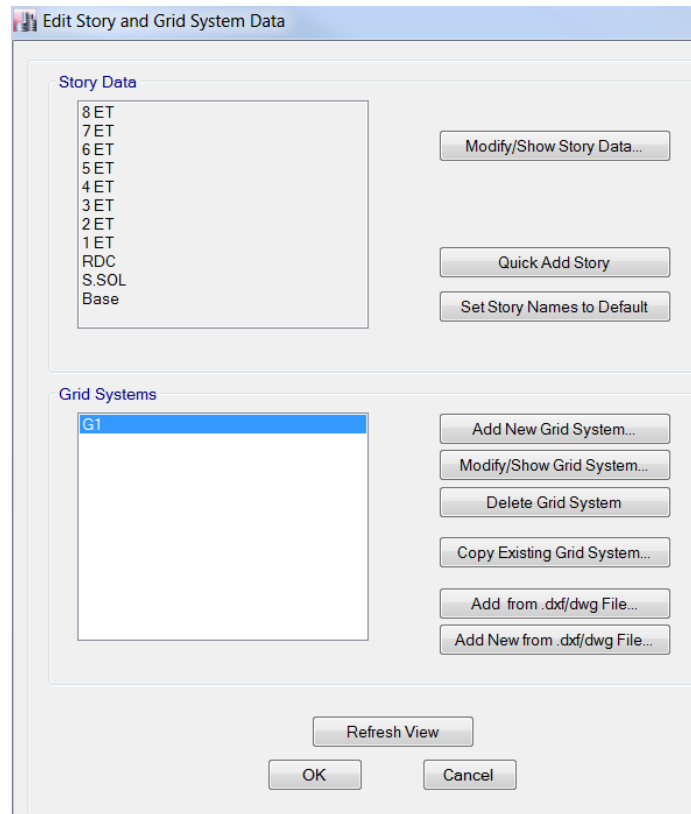
Item	Length Unit	Force Unit	Temperature Unit	Units Label	Decimal Places	Minimum Significant Figures	Zero Tolerance
<b>Structure Dimensions</b>							
Absolute Distance	m			m	2	1	5E-07
Relative Distance					2	1	5E-07
Structure Area	m			m <sup>2</sup>	2	1	5E-05
Angles				deg	2	1	5E-06
<b>Section Dimensions</b>							
Length	cm			cm	1	1	0.0005
Area	cm			cm <sup>2</sup>	1	1	0.0005
Length <sup>3</sup>	cm			cm <sup>3</sup>	1	1	0.0005
Length <sup>4</sup>	cm			cm <sup>4</sup>	1	1	0.0005
Length <sup>6</sup>	cm			cm <sup>6</sup>	1	1	0.0005
Rebar Area	mm			mm <sup>2</sup>	0	1	0.005
Rebar Area/Length	mm <sup>2</sup> /m			mm <sup>2</sup> /m	2	1	5E-05
<b>Displacements</b>							
Translational Displ	m			m	3	1	1E-12
Rotational Displ				rad	3	1	1E-12
Drift					3	1	5E-09
Gen Displ L/Rad	mm			mm/rad	3	1	5E-06
Gen Displ Rad/L	mm			rad/mm	3	1	5E-06
<b>Forces</b>							
Force		kN		kN	2	1	5E-07
Force/Length	m	kN		kN/m	2	1	5E-06
Force/Area	m	kN		kN/m <sup>2</sup>	2	1	5E-06
Moment	m	kN		kN-m	2	1	5E-07
Moment/Length	m	kN		kN-m/m	2	1	5E-06
Temperature			C	C	2	1	5E-06
Temperature Change			C	C	2	1	5E-06
Temperature Gradient	m		C	C/m	2	1	5E-05
<b>Stresses</b>							
Modulus	mm	N		MPa	2	1	5E-05

Expand Form OK Cancel

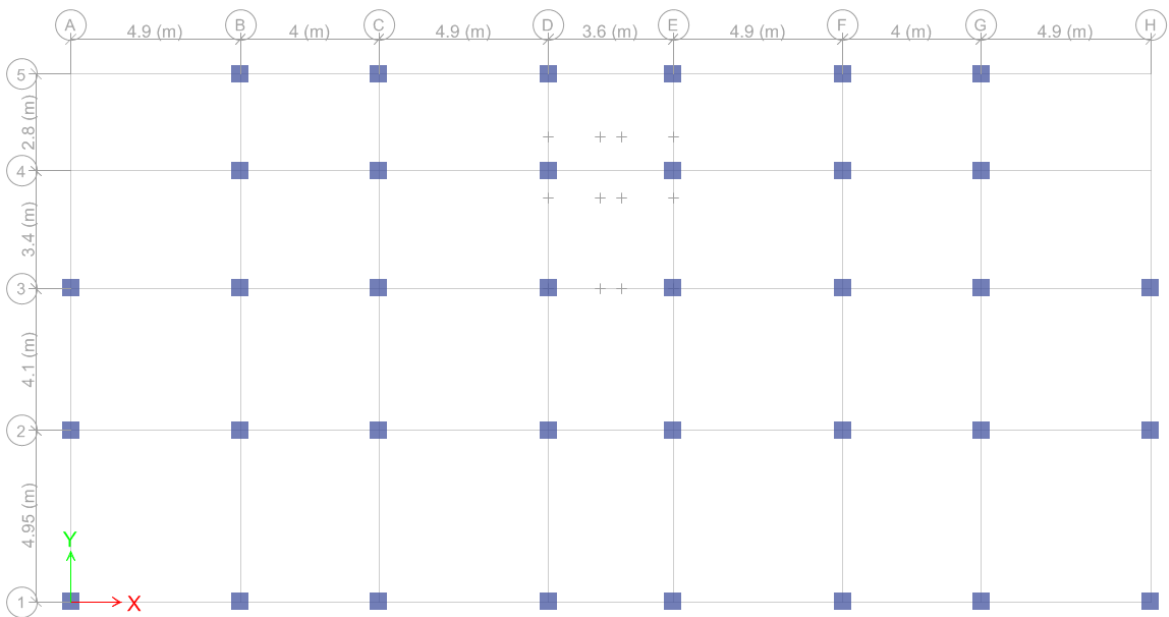
Figure 4.1 : Choix de l'unité.

#### 4.4.2. Définition des grilles

Dans le cas d'un bâtiment d'angle symétrique on peut choisir deux systèmes comme présenté dans la figure 4.2.a, la figure 4.2.b présente la grille horizontale définie.



a. les systèmes des grilles



b. la grille horizontale

**Figure 4.2 :** Définition des grilles.

#### 4.4.3. Définition des caractéristiques des matériaux (masse volumique, poids

Volumique, module d'élasticité et coefficient de poisson).

La figure 4.3 présente les caractéristiques de béton avec un module d'élasticité instantané

The image shows a software dialog box titled 'Material Property Data' for a material named 'BETON 25'. The dialog is organized into several sections:

- General Data:** Material Name (BETON 25), Material Type (Concrete), Directional Symmetry Type (Isotropic), Material Display Color (with a 'Change...' button), and Material Notes (with a 'Modify/Show Notes...' button).
- Material Weight and Mass:** Two radio buttons: 'Specify Weight Density' (selected) and 'Specify Mass Density'. Below, 'Weight per Unit Volume' is set to 25 kN/m³ and 'Mass per Unit Volume' is set to 2549.29 kg/m³.
- Mechanical Property Data:** Modulus of Elasticity, E (32164.19 MPa), Poisson's Ratio, U (0.2), Coefficient of Thermal Expansion, A (1E-05 1/C), and Shear Modulus, G (13401.75 MPa).
- Design Property Data:** A 'Modify/Show Material Property Design Data...' button.
- Advanced Material Property Data:** Three buttons: 'Nonlinear Material Data...', 'Material Damping Properties...', and 'Time Dependent Properties...'.

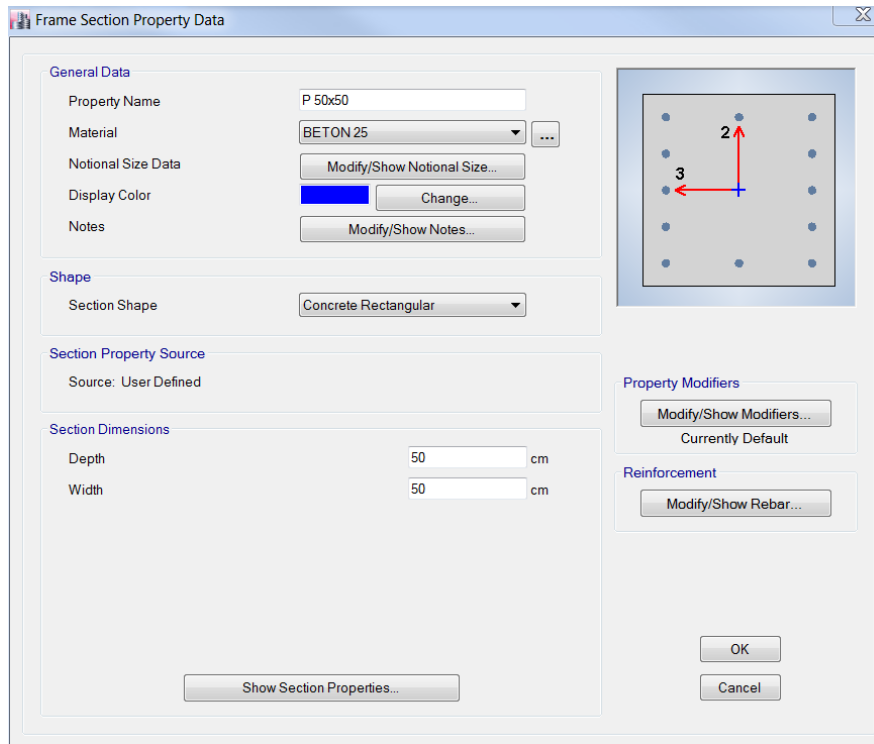
At the bottom of the dialog are 'OK' and 'Cancel' buttons.

Figure 4.3 : Caractéristiques des matériaux.

#### 4.4.4. Définition des dimensions des éléments

- Eléments « **FRAME** » (poteaux, poutres),

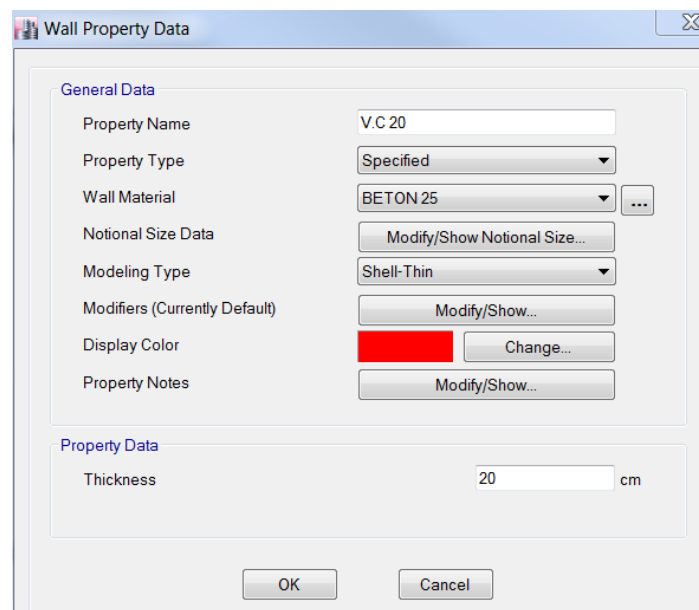
On introduit le nom, le matériau, les dimensions de la section transversale et éventuellement le nombre des barres d'acier dans le cas des structures en béton armé et l'enrobage.



**Figure 4.4 :** Définition des poutres, poteaux.

- Élément « **SHELL** » (escaliers et voiles), pour notre analyse on a seulement les voiles (la charge des escaliers et répartie sur la poutre palière et la poutre reprenant l'escalier)

On doit spécifier le nom de l'élément, le matériau qui le constitue et son épaisseur.



**Figure 4.5 :** Définition des voiles.



➤ Elément « **MEMBRANE** » (Planchers, Dalle plaines)

L'épaisseur de plancher et infinitésimale parce qu'on va le prendre en considération dans le calcul des charges des planchers (voire chapitre 02)

**Figure 4.6 :** Définition des planchers.

#### 4.4.5. Définition de type de chargement

Dans cette étape on donne un nom pour chaque type de charge et sa désignation (charge permanente, charge d'exploitation, vent, neige ...)

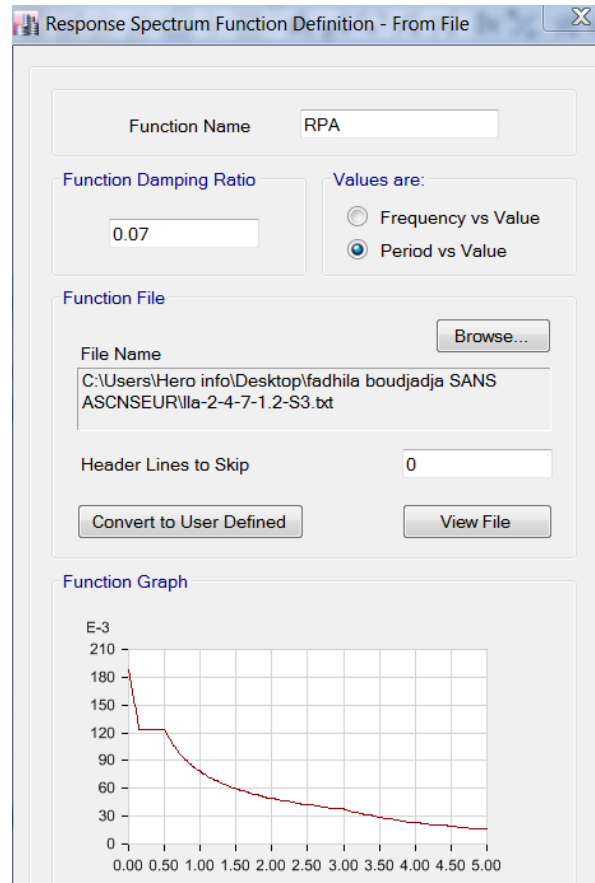
Load	Type	Self Weight Multiplier	Auto Lateral Load
G	Dead	1	
G	Dead	1	
Q	Live	0	

**Figure 4.7 :** Définition des charges statiques.

#### 4.4.6. Introduction des données pour l'étude sismique

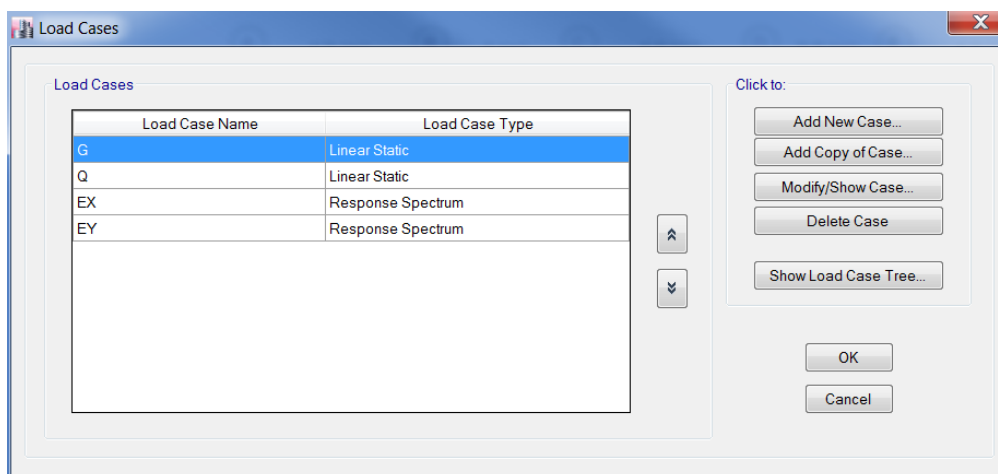
Le logiciel propose de soumettre la structure à des spectres de réponse prédéfinis. Comme il permet d'utiliser un autre spectre de réponse que l'on introduit soit par saisie ou par importation d'un fichier.

- Définition du Fonction du spectre de réponse



**Figure 4.8 :** Fonction du spectre de repense.

- Définition des charges sismiques pour les deux sens (Ex et Ey)



**Figure 4.9 :** Définition des charges sismiques.

#### 4.4.7. Définition des combinaisons des charges

Toutes les charges étant définies, on passe en suite à la définition des différentes combinaisons proposées par les règlements en vigueur.

Load Combination Data

**General Data**

Load Combination Name: ELS

Combination Type: Linear Add

Notes: Modify/Show Notes...

Auto Combination: No

**Define Combination of Load Case/Combo Results**

Load Name	Scale Factor
G	1
Q	1

Add

Delete

OK Cancel

Figure 4.10 : Combinaisons de charge.

#### 4.4.8. Concentration des masses

Assignment de la masse source pour concentrer les charges appliquées à la structure (permanentes, exploitation) :

$G+\beta Q$  Tel que :  $\beta = 0,2$  (Coefficient de pondération : bâtiment d'habitation)

Mass Source Data

Mass Source Name: MASSE SOURCE

**Mass Source**

Element Self Mass

Additional Mass

Specified Load Patterns

Adjust Diaphragm Lateral Mass to Move Mass Centroid by:

This Ratio of Diaphragm Width in X Direction:

This Ratio of Diaphragm Width in Y Direction:

**Mass Multipliers for Load Patterns**

Load Pattern	Multiplier
Q	0.2
G	1
Q	0.2

Add

Modify

Delete

**Mass Options**

Include Lateral Mass

Include Vertical Mass

Lump Lateral Mass at Story Levels

OK Cancel

Figure 4.11 : Définition de la masse source.

#### 4.4.9. Définir la géométrie du modèle

Dessiner les éléments de la structure

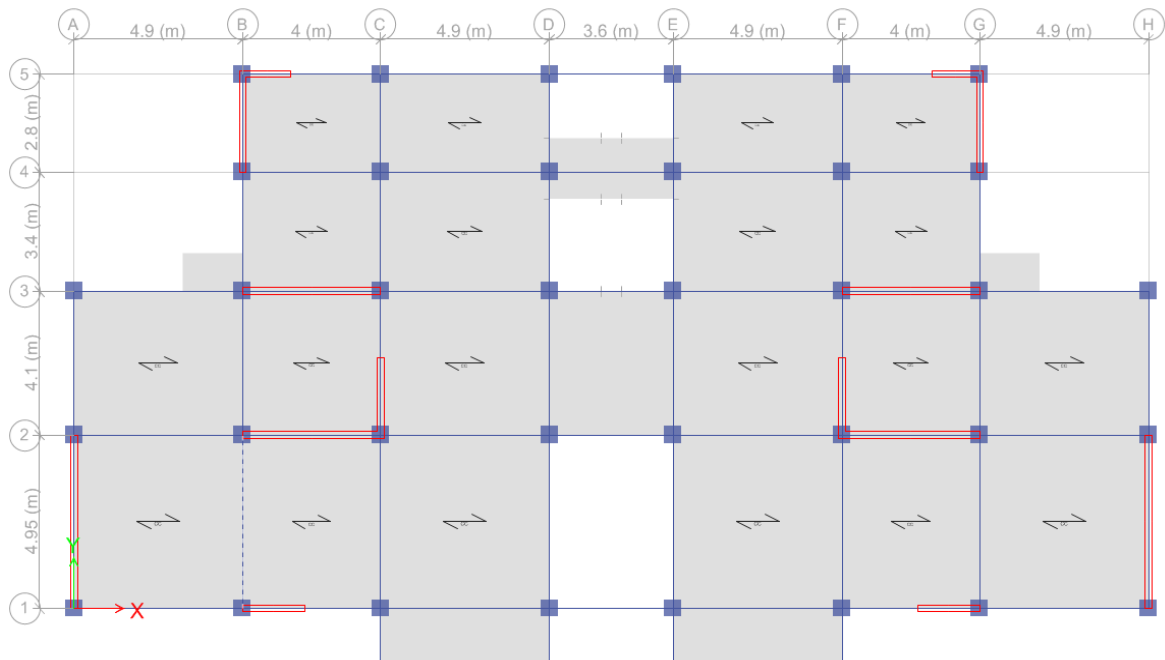


Figure 4.12 : géométrie du modèle.

#### 4.4.10. Assignment de comportement de dalle

Pour considérer l'hypothèse des planchers rigides dans leurs plans, il faut définir un diaphragme regroupant tous les nœuds d'un même plancher et ceci pour tous les niveaux.

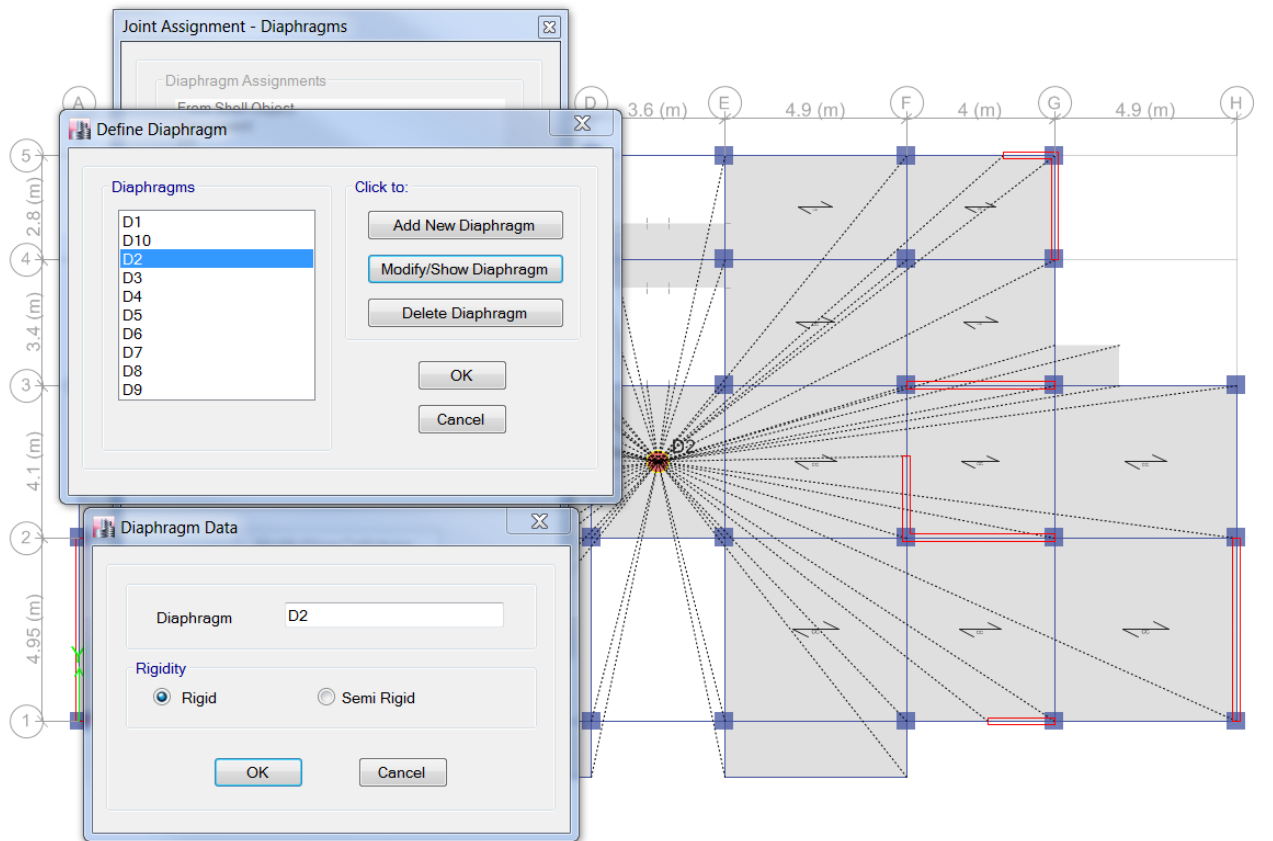


Figure 4.13 : Introduction des diaphragmes.

#### 4.4.11. Condition aux limites

Pour éviter d'avoir un mécanisme, il faut définir un système d'appuis de la structure de façon à ce que la structure ne peut se déplacer sans se déformer.

