REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique
Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou
Faculté Du Génie De La Construction
Département De Génie Civil

Mémoire de fin d'étude

En vue d'obtention du Diplôme Master professionnel en génie civil.

Option : Construction civiles et industrielles.

Théme

Etude d'un bâtiment (R+9) à usage d'habitation et commercial contreventée par voile et portique, modélisé avec logiciel ETABS

Dirigé par :

M^{r} : ATLAOUI

Etudié par :

Melle : MOUZARINE Ouerdia

2018/2019

Remerciement

Nous remercions avant tout ALLAH, le tout Puissant de nous avoir donné la force nécessaire pour mener ce Projet à terme.

Nous remercions nos familles pour les sacrifices qu'elles ont faits Pour que nous terminions nos études.

Nous Remercions notre promoteur M r ATLAOUI De nous avoir encadré, suivi et soutenu tout le long de ce travail.

Nos remerciements les plus vifs vont également aux membres du Jury qui nous feront l'honneur de juger notre travail.

Nous adressons de chaleureux remerciements à tous les Enseignants et les travailleurs du département de Génie-Civil.

Nous remercions aussi tous nos amis pour leur aide, leur Patience, leur compréhension et leur encouragement.

Merci pour tout

Liste des figures

Chapitre I: Présentation de l'ouvrage

Figure I .1. Schéma du plancher corps creux. 3

Figure I.2 .Schéma de dalle pleine 3

Figure I.3.Schéma d'un escalier à deux volées. 4

Figure I.4.Schéma de la cage d'ascenseur. 4

Figure I.5.Schéma des murs extérieurs en double cloison. 5

Figure I-6 : Diagramme contrainte-déformation du béton (ELU). 9

Figure I-7 : Diagramme contrainte-déformation du béton (ELS). 10

Figure 1-8 : diagramme contraintes - déformations de l'acier.). 12

Figure 1-9 : Diagramme ‹‹ contrainte –déformation de l'acier ›› 13

Chapitre II: Pré-dimensionnement des éléments

Figure II-1:schémas d'un plancher courant 17

Figure .II.2 : Poutres principales et poutres secondaires..... 20

Figure .II.3 Coupe de voile en élévation 21

Figure .II.4 : coupes d voiles en plan 21

Figure. II.5- Schémas du plancher terrasse. 23

Figure II.6- Schémas du plancher étage courant. 24

Figure- II-7- : Coupe transversale de la dalle pleine 25

Figure II.8- Schémas des murs extérieurs en double cloison..... 26

Figure II.9- Schémas des murs intérieurs en simple cloison. 26

Figure .II.10. Localisation du poteau le plus sollicité 28

Figure II.11 : surface revenant au poteau le plus sollicité 28

Figure II.12-Schématisation de la dégression des surcharges d'exploitation..... 30

Chapitre III : Calcul des éléments

Figure .III.1.1 : Coupe transversale de l'acrotère..... 36

Figure .III.1.2 : Coupe en 3D de l'acrotère 37

Figure .III.1.3 : schémas statique de moment fléchissant et de l'effort normal et de l'effort tranchant. 37

Figure .III.1.4 : Section rectangulaire de l'acrotère soumise à la flexion composée *38*

Figure. III.2.1 Ferraillage de la dalle de compression avec un treillis soudé *47*

Figure. III.2.2- surface revenant aux poutrelles *47*

Figure. III. 2.3: Schéma statique de la poutrelle *48*

Figure. III. 2.4: construction de la section en Té *49*

Figure. III. 2.5: Schéma statique de la poutrelle à l'ELU *51*

Figure .III.2.6 : diagramme des moments d'une poutre continue. *53*

Figure III.2.7 : Diagramme des moments fléchissant à L'ELU. *56*

Figure III.2.8 : Diagramme des efforts tranchants à L'ELU. *57*

Figure. III. 2.9: Schéma statique de la poutrelle à l'ELS. *60*

Figure .III.2.10: Le diagramme des moments fléchissant à l'ELS *61*

Figure III.2.11 : Diagramme des efforts tranchants à L'ELS. *62*

Figure.III.3.1:Schéma statique de la dalle salle machine. *68*

Figure III.3.2 : Diagramme des moments de panneau de dalle en travée et aux appuis. *73*

Figure .III.4.1*Principaux termes relatifs à un escalier*..... *84*

Figure .III.4.2 : Les différents types d'escaliers..... *85*

Figure .III. 4.3 : vue en plan de l'escalier *86*

Figure.III.4.4 : schéma statique d'escalier *86*

Figure .III.4.5: Schéma statique de calcul a l'ELU..... *89*

Figure .III.4.6.Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU *91*
Figure. III.4.7.Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELS..... *96*
Figure. III.5.1 *: Dimensions de la poutre palière* *102*
Figure. III.5.2 *:* Diagramme des efforts internes a L'ELU *104*
Figure. III.5.3: Diagramme des moments fléchissant a L'ELS *105*
Figure III.6.1 : schéma statique..... *113*
Figure. III.7.1 *:* Dimensions de la poutre déchainage..... *120*
Figure. III.7.2 *:* Diagramme des efforts internes a L'ELU *122*
Figure. III.7.3: Diagramme des moments fléchissant a L'ELS *122*

Chapitre IV : Etude de contreventement

Figure IV.1 : Coupe verticale d'un niveau..... *131*
Figure IV-2 : coefficients ***K*** relatifs aux portiques *132*
Figure IV.3:Vue en plan et en coupe des refends. *137*
Figure IV.4 : Diagramme des moments des aires.. ..... *139*
Figure IV-5 : Schéma d'un trapèze. *140*
Figure IV-6: Comparaison des inerties des voiles et des portiques dans le sens longitudinal *146*
Figure IV-7: Comparaison des inerties des voiles et des portiques dans le sens transversal..... *147*

Chapitre VII : Ferraillage des éléments structuraux

Figure VII.1.1.Schémas de la section partiellement comprimée. *180*
Figure VII.1.2.Schémas de la section entièrement comprimée..... *181*
Figure VII.1.3.Schémas de la section entièrement tendue..... *182*
Figure VII.3.1 *:* Disposition des armatures verticales dans les voiles..... *217*

Chapitre VIII : Etude de l'infrastructure

Figure. VIII .1: Dimensionnement d'une fondatio. *229*
Figure. VIII.2: Diagramme des contraintes. *239*
Figure. VIII.3: Périmètre utile des voiles et des poteaux. *241*
Figure. VIII.4:Entre axes du panneau le plus sollicité..... *242*
Figure. VIII.5 : Dimension de la section de calcul. *244*
Figure. VIII.6 : Schéma statique du débord. *248*
Figure. VIII.7:Présentation des chargements simplifiés. *250*
Figure. VIII.8: Répartition triangulaire..... *250*
Figure. VIII.9: Répartition trapézoïdale..... *251*
Figure. VIII.10 : Schéma statique de la nervure à (ELU) XX *253*
Figure. VIII.11 : diagramme des moments fléchissant à (ELU) *253*
Figure. VIII.12 : Diagramme des efforts tranchants (ELU)..... *253*
Figure. VIII.13: le chargement à l'ELS *254*
Figure. VIII.14: diagramme des moments fléchissant a l'ELS..... *254*
Figure. VIII.15 : Diagrammes des efforts tranchants à l'ELS (KN). *254*
Figure. VIII.16 : Schéma statique de la nervure(ELU). *YY* *255*
Figure. VIII.17 : diagramme des moments fléchissant a l'ELU. *255*
Figure. VIII.18:Diagramme des efforts tranchants (ELU) *255*
Figure. VIII.19:Le chargement à ELS..... *256*
Figure. VIII.20 : Diagramme des moments fléchissant (ELS) *256*
Figure. VIII.21:Diagramme des efforts tranchants (ELS) *256*

sommaire

- **Introduction générale**

Chapitre I: Présentation de l'ouvrage…….01

Chapitre II: Pré-dimensionnement des éléments…….16

Chapitre III : Calcul des éléments

III.1. Acrotère……..…36

III.2. Plancher…….…….…….... 46

III.3. Salle machine …….....68

III.4. Escalier……..….84

III.5. Poutre palière…….....102

III.6. Balcon …….....113

III.7. Poutre chainage …….....120

Chapitre IV : Etude de contreventement…….....131

Chapitre V : Modélisation de la structure …….....149

Chapitre VI : Vérification des conditions du RPA…….....164

Chapitre VII : Ferraillage des éléments structuraux

V.1. Ferraillage des poteaux ……..…175

V.2. Ferraillage des poutres …….....197

V.3. Ferraillage des voiles…….212

Chapitre VIII : Etude de l'infrastructure ……...228

- **Conclusion-Générale**
- **Bibliographie**

INTRODUCTION GENERALE

Le Génie Civil est l'ensemble des techniques concernant tous les types de construction. Les ingénieurs civils s'occupent de la conception, de la réalisation, de l'exploitation et de la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures urbaines dont ils assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant la sécurité du public et la protection de l'environnement.