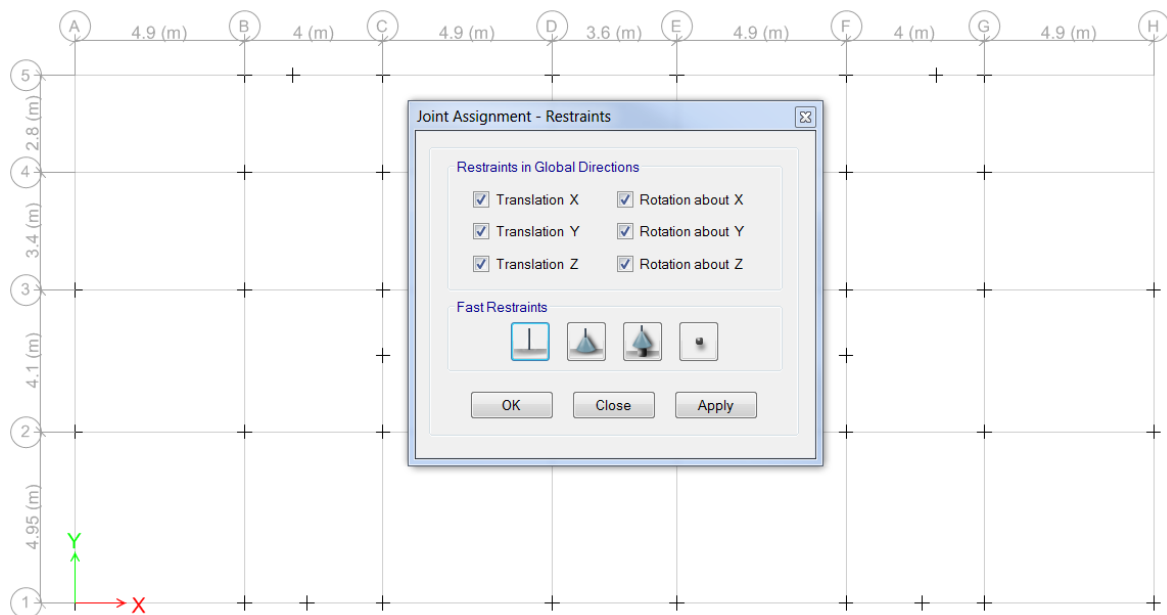


Figure 4.14 : Système d'appuis.

#### 4.4.12. Analyse

Définition du type d'analyse selon le cas (analyse statique ou dynamique...).

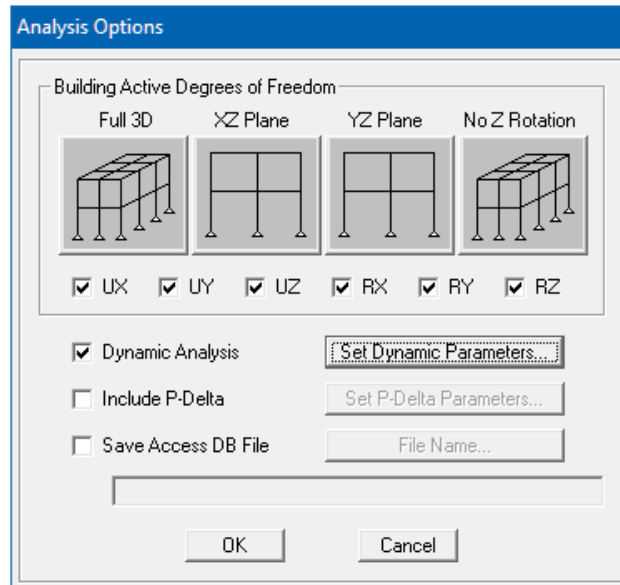


Figure 4.15 : Analyse.

### 4.5. Etude sismique

#### 4.5.1. Introduction

Toute structure implantée en zone sismique est susceptible de subir durant sa durée de vie une excitation dynamique de nature sismique. De ce fait la détermination de la réponse sismique de la structure est incontournable lors de l'analyse et de la conception parasismique de cette dernière. Ainsi, le calcul du bâtiment vis-à-vis de séisme vise à évaluer les charges susceptibles d'être engendrées dans le système structural lors du séisme. Dans le cadre de notre projet, la détermination de ces efforts est faite par le logiciel **ETABS** qui utilise une approche dynamique (par opposition à l'approche statique équivalente) basée sur le principe de la superposition modale.

#### 4.5.2. Modélisation de rigidité

La modélisation des éléments constituant le contreventement (rigidité) est effectuée comme suite :

- Chaque poutre et chaque poteau de la structure a été modélisé par un élément linéaire type poutre (frame) à deux nœuds, chaque nœud possède 6 degré de liberté (trois translations et trois rotations).

- Les poutres entre deux nœuds d'un même niveau (niveau  $i$ ).
- Les poteaux entre deux nœuds de différents niveaux (niveaux  $i$  et  $i+1$ ).
- Chaque voile est modélisé par un élément surfacique type Wall à quatre nœuds.
- La dalle est modélisée par un élément surfacique type « Slab » à quatre nœuds.
- Pour tous les planchers, nous avons attribué une contrainte de type diaphragme ce qui correspond à des planchers infiniment rigide dans leur plan pour satisfaire l'hypothèse.
- Tous les nœuds de la base du bâtiment sont encastres (6DDL bloqués).

#### 4.5.3. Modélisation de masse

- La masse des planchers est supposée uniformément répartie sur toute la surface du plancher. La masse est calculée par l'équation  $(G+\beta Q)$  imposée par le RPA99/Version 2003 avec  $(\beta = 0.2)$  pour un bâtiment à **usage d'habitation**.
- La masse volumique attribuée aux matériaux constituant les poteaux et les poutres est prise égale à celle du béton à savoir  $2.5t/m^3$ .
- La masse de l'acrotère et des murs extérieurs (maçonnerie) a été répartie aux niveaux des poutres qui se trouvent sur le périmètre des planchers (uniquement le plancher terrasse pour l'acrotère).
- La masse des escaliers a été répartie au niveau des poutres palières et les poutres des planchers délimitant la cage d'escalier (par plancher).

#### 4.5.4. Choix de la méthode de calcul

Le choix des méthodes de calcul et la modélisation de la structure ont comme objectif de prévoir au mieux le comportement réel de l'ouvrage.

Les règles parasismiques Algériennes RPA99/version2003 propose trois méthodes de calcul des sollicitations.

- 1- La méthode statique équivalente.
- 2- La méthode d'analyse modale spectrale.
- 3- La méthode d'analyse dynamique par Accélérogramme.

#### 4.5.4.1. La méthode statique équivalente

Les forces dynamiques réelles qui se développent dans la construction, sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal.

Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales choisies par le projecteur. Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure.

Les conditions d'applications de la méthode statique équivalente sont :

- Le bâtiment étudié satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plan au plus égale à 65 m en zones I et II et à 30m en zones III
- Le bâtiment étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions de hauteur énoncées en haut, et les conditions complémentaires suivantes :

- \* groupe d'usages 3 et 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m

- \* groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10 m.

- \* groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 8m.

- La méthode statique équivalente n'est pas applicable dans le cas de notre bâtiment car la structure est classée dans un groupe d'usage 2 et sa hauteur est supérieure à 17 m (25, 08 m).

#### 4.5.4.2. La méthode modale spectrale

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas et en particulier, dans le cas où les conditions d'utilisation de la méthode statique équivalente ne sont pas vérifiées.

Le principe de cette méthode est la recherche pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques, représentées par un spectre de calcul. Ces effets sont par suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

Cette méthode est basée sur les hypothèses suivantes :

- Concentration des masses au niveau des planchers.
- Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.



- La somme des coefficients des modes soit aux moins égales 90 %.
- Tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5 % de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.
- Le minimum de modes à retenir est de trois (3) dans chaque direction considérée.

Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

$$K \geq 3\sqrt{N} \quad \text{Et} \quad T_K \leq 0.20\text{sec}$$

Où : N représente le nombre de niveaux au-dessus du sol et  $T_K$  la période du mode K.

#### 4.5.5. Utilisation des spectres de réponse

La pratique actuelle la plus répandue consiste à définir le chargement sismique par un spectre de réponse. Toute structure est assimilable à un oscillateur multiple, la réponse d'une structure à une accélération dynamique est fonction de l'amortissement ( $\zeta$ ) et de la pulsation naturelle ( $\omega$ ). Pour des accélérogrammes donnés, si on évalue les réponses maximales en fonction de la période (T), on obtient plusieurs points sur un graphe qui est nommé spectre de réponse et qui aide à faire une lecture directe des déplacements maximaux d'une structure.

L'action sismique est représentée par un spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left( 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \frac{Q}{R} \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(1.25A) \frac{Q}{R} \left( \frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3.0s \end{cases}$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de la zone (A= 0.25 : Zone III, groupe d'usage 2).

$\eta$  : Facteur de correction d'amortissement.

Q : Facteur de qualité

### • Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente

La force sismique totale  $V$  appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

Avec :

- $A$  : coefficient d'accélération de zone ( $A = 0.25$  ; groupe d'usage 2 et zone sismique )
- $D$  : facteur d'amplification dynamique moyen. Il est fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ) et de la période fondamentale de la structure ( $T$ ).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 . \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s . \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0}\right)^{2/3} \left(\frac{3.0}{T}\right)^{5/3} & T \geq 3.0s . \end{cases}$$

$T_1, T_2$  : périodes caractéristiques associée a la catégorie du site est donnée dans le Tableau 4.7 de RPA99/Version 2003.

### • Estimation de la période fondamentale de la structure ( $T$ )

La valeur de la période fondamentale ( $T$ ) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculées par des méthodes analytiques ou numériques.

Les formules empiriques à utiliser selon le RPA99/version 2003 sont :

$$T = \min \begin{cases} T = 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{D}} \\ T = C_T \times h_N^{3/4} \end{cases}$$

$C_T$  : Coefficient fonction du système de contreventement et de type de remplissage

$$(C_T = 0.05)$$

$h_n$ : Hauteur mesurée à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau ( $h_n=28.5$  1m)

$D$  : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considéré

$$\left\{ \begin{array}{l} \Rightarrow D_x = 31.60m \\ \Rightarrow D_y = 15.25m \end{array} \right.$$

Selon x-x

$$T_x = \min \left\{ \begin{array}{l} T = 0.09 \frac{28.51}{\sqrt{28.51}} = 0.456 \text{sec} \\ T = 0.05 \times (28.51)^{3/4} = 0.617 \text{sec} \end{array} \right. \Rightarrow T_x = 0.456 \text{ sec}$$

Selon y-y

$$T_y = \min \left\{ \begin{array}{l} T = 0.09 \frac{28.51}{\sqrt{15.25}} = 0.657 \text{sec} \\ T = 0.05 \times (28.51)^{3/4} = 0.617 \text{sec} \end{array} \right. \Rightarrow T_y = 0.617 \text{ sec}$$

$$\text{Sol meuble} \Rightarrow \text{site3} \left\{ \begin{array}{l} T_1 = 0.15 \text{ sec.} \\ T_2 = 0.50 \text{ sec.} \end{array} \right.$$

Le facteur d'amplification dynamique moyen est :

$$D_x = 2.5\eta \quad \text{Si } 0 < T_x < T_2$$

$$D_y = 2.5\eta \left( \frac{T_2}{T_y} \right)^{2/3} \quad \text{Si } T_2 < T_y < 3.0 \text{ sec}$$

$\eta$  : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}} \geq 0.7$$

$\xi$  (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages

Pour notre bâtiment on prend  $\xi = 7$  %

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + 7)}} \geq 0.7 \Rightarrow \eta = 0.882$$

$$D_x = 2.5\eta = 2.5 \times 0.882 = 2.205$$

$$D_y = 2.5\eta \left( \frac{T_2}{T_y} \right)^{2/3} = 2.5 * 0.882 \left( \frac{0.5}{0.617} \right)^{2/3} = 1.917$$

- R : Coefficient de comportement

Les valeurs du coefficient de comportement sont données par la réglementation en fonction du type de structure (mode de contreventement tableau (4.3) (Art 4.2.3 RPA 99/Version 2003.), des matériaux utilisés et des dispositions constructives adoptées pour favoriser la ductilité des éléments et assemblages, c'est-à-dire leur aptitude à supporter des déformations supérieures à la limite élastique.

Pour notre bâtiment, le système de contreventement choisi est en portique par des voiles en béton armé (R=4).

- Q : facteur de qualité de la structure. Il est fonction de :

- redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent
- régularité en plan et en élévation
- la qualité de contrôle de la construction

La valeur de Q déterminée par la formule :  $Q = 1 + \sum_1^6 P_q$

Avec :

$P_q$  représente la pénalité à retenir selon que le critère de qualité est satisfait ou non,

Ces pénalités sont résumées dans le Tableau 4.1 (Tableau 4.4 de RPA 99/version 2003).

- T : Périodes caractéristiques :

$$\left. \begin{array}{l} T_1 = 0.15 \text{ s} \\ T_2 = 0.50 \text{ s} \end{array} \right\} \text{site } S_3$$

- W : poids de la structure calculé par la formule suivante :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i$$

- $W_i$  : étant donné par :  $W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$

Avec :

$W_i$  : Le poids concentré au niveau du centre masse du plancher « i »;

$W_{Gi}$ : Le poids dû aux charges permanentes et celui des équipements fixes éventuels, secondaires de la structure au niveau "i";

$W_{Qi}$ : Surcharges d'exploitation au niveau "i";

$\beta$ : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

$\beta = 0.2$  (bâtiment d'habitation, bureaux ou assimilés).

Le Tableau 4.2 récapitule les paramètres sismiques retenus pour notre bâtiment

**Tableau 4.1.** Paramètres sismiques

Coefficient	Conditions	Valeur
A	Ouvrage groupe 2 Zone sismique III	0.25
R	Système de contreventement portiques contreventée par des voiles	4
Q	$1 + \Sigma P_q$	1.20
E	-	7%
H	$[(7 / (2 + \epsilon))]^{1/2} \geq 0.7$	0.882
$T_1$	Site 3	0.15 s
$T_2$	Site 3	0.50 s

#### • Résultante des forces sismiques de calcul

L'une des premières vérifications préconisée par le RPA99 version 2003 est relative à la résultante des forces sismiques. En effet la résultante des forces sismiques à la base " $V_t$ " obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente " $V$ " pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si  $V_t < 0,8V$ , il faut augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,.....) par le rapport :  $\frac{0.8V}{V_t}$

#### 4.5.6. Vérifications exigées par le RPA 99/version 2003

Pour les deux méthodes de calcul, le RPA 99/version 2003 exige les vérifications suivantes :

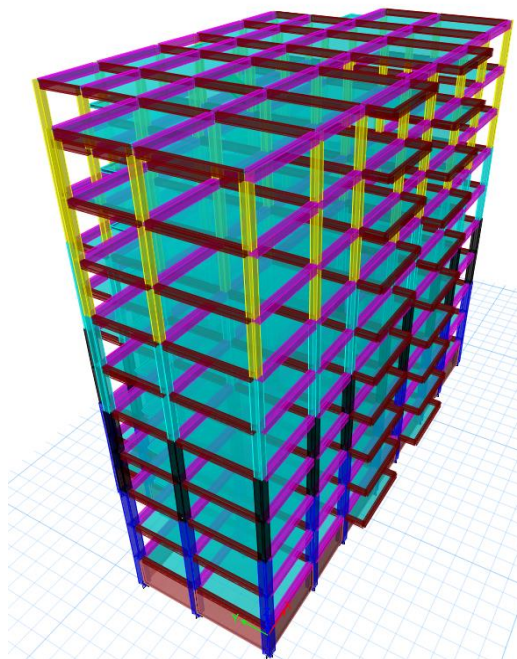
- Vérification de comportement pour les trois premiers modes
- Vérification des périodes
- Vérification de participation massique
- Vérification de la résultante des forces sismiques
- Vérification de déplacements inter-étages
- Vérification vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$

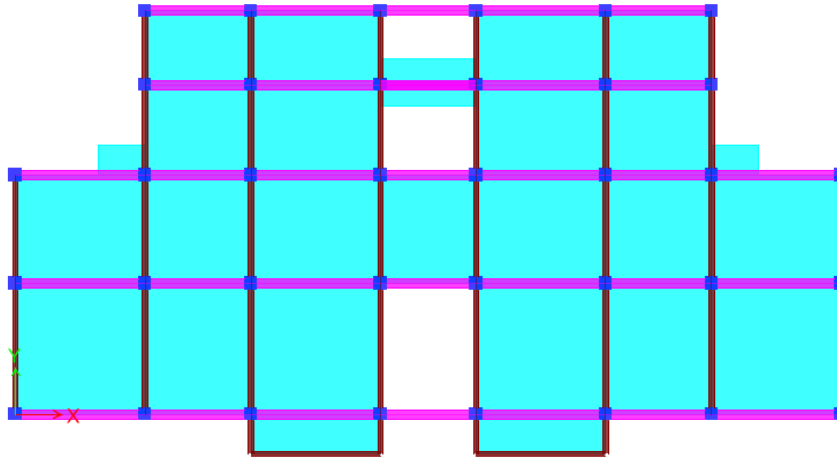
#### 4.6. Interprétation des résultats

Nous présenterons les différents modèles de disposition des voiles de contreventement, ainsi que les vérifications nécessaires et les résultats de l'analyse sismique réalisée par l'ETABS.

##### 4.6.1. Premier modèle

Dans le premier modèle, les voiles de contreventement sont disposés dans la cage d'escalier (Figure 4.16) ,Le comportement des trois premiers modes est montré sur la Figure 4.17 ci-dessous.





**Figure 4.16:** Modèle initial.

#### 4.6.1.1. Vérification de participation massique

**Tableau 4.2.** Pourcentage de participation massique

Mode	Période (s)	Participation massique		Cumul de participation massique (%)*100	
		Sens (X)	Sens (Y)	Sens (X)	Sens (Y)
1	1.189	1.188E-05	0.677	1.188E-05	0.677
2	1.178	0.091	1.163E-05	0.091	0.677
3	0.943	0.591	2.254E-05	0.682	0.677
4	0.413	0.017	6.541E-06	0.699	0.677
5	0.398	5.945E-06	0.11	0.699	0.787
6	0.33	0.092	3.724E-06	0.791	0.787
7	0.236	0.007	1.114E-05	0.798	0.787
8	0.229	2.615E-05	0.039	0.798	0.826
9	0.193	0.032	1.78E-05	0.829	0.826
10	0.161	0.004	4.716E-06	0.834	0.826
11	0.158	1.954E-05	0.022	0.834	0.848
12	0.136	0.015	8.597E-06	0.849	0.848
13	0.12	0.005	1.449E-06	0.853	0.848
14	0.117	8.49E-06	0.016	0.853	0.864
15	0.103	0.011	5.713E-06	0.864	0.864
16	0.096	0.002	1.703E-06	0.867	0.864
17	0.091	3.048E-06	0.009	0.867	0.873
18	0.083	0.003	1.405E-06	0.869	0.873
19	0.08	0.003	2.191E-06	0.873	0.873
20	0.075	4.608E-06	0.007	0.873	0.88
21	0.07	0.003	4.26E-06	0.876	0.88

22	0.065	0.004	6.488E-07	0.879	0.88
23	0.062	3.398E-06	0.008	0.879	0.888
24	0.058	0.003	3.815E-06	0.882	0.888
25	0.057	0	3.877E-06	0.882	0.888
26	0.051	0.004	0	0.887	0.888
27	0.049	6.593E-07	0.008	0.887	0.896
28	0.046	0.002	2.378E-06	0.889	0.896
29	0.024	1.874E-06	0.1	0.889	0.996
30	0.022	0	0	0.889	0.996
31	0.02	0	0	0.889	0.996
32	0.019	5.702E-06	0	0.889	0.996
33	0.019	0.105	1.557E-06	0.994	0.996

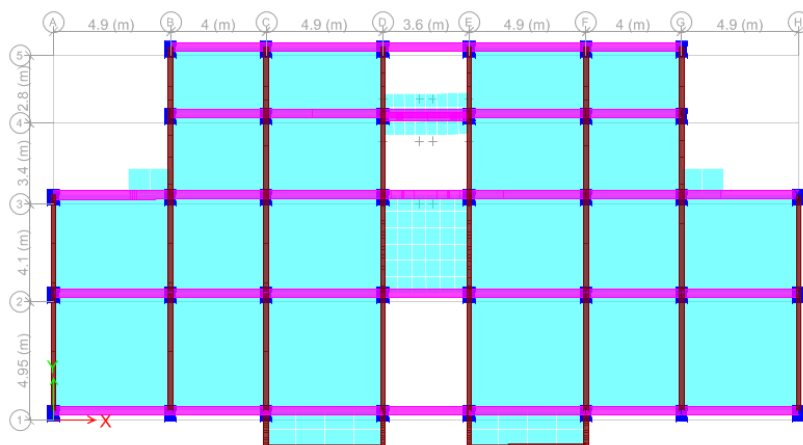
La participation massique dépasse le seuil des 90 % : **Mode 33**

**4.6.1.2. Vérification des périodes**

Les valeurs des périodes T données par l'ETABS ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de 30 %.

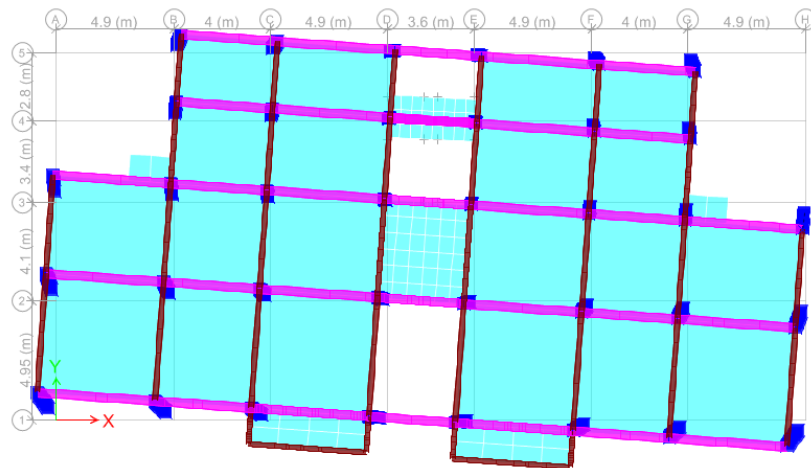
**Tableau 4.3.** Vérification des périodes

Sens	T <sub>RPA</sub> (s)	T <sub>ETABS</sub> (s)	1.3 x T <sub>RPA</sub> (s)	T <sub>ETABS</sub> ≤ 1.3T <sub>RPA</sub>
X	0.456	1.189	0.593	Non vérifiée
Y	0.617	1.189	0.802	Non vérifiée

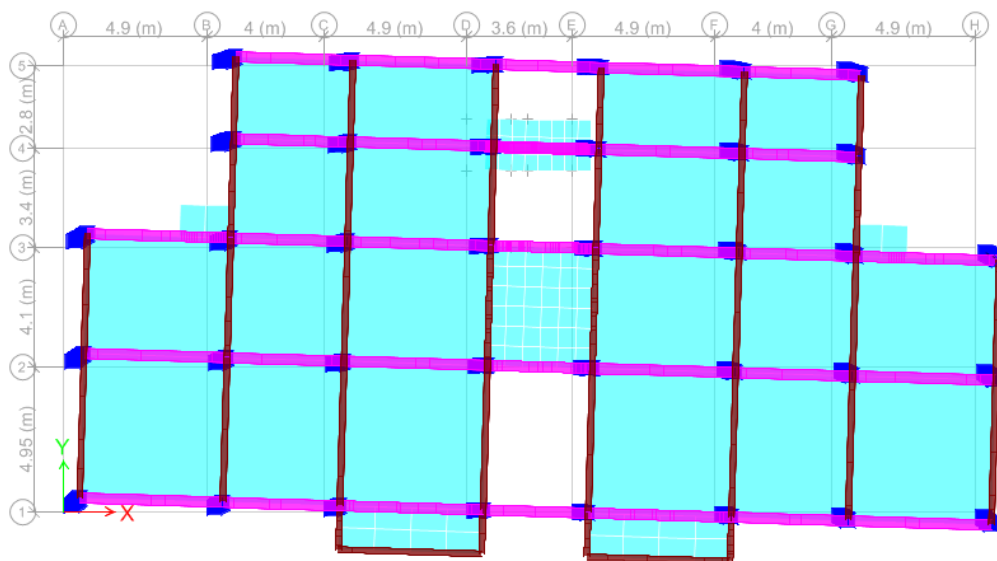


**Mode 1.** Mode (Translation Y)





**Mode 2.** Mode (Rotation Z )



**Mode 3.** Mode (Translation X +Rotation Z )

**Figure 4.17:**Comportement des trois premiers modes du modèle initial.

**Tableau 4.4.** Valeurs des pénalités  $P_q$

Critère	Suivant X		Suivant Y	
	Observé	Valeur	Observé	Valeur
1. Condition minimales sur les files de contreventement	Oui	0	Oui	0
2. Redondance en plan	Oui	0	Oui	0
3. Régularité en plan	Non	0.05	Non	0.05
4. Régularité en élévation	Oui	0	Oui	0
5. Contrôle de la qualité des matériaux	Non	0.05	Non	0.05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	Non	0.1	Non	0.1

En récapitulant les résultats on trouve :

$$Q_x = Q_y = 1 + (0 + 0 + 0.05 + 0.0 + 0.05 + 0.1) = 1.20$$

#### 4.6.1.3. Vérification de la résultante des forces sismiques

La résultante des forces sismiques à la base  $V_t$  obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente.

Si  $V_t < 0,8V$ , il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,.....) dans le rapport  $r = \frac{0,8V}{V_t}$ .

#### - Efforts tranchant à la base dans les 02 sens globaux fournis par ETABS

$$V_{tx} = 2347,26 \text{ kN}$$

$$V_{ty} = 2103,43 \text{ kN.}$$

#### **- Efforts tranchant à la base dans les 02 sens globaux calculés par la MSE**

La force sismique totale  $V$ , appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans les deux directions horizontales selon la formule :

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W$$

Avec :

W : poids totale de la structure

Q : facteur de qualité

R : coefficient de comportement globale de la structure

A : coefficient d'accélération de zone.

Dans notre cas :

$$W = 39835,93 \text{ KN (calcul automatique).}$$

$$R = 4$$

A.N :

$$V_x = \frac{0,25 \cdot (2,205) \cdot (1,20)}{4} \cdot 39835,93$$

$$V_x = 3952,72 \text{ kN}$$

$$V_y = \frac{0,25 \cdot (1,917) \cdot (1,20)}{4} \cdot 39835,93$$

$$V_y = 3436,45 \text{ KN}$$

$$V_{tx} = 0,8V = 0,8 \cdot (3952,72) = 3162,17 \text{ KN}$$

$$V_{ty} = 0,8V = 0,8 \cdot (3436,45) = 2749,16 \text{ KN}$$

**Tableau 4.5.** Calcul de force sismique

A	D <sub>x</sub>	D <sub>y</sub>	R	Q <sub>x</sub>	Q <sub>y</sub>	∑W <sub>i</sub> (KN)	V <sub>x</sub> (KN)	V <sub>y</sub> (KN)
0.25	2.205	1.917	4	1.20	1.20	39835.93	4517.39	3927.37

Alors :

$$r_x = \frac{0,8.v}{vt} = \frac{0,8.3952,72}{2347,26} = 1,35$$

$$r_y = \frac{0,8.v}{vt} = \frac{0,8.3436,45}{2103,43} = 1,31$$

**Tableau 4.6.** Vérification de la résultante de force sismique

Sens	V (KN)	V <sub>t</sub> (KN)	0.8V	V <sub>t</sub> ≥ 0.8V
X	3952.72	2347.26	3613.92	Non
Y	3436.45	2103.43	3141.89	Non

**Remarque :**

D'après l'RPA99 V2003, on doit multiplier les valeurs des déplacements latéraux inter-étages de la structure par le coefficient  $r_x$  (ou  $r_y$ ) selon la direction.

**4.6.1.4. Vérification des déplacements**

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure et calculé comme suit :

$$\delta_K = R\delta_{ek}$$

$\delta_{ek}$  Déplacement du aux forces sismique

R : Coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 est calculé par :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Selon RPA 99 /version 2003, le déplacement horizontal relatif d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser :  $\Delta K\text{-limite} = 0.01h_e$

$h_e$  : la hauteur de l'étage k

Les résultats de la vérification des déplacements inter-étages selon les deux sens sont regroupés dans les Tableaux 4.7 à 4.8 ci-dessous.

**Tableau 4.7.** Vérification des déplacements inter-étages dans le sens X

Niveau	$\delta_e$ (m)	$\delta_K = R\delta_{ek}$ (m)	$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$ (m)	0.01 he (m)	Vérification
8 ET	0.026	<b>0.1404</b>	0.1269	0.0306	Oui
7 ET	0.025	<b>0.0135</b>	0.0017	0.0306	Oui
6 ET	0.022	<b>0.0118</b>	-0.0008	0.0306	Oui
5 ET	0.019	<b>0.0126</b>	-0.0738	0.0306	Oui
4 ET	0.016	<b>0.0864</b>	0.0162	0.0306	Oui
3 ET	0.013	<b>0.0702</b>	0.0216	0.0306	Oui
2 ET	0.009	<b>0.0486</b>	0.0162	0.0306	Oui
1 ET	0.006	<b>0.0324</b>	0.0216	0.0306	Oui
RDC	0.002	<b>0.0108</b>	0.0104	0.0408	Oui
S.SOL	8.21E-05	<b>0.0004</b>	0.0004	0.072	Oui

**Tableau 4.8.** Vérification des déplacements inter-étages dans le sens Y

Niveau	$\delta_e$ (m)	$\delta_K = R\delta_{ek}$ (m)	$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$ (m)	0.01 he (m)	Vérification
8 ET	0.036	<b>0.1886</b>	0.0157	0.0306	Oui
7 ET	0.033	<b>0.1729</b>	0.0157	0.0306	Oui
6 ET	0.03	<b>0.1572</b>	0.0210	0.0306	Oui
5 ET	0.026	<b>0.1362</b>	0.0209	0.0306	Oui
4 ET	0.022	<b>0.1153</b>	0.0268	0.0306	Oui
3 ET	0.017	<b>0.0891</b>	0.0262	0.0306	Oui
2 ET	0.012	<b>0.0629</b>	0.0262	0.0306	Oui
1 ET	0.007	<b>0.0367</b>	0.0210	0.0306	Oui
RDC	0.003	<b>0.0157</b>	0.0152	0.0408	Oui
S.SOL	0.0001	<b>0.0005</b>	0.0005	0.072	Oui

### Conclusion

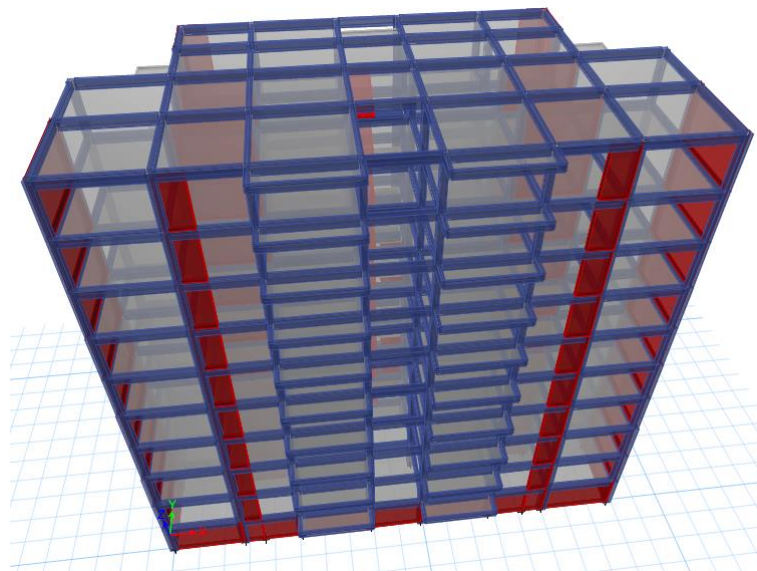
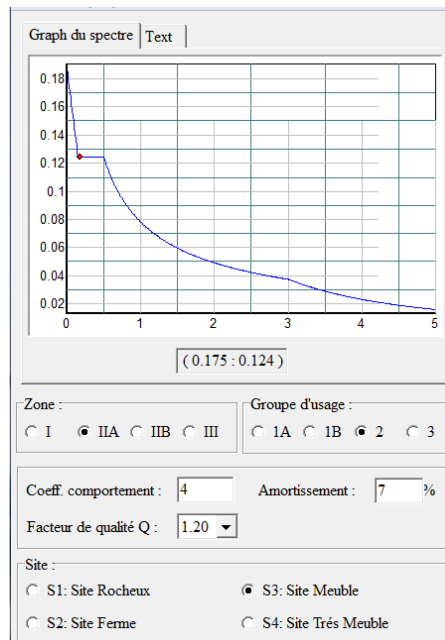
La période fondamentale et la résultante de force sismique pas vérifiées dans les deux sens (X et Y), donc on doit augmenter la rigidité de la structure par l'ajout des voiles.

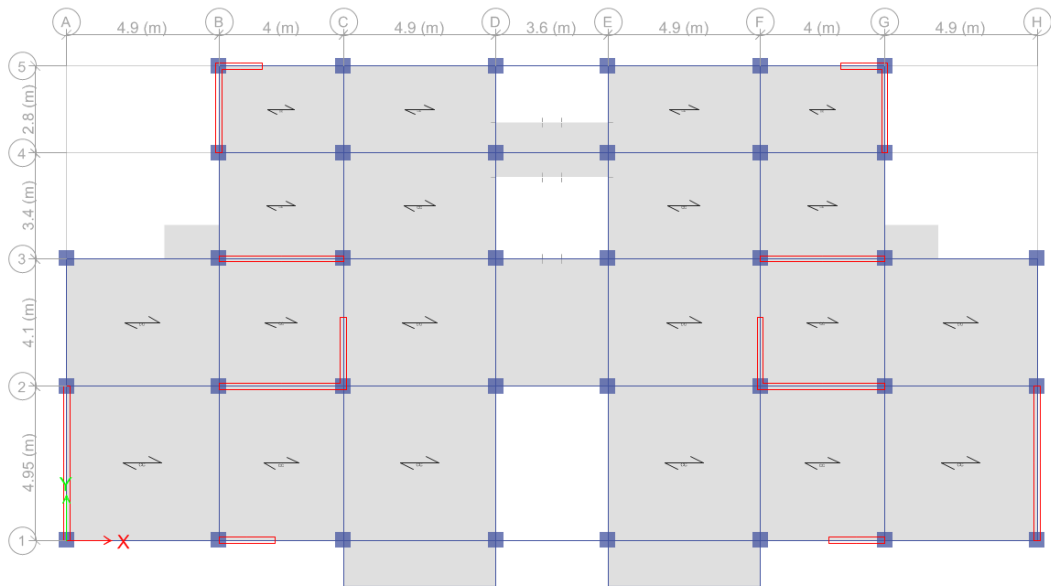
#### 4.6.2. Deuxième modèle

Les voiles de contreventement seront disposés de manière symétrique. Donc dans ce qui suit il faut déterminer, le nombre de voiles nécessaires à rajouter ainsi que leurs positions.

La Figure 4.4 présente le deuxième modèle qui montre la disposition des voiles de contreventement dans la cage d'escalier et dans les angles de notre bâtiment,

Le comportement des trois premiers modes est montré sur la Figure 4.5 ci-dessous.





**Figure 4.18:** Deuxième modèle de disposition des voiles.

#### 4.6.2.1. Vérification de participation massique

La vérification de pourcentage de participation massique est donnée au tableau 4.9

**Tableau 4.9.** Pourcentage de participation massique

Mode	Période (s)	Participation massique		Cumul de participation massique (%)*100	
		Sens (X)	Sens (Y)	Sens (X)	Sens (Y)
1	0.62	0.592	0.029	0.592	0.029
2	0.619	0.028	0.61	0.62	0.639
3	0.51	0.014	0	0.634	0.639
4	0.158	0	0.172	0.634	0.811
5	0.155	0.164	0	0.798	0.811
6	0.12	0.002	0	0.8	0.811
7	0.072	0	0.069	0.8	0.881
8	0.069	0.062	0	0.862	0.881
9	0.056	0	3.293E-06	0.862	0.881
10	0.053	0.001	0	0.862	0.881
11	0.044	0	0.037	0.862	0.918
12	0.042	0.032	0	0.894	0.918
13	0.032	0.001	0	0.895	0.918
14	0.032	0	0.024	0.895	0.942
15	0.03	0.019	0	0.914	0.942

La participation massique dépasse le seuil des 90 % : **Mode 15**

#### 4.6.2.2. Vérification des périodes

La vérification des périodes est donnée au Tableau 4.10.

**Tableau 4.10.** Vérification des périodes

Sens	$T_{RPA}$ (s)	$T_{ETABS}$ (s)	$1.3 \times T_{RPA}$ (s)	$T_{ETABS} \leq 1.3T_{RPA}$
X	0.456	0.619	0.593	Vérifiée
Y	0.617	0.619	0.802	Vérifiée

#### 4.6.2.3. Vérification de la résultante des forces sismiques

Les Tableaux 4.11 et 4.12 présentent le calcul et la vérification de la résultante des forces sismiques sous l'effet des deux modules d'élasticité.

**Tableau 4.11.** Calcul de la force sismique

$\sum W_i$ (KN)	$V_x$ (KN)	$V_y$ (KN)
42696.62	4236.57	3683.22

**Tableau 4.12.** Vérification de la résultante des forces sismique de calcul

Sens	V (KN)	$V_t$ (KN)	0.8V	$V_t \geq 0.8V$
X	4236.57	3399.2	3389.26	oui
Y	3683.22	3232.55	2946.58	oui

#### 4.6.2.4. Vérification des déplacements

Les déplacements inter-étages dans les deux sens sont regroupés dans les tableaux 4.13 à 4.14 présentés ci-dessous.

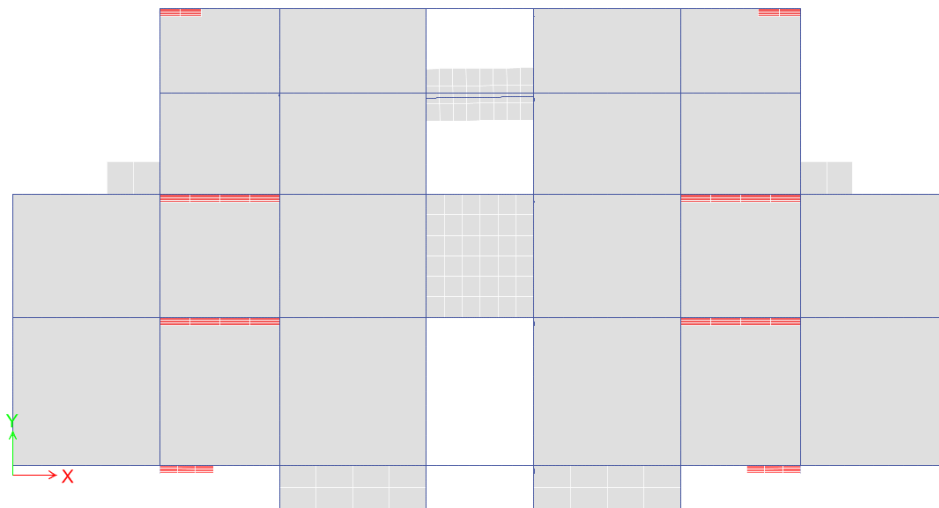
**Tableau 4.13.** Vérification des déplacements inter-étages dans le sens X

Niveau	$\delta_e$ (m)	$\delta_K = R\delta_{ek}$ (m)	$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$ (m)	0.01 $h_e$ (m)	vérification
8 ET	0.015	<b>0.0525</b>	0.007	0.0306	Oui
7 ET	0.013	<b>0.0455</b>	0.007	0.0306	Oui

6 ET	0.011	<b>0.0385</b>	0.007	0.0306	Oui
5 ET	0.009	<b>0.0315</b>	0.007	0.0306	Oui
4 ET	0.007	<b>0.0245</b>	0.007	0.0306	Oui
3 ET	0.005	<b>0.0175</b>	0.0035	0.0306	Oui
2 ET	0.004	<b>0.014</b>	0.007	0.0306	Oui
1 ET	0.002	<b>0.007</b>	0.0035	0.0306	Oui
RDC	0.001	<b>0.0035</b>	0.0032	0.0306	Oui
S.SOL	9.93E-05	<b>0.0003</b>	0.0003	0.027	Oui

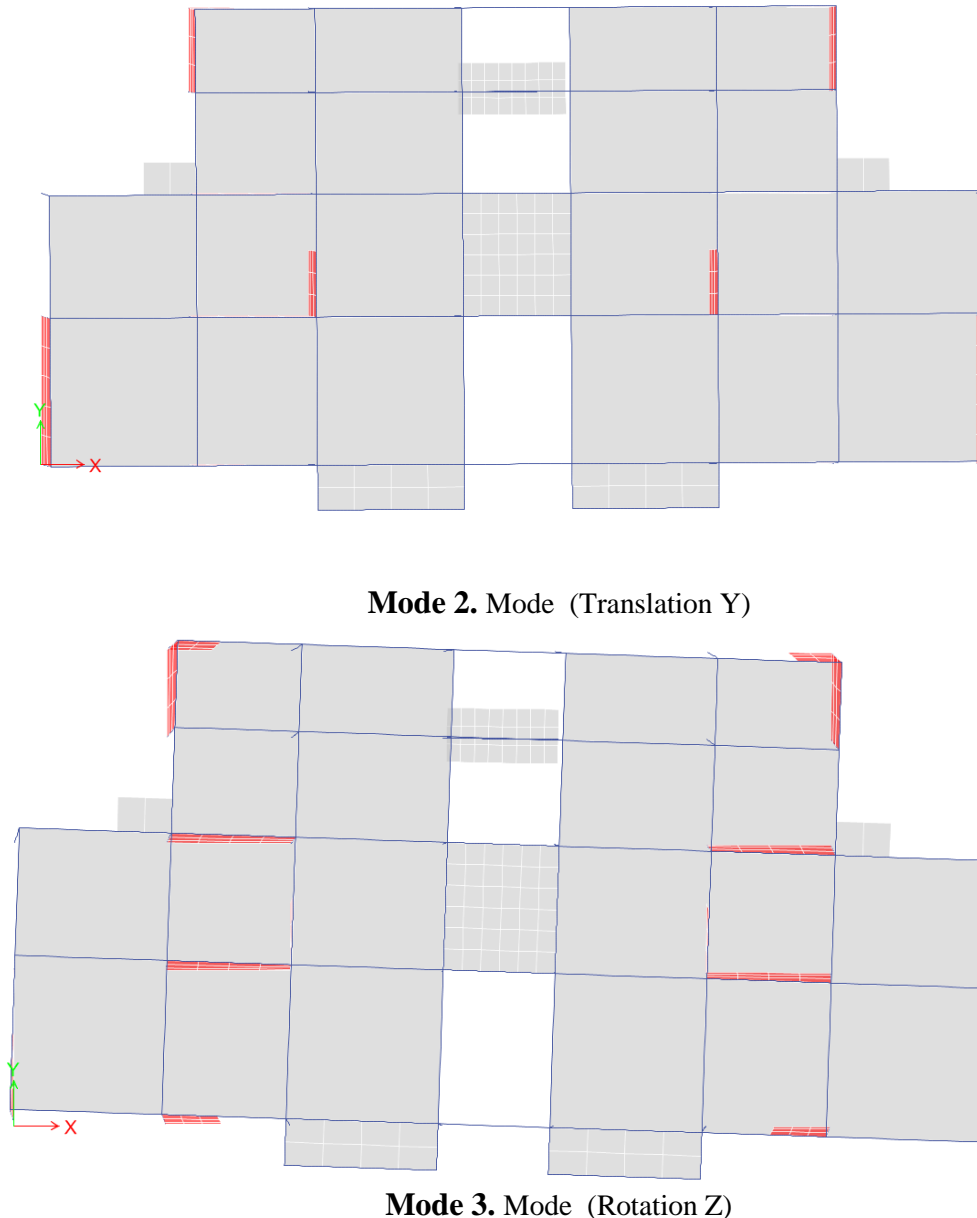
**Tableau 4.14.** Vérification des déplacements inter-étages dans le sens Y

Niveau	$\delta_e$ (m)	$\delta_k = R\delta_{ek}$ (m)	$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$ (m)	0.01 h <sub>e</sub> (m)	vérification
8 ET	0.014	<b>0.049</b>	0.007	0.0306	Oui
7 ET	0.012	<b>0.042</b>	0.007	0.0306	Oui
6 ET	0.01	<b>0.035</b>	0.0035	0.0306	Oui
5 ET	0.009	<b>0.0315</b>	0.007	0.0306	Oui
4 ET	0.007	<b>0.0245</b>	0.007	0.0306	Oui
3 ET	0.005	<b>0.0175</b>	0.007	0.0306	Oui
2 ET	0.003	<b>0.0105</b>	0.0035	0.0306	Oui
1 ET	0.002	<b>0.007</b>	0.0035	0.0306	Oui
RDC	0.001	<b>0.0035</b>	0.0029	0.0306	Oui
S.SOL	0.0002	<b>0.0006</b>	0.0003	0.027	Oui



**Mode 1.** Mode (Translation X)





**Figure 4.19:** Comportement des trois premiers modes du 2<sup>ème</sup> modèle.

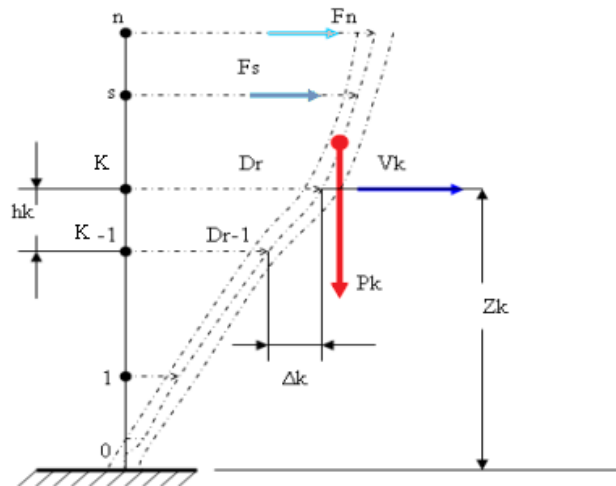
### Conclusion

Les cinq vérifications exigé par le RPA 99/version 2003, qui sont : la vérification de comportement des trois premiers modes, la vérification des périodes, la vérification de participation massique, la vérification de la résultante des forces sismiques et la vérification des déplacements inter-étage, sont satisfaites avec le modèle final de disposition des voiles de contreventement de notre bâtiment.

A fin de choisir le modèle final on doit vérifier le dernier paramètre qui présente la vérification vis-à-vis de l'effet P-  $\Delta$ .

#### 4.7. Vérification vis-à-vis de l'effet P-Δ

L'effet P-Δ est le moment additionnel dû au produit de l'effort normal dans un poteau au niveau d'un nœud de la structure par le déplacement horizontal du nœud considéré. Figure (4.10)



**Figure 4.20** Evaluation des effets du second ordre.

Les effets de second ordre (l'effet PΔ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0.1$$

Avec :

- $P_k$  : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au-dessus du niveau 'K' :

$$P_K = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi}) \quad \text{Déjà calculé.}$$

- $V_K$  : 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' comme indique-la figure.

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

premier ordre par le facteur :  $\frac{1}{(1 - \theta_K)}$

Si  $\theta > 0.20$ , la structure est partiellement instable et elle doit être redimensionnée.

Les Tableaux présentés ci-dessous résument les vérifications de l'effet P- $\Delta$  dans les deux sens .

**Tableau 4.15.** Vérification de l'effet P- $\Delta$  dans le sens X

Niveaux	Pk(KN)	$\Delta k(m)$	Vk(KN)	hk(m)	$\Theta_x$	Observation
8 ET	5178.46	<b>0.0525</b>	834.1	3.06	0.0142	Vérifier
7 ET	10220.4	<b>0.0455</b>	1427.22	3.06	0.0164	Vérifier
6 ET	15262.35	<b>0.0385</b>	1904.59	3.06	0.0183	Vérifier
5 ET	20395.56	<b>0.0315</b>	2301.91	3.06	0.0203	Vérifier
4 ET	25528.77	<b>0.0245</b>	2634.84	3.06	0.0222	Vérifier
3 ET	30767.02	<b>0.0175</b>	2903.7	3.06	0.0121	Vérifier
2 ET	36005.27	<b>0.014</b>	3117.67	3.06	0.0264	Vérifier
1 ET	41362.32	<b>0.007</b>	3274.13	3.06	0.0144	Vérifier
RDC	46719.38	<b>0.0035</b>	3377.06	3.06	0.0145	Vérifier
S.SOL	52919.41	<b>0.0003</b>	3399.2	2.72	0.0017	Vérifier

**Tableau 4.16.** Vérification de l'effet P- $\Delta$  dans le sens Y

Niveaux	Pk(KN)	$\Delta k(m)$	Vk(KN)	hk(m)	$\Theta_y$	Observation
8 ET	5178.46	0.0070	798.02	3.06	0.0148	Vérifier
7 ET	10220.4	0.0070	1360.71	3.06	0.0172	Vérifier
6 ET	15262.35	0.0035	1815.04	3.06	0.0096	Vérifier
5 ET	20395.56	0.0070	2193.85	3.06	0.0213	Vérifier
4 ET	25528.77	0.0070	2512.03	3.06	0.0232	Vérifier
3 ET	30767.02	0.0070	2769.02	3.06	0.0254	Vérifier
2 ET	36005.27	0.0035	2974.54	3.06	0.0138	Vérifier
1 ET	41362.32	0.0035	3126.49	3.06	0.0151	Vérifier
RDC	46719.38	0.0029	3232.55	3.06	0.0137	Vérifier
S.SOL	52919.41	0.0006	3271.87	2.72	0.0036	Vérifier

### Conclusion

La structure est justifiée vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$ , donc toutes les vérifications exigées par les règles RPA99/ version 2003 sont satisfaites avec le deuxième modèle.