L'analyse approfondie des ouvrages touchés par le séisme nous renvoi souvent aux mêmes causes, dont les principales sont dues à de mauvaises dispositions constructives ou des malfaçons d'exécutions généralement criardes. Pour cela nous ne devons pas appliquer uniquement les règlements, mais nous devons impérativement comprendre les facteurs déterminant le comportement dynamique de la structure afin de mieux prévoir sa réponse sismique.

Les différent études et règlements préconisent divers systèmes de contreventement Visant à minimiser les déplacements et à limiter les risques de torsion tout en assurant une bonne dissipation des efforts. Le choix d'un système de contreventement est fonction de certaines considérations à savoir la hauteur du bâtiment, son usage, ainsi que la capacité portante du sol.

Les ingénieures disposent actuellement de divers outils informatiques et de logiciels de calculs rapides et précis permettant la maitrise de la technique des éléments finis adoptée au Génie Civil, ainsi que le calcul de diverses structures en un moindre temps.

Dans notre projet d'étude d'un bâtiment (R+9) à usage d'habitation et commercial contreventée par poteaux poutres, en plus du calcul statique qui fait l'objet des trois premiers chapitres, la structure est soumise au spectre de calcul du règlement Algérien RPA99/version2003, et sa repense est calculée en utilisant le logiciel ETABS.

I. Introduction :

L'étude des ouvrages en Géni Civil nous incite à faire un calcul de manière à assurer la résistance et la stabilité de l'ouvrage et la sécurité des personnes pendant et après la réalisation tout en minimisant le cout.

Pour cela, nos calculs seront conformes aux règlements en vigueurs, à savoir le règlement parasismique Algérien **RPA 99(version 2003)** et les bases de **BAEL 91(modifié 99**), ainsi que le **DTR-BC 22 (charges et surcharges d'exploitation)**

I.1. Description de l'ouvrage :

Notre projet consiste a l'étude d'un bâtiment (R+9) à usage d'habitation et commerciale. Il est implante dans la wilaya de TIZI OUZOU, classée selon le règlement parasismique Algérien (RPA 99/ Vérsion2003) comme une zone de moyenne sismicité (zone IIa).

La structure est composée:

- D'un RDC a usage commercial.
- De neuf étages a usage d'habitation.
- D'une cage d'escalier.
- D'une cage d'ascenseur.
- 01 terrasse inaccessible.

I.2. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

En se basant sur les plans de coupes verticales et horizontales, les caractéristiques géométriques de l'ouvrage sont comme suit :

❖ Dimensions en élévation :

La Hauteur totale est de :**……31,62 m**.

La hauteur du RDC **:……...4, 08 m.**

La hauteur d'étage courant **:……...3, 06 m**.

❖ Dimensions en plan:

La longueur de l'ouvrage **: …… ……21 ,50m**.

La largeur de l'ouvrage **:……16 ,10m.**

I.3. Propriétés mécanique du sol d'assise:

Le rapport du sol ne nous a pas étais remis, alors nous avons pris une valeur de

σsol =**2bars**

Le site est considéré comme un site meuble (**S3**).

I.4. Déférents éléments de l'ouvrage :

La structure est composée des éléments ci-après:

❖ Ossature :

Ce bâtiment est en ossature mixte composée de portiques transversaux et longitudinaux et d'un ensemble de voiles porteurs.

• Voiles :

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulés sur place. Ils sont destinés d'une part à reprendre une partie des charges verticales et d'autre part à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des chargements horizontaux.

• Portiques :

Ils sont en béton armé, sont constitués de poutres et de poteaux. Ils sont capables de reprendre essentiellement les charges et surcharges verticales.

❖ Planchers :

Les planchers sont des aires planes limitant les étages d'un bâtiment et supportant les revêtements et les surcharge.

Il ya deux types de plancher.

➢ Planchers en corps creux :

Ils sont constitués de : axes des poutrelles généralement de 56cm à 65cm.

Un remplissage en corps creux : les corps creux sont utilisés comme coffrage perdu et comme isolant phonique.

La dalle de compression en béton : est une dalle en béton armé d'un quadrillage d'armature aillant comme but :

- Limiter le risque de fissuration par retrait.

- Résister aux efforts des charges appliquées sur des surfaces réduites.
- Réaliser un effort de répartiteur entre les poutrelles voisine de charges localisées notamment celles correspondant aux cloisons.

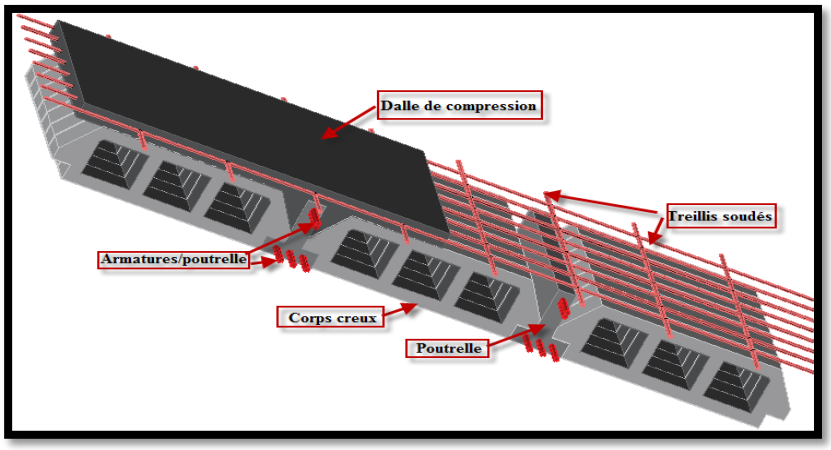


Figure I .1. Schéma du plancher corps creux.

➢ Dalle pleine en béton armé :

Les dalles pleines en béton armé sont prévues là où il n'est pas possible de réaliser des planchers en corps creux en particulier, pour les balcons et la salle machine.

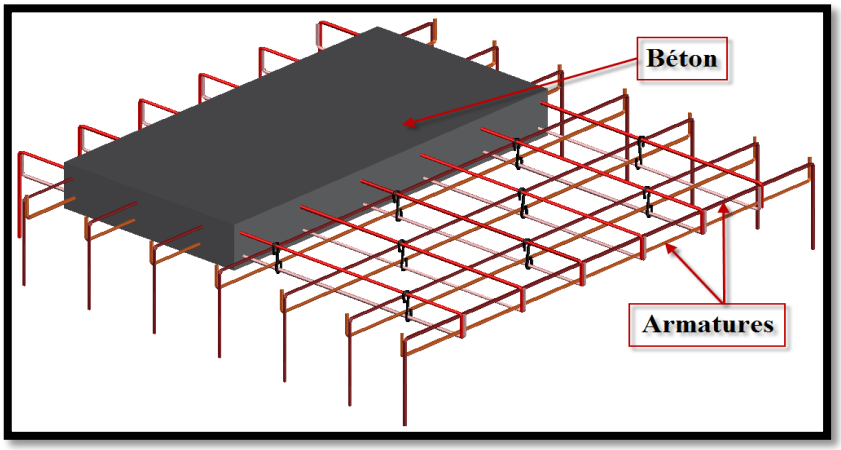


Figure I.2 .Schéma de dalle pleine

❖ l'escalier :

Ce sont des ouvrages permettant le déplacement entre les différents niveaux, il est composé d'un palier et d'une paillasse, réalisés en béton armé coulé sur place. Le coulage s'effectuera par étage.

Notre escalier comporte trois volées avec deux paliers intermédiaires à l'intérieur de l'ouvrage.