# Chapitre 05 :



***FERRAILLAGE DES  
ÉLÉMENTS  
STRUCTURAUX***

## Chapitre 5 :

### Ferrailage des éléments structuraux

#### 5.1. Introduction

Le ferrailage des éléments résistants devra être conformément aux règlements en vigueur en l'occurrence le **CBA 93** et le **RPA99 version 2003**.

Nous allons étudier le ferrailage des éléments structuraux, à l'aide du Logiciel **SOCOTEC**.

Notre structure est composée essentiellement de trois éléments structuraux à savoir :

1. Poteaux
2. Poutres
3. Voiles

#### 5.2. Hypothèses

Pour faciliter le calcul des quantités d'armatures longitudinales nécessaires dans les éléments structuraux, nous allons introduire les simplifications :

La section d'armatures dans les poteaux sera calculée pour chaque poteau, ce qui n'est pas le cas pour une étude destinée à l'exécution (où l'on adopte généralement le même ferrailage pour les poteaux du même niveau) ;

Les poutres seront ferrillées avec la quantité maximale nécessaire sur chaque niveau. La section minimale à prévoir pour chaque élément est celle donnée par le règlement parasismique.

#### 5.3. Section minimales et maximales

Selon **RPA 99 version 2003** Les pourcentages minimaux et maximaux pour chaque type d'élément sont donnés dans le tableau suivant :

**Tableau 5.1.** Sections minimales et maximales

Elément	Section minimale	Section maximale	
		Zone courante	Zone de recouvrement
Poteaux	0.9%	3.0%	6,0%
Poutres	0.5%	4.0%	6,0%
Voiles	0.2%	/	/

### 5.3.1. Diamètre des barres

Pour les voiles le diamètre des barres utilisées ne doit pas dépasser le dixième de l'épaisseur des voiles [2], ce qui nous donne un diamètre maximal de 20mm.

D'après **RPA 99 version 2003** Le diamètre minimal des barres longitudinales est de 12mm pour les poteaux et les poutres et de 10mm pour les voiles.

### 5.4. Ferrailage des poteaux

Les poteaux sont des éléments structuraux verticaux, ils constituent des points d'appuis pour les poutres et jouent un rôle très important dans la transmission des efforts vers les fondations. Les sections des poteaux sont soumises à la flexion composée ( $M, N$ ), compression, et à un moment fléchissant "M".

Une section soumise à la flexion composée peut être l'un des trois cas suivants:

- Section entièrement tendue SET.
- Section entièrement comprimée SEC.
- Section partiellement comprimée SPC.

Les armatures sont obtenues à l'état limite ultime ( $E.L.U$ ) sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et dans les situations suivantes:

**Tableau 5.2.**Caractéristiques du béton et de l'acier

Situation	Béton			Acier		
	$\gamma_b$	$f_{c28}$ (MPa)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\gamma_s$	$f_e$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)
Durable	1,5	25	14,2	1,15	400	348
Accidentelle	1,15	25	18,48	1	400	400

#### 5.4.1. Recommandation selon RPA99 version 2003

D'après le **RPA99 version 2003**, pour une zone sismique III, les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochet.

- Leur pourcentage est limité par:

$$* 0,9 \leq \frac{A_s}{B} \leq 3\% \quad \text{Zone courante (Z.C)}$$

$$* 0,9 \leq \frac{A_s}{B} \leq 6\% \quad \text{Zone de recouvrement (Z.R)}$$

Avec :

$A_s$  : La section d'acier.

$B$  : Section du béton [ $cm^2$ ].

- Le diamètre minimal est de  $12mm$ .
- La longueur minimale de  $50\emptyset$  en zone de recouvrement.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser  $20cm$ .
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales.

#### 5.4.2. Combinaison d'action

En fonction du type de sollicitations, nous distinguons les combinaisons suivantes:

##### a. Selon CBA 93

**a.1. ELU: Situation durable .....  $1,35G+1,5Q$**

**a.2. ELS: Situation durable.....  $G+Q$**

##### b. Selon RPA 99 :

Situation accidentelle..... **$G+Q\pm E$**

**$0,8G\pm E$**

Avec:

$G$ : Charges permanentes.

$Q$ : Surcharge d'exploitation.

$E$ : Action du séisme.

Les poteaux vont être calculés en flexion composée, en ne considérant que le plus grand moment des deux moments orthogonaux agissant simultanément sur la section transversale du poteau

A partir de ces combinaisons, on distingue les cas suivants:

**1-** Effort normal maximal et le moment correspondant ( $N_{max}, M_{corr}$ ).

2-Le moment maximum et l'effort correspondant ( $M_{max}, N_{corr}$ ).

Chacune des trois combinaisons donne une section d'acier. La section finale choisie correspondra au maximum des trois valeurs (cas plus défavorable).

**Situation accidentelle**

- Combinaison :G+Q±E

a- ( $N^{max}, M^{corr}$ )

**Tableau 5.3.** Ferraillages des poteaux situation accidentelle ( $N^{max}, M^{corr}$ )

Niveau	Section	$N^{max}$ (KN)	$M^{cor}$ (KN.m)	Sollicitation	$As'$ (cm2)	$As$ (cm2)	$As^{min}$ (cm2)
RDC. 1er	50x 50	-2,29	27,82	S.P.C	0	4,52	22.5
2 <sup>eme</sup> . 3 <sup>eme</sup>	45 x 45	41,16	44,56	S.P.C	0	9,04	18.22
4 <sup>eme</sup> .5 <sup>eme</sup>	40 x 40	46,67	63,9	S.P.C	0	13,59	14.4
6 <sup>eme</sup> .7 <sup>eme</sup> et 8 <sup>eme</sup>	35 x 35	-24,25	89,14	S.P.C	0	18,48	11.02

b. ( $M^{max}, N^{corr}$ )

**Tableau 5.4.**Ferraillages des poteaux situation accidentelle ( $M^{max}, N^{corr}$ )

Niveau	Section	$N^{cor}$ (KN)	$M^{max}$ (KN.m)	Sollicitation	$As'$ (cm2)	$As$ (cm2)	$As^{min}$ (cm2)
RDC. 1er	50x 50	-1031,25	89,25	S.E.C	0	0	22.5
2 <sup>eme</sup> . 3 <sup>eme</sup>	45 x 45	-1031,06	136,37	S.E.C	0	0	18.22
4 <sup>eme</sup> .5 <sup>eme</sup>	40 x 40	-491,34	129,47	S.P.C	0	6,16	14.4
6 <sup>eme</sup> .7 <sup>eme</sup> et 8 <sup>eme</sup>	35 x 35	-126,41	115,04	S.P.C	0	20,36	11.02



- Combinaison : 0,8G±E

a-( $N^{\max}, M^{\text{corr}}$ )

**Tableau 5.5.** Ferrailages des poteaux situation accidentelle ( $N^{\max}, M^{\text{corr}}$ )

Niveau	Section	$N^{\max}$ (KN)	$M^{\text{cor}}$ (KN.m)	Sollicitation	$As'$ (cm <sup>2</sup> )	$As$ (cm <sup>2</sup> )	$As^{\min}$ (cm <sup>2</sup> )
RDC. 1er	50x 50	269,32	25,51	S.E.T	1,92	4,82	22.5
2 <sup>eme</sup> . 3 <sup>eme</sup>	45 x 45	275,48	40,3	S.E.T	0,92	5,96	18.22
4 <sup>eme</sup> .5 <sup>eme</sup>	40 x 40	99,85	54,94	S.P.C	0	15,21	14.4
6 <sup>eme</sup> .7 <sup>eme</sup> et 8 <sup>eme</sup>	35 x 35	-24,25	89,14	S.P.C	0	18,48	11.02

b- ( $M^{\max}, N^{\text{corr}}$ )

**Tableau 5.6.** Ferrailages des poteaux situation accidentelle ( $M^{\max}, N^{\text{corr}}$ )

Niveau	Section	$N^{\text{cor}}$ (KN)	$M^{\max}$ (KN.m)	Sollicitation	$As'$ (cm <sup>2</sup> )	$As$ (cm <sup>2</sup> )	$As^{\min}$ (cm <sup>2</sup> )
RDC. 1er	50x 50	-689,27	83,86	S.E.C	0	0	22.5
2 <sup>eme</sup> . 3 <sup>eme</sup>	45 x 45	-855,7	124,02	S.E.C	0	0	18.22
4 <sup>eme</sup> .5 <sup>eme</sup>	40 x 40	-391,78	114,39	S.P.C	0	9,05	14.4
6 <sup>eme</sup> .7 <sup>eme</sup> et 8 <sup>eme</sup>	35 x 35	-126,41	115,04	S.P.C	0	20,36	11.02

### Situation durable

- Combinaison 1,35G+1,5Q

a-( $N^{\max}, M^{\text{corr}}$ )

**Tableau 5.7.** Ferrailages des poteaux situation durable ( $N^{\max}, M^{\text{corr}}$ )

Niveau	Section	$N^{\max}$ (KN)	$M^{\text{cor}}$ (KN.m)	Sollicitation	$As'$ (cm <sup>2</sup> )	$As$ (cm <sup>2</sup> )	$As^{\min}$ (cm <sup>2</sup> )
RDC. 1er	50x 50	-960,87	12,54	S.E.C	0	0	22.5
2 <sup>eme</sup> . 3 <sup>eme</sup>	45 x 45	-692,6	21,11	S.E.C	0	0	18.22
4 <sup>eme</sup> .5 <sup>eme</sup>	40 x 40	-385,5	24,19	S.E.C	0	0	14.4
6 <sup>eme</sup> .7 <sup>eme</sup> et 8 <sup>eme</sup>	35 x 35	-72,3	33,55	S.P.C	0	4,53	11.02

b- ( $M^{\max}$ ,  $N^{\text{corr}}$ )**Tableau 5.8.** Ferrailages des poteaux situation durable ( $M^{\max}$ ,  $N^{\text{corr}}$ )

Niveau	Section	$N^{\text{cor}}$ (KN)	$M^{\max}$ (KN.m)	Sollicitation	$As'$ (cm <sup>2</sup> )	$As$ (cm <sup>2</sup> )	$As^{\min}$ (cm <sup>2</sup> )
RDC. 1er	50x 50	-1461,66	37,92	S.E.C	0	0	22.5
2 <sup>eme</sup> . 3 <sup>eme</sup>	45 x 45	-1288,5	54,06	S.E.C	0	0	18.22
4 <sup>eme</sup> . 5 <sup>eme</sup>	40 x 40	-477,8	60,90	S.E.C	0	0	14.4
6 <sup>eme</sup> . 7 <sup>eme</sup> et 8 <sup>eme</sup>	35 x 35	-137,24	61,07	S.P.C	0	9,05	11.02

#### 5-4.3. Choix des armatures

**Tableau 5.9.** Choix des armatures des poteaux carrés

Niveau	Section	$As'$ (cm <sup>2</sup> )	$As$ (cm <sup>2</sup> )	$As^{\min}$ (cm <sup>2</sup> )	$As^{\max}$ (Z-C)	$As^{\max}$ (Z-R)	choix	$As^{\text{adop}}$ (cm <sup>2</sup> )
RDC. 1er	50x 50	0	6,74	22.5	90,75	181,5	4T20+8T16	28,68
2 <sup>eme</sup> . 3 <sup>eme</sup>	45 x 45	0	9,04	18.22	75	150	12T16	24,14
4 <sup>eme</sup> . 5 <sup>eme</sup>	40 x 40	0	15,21	14.4	60,75	121,5	4T16+8T14	20,37
6 <sup>eme</sup> . 7 <sup>eme</sup> et 8 <sup>eme</sup>	35 x 35	0	20,36	11.02	48	96	4T16+8T14	20,37

#### 5.4.4. Vérification vis-à-vis de l'état limite de service

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous ( $M_{\text{ser}}$ ,  $N_{\text{ser}}$ ), puis elles sont comparées aux contraintes admissible données par :

- **Béton**

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

- **Acier**

- Fissuration peu nuisible.....Pas de vérification.

- Fissuration préjudiciable...

$$\bar{\sigma}_s = \zeta_s = \text{Min} \left( \frac{2}{3} f_e, \max(0,5 f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}}) \right)$$

- Fissuration très préjudiciable.....  $\bar{\sigma}_s = 0,8 \zeta_s$

Avec :

$\eta = 1,6$  pour les aciers H.A

Dans notre cas la fissuration est considérée préjudiciable, donc  $\sigma_s = 201,63 \text{ MPa}$ .

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

- **Combinaison : G+Q**

a- ( $N^{\max}, M^{\text{corr}}$ )

**Tableau 5.10.** Vérifications des contraintes pour les poteaux carrés

Niveau	Section	Mser (KN.m)	Nser (KN)	Sollicitation	$\sigma_s$ (MPa)	$\sigma_s^-$ (MPa)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc}^-$ (MPa)	vérification
RDC. 1er	50x 50	9,1	-706,7	S.E.C	35	201,63	2,4	15	Vérifier
2 <sup>eme</sup> . 3 <sup>eme</sup>	45 x 45	15,4	-506,6	S.E.C	35,2	201,63	2,5	15	Vérifier
4 <sup>eme</sup> . 5 <sup>eme</sup>	40 x 40	17,64	-281,9	S.P.C	30,5	201,63	2,2	15	vérifier
6 <sup>eme</sup> . 7 <sup>eme</sup> et 8 <sup>eme</sup>	35 x 35	24,52	-52,87	S.P.C	72,8	201,63	3	15	vérifier

b- ( $M^{\max}, N^{\text{corr}}$ )

**Tableau 5.11.** Vérifications des contraintes pour les poteaux carrés

Niveau	Section	Mser (KN.m)	Nser (KN)	Sollicitation	$\sigma_s$ (MPa)	$\sigma_s^-$ (MPa)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc}^-$ (MPa)	vérification
RDC. 1er	50x 50	27,34	-1065	S,E,C	58	201,63	4	15	vérifier
2 <sup>eme</sup> . 3 <sup>eme</sup>	45 x 45	38,97	-940,6	S,E,C	70,4	201,63	5	15	vérifier
4 <sup>eme</sup> . 5 <sup>eme</sup>	40 x 40	44,28	-349,8	S.P.C	54,5	201,63	4,2	15	vérifier
6 <sup>eme</sup> . 7 <sup>eme</sup> et 8 <sup>eme</sup>	35 x 35	44,45	-100,7	S.P.C	129	201,63	5,4	15	vérifier

### 5.4.5. Vérification de l'effort tranchant

a-Vérification de la contrainte de cisaillement

Il faut vérifier que :  $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$  poteau carée

$$\tau_u = \frac{1,4T_u}{\phi d} \leq \bar{\tau}_u \text{ Poteau circulaire}$$

Avec :

$T_u$  : L'effort tranchant pour l'état limite ultime.

$b$  : Largeur de la section du poteau.

$d$  : Hauteur utile de la section du poteau.

$\tau_u$  : Contrainte de cisaillement.

$\bar{\tau}_u$  : Contrainte limite de cisaillement du béton.

La valeur de la contrainte  $\bar{\tau}_u$  doit être limité aux valeurs suivantes :

**\* Selon le CBA 93**

$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,13f_{c28}, 5MPa)$  .....Fissuration peu nuisible.

$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,10f_{c28}, 4MPa)$  .....Fissuration préjudiciable et très préjudiciable.

**\* Selon le RPA 99 version 2003**

$$\bar{\tau}_u = \rho_d f_{c28}$$

$\rho_d = 0,075$  .....si l'élançement  $\lambda \geq 5$

$\rho_d = 0,040$  .....si l'élançement  $\lambda < 5$

Avec :

$\lambda$  : L'élançement du poteau

$i$  : Rayon de giration.

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

$B$  : Section du poteau.

$L_f$  : Longueur de flambement.

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant

**Tableau 5.12.** Vérification de la contrainte de cisaillement

Niveau	Section	Tu (KN)	$\tau_u$ (MPa)	$\lambda$	$\rho_d$	$\tau_u$ RPA (MPa)	$\tau_u$ BAEL (MPa)	vérification
RDC	50X50	32,75	0,12	12,84	0,075	1,875	2,5	vérifiée
01	50X50	62,67	0,27	10,60	0,075	1,875	2,5	vérifiée
02	45X45	73,87	0,32	10,60	0,075	1,875	2,5	vérifiée
03	45X45	88,16	0,39	10,60	0,075	1,875	2,5	vérifiée
04	40X40	73,77	0,40	11,77	0,075	1,875	2,5	vérifiée
05	40X40	81,01	0,44	11,77	0,075	1,875	2,5	vérifiée
06	35X35	85,94	0,47	11,77	0,075	1,875	2,5	vérifiée
07	35X35	63,84	0,44	13,25	0,075	1,875	2,5	vérifiée
08	35X35	64,14	0,44	13,25	0,075	1,875	2,5	vérifiée

#### 5.4.6. Ferrailage transversal des poteaux

Les armatures transversales sont déterminées à partir des formules du **RPA99 version 2003**, elles sont données comme suit :

\* Selon le **RPA99 version 2003**

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a T_u}{h f_e}$$

Avec :

$A_t$  : Section d'armatures transversales.

$S_t$  : Espacement des armatures transversales.

$T_u$  : Effort tranchant à l'ELU.

$f_e$  : Contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales.

$h$  : Hauteur totale de la section brute.

$\rho_a$  : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par l'effort tranchant.

$$\rho_a = 2,5 \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \geq 5$$

$$\rho_a = 3,75 \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g < 5$$

$\lambda_g$  : Espacement géométrique.

- L'espacement des armatures transversales est déterminé comme suit :

$$S_t \leq 10 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Zone nodale (zone III).}$$

$$S_t \leq \text{Min} \left( \frac{b}{2}; \frac{h}{2}; 10\phi_t \right) \dots \dots \dots \text{Zone courante (zone III).}$$

$\phi_t$  : Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- La quantité d'armatures transversales minimale  $\frac{A_t}{S_t b}$  en (%) est donnée comme suite :

$$\left\{ \begin{array}{l} 0,3\% \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\% \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \leq 3 \\ \text{Interpolation entre les valeurs limites précédentes si } 3 \leq \lambda_g \leq 5 \end{array} \right.$$

$\lambda_g$  : L'élancement géométrique du poteau  $\left( \lambda_g = \frac{L_f}{a} \right)$

$a$  : Dimension de la section droite du poteau.

$L_f$  : Longueur du flambement du poteau.

Pour les armatures transversales  $f_e = 400 \text{ MPa}$  (FeE400).

Le tableau suivant rassemble les résultats des espacements maximums des poteaux :

**Tableau 5.13.** Espacements maximales selon RPA99

Niveau	Section	barres	$\Phi$ (mm)	St (mm)	
				Z . N	Z . C
RDC. 1 <sup>er</sup>	50x 50	4T20+8T16	16	10	15
2 <sup>eme</sup> . 3 <sup>eme</sup>	45 x 45	12T16	16	10	15
4 <sup>eme</sup> . 5 <sup>eme</sup>	40 x 40	4T16+8T14	14	10	15
6 <sup>eme</sup> . 7 <sup>eme</sup> et 8 <sup>eme</sup>	35 x 35	4T16+8T14	14	10	15

Le choix des armatures transversales est regroupé dans le tableau suivant :

**Tableau 5.14.** Choix des armatures transversales pour les poteaux carrés

Niveau	Section	lf	$\Lambda_g$	$\rho_a$	$Tu^{max}$ (KN)	Zone	St (mm)	$At^{cal}$ (cm2)	choix	$As^{ado}$ (cm2)
RDC. 1er	50x50	2,04	3,7	3,75	53,5	N	10	0,93	4T10	3,14
						C	15	1,36	4T10	3,14
2 <sup>eme</sup> . 3 <sup>eme</sup>	45x45	1,53	3,06	3,75	88,16	N	10	1,65	4T10	3,14
						C	15	2,25	4T10	3,14
4 <sup>eme</sup> . 5 <sup>eme</sup>	40x40	1,53	3,4	3,75	85,94	N	10	1,79	4T10	3,14
						C	15	2,41	4T10	3,14
6 <sup>eme</sup> . 7 <sup>eme</sup> et 8 <sup>eme</sup>	35x35	1,53	3,82	3,75	78,52	N	10	1,84	4T10	3,14
						C	15	2,76	4T10	3,14

### 5.4.7. Longueur de recouvrement

La longueur minimale de recouvrement est de :  $L_r = 50\phi_l$  en zone III.

Pour :

- $\phi = 20\text{mm}$ ..... $L_r = 100\text{cm}$
- $\phi = 16\text{mm}$ ..... $L_r = 80\text{cm}$
- $\phi = 14\text{mm}$ ..... $L_r = 70\text{cm}$
- $\phi = 12\text{mm}$ ..... $L_r = 60\text{cm}$

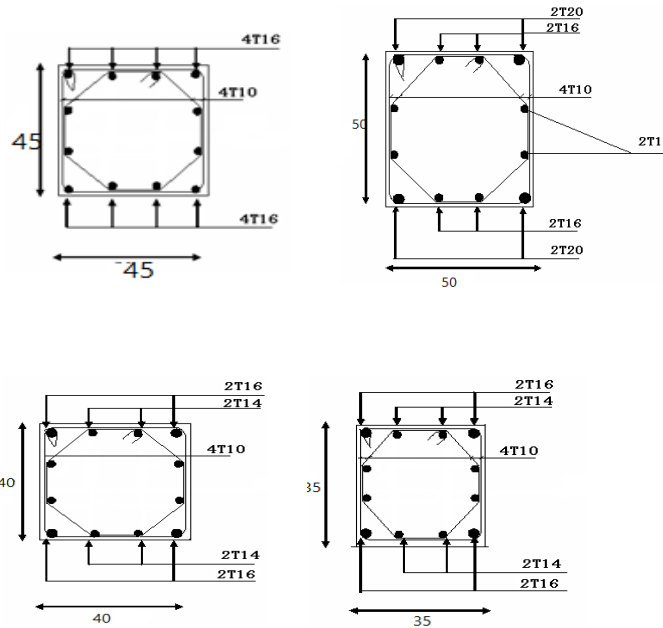


Figure 5.1: Ferrailage des poteaux carrés.

### 5.5. Ferrailage des poutres

Les poutres sont des éléments structuraux horizontaux leur rôle est transmettre les charges apportées par les dalles aux poteaux. Elles sont sollicitées par des moments de flexion. Le moment fléchissant permet la détermination des dimensions des armatures longitudinales. L'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales.

On distingue deux types de poutres, les poutres principales qui supportent les poutrelles et les poutres secondaires assurent le chaînage.

Les poutres seront calculées en flexion simple d'après les règlements du BAEL 91 modifié 99 en tenant compte des efforts donnés par le logiciel ETABS.

On fait le calcul pour les combinaisons suivantes :

- Selon le BAEL 91 les Combinaisons fondamentales sont: article A.3.3
  - $1,35G + 1,5Q$  (ELU).
  - $G + Q$  (ELS).
- Selon le RPA 99/v2003 les Combinaisons accidentelles sont: article 5.2
  - $G + Q \pm E$
  - $0,8G \pm E$

### 5.5.1. Recommandation du RPA 99/2003

#### a) Armatures longitudinales

- ✓ Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% de la section totale du béton,
- ✓ Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
  - 4% de la section de béton en zone courante.
  - 6% de la section de béton en zone de recouvrement.
- ✓ La longueur minimale de recouvrement est de  $50\emptyset$  en zone III.
- ✓ L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à  $90^\circ$ .

#### b) Armatures transversales

- ✓ La quantité d'armatures transversales minimale est donnée par :
 
$$A_t = 0.003 \times S_t \times b$$
- ✓ L'espacement maximum entre les armatures transversales, est donné comme suit :
  - $S_t = \min \left( \frac{h}{4} ; 12 \times \emptyset_l \right)$  Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires.
  - $S_t \leq \frac{h}{2}$  : en dehors de la zone nodale.
- ✓ La valeur du diamètre des armatures longitudinales  $\emptyset_l$  à prendre est le plus petit diamètre utilisé dans le cas d'une section en travée avec des armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.
- ✓ Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.



## 5.5.2. Ferrailage des poutres

### 5.5.2.1. Poutre principale

#### ❖ Exemple de calcul

#### a) Les armatures longitudinales

- ✓ Les sollicitations obtenues pour les différentes combinaisons sont données par le logiciel

ETABS.

**Tableau 5.15.** Sollicitation de la poutre principale

Section	ELU (KN.m)		ELS (KN.m)		G+Q+E (KN.m)		0.8G+E (KN.m)	
	M <sub>t</sub>	M <sub>a</sub>	M <sub>t</sub>	M <sub>a</sub>	M <sub>t</sub>	M <sub>a</sub>	M <sub>t</sub>	M <sub>a</sub>
45×30	95.81	185.25	69.52	134.14	121.14	117.07	113.28	69.93

#### ✓ Ferrailage en travée

$$M_{t \max} = 121.14 \text{ KN.m}$$

$$h = 45 \text{ cm} ; b = 30 \text{ cm} ; d = 0,9 \times h = 40.5 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{Mu}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{121.14 \times 10^6}{14.2 \times 300 \times 405^2} = 0.140$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.189$$

$$Z = d(1 - 0,4 \alpha) = 415.98 \text{ mm}$$

$$A = \frac{Mu}{\sigma_s \cdot Z} = \frac{121.14 \times 10^6}{347.82 \times 415.98} = 8.37 \text{ cm}^2$$

On adopte : **6 T14 = 9.24 cm<sup>2</sup>**

#### ✓ Ferrailage en appui

$$M_{a \max} = 185.25 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{Mu}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{185.25 \times 10^6}{14.2 \times 300 \times 405^2} = 0.214$$

$$\mu > 0.186 \text{ et } \mu < \mu_l = 0.392$$

Donc :

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.304$$

$$Z = d(1 - 0,4 \alpha) = 395.28 \text{ mm}$$

$$A = \frac{Mu}{\sigma_s \cdot Z} = \frac{185.25 \times 10^6}{347.82 \times 395.28} = 13.47 \text{ cm}^2$$

On adopte : **3 T20 + 3 T14 = 14.04 cm<sup>2</sup>.**

✓ **Condition de non fragilité : (BAEL 91 A.4.2.1)**

$$A_{min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{min} \geq 0.23 \times 300 \times 405 \times \frac{2.1}{400} = 1.63 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{min} \geq 1.63 \text{ cm}^2$$

❖ **Armatures minimales**

$$A_{min} = 0.5\% (b \times h) = 0.5\% (30 \times 50) = 7.5 \text{ cm}^2$$

❖ **Armatures maximales**

$$\text{Zone nodale : } A_{max} = 4\% (b \times h) = 54 \text{ cm}^2$$

$$\text{Zone de recouvrement : } A_{max} = 6\% (b \times h) = 81 \text{ cm}^2$$

### b) Calcul du ferrailage transversal

Les armatures transversales des poutres sont calculées à l'aide de la formule (BAEL91) :

$$\phi t \leq \min (h / 35 ; / 10 ; \phi_l)$$

Avec :

$\phi$  : le diamètre minimal des armatures longitudinales du poutre.

$$\phi t \leq \min (50 / 35 ; 30 / 10 ; 1.4)$$

$\phi t = 1.4 \text{ cm}$  Donc on prend  $\phi t = 10 \text{ mm} \Rightarrow A_t = 4T10 = 3.14 \text{ cm}^2$  (un cadre et un étrier).

❖ **Calcul de l'espacement**

L'espacement est calculé par le RPA99 V2003 :

$$\text{dans la zone nodale : } S_t = \min \left( \frac{h}{4} ; 12 \times \phi_l \right)$$

$$S_t = \min \left( \frac{40}{4} ; 12 \times 1.4 \right) = 10 \text{ cm.}$$

donc on adopte  $S_t = 10 \text{ cm}$

$$\text{en dehors de la zone nodale : } S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20 \text{ cm}$$

donc on adopte  $S_t = 15 \text{ cm}$

❖ **La longueur minimale de recouvrement**

$$L_r = 40 \times \phi_l = 40 \times 2 = 80 \text{ cm.}$$

### 5.5.2.2. Poutre secondaire

Tableaux.5.16.Ferrailage de la poutre secondaire

Section	$M_u$ (kN.m)	$\mu$	$\alpha$	Z (mm)	$A_{st}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adopté}$ (cm <sup>2</sup> )
Travée	49.23	0.116	0.154	295.59	4.78	5T12 = 5,65
Appuis	57.46	0.136	0.183	291.94	5.65	5T12 = 5.65

❖ **Condition de non fragilité : (BAEL 91 A.4.2.1)**

$$A_{min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{min} \geq 0.23 \times 300 \times 315 \times \frac{2.1}{400} = 1.14 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{min} \geq 1.14 \text{ cm}^2$$

❖ **Armatures minimales**

$$A_{min} = 0.5\% (b \times h) = 0.5\% (30 \times 40) = 6 \text{ cm}^2 < A_{adopté} \dots \dots \text{cv}$$

❖ **Armatures maximales**

$$\text{Zone nodale : } A_{max} = 4\% (b \times h) = 48 \text{ cm}^2$$

$$\text{Zone de recouvrement : } A_{max} = 6\% (b \times h) = 72 \text{ cm}^2$$

❖ **Calcul du ferrailage transversal**

Les armatures transversales des poutres sont calculées à l'aide de la formule (BAEL91) :

$$\phi t \leq \min (h / 35 ; / 10 ; \phi_l)$$

Avec :

$\phi$  : le diamètre minimal des armatures longitudinales de la poutre.

$$\phi t \leq \min (40 / 35 ; 30 / 10 ; 1.2) .$$

$$\phi t = 1 \text{ cm} \text{ Donc on prend } \phi t = 10 \text{ mm} \Rightarrow A_t = 4T10 = 3.14 \text{ cm}^2 \text{ (un cadre et un étrier).}$$

❖ **Calcul de l'espacement**

L'espacement est calculé par le RPA99 V2003:

$$\text{dans la zone nodale : } S_t = \min \left( \frac{h}{4} ; 12 \times \phi_l \right)$$

$$S_t = \min \left( \frac{40}{4} ; 12 \times 1.4 \right) = 10 \text{ cm.}$$

$$\text{donc on adopte } S_t = 10 \text{ cm}$$

$$\text{en la zone nodale: } S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20 \text{ cm}$$

$$\text{donc on adopte } S_t = 15 \text{ cm}$$

### ❖ La longueur minimale de recouvrement

$$L_r = 40 \times \phi_1 = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm} \rightarrow 50 \text{ cm}$$

**Tableaux.5.17.** Tableau récapitulatif de la poutre secondaire

Section	A appui	A travée	A trans	ST nodale	ST courante	L <sub>r</sub>
Poutre principale	3T20 +3T14	6T 14	un cadre et un étrier	10	15	80
Poutre secondaire	5T12	5T 12	un cadre et un étrier	10	15	50

## 5.5.3. Vérifications

### 5.5.3.1. Poutres principales

#### a) Vérification des contraintes tangentielles

La vérification à faire vis-à-vis de la contrainte tangentielle maximale est celle relative à la fissuration peu nuisible suivante:

$$\tau_u = \frac{Tu}{b \cdot d} \Rightarrow \tau_u = \frac{33890}{300 \times 405} = 0.27 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0.13 f_{c28}; 4 \text{ MPa}) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.27 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa}$$

Pas de risque de cisaillement.

#### b) Vérification à l'ELS

- ✓ A l'état limite d'ouvertures des fissures : Aucune vérification à faire car la fissuration est peu préjudiciable.
- ✓ A l'état limite de compression du béton: La fissuration est peu préjudiciable donc la vérification de la contrainte de compression du béton est nécessaire.

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Détermination de la valeur de "y" :

$$\frac{b}{2} y^2 + nA'_s(y - c') - nA_s(d - y) = 0 \quad \text{avec: } n = 15$$

Moment d'inertie :

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

Les résultats trouvés en travée et sur appui sont regroupés dans le tableau suivant :

**Tableaux.5.18.** Vérification des contraintes à l'ELS

	M <sub>ser</sub> (kN.m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	Y(cm)	I(cm <sup>4</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>bc</sub> ≤ σ̄ <sub>bc</sub>
Travée	69.52	9.47	16.44	160299.41	7.12	Vérifiée
Appuis	134.14	14.04	19.07	210950.94	12.12	

**c) Vérification de la compression du béton**

Les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants :

**Tableau 5.19.** Vérification de la compression du béton

Section	T <sub>max</sub> (KN)	$0.4 \times b \times a \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$	vérification
PP(30×40)	33,89	972	Oui

**d) Vérification de la flèche : (BAEL 91)**

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées (B.A.E.L.91 modifié 99) :

Avec : h=0.45 m et l=5.9 m.

$$A_{st} = 9.47 \text{ cm}^2$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad 0.084 > 0.062 \dots\dots\dots c. v$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0} \quad 0.084 < 0.066 \dots\dots\dots c. v$$

$$\frac{A_{sapp}}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \quad 0.010 < 0.010 \dots\dots\dots c. v.$$

Donc : pas de risque de flèche.

**5.5.3.2. Poutre secondaire**

**a) Vérification des contraintes tangentielles**

La vérification à faire vis-à-vis de la contrainte tangentielle maximale est celle relative à la fissuration peu nuisible suivante :

$$\tau_u = \frac{Tu}{b \cdot d} \Rightarrow \tau_u = \frac{13700}{300 \times 315} = 0.144 MPa$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0.13 f_{c28}; 4 MPa) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3.25 MPa$$

$$\tau_u = 0.144 MPa \leq \bar{\tau}_u = 3.25 MPa$$

Pas de risque de cisaillement.

**b) Vérification à l'ELS**

Les résultats trouvés en travée et sur appui sont regroupés dans le tableau suivant :

**Tableau 5.20.** Vérification des contraintes à l'ELS

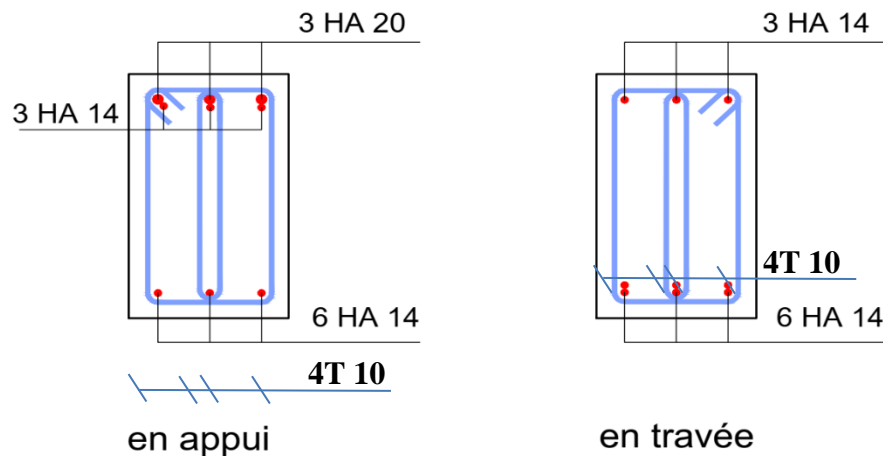
	M <sub>ser</sub> (kN.m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	Y(cm)	I(cm <sup>4</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>bc</sub> ≤ σ̄ <sub>bc</sub>
Travée	28.65	5.65	39.45	619317.74	1.82	Vérifiée
Appuis	41.65	5.65	39.45	619317.74	2.65	

**C. Vérification de la compression du béton**

Les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants :

**Tableau 5.21.** Vérification de la compression du béton

Section	T <sub>max</sub> (KN)	$0.4 \times b \times a \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$	vérification
PS (30×40)	13,7	567	Oui



**Figure.5.2:** Schéma de ferraillage des poutres principales.

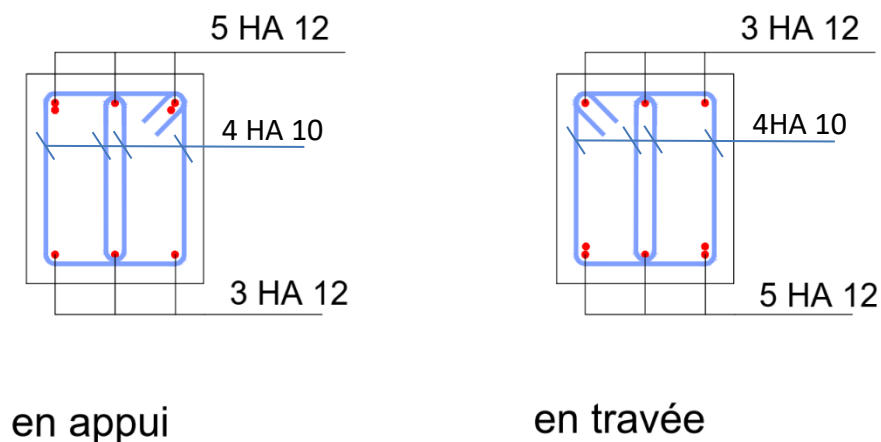


Figure.5.3: Schéma de ferrailage des poutres secondaires.

## 5.6 Ferrailage des voiles

### 5.6.1 Introduction

Sous l'action des forces verticales et horizontales, les voiles sont sollicités en flexion composée et le ferrailage se fait selon les recommandations du règlement **RPA2003**.

- **Les armatures verticales**

Lorsqu'une partie du voile est tendue sous l'action des forces verticales et horizontales l'effet de tractions doit être pris en totalité par les armatures.

Le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0,2%

- **Les armatures horizontales**

Les barres horizontales doivent être munies de crochet à 135° ayant une longueur égale à  $10\phi$ .

- **L'espacement**

L'espacement des barres verticales et horizontales est donné par formule suivante :

$$S_t \leq \min(1,5a ; 30\text{cm})$$

Avec :

**a**: épaisseur du voile.

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré, le diamètre des barres ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

### 5.6.2 Méthode de ferrailage des voiles

On calcul les contraintes max et min par la formule de **NAVIER**

$$\sigma_{12} = \frac{N}{A} \pm \frac{M.V}{I}$$

**Avec :**

**N** : effort normal appliqué.

**M** : moment fléchissant appliqué.

**A** : section transversale du voile.

**I** : moment d'inertie.

**V** : distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée.

Pour le calcul du ferrailage en à 3 cas :

**1<sup>ere</sup> cas :**

- Si  $(\sigma_1; \sigma_2) \geq 0$  .....la section du voile est entièrement comprimé, la zone courant est armées par le minimum exigé par le RPA 2003 ( $A_{\min}=0,2\%a.l$ )

**2<sup>eme</sup> cas :**

- Si  $(\sigma_1; \sigma_2) \leq 0$  .....la section du voile est entièrement tendue (pas de zone comprimé) on calcule le volume des contraintes de traction  $F_t$
- La section des armatures verticales  $A_v = \frac{F_t}{f_e}$

On compare  $A_v$  avec la section minimale exigée par RPA 2003 :

- Si  $A_v \leq A_{\min} = 0,20\%a.L$  on ferraille avec la section minimale.
- Si  $A_v > A_{\min} = 0,20\%a.L$  on ferraille avec  $A_v$ .

La section des armatures horizontales est donnée par le pourcentage minimales est suivant :

$$A_h = 0,15\%a.100 (1ml)$$

**3<sup>eme</sup> cas :**

- Si  $\sigma_1$  et  $\sigma_2$  sont de signe différent, la section est donc partiellement comprimée, on calcule le volume des contrainte pour la zone tendue.

#### 5.6.2.1 Armature horizontale

Ces armatures doivent supporter les efforts de traction d'après (RPA 2003 articles 7.7.2)



$$\tau_b = \frac{\bar{T}}{a.d} \leq \bar{\tau}_b = 0,2f_{c28} = 5MPa$$

Avec :  $\bar{T} = 1,4T$

**T** : effort tranchant du au séisme.

**a** : épaisseur du voile.

$d = 0,9h$ .

**h**: hauteur total de la section.

$\bar{\tau}_b$  : Contraintes admissible du béton.


Le pourcentage minimal total des armatures données par **RPA 2003** :


$$\tau_b \leq 0,025f_{c28} = 0,625MPa \Rightarrow A = 0,15\%a.1m$$

$$\tau_b > 0,025f_{c28} = 0,625MPa \Rightarrow A = 0,25\%a.1m$$

### 5.6.2.2 L'espacement : d'après le RPA 2003 $S \leq (1,5a ; 30cm)$

Les longueurs de recouvrement doivent égale à :

➤  $40\phi$   les barres situées dans la zone ou le renversement des efforts sont possibles.

➤  $20\phi$   les barres situées dans la zone comprimées sous l'action de charges.

- Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{vj} = 1,1 \cdot \frac{\bar{V}}{fe} \times \frac{x}{L}$$

Avec :

$$\bar{V} = 1,4V$$

**V**: L'effort tranchant dans la section considérée ;

**x**: Longueur de la zone tendue ;

**L**: Longueur du voile.

Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

### 5.6.2.3 Armatures transversales

Les armatures transversales perpendiculaire à la face du voile sont des épingles au nombre au moins 4 épingles au mètre carré, servant à retenir les deux nappes d'armatures verticales.

**5.6.3 Ferraillage des voiles sous (0,8G ± E)**

**Voile pleine en U**

$A = 1,315 \text{ m}^2$

$V = 2,73$

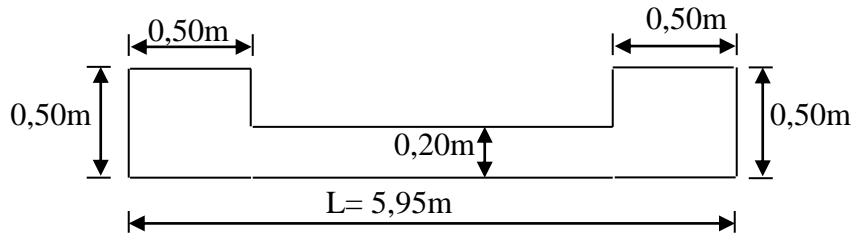
$V^2 = 2,72\text{m}$

$I = 4,108 \text{ m}^4$

$N = 298.89 \text{ KN}$

$M = 4017.96 \text{ KN.m}$

$T = 529.02 \text{ KN}$



**Figure 5.4:** Vue en plan du voile plein en U.

✓ **Calcul des contraintes**

$$\sigma_1 = \left[ \frac{298,89}{1,315} + \frac{4017,96 \times 2,73}{4,108} \right] \cdot 10^{-3} = 2,897 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \left[ \frac{298,89}{1,315} - \frac{4017,96 \times 2,73}{4,108} \right] \cdot 10^{-3} = -2,442 \text{ MPa}$$

$\sigma_1$  et  $\sigma_2$  sont de signe différent ➡ Donc la section est partiellement comprimée.

✓ **Vérification de la contrainte de compression sous (G+Q ± E)**

$N = 3241.33 \text{ KN}$

$M = 4359.79 \text{ KN.m}$

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M.V}{I} = \left[ \frac{3241,33}{1,315} + \frac{4359,79 \times 2,73}{4,108} \right] \times 10^{-3} = 5,342 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M.V}{I} = \left[ \frac{3241,33}{1,315} - \frac{4359,79 \times 2,73}{4,108} \right] \times 10^{-3} = -4,324 \text{ MPa}$$

$\sigma_1 = 5,342 \text{ MPa} < \overline{\sigma_b} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV.}$

$\sigma_2 = -4,324 \text{ MPa} < \overline{\sigma_b} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$

✓ **Longueur de la zone tendue**

$$X = \frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} \cdot L = \frac{2,897}{2,442 + 2,897} \times 5.95 = 2,49 \text{ m}$$

$Y = L - X = 5.45 - 2,49 = 2,96 \text{ m}$

X : La longueur de la zone tendue.

Y : La longueur de la zone comprimée.

✓ **Calcul de la contrainte  $\sigma_3$**

$$\sigma_3 = \frac{\sigma_2(X - b)}{X} = \frac{-2,442 \times (2,96 - 0,50)}{2,96} = -2,00 \text{MPa}$$

✓ **Détermination des armatures verticales**

▪ **Tronçon AB**

La force de traction résultante.

$$F_1 = \left( \frac{\sigma_2 + \sigma_3}{2} \right) b.h = \left( \frac{2,442 + 2,00}{2} \right) \cdot 0,45 \times 0,45 \times 10^3 = 449,75 \text{KN}$$

$$A_{v1} = \frac{F_1}{\sigma_s} = \frac{449,75 \times 10}{400} = 11,24 \text{cm}^2$$

▪ **Tronçon BC**

$$F_2 = \frac{1}{2} \sigma_3 (X - b) a = \frac{1}{2} \times 2,07 \times (2,49 - 0,50) \times 0,20 \times 10^3 = 409,0 \text{KN}$$

$$A_{v2} = \frac{F_2}{\sigma_s} = \frac{409,00 \times 10}{400} = 10,23 \text{cm}^2$$

$$A_t = A_{v1} + A_{v2} = 11,24 + 10,23$$

$$A_t = 21,47 \text{cm}^2$$

▪ **Calcul de  $A_{vj}$**

On a :

$$A_{vj} = 1,1 \times \frac{\bar{V}}{fe} = 1,1 \times \frac{1,4.V}{fe} \times \frac{x}{L}$$

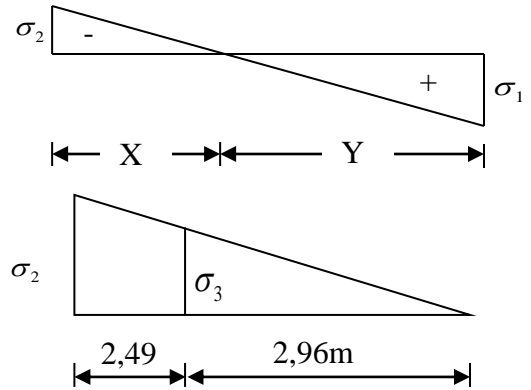
$$A_{vj} = 1,1 \times \frac{1,4 \times 529,02 \times 10}{400} \times \frac{2,49}{5,95} = 9,30 \text{cm}^2$$

▪ **Section total d'armature**

$$A_{Total} = A_t + A_{vj} = 21,47 + 9,30 = 30,77 \text{cm}^2$$

D'après le **RPA 2003**

$$A_{Total} = 30,79 \text{cm}^2 > A_{min} = 0,2\% \cdot a \cdot X_{tendu} = 0,2\% \cdot 0,20 \times 2,96 \times 10^4 = 11,84 \text{cm}^2$$



➤ **Détermination des armatures horizontales**

▪ **La contrainte de cisaillement**

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 \cdot d} = \frac{1,4V}{a \cdot 0,9L} = \frac{1,4 \times 536,91 \times 10}{20 \times 0,9 \times 545} = 0,766 MPa$$

$$\tau_b = 0,766 MPa < \bar{\tau}_b = 0,2 f_{c28} = 5 MPa \dots\dots\dots CV.$$

▪ **Le pourcentage minimal selon RPA 2003**

$$\tau_b = 1,9 MPa > \bar{\tau}_b = 0,025 f_{c28} = 0,625 MPa$$

$$A_h \geq 0,25\% \cdot a \cdot 1m = 0,25\% \times 20 \times 100 = 5 cm^2$$

**On prend :**  $A_h = 2(4T10) = 6,25 cm^2$        $S_h = 20 cm$

▪ **L'espace**

$$S_v \leq \min(1,5a = 30 cm; 30 cm) = 30 cm$$

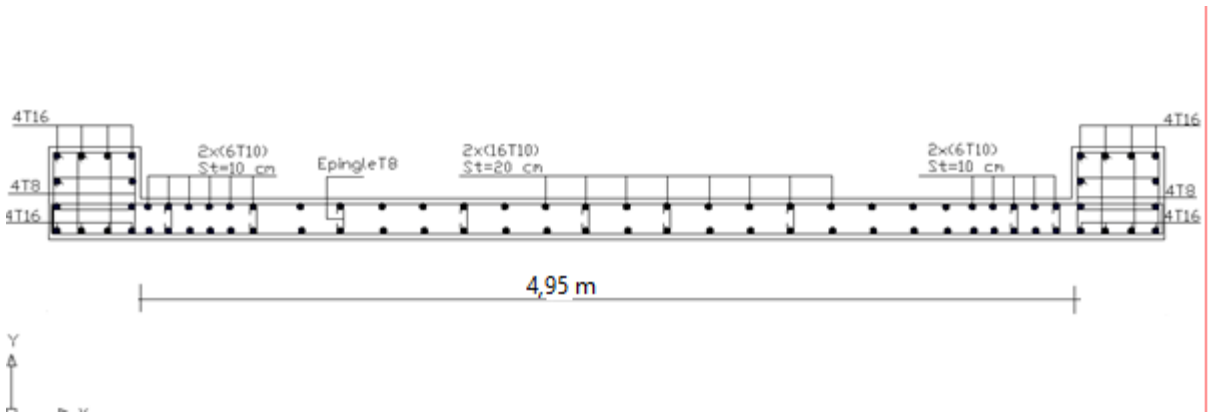
➤ **Armatures courantes**

$$A_c \geq 0,2\% \cdot a(Y - X) = 0,2\% \times 0,2 \times (2,49 - 2,96) \times 10^4 = 1,88 cm^2$$

▪ **Choix d'armature**

- ◆ **Les poteaux**       $A_p = 12T16 = 24,12 cm^2$  .
- ◆ **La zone poteau voile** :  $2(6T10) = 9,48 cm^2$  ;  $S_v = 10 cm$
- ◆ **La zone courante** :  $2(8T10) = 12,64 cm^2$  ;  $S_c = 20 cm$

**N.B :** Pour tous les voiles, on prend la même section d'armature horizontale.



**Figure 5.5:** Schéma de ferrailage du voile en forme U.

# Chapitre 06 :



*Etude de fondation*

## Chapitre 6 :

### Etude de fondation

#### 6.1. Introduction

Les fondations sont la partie inférieure d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise, leurs rôle est d'assurer la transmission des charges et surcharges au sol provenant de la superstructure, cette transmission peut être directe (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers) ou être assuré par l'intermédiaire de d'autres organes (cas des semelles sur pieux

Avant de choisir le type de la fondation qui convient mieux à supporter l'ouvrage ; il est nécessaire de procéder à un calcul préliminaire à fin d'adopter une solution qui parait satisfaisante et convenable avec notre structure.