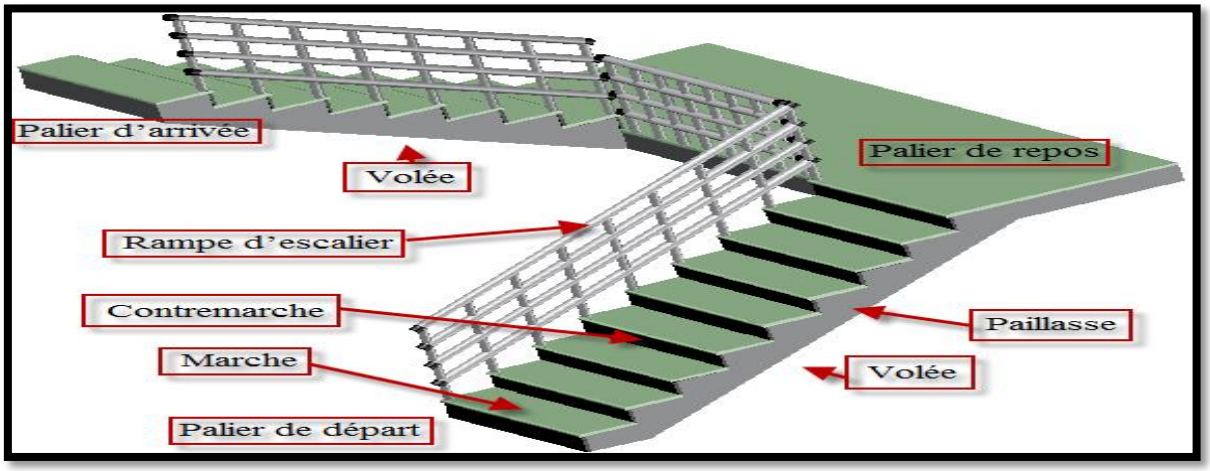


Figure I.3.Schéma d'un escalier à deux volées.

❖ Cage d'ascenseur :

Le bâtiment comporte une cage d'ascenseur réalisée en voiles en béton armé coulés sur place elle est composé d une salle machine.

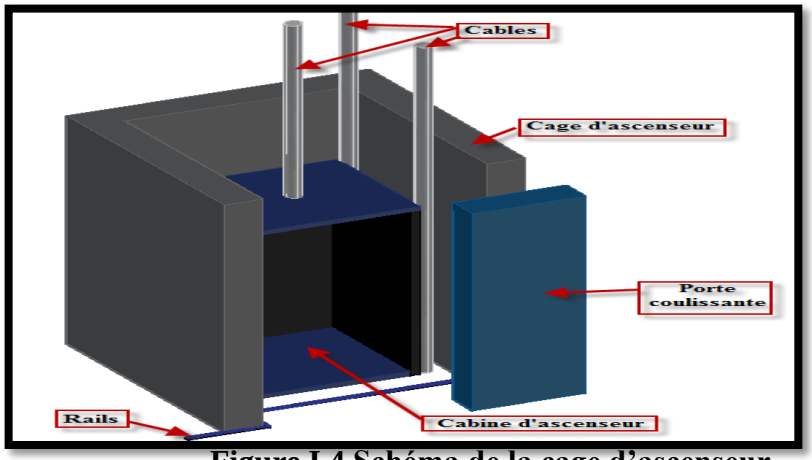


Figure I.4.Schéma de la cage d'ascenseur.

❖ Maçonnerie :

On appelle maçonnerie un ouvrage composé de matériaux (briques, pierres, moellons, etc.), unis par un liant (mortier, plâtre, ciment, etc.).

Les maçonneries sont constituées de deux types de murs à simple et à doubles cloisons.

Ø Les murs extérieurs et de séparation des appartements sont constitués de doubles cloisons en briques creuse de 15 et 10cm d'épaisseur, séparés par une lame d'aire de 5cm.

Ø Les murs intérieurs sont constitués de cloisons simples en briques creuses de **10**cm d'épaisseur.

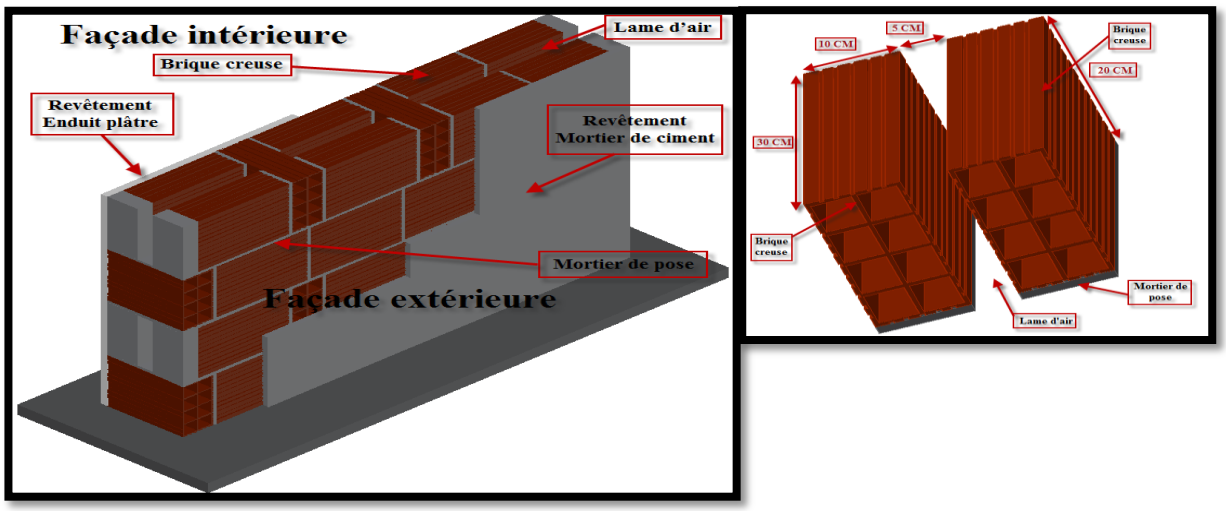


Figure I.5.Schéma des murs extérieurs en double cloison.

❖ Les Revêtements :

- Mortier de ciment pour les murs de façades, cages d'escaliers et les locaux humides.
- Plâtre pour les cloisons intérieures et les plafonds de 2 cm d'épaisseur.
- Carrelage pour les planchers et les escaliers.
-Céramique pour les salles d'eaux et cuisines.

❖ Les fondations :

La fondation est l'élément qui est situé à la base de la structure, elle assure la transmission des charges et surcharges au sol. Le choix de type de fondation dépend de type du sol d'implantation et de l'importance de l'ouvrage, elles seront définies dans les chapitres qui suivent.

❖ Système de coffrage :

Nous avons opté pour un coffrage métallique pour les voiles de façon à limiter le temps d'exécution, et un coffrage en bois pour les portiques.

❖ Balcon :

Ce sont des aires consolides au niveau de chaque plancher. Ils seront réalisés en dalle pleine surtout.

❖ Acrotère:

Partie supérieure d'un mur réalisé dans le cas de toiture, terrasse ou a L'extrémité ; destinées à recevoir un relevé d'étanchéité.

Dans notre projet la terrasse inaccessible sera entourée d un acrotère de 60cm de hauteur et de 10cm d'épaisseur.

I.5. Règlements utilisés

Les règles utilisées sont :

- les règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et construction en béton armé suivant la méthode des états limites (BAEL91).
- les règles parasismiques algériennes (RPA 99modifié 2003).
- les charges et surcharges d'exploitation (DTR-BC-22).
- Construction en béton armé (CBA 93).

I.5.1 Principes des justifications :(ArtA1.2BAEL91 V99)

Les calculs justificatifs seront conduits suivant la théorie des limites. Un état limite est celui pour lequel une condition requise d'une construction(ou d'un des éléments) est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de modification défavorable d'une action.

I.5.2 Les différents états limites :

Un état limite, est un état pour lequel une condition requise pour une construction (ou l'un de ses éléments), est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de variation défavorable d'une des actions appliquées.

a. États limites ultimes (ELU) :

Ils sont relatifs à la stabilité ou à la capacité portante :

- Equilibre statique de la construction (pas de renversement) ;
- Résistance de chacun des matériaux (pas de rupture) ;
- Stabilité de forme (pas de flambement) ;

b. Etats limite de service (ELS) :

Qui sont définis compte tenu des conditions d'exploitation ou de durabilité, on distingue :

- États limites de service vis-à-vis de la compression du béton.
- États limites d'ouverture des fissures.
- États limites de service de déformation.