Ce choix est en fonction de plusieurs paramètres qui sont :

- Les caractéristiques du sol support.
- Type d'ouvrage à construire.
- La nature et l'homogénéité du sol.
- La capacité portante du terrain de fondation.
- La charge totale transmise au sol.
- L'aspect économique.
- La facilité de réalisation.
- La distance entre axes des poteaux.

#### 6.2. Choix de type de fondation

D'après les caractéristiques du sol (une contrainte moyenne admissible = 2 bars), sur lequel est implanté notre ouvrage et la proximité du bon sol par rapport à la surface, nous conduit dans un premier temps à considérer les semelles isolées comme solution primaire.

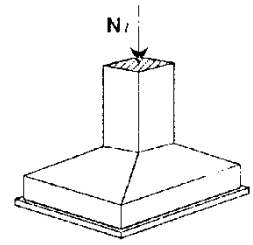
D'après RPA 2003 (A.10.1.4.1), les fondations sont dimensionnées par les combinaisons d'actions suivantes :

- $G + Q + E$
- $0.8 G + E$

### 6.2.1. Vérification de semelle isolée

n adoptera une semelle homothétique, c'est à dire on prend le rapport A et B dans le même

rapport que a et b:  $\frac{a}{b} = \frac{A}{B}$  avec a = 55 cm ; b = 50 cm ;  $\frac{a}{b} = 1.1$



On doit vérifier la condition suivante :

$$\sigma_{\text{sol}} \geq \frac{N_s}{S} \rightarrow s \geq \frac{N_s}{\sigma_{\text{sol}}}$$

Soit :

$N_{\text{ser}}$  : effort normal à l'ELS.

$$N_{\text{ser}} = N_{\text{sup}} + P_a + P_s$$

Avec :

$N_{\text{ser}}$  : Effort normal transmis par la semelle au sol.

$N_{\text{sup}}$  : Effort normal transmis par le Poteau de la superstructure.

$P_s$  : Effort normal transmis par le Poteau de l'infrastructure

$$N_{\text{ser}} = 1969.95 + 10.31 + 20 = 2000.26 \text{ KN.}$$

$\sigma_{\text{sol}}$  : contrainte admissible du sol ; ( $\sigma_{\text{sol}} = 2 \text{ bars}$ )

$$s \geq \frac{2000.26 \times 10^3}{0.2} = 10 \text{ m}^2$$

$$\begin{cases} A \times B = 10 \\ A/B = 1.1 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} B = 3.01 \text{ m} \\ A = 3.32 \text{ m} \end{cases}$$

$$S_{\text{semelle}} = 10 \times 42 = 420 \text{ m}^2 > 0.5 \times S_{\text{base}} = 0.5 \times 606.96 = 303.48 \text{ m}^2.$$

Nous négligeons le calcul des semelles isolées et celui des semelles filantes car la surface occupée par les semelles dépasse 50% de la surface de l'emprise du sol ( $S_{\text{néc.}} > 50\% S_{\text{bat.}}$ ).

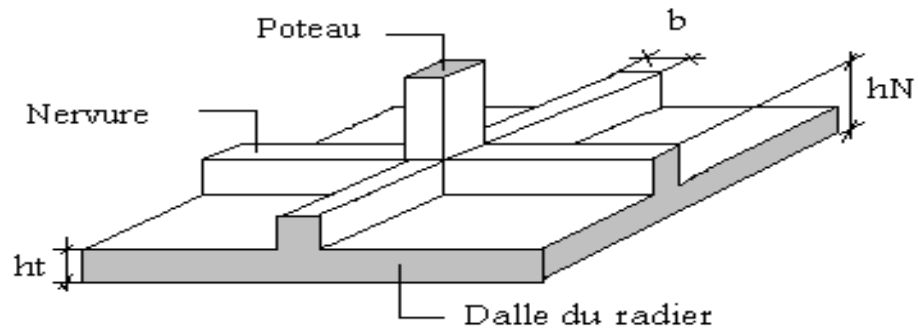
Nous optons définitivement au choix du radier général.

## 6.2.2 Radier générale

### 6.2.2.1 Introduction

Le radier sera muni de nervures reliant les poteaux et sera calculé comme des panneaux de dalles pleines sur quatre appuis continus (nervures) chargés par une pression uniforme qui représente la pression maximale du sol résultante de l'action du poids du bâtiment

L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux de tous les poteaux et les voiles.



**Figure 6.1:** Disposition des nervures par rapport au radier et aux poteaux.

### 6.2.2.2 Surface nécessaire

Pour déterminer la surface du radier il faut que :  $\sigma_{\max} \leq \sigma_{sol}$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S_{nec}} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S_{nec} \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

$$\text{Pour : } \begin{cases} N = 26857,57kN \\ \sigma_{sol} = 1.5bars \end{cases}$$

Donc :

$$S_{\text{nécessaire}} = 179,05 \text{ m}^2 < S_b = 481,9 \text{ m}^2$$

$S_b$  : La surface du bâtiment

La section nécessaire est inférieure à celle du bâtiment  $316\text{m}^2$  donc on opte pour un débord 0,5m de chaque côté.

La surface totale du radier est **529,75 m<sup>2</sup>**.

### 6.2.2.3 Pré dimensionnement de radier

#### 1- Dalle

L'épaisseur de la dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes

- a. **Condition forfaitaire** : d'après l'auteur Y. Chérait édition OPU Page 74.....[5]

$$h \geq \frac{L_{\max}}{20}$$

Avec :

$L_{\max}$  = La longueur maximale entre les axes des poteaux.

$$L_{\max} = 4,95\text{m} \Rightarrow h \geq 24,75\text{cm}$$

Alors

On prend :  $h=30$  cm pour l'épaisseur de la dalle

#### 2- Nervure

1. La hauteur de nervure



**a) Condition de la flèche**

La hauteur des nervures se calcule par la formule de la flèche

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h_{N1} \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

On a  $L_{\max} = 4,95$  m

$$\Rightarrow 33\text{cm} < h_{n1} < 49,5\text{cm} \quad \text{On prend } h_{n1} = 40 \text{ cm}$$

**b- Condition de rigidité**

Pour un radier rigide on doit vérifier :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e$$

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 * E * I}{b * K}}$$

Avec

$L_e$  : longueur élastique (m);

$K$  : coefficient de raideur du sol  $4 \text{ Kg/cm}^3$  (cas d'un sol moyen);

- $K=0,5[\text{kg/cm}^3]$ ..... pour un très mauvais sol.
- $K=4 [\text{kg/cm}^3]$  ..... pour un sol de densité moyenne.
- $K=12[\text{kg/cm}^3]$ ..... pour un très bon sol.

$E$  : module d'élasticité du béton :  $E = 3.216 * 10^4 \text{ MPa}$

$b$  : largeur de radier par bande d'un mètre ( $b=1\text{m}$ ).

$I$ : Inertie de la section transversale du radier  $\left( I = \frac{bh^3}{12} \right)$

$L$  : distance maximale entre deux poteaux :  $4,55$  m

$$\text{donc } h_{N2} \geq \sqrt[3]{\frac{3K}{E} \left( \frac{2L}{\pi} \right)^4} \Rightarrow h_{N2} \geq 64,04\text{cm}$$

On prend :  $h_{N2} = 70$  cm

A partir des deux conditions :

$$h_N \geq \max(h_{N1}; h_{N2}) = \text{Max}(0,40 ; 0,70) \text{ m}^2.$$

On prend :  $h = 0,70$  m.

2. Largeur de la nervure

**b) Condition de coffrage**

$$b \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{495}{10} = 49,5\text{cm}$$

Donc

$b = 50$  cm dans les deux sens (x-x et y-y)

**Conclusion**

$h_n = 70 \text{ cm}$

$b = 50 \text{ cm}$  dans le sens x-x

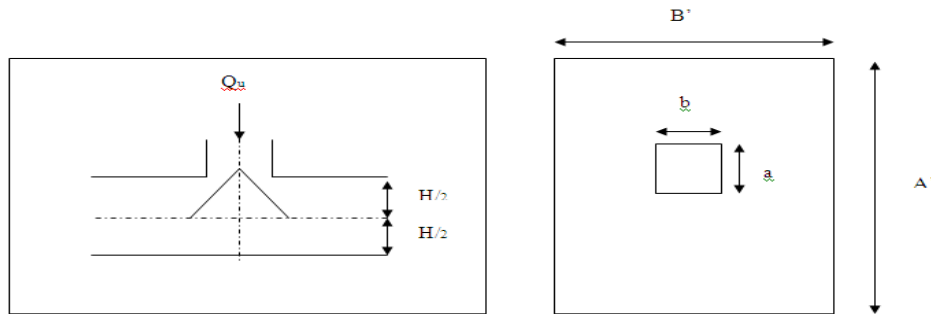
$b = 50 \text{ cm}$  dans le sens y-y

**Résumé**

- Epaisseur de la dalle du radier  $h = 50 \text{ cm}$
- Les dimensions de la nervure  $\begin{cases} h_N = 70 \text{ cm} \\ b = 50 \text{ cm sens } (x-x) \text{ et } b = 50 \text{ cm sens } (y-y) \end{cases}$

**6.2.2.4 Les vérifications nécessaires****a- Vérification au poinçonnement**

Une force localisée lorsque les dimensions de la surface de son impact sont petites par rapport aux dimensions de la dalle (radier), sous l'action des forces localisées il y a lieu de vérifier la résistance des dalles au poinçonnement.



**Figure 6.2:** Présentation de la zone d'impact de la charge concentrée.

On doit vérifier la condition suivante [3].

$$N_u \leq q_u = 0.045 \times \mu_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

$N_u$  : Effort normal du poteau le plus sollicité ( $N_u = 1283.84 \text{ kN}$ )

$U_c$  : Périmètre de contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier.

$a, b$  : Dimensions du poteau du RDC ( $45 \times 45 \text{ cm}^2$ ).

$Q_c$  : charge de calcul pour le poteau le plus sollicité.

$h$  : hauteur de radier

$$U_c = 2 [(a + b) + 2h]$$

$$U_c = 2 [(50 + 50) + 2 \times 50] = 400 \text{ cm}$$

$$Q_u = 0.045 \times 4000 \times 500 \times \frac{25}{1.5} \times 10^{-3} = 1500 \text{ kN.}$$

$N_u = 1283,84 \text{ kN} < Q_u = 1500 \text{ kN}$ .....la condition est vérifiée.

### b- Vérification vis-à-vis de la stabilité au renversement par combinaison (0.8G+E)

On doit vérifier que [3]:

$$e = \frac{M}{N} < \frac{B}{4}$$

$$N = N_{\text{ETABES}} + N_{\text{s.s}}$$

$$N_{\text{s.s}} = P_{\text{Poteaux}} + P_{\text{voiles}} + P_{\text{sol}}$$

$$N_{\text{s.sol}} = 5017.43 \text{ kN}$$

$$N = 18519,8 + 5016.43 = 23536,23 \text{ Kn}$$

#### ➤ Suivant X-X

$$e_x = \frac{M_x}{N} = \frac{30774.73}{23536.23} = 1.49 \text{ m} < \frac{23}{4} = 5.75 \text{ m} \dots\dots\dots \text{vérifié.}$$

#### ➤ Suivant Y-Y :

$$e_y = \frac{M_y}{N} = \frac{36329,81}{23536,23} = 1,54 \text{ m} < \frac{19,25}{4} = 4,81 \text{ m} \dots\dots\dots \text{vérifié.}$$

### b- Vérification au cisaillement

On doit vérifier que : (Selon le CBA 93 : article A 5.1.2.1.1).....[3]

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min}(0.15 f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{fissuration préjudiciable}$$

$b = 1 \text{ m}$  (une bande de 1 m de 4,55 m longueur).

$$V_u = \frac{N_u}{S_r} \times \frac{L}{2} \times b = \frac{32797,13}{529,75} \times \frac{4,95}{2} \times 1 = 153,22 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{153,22}{1 \times 0,9 \times 700} = 0,24 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{c'est vérifié.}$$

## 6.2.2.5 Caractéristiques géométriques du radier

### a- Position du centre de gravité

$$x_G = 14,40 \text{ m}$$

$$y_G = 8,44 \text{ m}$$

### b- Moments d'inertie

$$I_{xx} = 9339,32 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = 40100,50 \text{ m}^4$$

6.2.2.6 Calcul des contraintes

$\sigma_{sol}=1.5 \text{ bars}$

Les contraintes du sol sont données par[3]

**A l'ELS :**  $\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} = \frac{26857,57}{529,75} = 50,69 \text{ kN/m}^2$

$\sigma_{ser} = 50,69 \text{ kN/m}^2 < \sigma_{sol} = 150 \text{ kN/m}^2 \dots\dots\dots \text{Vérfiée}$

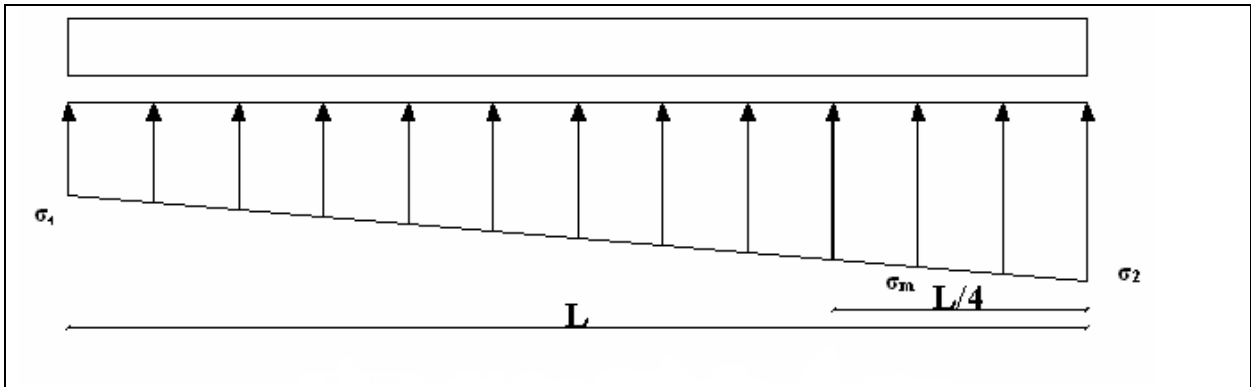
**A l'ELU**

On doit vérifie les contraintes sous le radier ( $\sigma_1 ; \sigma_2$ )

Avec :

$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M_{rev}}{I_{yy}} X_G$

$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M_{rev}}{I_{xx}} Y_G$



**Figure 6.3:**Contraintes sous le radier.

On vérifie que :

$\sigma_1$ : Ne doit pas dépasser  $1,5\sigma_{sol}$

$\sigma_2$ : Reste toujours positif pour éviter des tractions sous le radier.

$\sigma_m \left( \frac{L}{4} \right) = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$  Reste toujours inférieur à  $1,33\sigma_{sol}$

$N_u=1,35G+1,5Q = 36813,89 \text{ kN}$

M est le moment de renversement.

$M_x= 4951,312 \text{ kN.m.}$

$M_y= 6070,904 \text{ kN.m.}$

$\sigma_{sol}=150 \text{ kN/m}$

Le tableau suivant regroupe tous les résultats :

**Tableau 6.1.** Contraintes sous le radier à l'ELU

	$\sigma_1(kN/m^2)$	$\sigma_2(kN/m^2)$	$\sigma_m\left(\frac{L}{4}\right) (kN/m^2)$
<b>Sens x-x</b>	101	90	98.25
<b>Sens y-y</b>	98	93	96.75
<b>Vérification</b>	$\sigma_1^{\max} < 1,5\sigma_{sol}$	$\sigma_2^{\min} > 0$	$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) < 1,33\sigma_{sol} = 199.5$

a) l'ELS :

$$N_{ser} = 26857,57 \text{ KN} ; S = 529,75 \text{ m}^2$$

M est le moment de renversement.

$$\sigma_{sol} = 150 \text{ kN/m}^2$$

**Tableau 6.2.** Vérification des contraintes à l'ELS

	$\Sigma_1(Kn/m^2)$	$\sigma_2(kN/m^2)$	$\sigma_m\left(\frac{L}{4}\right) (kN/m^2)$
<b>Sens x-x</b>	70,3	69,2	70,03
<b>Sens y-y</b>	70	69,5	69.87
<b>Vérification</b>	$\sigma_1^{\max} < 1,5\sigma_{sol}$	$\sigma_2^{\min} > 0$	$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) < 1,33\sigma_{sol} = 199.5$

Les contraintes sont vérifiées dans les deux sens ('xx' \_ 'yy') donc pas de risque de soulèvement

#### a. Détermination des sollicitations les plus défavorables

Le radier se calcul sous l'effet des sollicitations suivantes :

**ELU**

$$\sigma_u = \sigma\left(\frac{L}{4}\right) = 98.25 \text{ kN/m}^2$$

**ELS**

$$\sigma_{ser} = \sigma\left(\frac{L}{4}\right) = 70,03 \text{ kN/m}^2$$

#### 6.2.3 Ferrailage du radier

Le radier fonctionne comme un plancher renversé, donc le ferrailage de la dalle du radier se fait comme celui d'une dalle de plancher.

La fissuration est considérée préjudiciable.

### a) Ferrailage de la dalle du radier CBA93

#### a.1 Détermination des efforts

- Si  $0,4 \pi \frac{L_x}{L_y} \pi 1,0 \Rightarrow$  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 soient encastres 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  $\frac{L_x}{L_y} \pi 0,4 \Rightarrow$  La dalle travaille dans un seul sens

- Moment en travée:  $M_t=0,85M_0$

$$- \text{ Moment sur appuis: } M_a=0,5M_0 \text{ Avec: } M_0 = \frac{ql^2}{8}$$

#### a .2 Valeur de la pression sous radier

##### ELU

$$q_u = \sigma_m^u \cdot 1m = 98,25 \text{ kN} / m$$

##### ELS

$$q_{ser} = \sigma_m^{ser} \cdot 1m = 70,03 \text{ kN} / m$$

**a.3 Moment en travée et sur appuis pour le panneau le plus sollicité l'ELU (v=0)**

On a le rapport des panneaux  $0,4 \pi \frac{L_x}{L_y} \pi 1,0 = 0,4 \left( \frac{4,0}{4,55} \right) = 0,81 < 1,00 \Rightarrow$  la dalle travaille

dans les deux sens.

Les résultats des moments sont regroupés dans le tableau suivant

**Tableau 6.3.** Calcul des moments à l'ELU

Panneau le plus sollicité	$L_x$ (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)
	4	4,9	0,81	0,0553	0,613	98,25	85,23	72,44	73,63	62,60	42,62

**a.4 Moment en travée et sur appuis à l'ELS (v=0,2)**

Les résultats des moments sont regroupés dans le tableau suivant :

**Tableau 6.4.** Calcul des moments à l'ELS

Panneau le plus sollicité	$L_x$ (m)	$L_y$ (m)	$L_x/L_y$	$\mu_x$	$\mu_y$	$q_{ser}$ (kN/m)	$M_x$ (kNm)	$M_{tx}$ (kNm)	$M_y$ (kNm)	$M_{ty}$ (kNm)	$M_a$ (kNm)
	4	4,9	0,81	0,0621	0,723	70,03	71,18	60,51	64,49	54,81	35,59

**a.5 Calcul du ferrailage**

Le ferrailage se fait avec le moment maximum en travée et sur appuis de panneau le plus sollicité.

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 :

$$f_{c28}=25\text{MPa} ; f_{t28}=2,1\text{MPa} ; \sigma_{bc}=14,17\text{MPa} ; f_e=400\text{MPa} ; \sigma_s=348\text{MPa} ; b=100\text{cm} ; h=50\text{cm}$$

$$d=0,9h=45 \text{ cm}$$

$$\text{Sens Y-Y} = 0,8\% b \cdot h = 4 \text{ cm}^2$$

$$\text{Sens X-X} = A_s^{\min} 1.2 (a_s^{\min} \text{ suivant Y-Y}) = 4,8 \text{ cm}^2$$

**Tableau 6.5.** Ferrailage de panneau le plus sollicité du radier

	Sens	$M_i$ (kNm)	$\mu$	A	Z (cm)	$A_{s,al}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix	$d_p$ (cm <sup>2</sup> )	$S_t$ (cm)
Travée	x-x	72.44	0.0252	0.031	44,44	4.68	8T14	12.32	12
	y-y	62,60	0.0221	0.027	44,51	3,95	6T14	9.24	15
Appui	x-x	42.62	0.0805	0.105	0.104	2.74	6T14	9.24	15
	y-y								

**Espacement**

$$Esp \leq \text{Min}(3h; 33 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq \text{Min}(60 \text{ cm}; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

Sens x-x :

$$S_t = \frac{100}{8} = 12.5 \text{ cm} < 33 \text{ cm}$$

On prend  $S_t = 12 \text{ cm}$

Sens y-y :

$$S_t = \frac{100}{6} = 16.66 \text{ cm} < 33 \text{ cm}$$

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

**a.6 Vérifications nécessaires**

**1-Condition de non fragilité**

$$A_s^{\min} = 0,23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 5.43 \text{ cm}^2 < 12.32 \text{ cm}^2$$

**2- Vérification des contraintes à l'ELS**

**Tableau 6.6.** Vérification des contraintes

	Sens	$M_{ser}$ (kNm)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Travée	x-x	60.51	12.32	2.49	15	289.98	201.63	Non Vérifié
	y-y	54.81	9.24	1.98	15	179.97	201.63	Vérifié
Appuis	x-x y-y	35.59	9.24	1,04	15	57,34	201,63	Vérifié



**Remarque**

La vérification des contraintes à l'ELS n'est pas vérifiée donc on doit augmenter les sections de ferrailages.