I.6.Caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés :

Le béton et l'acier seront choisis conformément aux règles de conception et calcul des structures en béton armé en vigueur en ALGERIE

I.6.1 Béton:

Le béton est un mélange de ciment, sable, granulat, et eau .La composition du béton doit être conforme aux règles du BAEL91 modifié 99 et le RPA 2003, elle sera déterminée en laboratoire en tenant compte des caractéristiques des matériaux et de leurs provenances de façon à avoir une résistance caractéristique qui convient. Dans le cas courant, le béton utilisé est composé de :

- Sable propre.....380 à 450 m³
- Gravier .....750 à 850 m³
- Dosage de ciment CPJ325.....325 Kg/m³
- Eau de gâchage.....150 à 200 l/m³

I.6.2 Résistance du béton :

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression, et sa résistance à la traction, Mesurée à " j" jours d'âge.

I.6.2.1 Résistance caractéristique à la compression:(Art 2.1.11BAEL91 V99)

Le béton est définit du point de vue mécanique par sa résistance à la compression à 28 jours d'âge dite : résistance caractéristique à la compression, notée fc28. Lorsque la sollicitation s'exerce sur un béton d'âge j ≤28 jours, sa résistance à la compression est calculée comme suit :

$$f_{cj} = \frac{j}{4{,}76 + 0{,}83j} \cdot f_{c28} \quad pour \quad f_{c28} \leq 40\ MPa.$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1{,}40 + 0{,}95j} \cdot f_{c28} \quad pour \quad f_{c28} > 40\ MPa.$$

Pour le présent projet on adoptera : f_{c28} = 25 MPa

I.6.2.2-Résistance caractéristique à la traction: (Art A.2.1.12/BAEL91V99)

La résistance caractéristique du béton à la traction à j jours noté ftj du béton est calculée à partir de sa résistance à la compression, elle est donnée par la formule suivante :

$\mathbf{f_{tj} = 0,6 + 0,06.f_{cj}}$

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

- On aura donc pour : f_{c28}= 25 Mpa=> f_{t28}=2,1Mpa
- Pour : $f_{cj} \geq 60\ MPa, f_{tj} = f_{cj}^{2/3}$

I.6.3 Contraintes limites du béton:

Tous les calculs effectués au cours de cette étude sont basés sur la théorie des états limites, un état limite est celui pour lequel une condition requise d'une construction ou d'un de ses éléments est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de variation défavorable d'une des actions appliquées.

I.6.3.1Contrainte limite ultime à la compression (σ_{bc}) :

(Art A.4.3.3/BAEL91V99)

a) ,L'Etat limite ultime [ELU] : (**Art A.4 .3 .41 BAEL91**)

La contrainte admissible de compression à l'état limite ultime (ELU) est donnée par :

$$\boldsymbol{\sigma_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b}} \textbf{ en MPa}$$

Avec :

γ_b = *1,5* pour les situations durables (courante).

- γ_b: Coefficient de sécurité

γ_b= *1,15* pour les situations accidentelles.

- θ : coefficients qui tiennent compte de l'influence défavorable de la durée d'application de la charge.

θ= 1 lorsque j>24 heures
θ= 0,9 lorsque 1<j<24 heures
θ = 0,85 lorsque j<1 heure.

- Pourγ_b=1,50 et θ=1, on aura f_{bu} = 14,2 MPa.
- Pourγ_b=1,15 et θ=1, on aura f_{bu} = 18,48 MPa.

Diagramme contraintes -déformations du béton :(Art A.4.3.41/BAEL91)

Le diagramme contraintes (σbc) -déformation (ε bc) du béton pouvant être utilisé dans tous les cas est le diagramme de calcul dit « parabole - rectangle ».

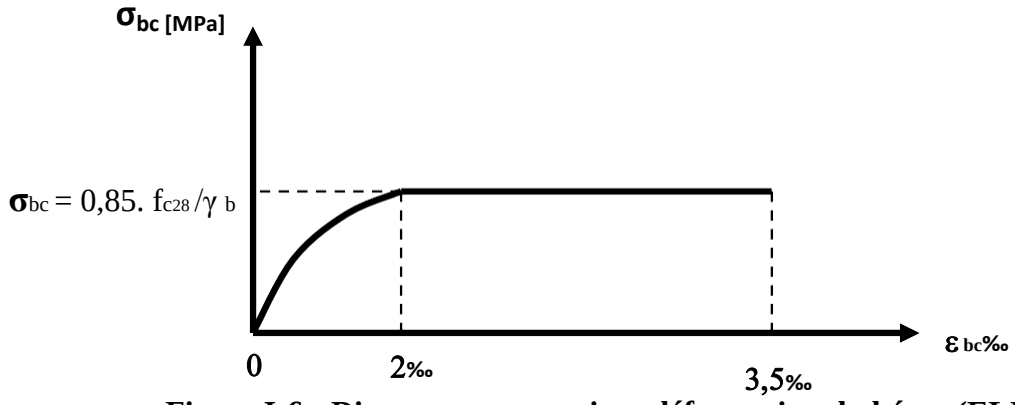


Figure I-6 : Diagramme contrainte-déformation du béton (ELU).

0≤ ε bc≤ 2‰ ⟹ Compression pure (bc raccourcissement du béton)

2%≤ ε bc≤ 3.5‰ ⟹ Compression avec flexion.

-En compression pure, les déformations relatives du béton sont limites à 2‰.

-En compression avec flexion les déformations relatives du béton sont limitées à 3.5‰.

b) Etat limite de service (ELS): (Art A .4 .5 .2 BAEL9)

C'est l'état au-delà duquel les conditions normales d'exploitation de l'ouvrage ne sont plus satisfaites.

Les vérifications à effectuer portent sur un état limite de durabilité de l'ouvrage et un état limite de déformation.

La contrainte de compression du béton est donnée par la formule :

$$\boldsymbol{\sigma_{bc} = 0.6 \times f_{c28}} \textbf{ en MPa}$$

Pour :f_{c28}= 25Mpa⇒$\bar{\sigma}_{bc}$= 15MPa

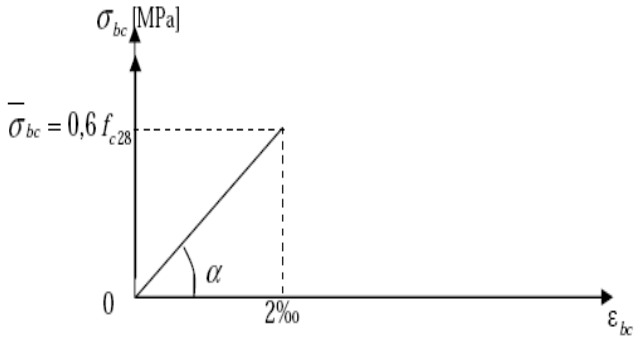


Figure I-7 : Diagramme contrainte-déformation du béton (ELS).

I.6.3.2 Contrainte limite de cisaillement : (Art A.5.1/BAEL91V99)

La contrainte limite de cisaillement prend les valeurs suivantes :

- ✓ **Fissuration peu nuisible**

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

- ✓ **fissuration préjudiciable ou très préjudiciable**

$\bar{\tau}_u \leq min\left[\frac{0,15 \cdot f_{cj}}{\gamma_b}; 4Mpa\right] \Rightarrow \bar{\tau}_u \leq min[2,50Mpa; 4Mpa]$=2,50$Mpa$

I.6.3.3 Module d'élasticité longitudinale :

On définit le module d'élasticité comme étant le rapport de la contrainte normale et de la déformation engendrée. Selon la durée de l'application de la contrainte, on distingue deux types de modules :

a) Module d'élasticité instantanée : (Art A.2.1.21/BAEL91V99)

Lorsque la contrainte appliquée est inférieure à 24 heures, il résulte un module égale à : $E_{ij} = 11000\sqrt[3]{f_{cj}}$ MPa

Avec : f_{c28} = 25 MPa

E_{ij} = 32164,195 MPa

d) Module d'élasticité différée : (Art A.2.1.22/BAEL91V99)

Lorsque la contrainte normale appliquée est de longue durée, et à fin de tenir en compte l'effet de fluage du béton, on prend un module égal à :

$$E_{vj} = 3700\sqrt[3]{f_{cj}} = 1/3Eij$$

Pour: f_{c28} = 25 MPa **Evj = 10819 MPa**

I.6.3.4 Module d'élasticité transversale :

G = E / 2 (1+ν)

Avec :

ν: Coefficient de poisson.

E : Module de Young.

I.6.3.5 Coefficient de poisson : (Art A.2.1.3/BAEL91V99)

C'est le rapport entre la déformation relative transversale et la déformation relative longitudinale, il sera pris égale à :

ν= 0,2 (à l'ELU) pour le calcul des déformations en considérant le béton fissuré

ν= 0 (à l'ELS) pour le calcul en considérant le béton non fissuré.

I.7.les aciers :

Les aciers sont utilisés pour équilibrer les efforts de traction auxquels le béton ne résiste pas. Nous aurons à utiliser 03 types d'aciers dont les principales caractéristiques sont mentionnées dans le tableau suivant :

Type d'acier	Nomination	Symbole	Limite d'élasticité Fe en MPa	Résistance à la Rupture	Allongement relatif à la Rupture [‰]	Coefficient de fissuration	Coefficient de fissuration Ψ
Aciers en Barre	Rond lisse FeE235	R L	235	410-490	22‰	1	1
	Haute adhérence FeE400	H A	400	480	14‰	1,6	1,5
Aciers en Barre	Treillis soudé (T S)	TS	520	550	8‰	1,3	1

Tableau I.1 : Caractéristiques des aciers

I.7.1. Modules d'élasticité longitudinale : (Art: A.2.2.1/BAEL 91 V99)

Il est noté (Es), sa valeur est constante quelle que soit la nuance de l'acier.

$E_s = 2\times10^5 = 200000$ MPa

❖ Diagramme contraintes déformations:

La mise en évidence des caractéristiques mécaniques de l'acier ; se fait à partir d'un essai de traction qui consiste à rompre une tige en acier sous l'effet de la traction simple.

Le diagramme contraintes- déformations a pour allure:

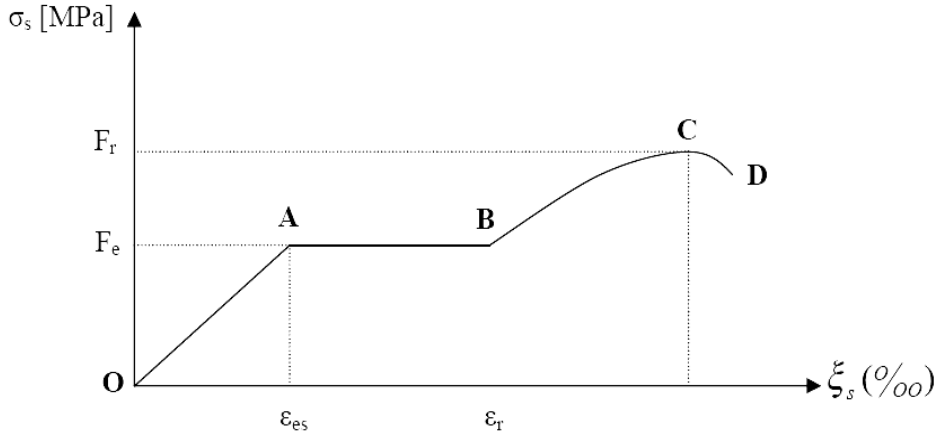


Figure 1-8 : diagramme contraintes - déformations de l'acier.

F_r: Résistance à la rupture.

F_e: Limite d'élasticité.

ε_{es}: Allongement relatif correspondant à la limite élastique de l'acier.

ε_r: Allongement relatif correspondant à la résistance à la rupture.

On distingue du diagramme précédent quatre parties :

Zone 0A : Domaine élastique linéaire

Zone AB : Domaine plastique

Zone BC : Domaine de raffermissement

Zone CD : Domaine de striction

- **Diagramme contrainte-déformation de l'acier :**

(Art A.2.2.2/BAEL 91 V99)

La mise en évidence des caractéristiques de l'acier se fait à partir de l'essai de traction qui consiste à sollicité une éprouvette en acier par un effet de traction jusqu'à à la rupture .Le diagramme contrainte –déformations est conventionnellement défini ci–après

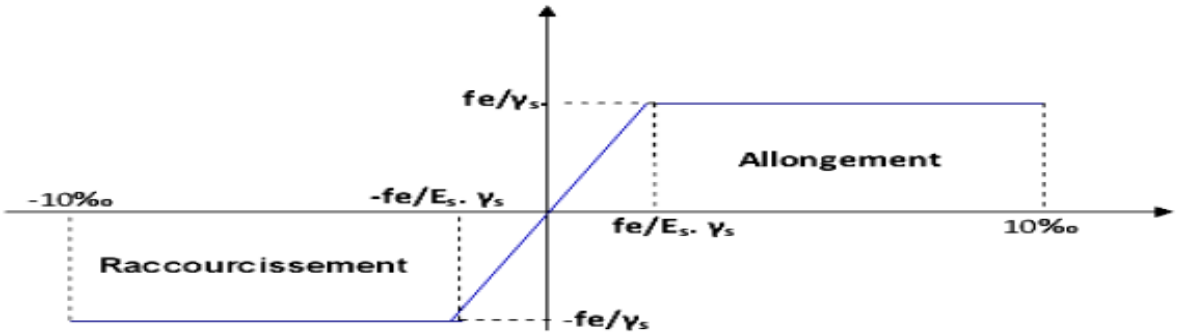


Figure 1-9 : Diagramme ‹‹ contrainte –déformation de l'acier ››

I.7.2. Contrainte limite :

Contrainte limite de calcul (ELU) :(Art : A.4.3.2/BAEL91 V99)

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

Avec : $\begin{cases} f_e\text{: Limite d'élasticité de l'acier.} \\ \gamma_s\text{:Coefficient de sécurité.} \\ \sigma_s \text{ : la Contrainte d'acier à L'ELU} \end{cases}$

$$\begin{cases} \gamma_s = 1{,}15 \text{pour le cas courant.} \\ \gamma_s = 1 \text{ pour le cas accidentel} \\ \sigma_s = 348 \text{ MPa pour les aciers à haute adhérence FeE40} \\ \sigma_s = 204\text{MPa} \quad \text{pour les aciers doux FeE24} \end{cases}$$

Contrainte maximale des armatures tendues (E L S) :

(Art A.4.5.3/BAEL91V99)

Il est nécessaire de limiter l'ouverture des fissures (risque de corrosion des armatures), et ce en limitant les contraintes dans les armatures tendues sous l'action des sollicitations de service. D'après les règles BAEL91, on distingue trois cas de fissuration :

- **Fissuration peu nuisible :** cas des éléments intérieurs ou aucune vérification n'est nécessaire, $\sigma_s \leq f_e$
- **Fissuration préjudiciable :** c'est le cas des éléments exposés à l'intempérie.

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}\,\text{st} = \min\left\{\frac{2}{3}\text{f}_\text{e}\,, \max\left(\frac{1}{2}\text{f}_\text{e}\,, 110\sqrt{\eta \times f_{tj}}\right)\right\}\text{en [MPa]}$$

- **Fissuration très préjudiciable :** c'est le cas des milieux agressifs.

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}\,\text{st} = min\left\{\frac{1}{2}f_e\,;\,\sqrt[90]{\eta f_{tj}}\right\}\text{en [MPa]}$$

Avec :

η: Coefficient de fissuration $\begin{cases} \eta = 1.6 \text{ pour les adhérences (HA) de diamètre} \geq 6\text{mm.} \\ \eta = 1.3 \text{ pour les HA} < 6\text{mm.} \\ \eta = 1.0 \text{ pour les ronds lisses.} \end{cases}$

I.7.3.Protection des armatures : (Art A.7.2.4/BAEL91V99)

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

- **C ≥ 5cm** : pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins ainsi pour ceux exposés aux atmosphères très agressives.
- **C≥2cm** : pour les éléments situés dans des locaux non couverts soumis aux condensations.
- **C ≥ 3 cm :** pour les éléments en contact d'un liquide (réservoir, tuyaux, canalisations).
- **C ≥ 1cm :** pour les parois situées dans les locaux non exposés aux condensations.

Conclusion :

Dans ce premier chapitre on a présenté la structure à étudier, et défini les différents éléments qui la compose ainsi que le choix des matériaux utilisés, sa dans le but d'approfondir cette étude pour faire un pré-dimensionnement précis dans le chapitre que nous entamerons prochainement, afin d'assurer une bonne résistance des matériaux qui constituent notre construction.