**Tableau 6.7.** vérification des contraintes

	Sens	M <sub>ser</sub> (kNm)	Choix	A <sub>s</sub> <sup>adp</sup> (cm <sup>2</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>s</sub> (MPa)	σ̄ <sub>s</sub> (MPa)	Véri
Travée	x-x	60.51	7T20	21.99	10,73	15	-185.8	201,63	Vérifié
	y-y	54.81	7T20	21.99	8.9	15	-170.2	201,63	Vérifié
Appuis	x-x y-y	35.59	5T16	10.05	4.7	15	-56,78	201,63	Vérifié

**6.3. Ferrailage des nervures**

**b.1 Calcul des efforts**

Pour le calcul des efforts, on utilise la méthode forfaitaire (**BAEL91 modifier 99**).....[2]

On a :  $M_0 = \frac{PL^2}{8}$

**En travée** : M<sub>t</sub>=0,85M<sub>0</sub>

**Sur appuis** : M<sub>a</sub>=0,50M<sub>0</sub>

**b.2 Calcul des armatures**

b=50cm ; h=70cm ; d=63cm

L=4,95m ; P=98.25 kN/ml ; M<sub>0</sub> = 254.25 KN.m

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

**Tableau 6.8.** Ferrailage des nervures suivant x-x

	M <sub>u</sub> (kNm)	μ	α	Z(cm)	A <sub>s</sub> <sup>cal</sup> (cm <sup>2</sup> )	Choix	A <sub>p</sub> (cm <sup>2</sup> )
Travée	216.11	0,038	0,048	62.05	10.04	8T14	2.32
Appuis	127.13	0.022	0.027	62.44	5.85	4T14+2T12	3.42

L= 4,30 m    M<sub>0</sub> = 227,08

**Tableau 6.9.** Ferrailage des nervures suivant Y-Y

	M <sub>u</sub> (kNm)	μ	α	Z(cm)	A <sub>s</sub> <sup>cal</sup> (cm <sup>2</sup> )	Choix	A <sub>s</sub> <sup>adp</sup> (cm <sup>2</sup> )
Travée	193.01	0,034	0,045	62.16	8.92	8T14	12.32
Appuis	113.56	0.020	0.025	62.35	5.23	4T14+2T12	8.42

**b.3. Vérifications nécessaires**

**1. Condition de non fragilité**

$$A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 3.80cm^2 < 6.79cm^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

**2. Vérification des contraintes à l'ELS**

**Tableau.6.10.** vérification des contraintes à l'ELS

	Sens	M <sub>ser</sub> (kNm)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>s</sub> (MPa)	σ̄ <sub>s</sub> (MPa)	Vérification
Travée	x-x	154.04	12.32	5.91	15	21.96	201.63	Vérifié
	y-y	137,57	12,32	5.30	15	19,61	201.63	Vérifié
Appuis	x-x	90.57	8.42	12,65	15	11.73	201.63	Vérifié
	y-y							

**3. Vérification de la contrainte tangentielle du béton**

On doit vérifier que :  $\tau_u < \bar{\tau}_u = \text{Min}(0,15f_{c28}; 4MPa) = 2,5MPa \dots\dots[3]$

Avec :

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

$$T_u = \frac{P_u L}{2} = \frac{98.25 \times 4.55}{2} = 223.52kN$$

$$\tau_u = \frac{223.52 \times 10^3}{400 \times 540} = 0,71MPa < \bar{\tau}_u = 2,5MPa \dots\dots\dots \text{Vérifier}$$

**4. Armatures transversales**

- \*  $\frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{tj} K}{0,8f_e} \quad (K = 1 \text{ pas de reprise de bétonnage}) \dots\dots[3]$
- \*  $S_t \leq \text{Min}(0,9d; 40cm) = 40cm$
- \*  $\frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq \text{Max} \left( \frac{\tau_u}{2}; 0,4MPa \right) = 0,4MPa$

$$* \frac{A_t}{S_t} \geq 0,003b_0 \quad \text{Article 7.5.2.2.....[1]}$$

$$* S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_t\right) = 17,5\text{cm} \dots\dots\dots \text{Zone nodale}$$

$$* S_t \leq \frac{h}{2} = 35\text{cm} \dots\dots\dots \text{Zone courante}$$

Avec :

$$\phi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right) = 1,6\text{cm} \quad \text{et} \quad \phi_t \geq \frac{1}{3}\phi \text{ max} = 5.33\text{mm}$$

$f_c=400\text{MPa}$  ;  $\tau_u=0.71\text{ Mpa}$  ;  $f_{t28}=2,1\text{Mpa}$  ;  $b=50\text{cm}$  ;  $d=63\text{cm}$

On trouve :

**Tableau 6.11.** Espacement des armatures transversales

	Section [cm <sup>2</sup> ]	Zone	S <sub>t</sub> RPA99 [cm]	S <sub>t</sub> BAEL91 [cm]	S <sub>t</sub> choisit [cm]
Nervure Sens x-x	50 × 70	Courante	30	40	25
		Nodale	15		15
Nervure Sens y-y	50 × 70	Courante	30	40	25
		Nodale	15		15

**Tableau 6.12.** Choix des armatures transversales

	Section [cm <sup>2</sup> ]	Zone	S <sub>t</sub> [cm]	Ø <sub>t</sub>	A <sub>t</sub> calculée [cm <sup>2</sup> ]	A <sub>t</sub> choisit [cm <sup>2</sup> ]	Choix des barres
Nervure Sens x-x	50 × 70	Courante	25	10	3.57	4.02	8T8
		Nodale	15		2.25	4.02	8T8
Nervure Sens y-y	50 × 70	Courante	25	10	3.57	4.02	8T8
		Nodale	15		2.25	4.02	8T8

**5. Justification des armatures transversales**

$$\frac{A_t \cdot f_c}{b \cdot S_t} \geq \min\left\{\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right\} = 0,40\text{ MPa}$$

- Zone courante 1,14 MPa > 0,40 MPa ..... Vérifié.
- Zone nodale 1.20 MPa > 0,40 MPa ..... Vérifié.

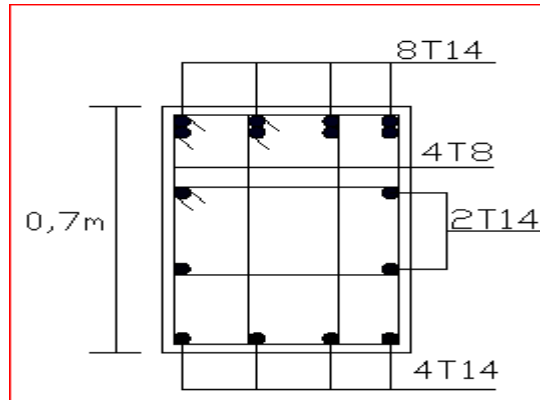


Figure 6.4: Ferrailage des nervures en travée sens x-x et y-y.

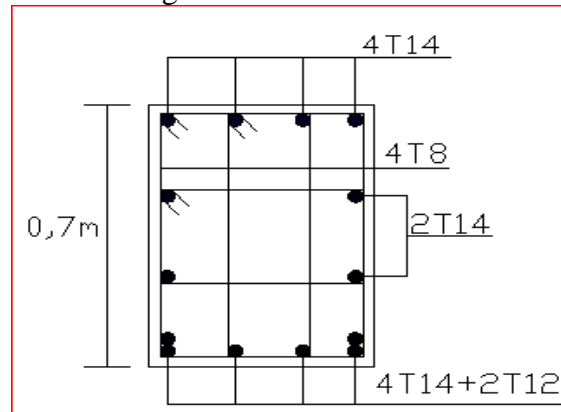


Figure 6.5: Ferrailage des nervures en appui sens x-x et y-y

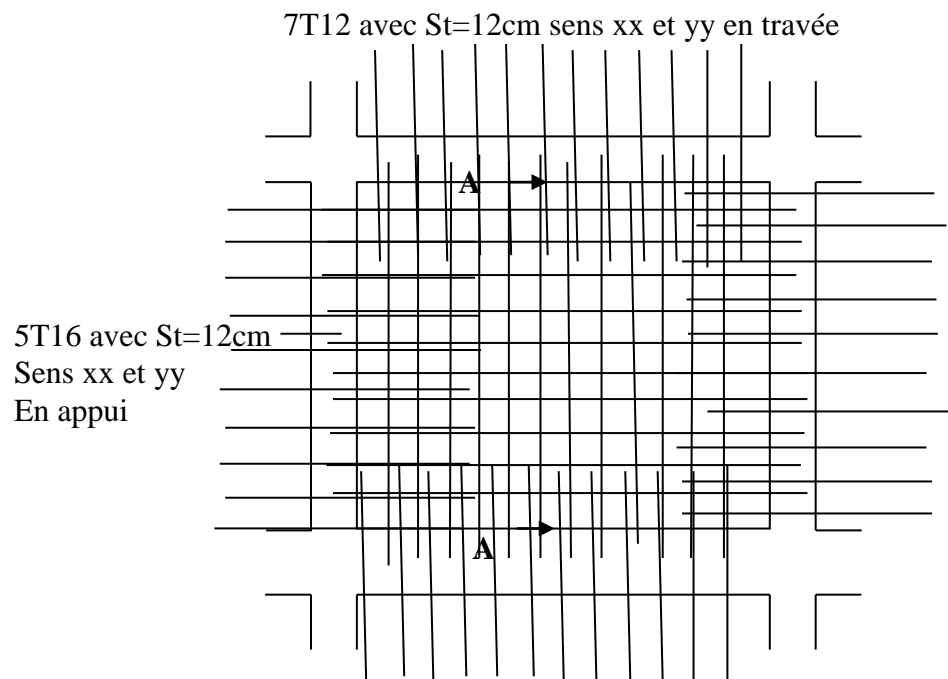
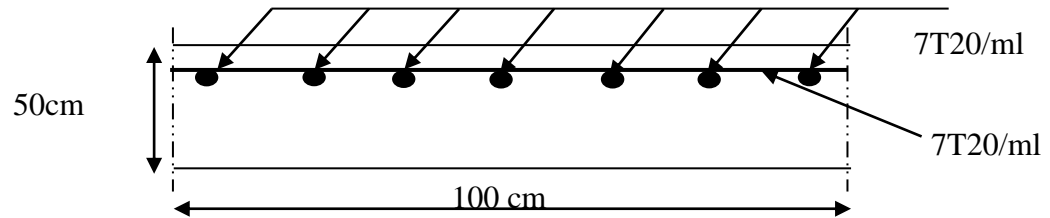


Figure 6.6: Ferrailage du panneau du radier sens x-x et y-y.



**Figure 6.7:** Coupe A-A ferrailage du panneau du radier sens x-x et y-y.

#### 6.4. Voile périphérique

Selon le règlement RPA2003 les ossatures au-dessous du niveau de base formées de poteaux courts qui doivent comporter un voile périphérique continu entre le niveau de fondation et le niveau de base.

##### 6.4.1 Dimensionnement et ferrailage du voile

Ce voile doit avoir les caractéristiques minimales suivantes :

Epaisseur  $\geq 15\text{cm}$

Les armatures sont constituées de deux nappes.

Le pourcentage minimal des armatures est de 0,1% dans les deux sens (horizontal et vertical).

Les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

On prend  $e = 15\text{cm}$  (L'épaisseur du voile périphérique)

Le calcul de ferrailage sera fait pour une bande de 1m.

##### Armatures verticales

$$A_v = 0,1 \times \frac{e \times b}{100} = 0,1 \times \frac{15 \times 100}{100} = 1,5\text{cm}^2$$

$$A_v = 5T10 / ml \quad \text{On prend :}$$

L'espaceur :  $e = 25\text{ cm}$

##### Armatures horizontales

$$A_h = 0,1 \times \frac{e \times h}{100} = 0,1 \times \frac{15 \times 100}{100} = 1,5\text{cm}^2$$

$$A_h = 5T10 / ml \quad \text{On prend :}$$

L'espacement :  $e = 25 \text{ cm}$

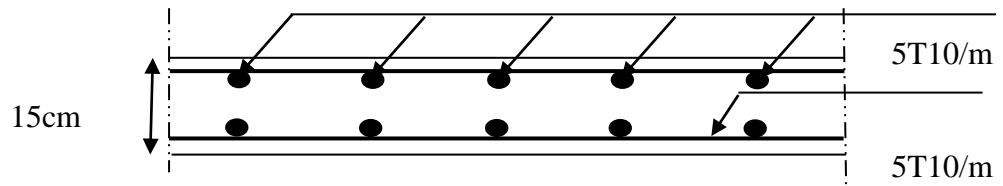


Figure 6.8: coupe horizontale du ferrailage du voile périphérique.

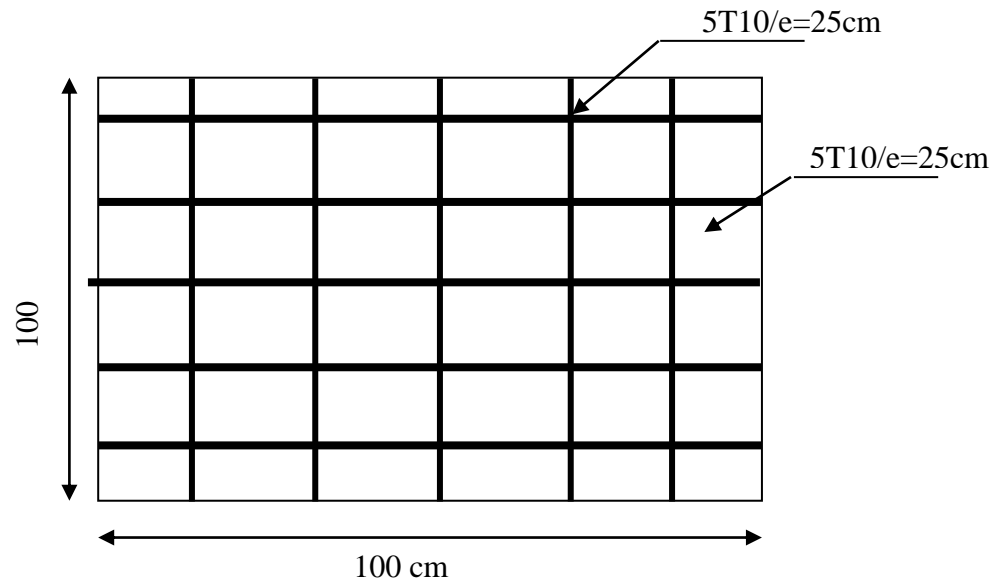
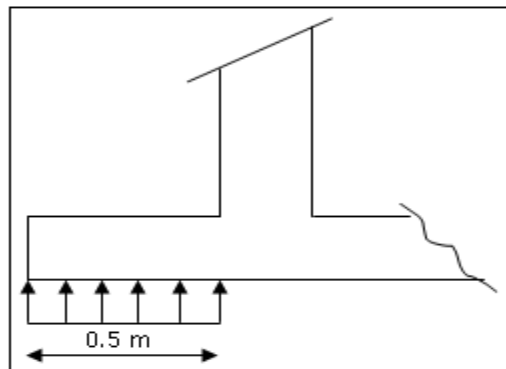


Figure 6.9: ferrailage du voile périphérique.

#### 6.4.2. Ferrailage des débords

Le débord du radier est assimilé à une console de longueur  $L=1,55\text{m}$ , le calcul du ferrailage sera fait pour une bande de 1m à l'ELU.



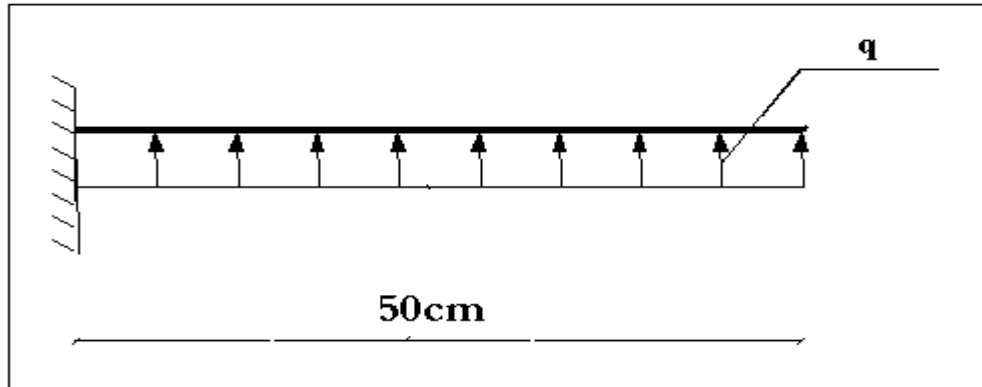


Figure 6.10: représentation du débord du radier.

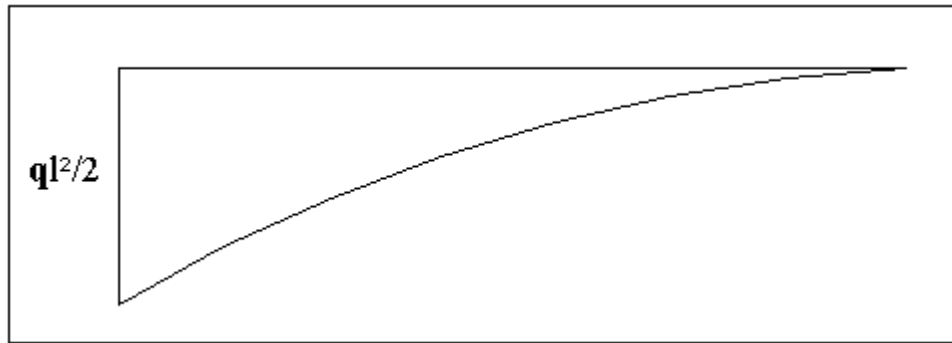


Figure.6.11: Diagramme des moments.

**Calcul de ferrillage**

$q_u = 123.106 \text{ kN/ml}$ ,  $b = 100 \text{ cm}$ ,  $h = 25 \text{ cm}$ ,  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ ,  $\sigma_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$ .

$$M_u = \frac{q_u l^2}{2} = 15.39 \text{ kNm} \quad ; \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 \sigma_{bc}} = 0.02145$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.02711$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 22.25 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \sigma_s} = 1.99 \text{ cm}^2$$

$$A_s^{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 2.72 \text{ cm}^2$$

On adopte :  $2(5T20) = 31.42 \text{ cm}^2$

$S_t = 20 \text{ cm}$

**Armature de répartition**

$$A_r \geq \frac{A_s}{4} \Rightarrow 7.86 \text{ cm}^2$$

On adopte  $5T16=10.05 \text{ cm}^2$ ,  $S_t=25 \text{ cm}$

**Vérification des contraintes à l'ELS**

$$q_{ser}=91 \text{ kN/ml}$$

$$M_{ser} = \frac{q_{ser} l^2}{2} = 11.38 \text{ kNm}$$

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

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

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left( \frac{2}{3} f_e ; 150\eta \right) = 240 \text{ MPa} \quad (\text{Fissuration préjudiciable})$$

**Tableau 6.13.** Vérifications des contraintes du béton et d'acier

$M_{ser}(\text{kNm})$	$A_s(\text{cm}^2)$	$Y(\text{cm})$	$I(\text{cm}^4)$	$\sigma_{bc}(\text{MPa})$	$\bar{\sigma}_{bc}(\text{MPa})$	$\sigma_s(\text{MPa})$	$\bar{\sigma}_s(\text{MPa})$	Vérification
14,47	31.42	10	208	11.1	15	173.1	240	OK

**6.4.3. Vérification de la flèche**

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les inégalités suivantes sont satisfaites :

**CBA article B.5.6**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 0.25 \geq 0.062 \quad \text{vérifiée} \\ 0.00996 \leq 0.0105 \quad \text{vérifiée} \\ 0.25 \geq 0.0295 \quad \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

Les trois conditions sont satisfaites, nous sommes donc dispensés pour l'évaluation de la flèche.



**Effort tranchant**

On doit vérifier que :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\bar{\tau} = \text{Min} \left( 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{MPa} \right) = 3,33 \text{MPa}$$

$$\tau = \frac{T_u^{\max}}{bd} = \frac{61.55 \times 10^3}{1000 \times 250} = 0.246 \text{MPa} \quad \tau_u = 3,33 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

# CONCLUSION GÉNÉRALE

## *Conclusion générale*

Ce projet de fin d'étude, nous a permis de mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle de formation d'ingénieur voir même les ennobler, d'approfondir nos connaissances en se basant sur les documents techniques et réglementaires, de mettre en application les méthodes de calcul récentes, et de mettre en évidence les principes de base qui doivent être prises dans la conception des structures des bâtiments.

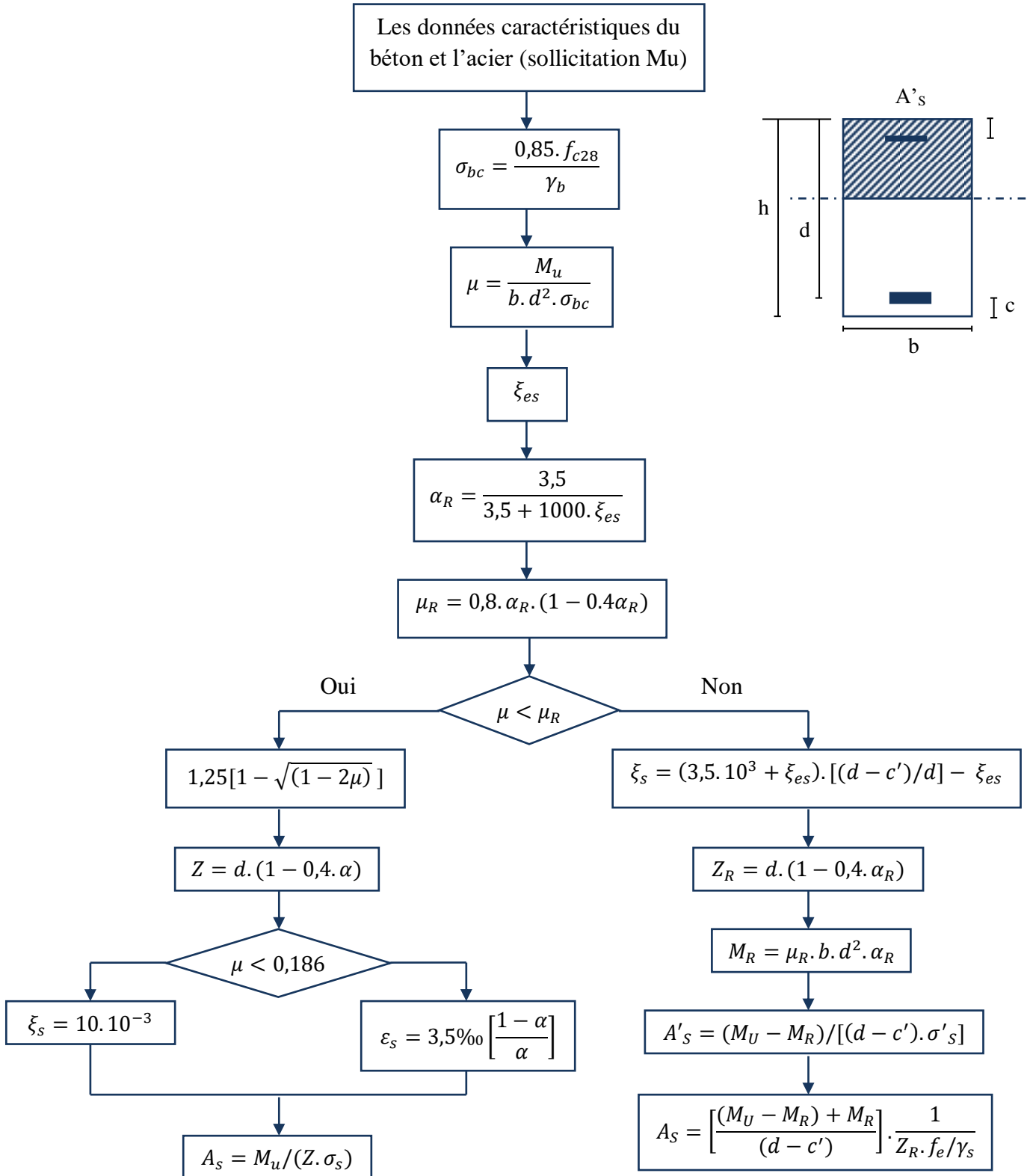
Les récents développements de l'analyse numérique, dus aux grandes possibilités offerte par l'ordinateurs, ont influencées profondément sur les méthodes de calcul en effet on peut dire que l'emploi de logiciels de calcul est en train de bouleverser les méthodes forfaitaire qui n'étaient qu'approximatives. Sous l'action sismique, les voiles reprennent dans un premier temps, grâce à leur rigidité, la presque totalité des charges latéral. Les déformations de la structure restent faibles. L'analyse sismique constitue une étape déterminante dans la conception parasismique des structures. En effet des modifications potentielles peuvent être apportées sur le système de contreventement lors de cette étape. Le renforcement de la structure lors de l'étude sismique nous a amené vers un bâtiment à contreventement mixte (voile + portique). Les systèmes mixtes en portique et voiles donc caractérisent à la fois par une résistance élevée assurée par les voiles et par une bonne capacité à dissiper l'énergie due à la présence des portiques. Celle-ci notre en jeu d'une façon significative qu'après le dépassement de la limite d'élasticité des voiles. Toutefois, le système n'atteint le maximum de son efficacité que si la répartition des voiles est symétrique et uniforme et si les liaisons entre les voiles et les portiques ont une bonne ductilité. Le but de cette étude et de chercher une meilleur configuration de la structure en matière de disposition des voiles en minimisant le nombre de ces derniers, en outre il convient de souligner que pour la conception parasismique, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début du projet pour minimiser toutes les contraintes, et arriver à une sécurité parasismique réalisée sans un surcoût important ( aspect économique ).

Enfin, l'objectif principal de l'ingénieur concepteur est de réduire le risque sismique à un niveau minimal et de faciliter l'exécution de l'ouvrage en adoptant une conception optimale qui satisfait les exigences architecturale et les exigences sécuritaires.