II. Introduction :

Après la présentation de l'ouvrage et des caractéristiques des matériaux et avant d'entamer tout calcul des éléments, il faut passer par le dimensionnement des planchers, des poutres (principales et secondaires), des poteaux, et enfin des voiles; afin d'assurer la résistance et la stabilité de l'ouvrage et des personnes pendant et après la réalisation. Pour cela, on prend comme référence des prescriptions réglementaires données par le **RPA 2003** le **BAEL 91** ainsi que le **DTR-B.C.2.2** (charges permanentes et charges d'exploitation)

II. 1 Pré dimensionnement des éléments :

II.1.1 les planchers :

Comme il a été précédemment défini dans le chapitre I, le plancher est une partie horizontale de la construction séparant deux niveaux d'un bâtiment qui supporte son poids propre et les charges d'exploitation assurant à la fois la transmission des charges verticale aux éléments porteurs et la transmission des efforts horizontaux aux différents éléments de contreventement, tout en garantissant une bonne isolation thermique et phonique.

Pour notre bâtiment deux types de planchers seront utilisés :

- ✓ Plancher à corps creux en partie courante, composé de corps creux, treillis soudé, dalle de compression, et poutrelle.
- ✓ Dalle pleine pour les balcons et le hall d'ascenseur.

a) Plancher à corps creux :

La hauteur totale du plancher est donnée par la formule suivante qui est tirée du **(BAEL91modifié 99/Art B.6.8.424)**:

$$\mathbf{ht} \geq \frac{\mathbf{lmax}}{\mathbf{22,5}}$$

Avec :

l_{max}: Portée libre maximale de la plus grande travée dans le sens des poutrelles.

ht: Hauteur totale du plancher.

-Sachant que le RPA préconise de prendre des poteaux de dimensions ≥25cm pour la zone II a.

l_{max} = 405-25=380cm. $\Longrightarrow$ ht=$\frac{380}{22,5}$=16,88cm.

Ainsi, on adoptera pour un plancher de ht = 20 cm ; soit un plancher de (16+4) qui sera valable pour tous les étages courants :

- 16 cm pour la hauteur du corps creux.
- 4 cm pour la hauteur de la dalle de compression.

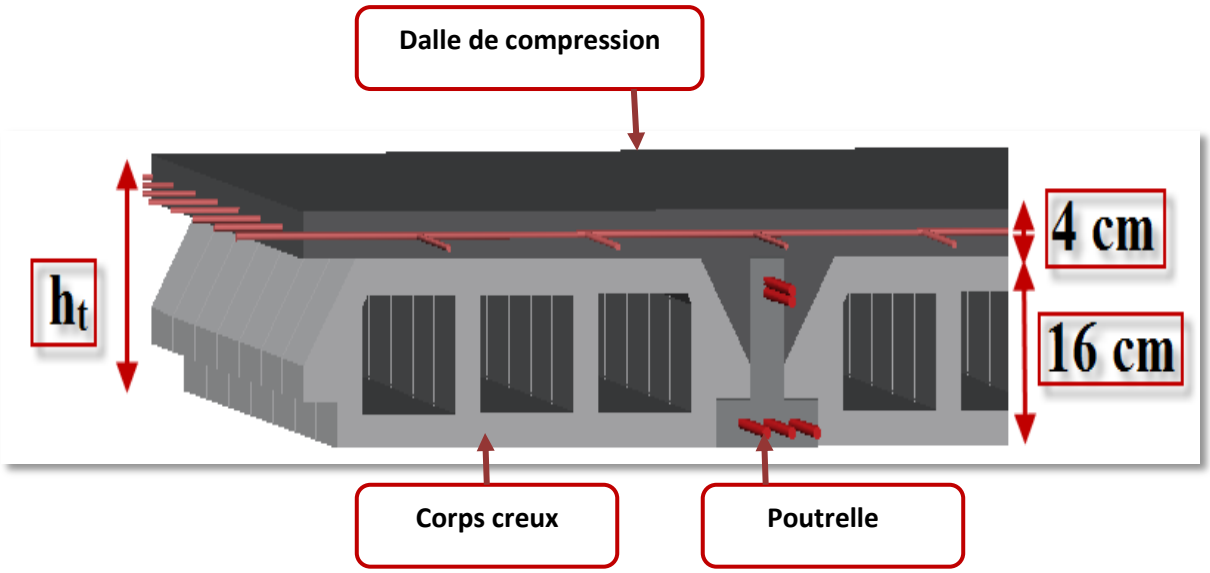


Figure II-1:schémas d'un plancher courant

b) Plancher dalle pleine :

C'est une dalle réalisé en béton armé uniquement. Elle repose avec ou sans continuité sur deux ou plusieurs appuis constitués de poutres ou de refends .La réalisation d'une dalle pleine nécessite la mise en place d'un coffrage sur toute la surface concernée.

II. 2.Pré dimensionnement des portiques

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

II. 2.1.Les poutres :

Ce sont des éléments en béton armé coulées sur place, leur rôle est l'acheminement des charges et surcharges des planchers aux éléments verticaux (poteaux et voiles), on distingue les poutres principales (pp) qui constituent des appuis aux poutrelles et les poutres secondaires (ps) qui assurent le chainage.

D'après les prescriptions préconisées par le RPA 99 (version2003) les dimensions des poutres doivent satisfaire les conditions suivantes :

- **Hauteur** h_t: $\frac{L_{max}}{15} \leq h_t \leq \frac{L_{max}}{10}$
- **Largeur b : $0,4h \leq b \leq 0,7h$**

Avec : $\begin{cases} L_{max}\text{: distance maximale entre nus d'appuis dans le sens considéré.} \\ \textbf{b} \text{ : La largeur de la poutre.} \\ \textbf{h}_t\text{: la hauteur totale de la poutre.} \end{cases}$

Selon le **RPA 99V2003** (article 7.5.1) ; les poutres doivent respecter les conditions ci-après :

$$\begin{cases} \text{La largeur : } b \geq 20\text{cm} \\ \text{La hauteur: } h \geq 30\text{cm} \\ \text{Le rapport : } \frac{h}{b} \leq \ 4\text{cm} \end{cases}$$

a- Les poutres principales

Ce sont des poutres porteuses, disposées perpendiculairement aux poutrelles.

La hauteur de la poutre est :

on a L_{max}= 480 – 25= 455 cm.

Dans notre cas on aura :

Le pré dimensionnement des poutres principales sera effectué selon la loi suivante :

- ***Hauteur h:***

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h_t \leq \frac{L_{max}}{10}$$

$\frac{455}{15} \leq h_t \leq \frac{455}{10} \Longrightarrow 30{,}33 \leq h_t \leq 45{,}5$ cm $\Longrightarrow$ On prend $\mathbf{h_t = 40}$ **cm.**

- ***La largeur b:***

$$\mathbf{0{,}4h_t \leq b \leq 0{,}7h_t}$$

$0{,}4(40) \leq b \leq 0.7\ (40) \Longrightarrow 16{,}00 \leq b \leq 28{,}00$ cm

Compte tenu des exigences du l'RPA on opte pour : **b = 30 cm.**

- **Vérifications relatives aux exigences du RPA :(Art 7.5 .1/ RPA99) *:***

On doit vérifiée que :

$$\begin{cases} b \geq 20 \text{ cm} \\ h_t \geq 30\text{cm} \\ \frac{h_t}{b} \leq 4 \end{cases} \Longrightarrow \begin{cases} b = 30 > 20 \text{ cm} \Longrightarrow \text{condition Vérifiée} \\ h = 40 > 30\text{cm} \Longrightarrow \text{condition Vérifiée} \\ \frac{h_t}{b} = \frac{40}{30} = 1{,}33 < 4 \Longrightarrow \text{condition Vérifiée} \end{cases}$$

Donc la section de la poutre principale est : **PP (30X40) cm².**

b- Poutres secondaires :

Elles sont parallèles aux poutrelles. Leur rôle est de transmettre les efforts aux poutres porteuses.

Elles ont pour longueur : L_{max}= 405 -25 = 380 cm

- ***Hauteur h :***

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h_t \leq \frac{L_{max}}{10}$$

$\frac{380}{15} \leq h_t \leq \frac{380}{10} \Longrightarrow 25{,}33 \leq h_t \leq 38{,}00$ cm $\Longrightarrow$ On prend $\mathbf{h_t = 35}$ **cm.**

- **La largeur b***:*

$$0{,}4h \leq b \leq 0{,}7h$$

$0{,}4(35) \leq b \leq 0.7\,(35) \Longrightarrow 14{,}00 \leq b \leq 24{,}50$ cm

Compte tenu des exigences du l'RPA on prend **b = 30 cm.**

Donc la section de la poutre secondaire est : **PS (30X35) cm².**

- **Vérification des conditions exigées par RPA99 (version 2003) :**

Conditions	Poutres Principales (cm)	Poutres secondaires (cm)	Vérification
h≥30cm	40	35	Vérifiée
b≥20cm	30	30	Vérifiée
h/b≤4cm	1,33	1,16	Vérifiée

Tableau II. 1 : Vérification des dimensions des poutres.

Conclusion :

Nous adoptons des poutres de dimensions suivantes :

- ✓ **Sens transversal :(**poutres principales**) : (30x40) [cm^2].**
- ✓ **Sens longitudinal: (**poutre secondaires**) : (30x35) [cm^2].**

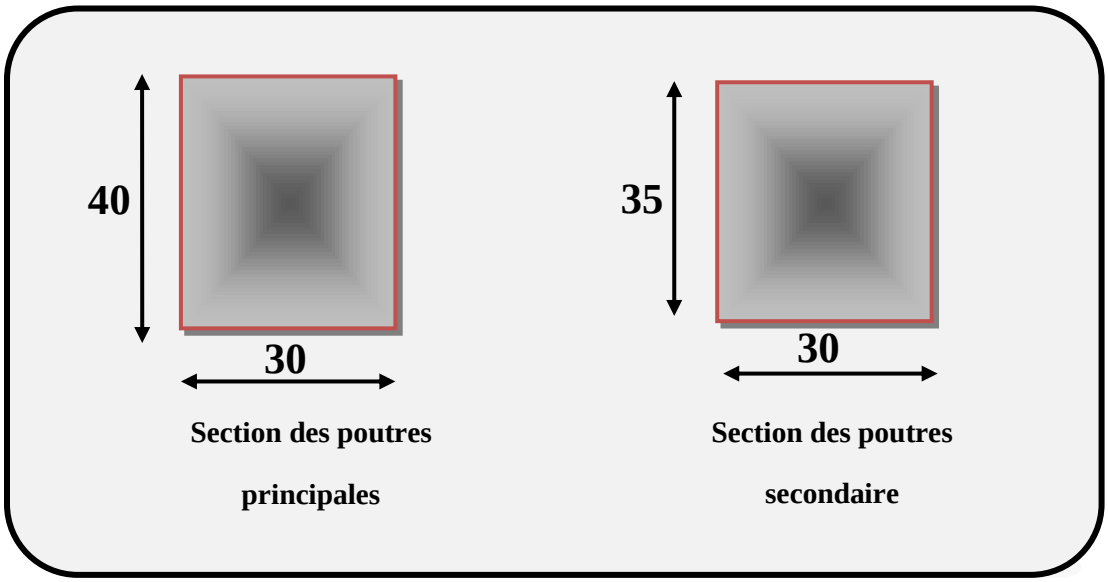


Fig .II.2 : Poutres principales et poutres secondaires

II. 2.2.Les voiles :

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulés sur place, leur fonction principale est d'assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des efforts horizontaux. Le pré-dimensionnement des voiles se fera conformément à **l'Article 7.7.1**. du RPA99 version 2003 qui définit ces élément comme suit :

- satisfaisant la condition **L ≥ 4 a ;** avec **a** : épaisseur du voile

- L'épaisseur minimale est de 15cm, de plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités comme indique à la figure suivante:

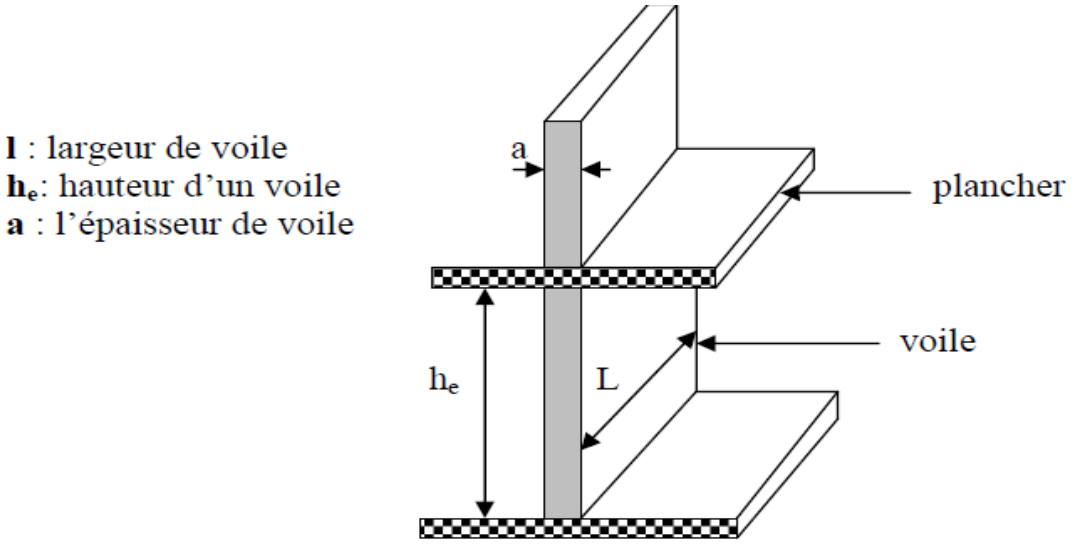


Figure.II.3 Coupe de voile en élévation

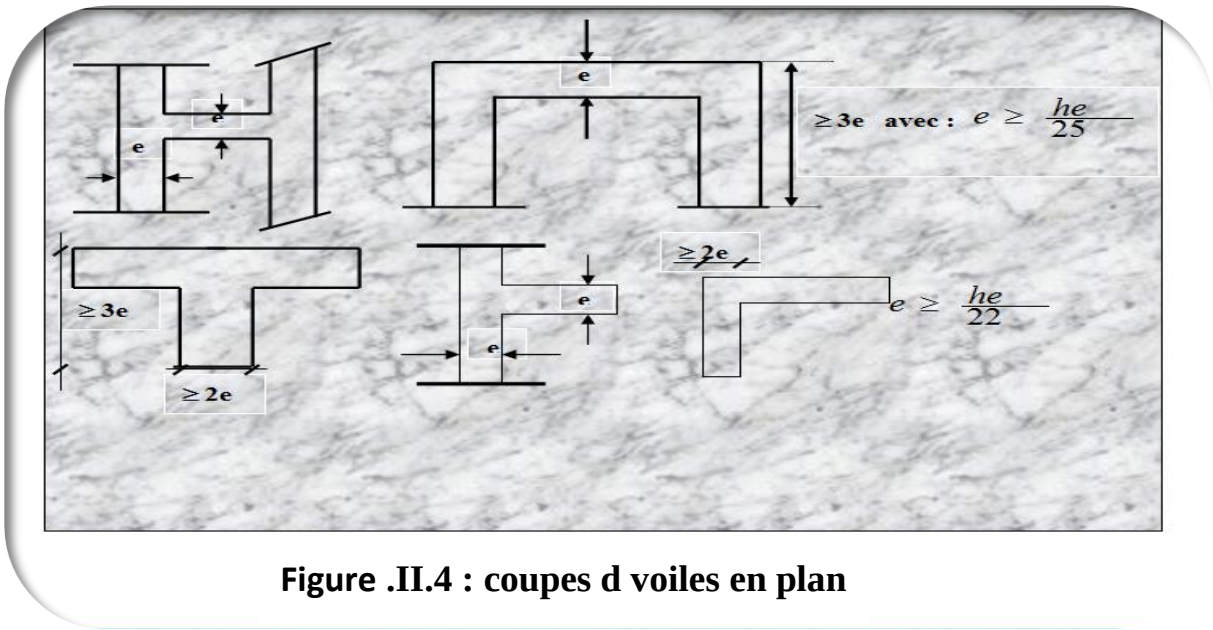


Figure .II.4 : coupes d voiles en plan

Pour notre cas : $e \geq \frac{h_e}{20}$ avec : $h_e = h_{étage} - h_{plancher}$

h_e : Hauteur libre d'étage

- ***Pour le RDC :*** h=408 cm

h_e=408-20=388 cm $\Longrightarrow$ $e \geq \frac{388}{20} = 19{,}40$

- **Pour l'étage courant**: h = 306 cm

h_e=306 – 20=286 cm $\Longrightarrow$ $e \geq \frac{286}{20} = 14{,}30$

❖ Vérification des exigences du RPA 99(art 7,7.1)

Ne sont considérées comme voiles de contreventement que les éléments satisfaisant la condition suivante :

$L \geq 4e \Longrightarrow L \geq 4*20 \Longrightarrow L \geq 80cm \Longrightarrow L > 80$ condition vérifier

Avec : L : longueur du voile

e : épaisseur du voile

Conclusion :

e≥ (20 ; 15) cm .Donc on adopte pour les voiles une épaisseur : e=20 cm sur tout la hauteur de la structure.