ORGANIGRAMMES DE  
CALCUL

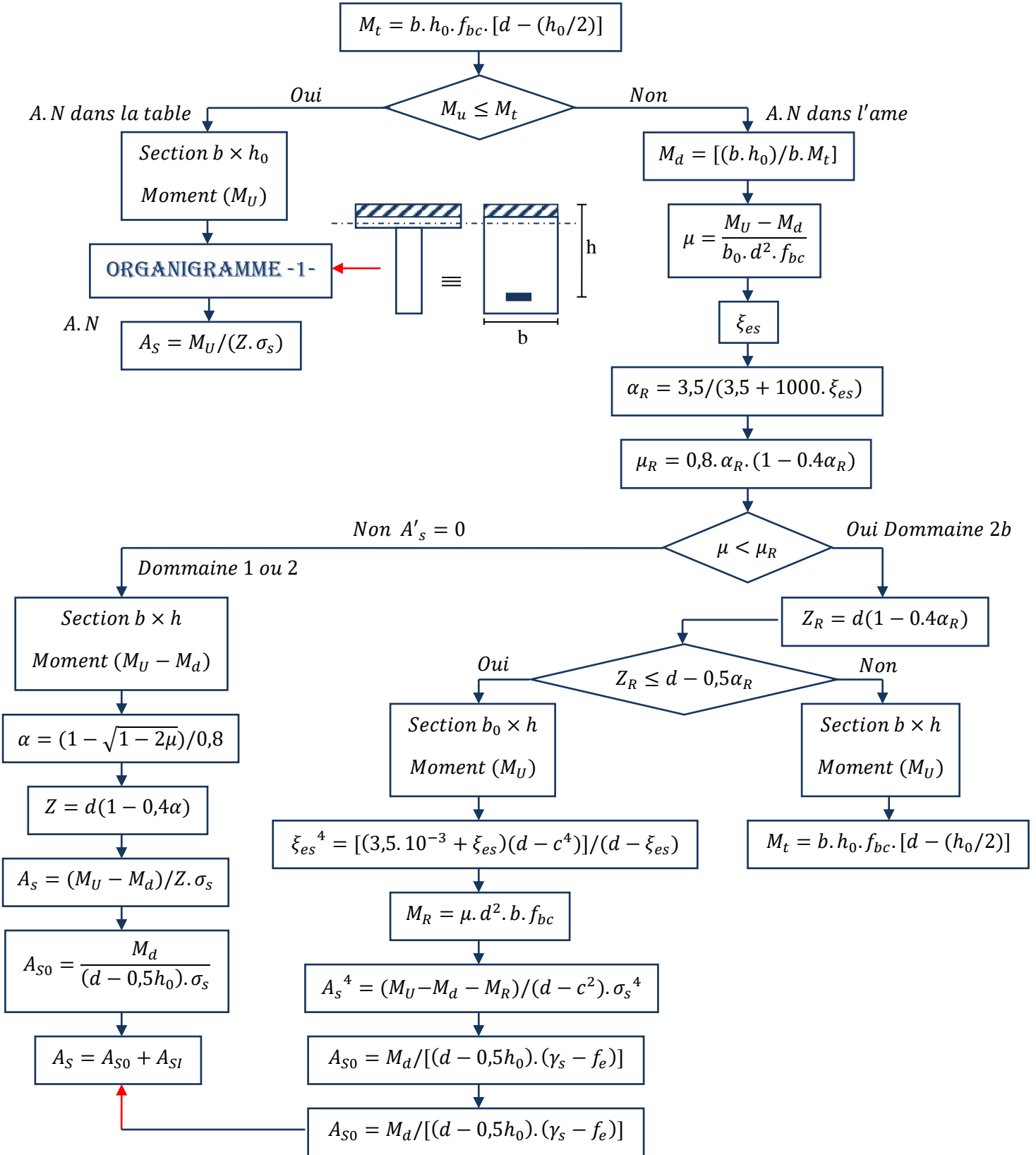
# ORGANIGRAMME -1-

## Section rectangulaire a l'ELU en flexion simple



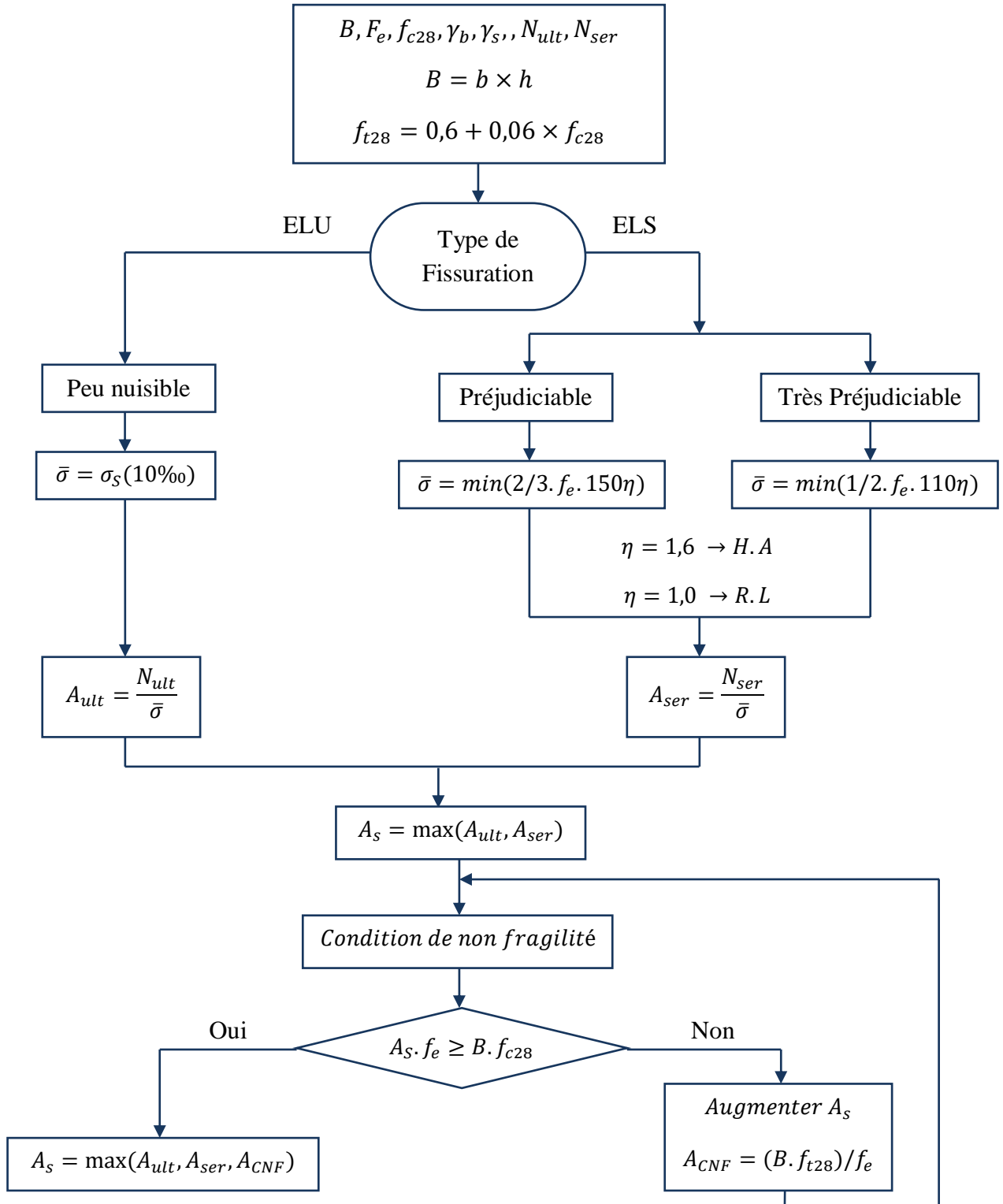
# ORGANIGRAMME -2-

## Calcul d'une section en -TE- a l'ELU en flexion simple



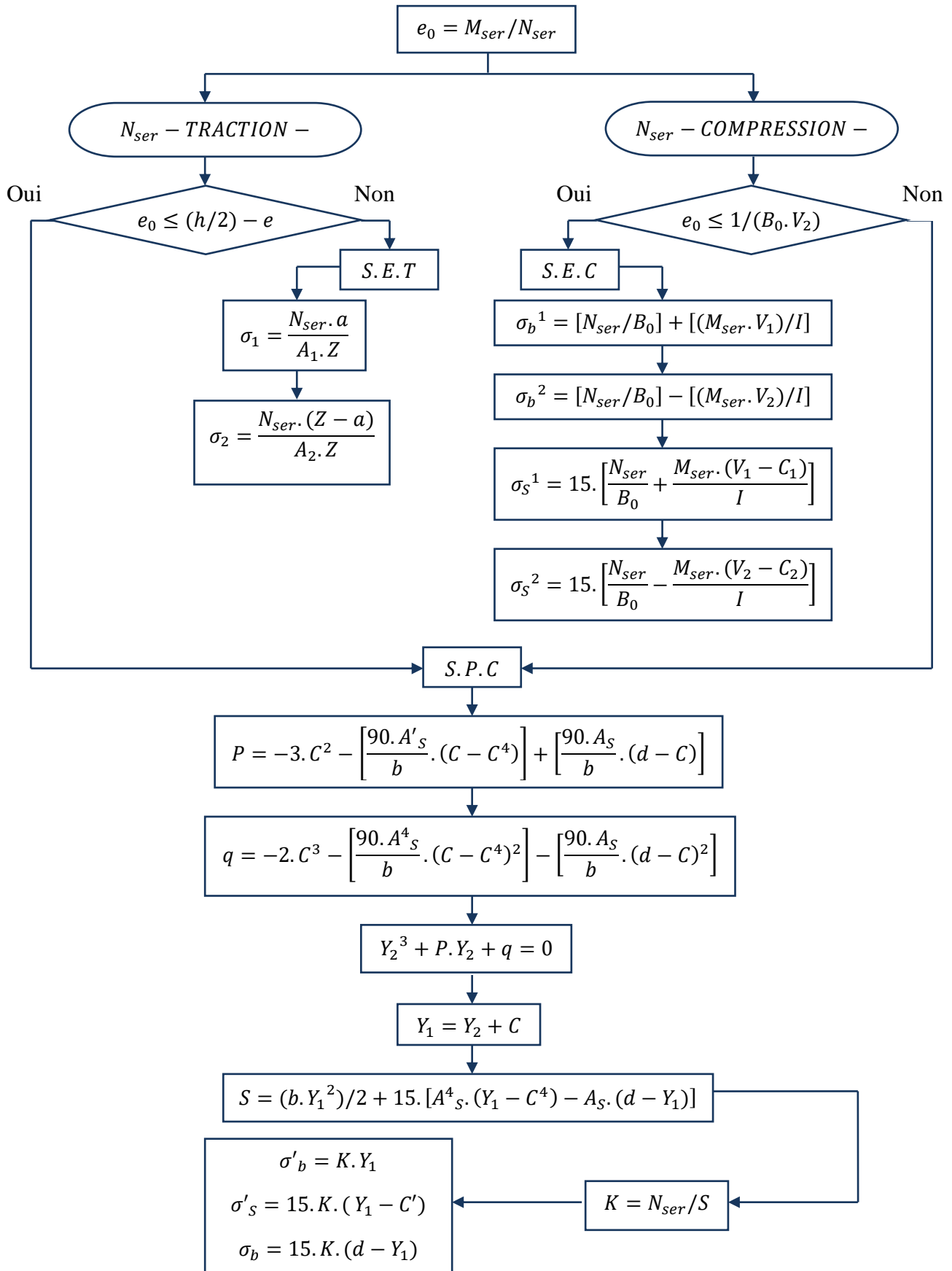
# ORGANIGRAMME -3-

## Traction simple



# ORGANIGRAMME -4-

## Flexion composée

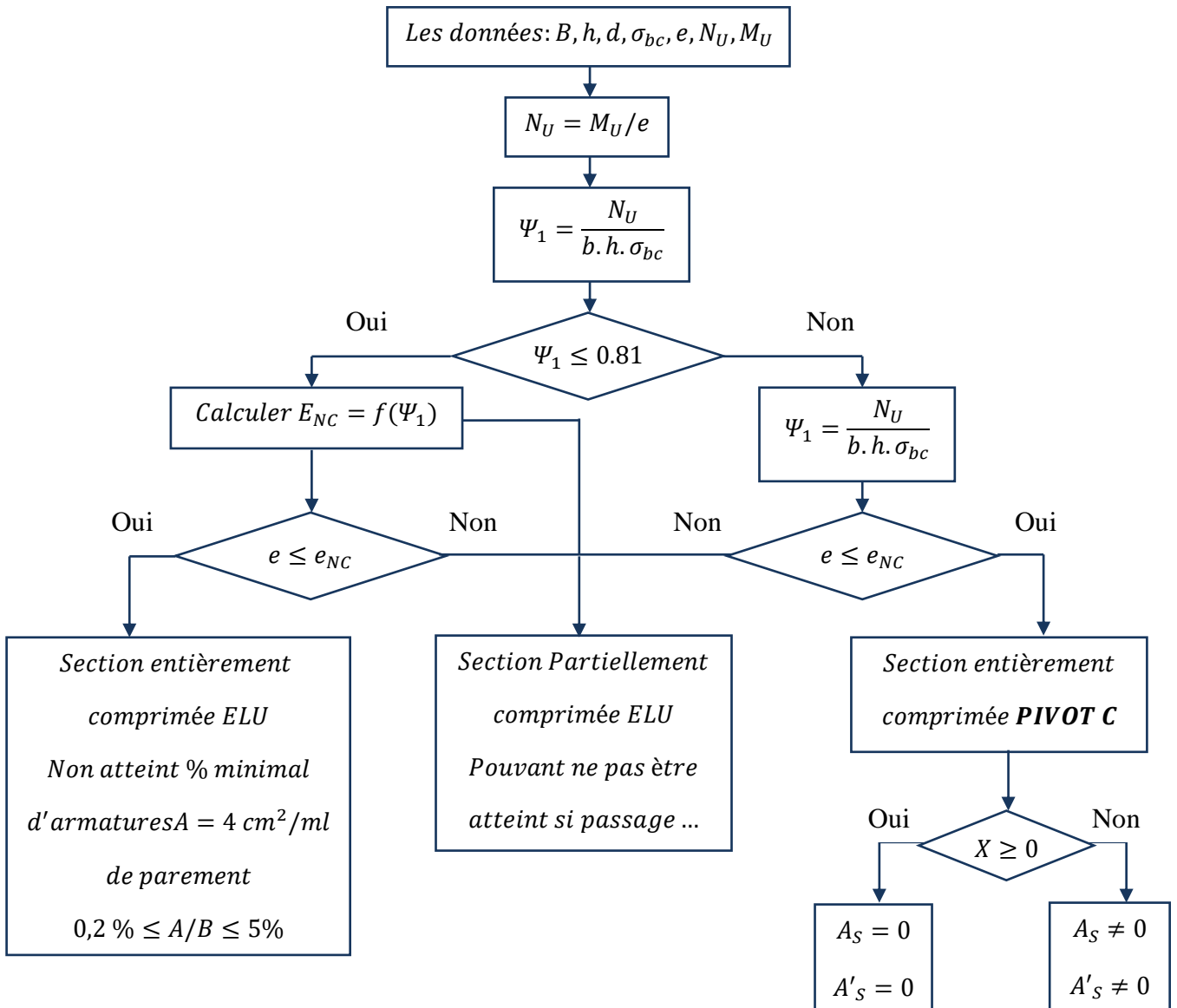
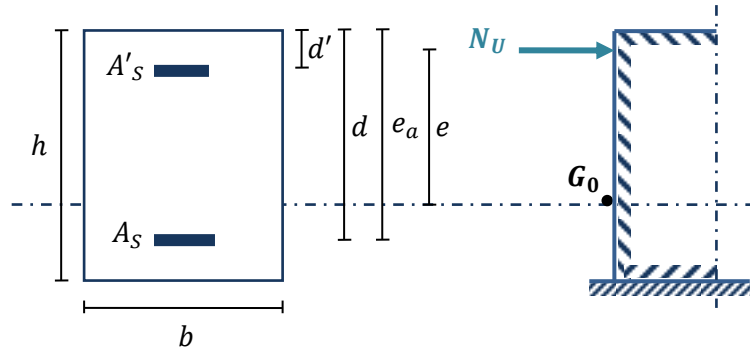




# ORGANIGRAMME -5-

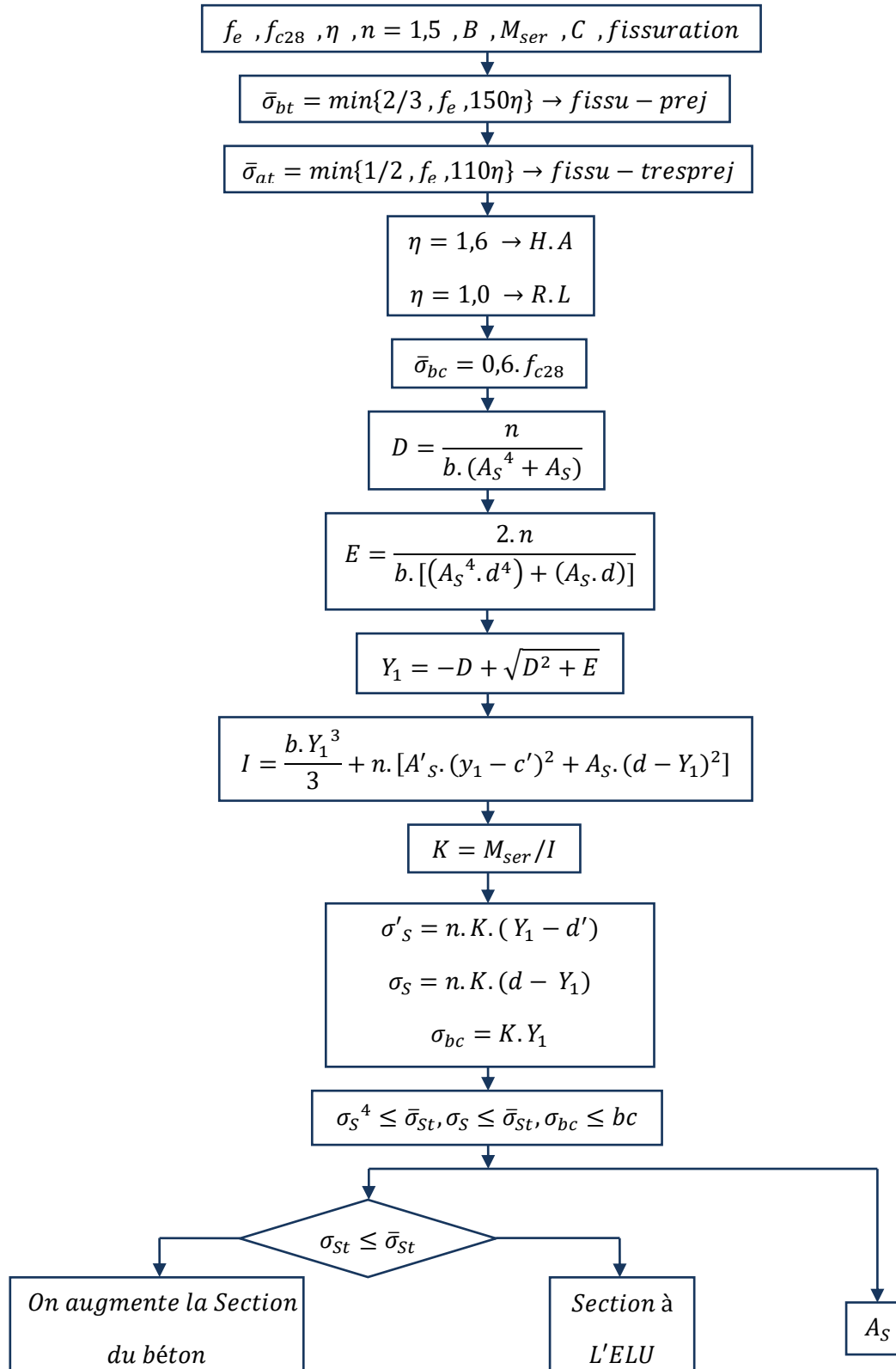
## Calcul d'une section rectangulaire

### À l'ELU en flexion composée



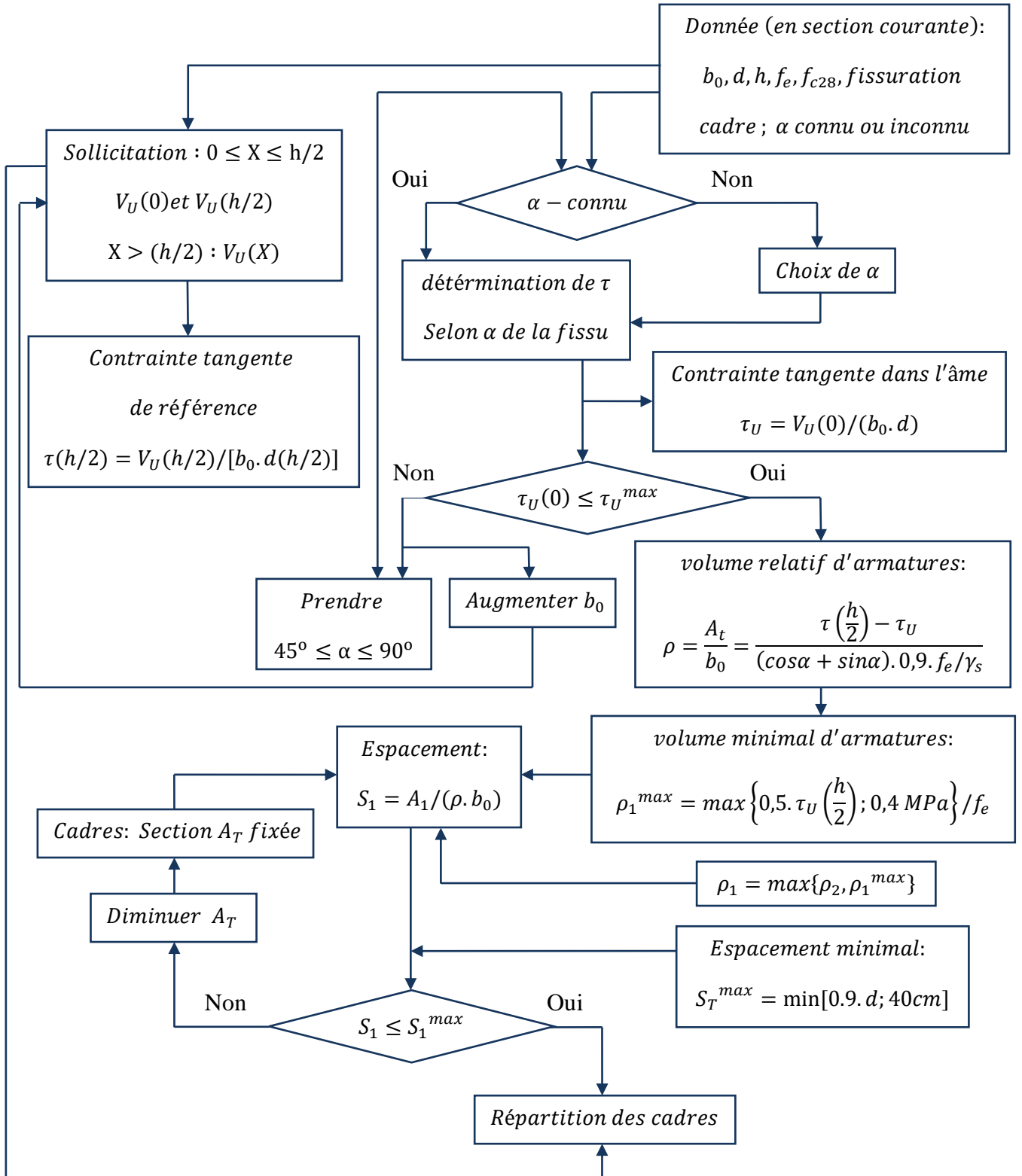
# ORGANIGRAMME -6-

## Vérifications d'une section rectangulaire à -'ELU-



# ORGANIGRAMME -7-

## Calcul des armatures d'une poutre soumise A l'effort tranchant



# ANNEXE A

## Références bibliographiques

### Les règlements :

- « D.T.R- B.C 2.48 », Règle Parasismique Algériennes. **PRA 99 Révisées 2003**. Centre de recherche appliquée en Génie Parasismique C.G.S, Alger, 2003.
- Béton Armé aux Etats Limites (BAEL) 91 modifié 99.
- « D.T.R- B.C 2.41 », Règle de conception et de calcul des structures en béton armé
- **C.B.A.93**. Centre de recherche appliquée en Génie Parasismique C.G.S, Alger, 1988.
- « D.T.R- B.C 22 », Charges permanentes et charges d'exploitation. Centre de recherche appliquée en Génie Parasismique C.G.S, Alger, 1988.
- Touhami Tahenni, Polycopie, Cours de Béton Armé destiné aux étudiants de 3<sup>ème</sup> Année Licence Génie Civil.

### Les logiciels :

- Logiciel de la modélisation de structure « ETABSE 16.2.0 ».
- Logiciel de calcul du ferrailage « SOCOTEC ».
- Autocad\_2009 français.
- Word 2013.
- Excel 2013.