II. 2.3.Les poteaux

Les poteaux seront dimensionnés à L'ELS sous un effort axial de compression ***Ns*** qui sera repris uniquement par les sections du béton, et la section transversale d'un poteau sera déterminée par la formule suivante :

$$S \geq \frac{Ns}{\bar{\sigma}_{bc}}$$

***Avec* :**

Ns = G+Q

Ns : Effort de compression repris par le poteau le plus sollicité.

S : Section transversale de poteau le plus sollicité.

G : Charge permanente.

Q : Surcharge d'exploitation.

$\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte admissible du béton à la compression a l'ELS.

$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15$ MPa

Selon le **(RPA 99 /2003 A7.4.1)** les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

- ✓ **Min (b. h) ≥ 25 cm en zone I et IIa.**
- ✓ **Min (b. h) ≥ 30 cm en zone III et IIb.**
- ✓ **Min (b. h) ≥ he /20 he :** la hauteur libre entre étages.
- ✓ **1/4 > b/h > 4**

Remarque

L'effort normal " **Ns**" sera déterminé à partir de la descente de charge, on aura donc à déterminer d'abord les charges et surcharges des différents niveaux du bâtiment.

II.3. Détermination des charges et surcharges:

Le but de la descente de charge est de déterminer pour chaque élément

Porteur la charge qui lui revient au niveau de chaque étage jusqu'à la fondation.

Soient :

- G: Charge permanent
- Q: Surcharge d'exploitation.

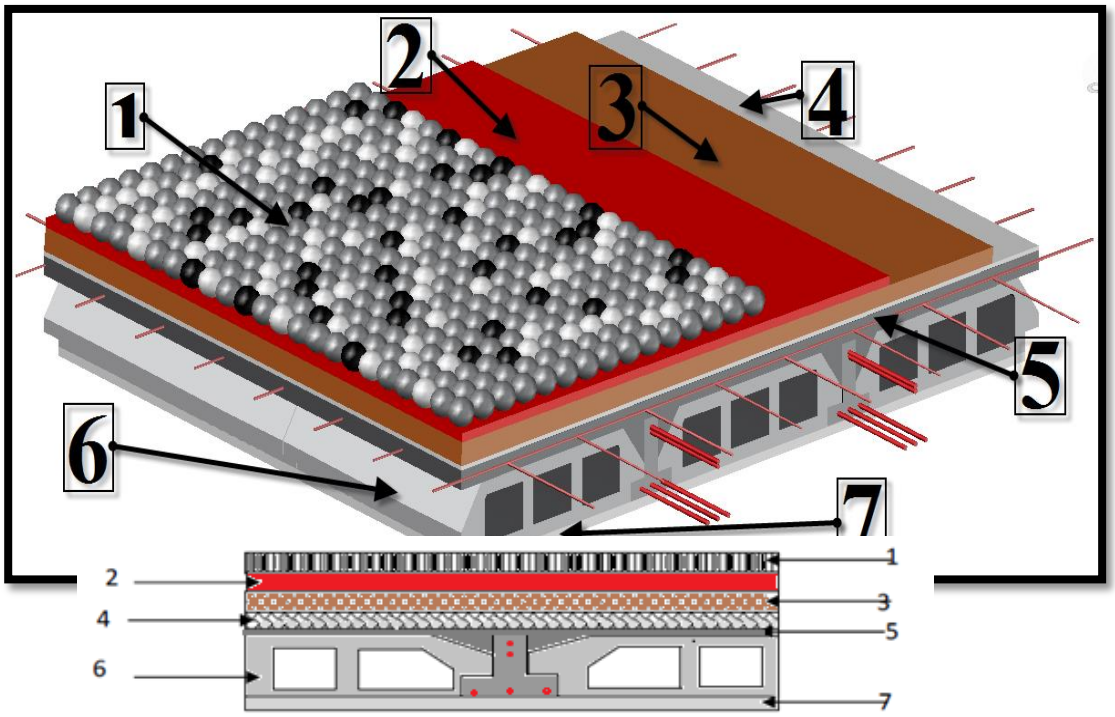
II.3.1. Les charges permanentes :

Pour déterminer les charges permanentes G et les charges d'exploitation Q, nous allons nous référer au document technique réglementaire DTR.

II.3.1. 1.les planchers :

Nous possédons deux types de planchers :

a. Plancher terrasse:



FigureII.5- Schémas du plancher terrasse.

Elles se résument dans le tableau suivant :

N°	Désignation des éléments	Epaisseur (m)	ρ Poids volumique (KN/m^3)	G charges (KN/m^2) G=ep×ρ
1	Couches de gravillon	0.05	20	1.00
2	Etanchéité multicouches	0.02	6	0.12
3	Isolation thermique en liège	0.04	4	0.16
4	Feuille de polyane	-	0.01	0.01
5	Forme de pente	0.07	22	1.54
6	Plancher en corps creux	0.16+0.04	13	2.60
7	Enduit plâtre	0.02	10	0.20
Charge permanente totale du plancher terrasse (G_t)				5.63

Tableau II.2-Charges permanentes (G) du plancher terrasse.

b)-Plancher étage courant :

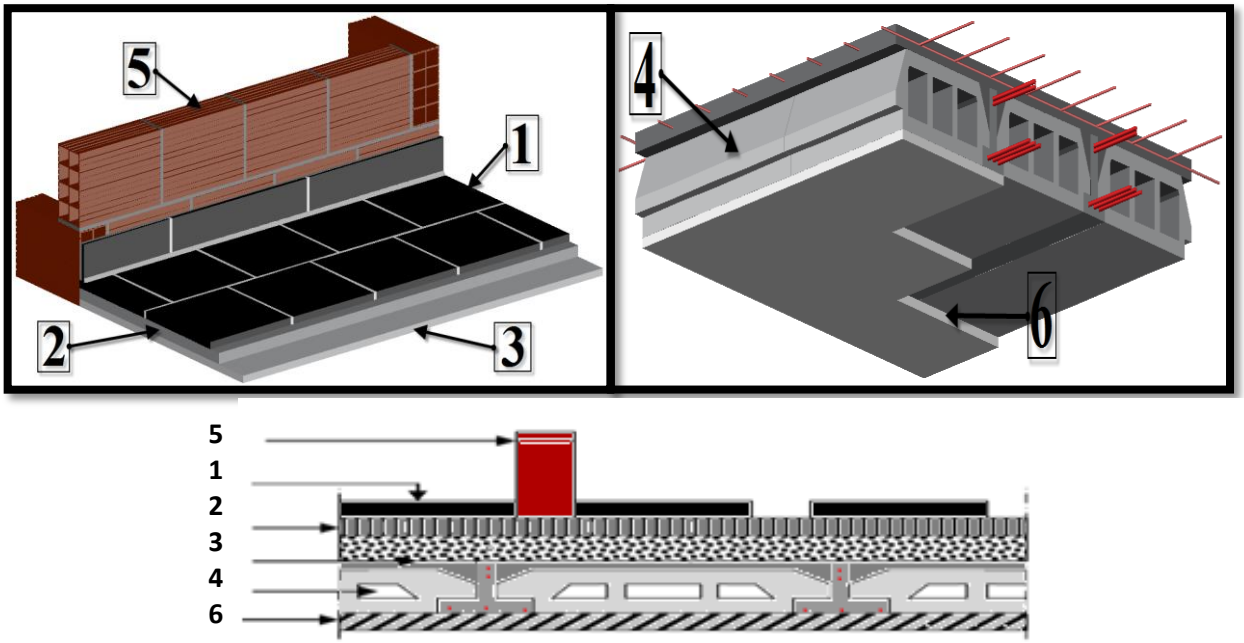


Figure II.6- Schémas du plancher étage courant.

Elles se résument dans le tableau suivant :

N°	Désignation des éléments	Epaisseur (m)	ρ Poids volumique (KN/m^3)	G charges (KN/m^2) G=ep×ρ
1	Revêtement en carrelage	0.02	20	0.40
2	Mortier de pose	0.03	22	0.66
3	Couche de sable	0.02	18	0.36
4	Plancher en corps creux	0.16+0.04	13	2.60
5	Cloisons intérieures	0.1	9	0.90
6	Enduit plâtre	0.02	10	0.20
Charge permanente totale du plancher étage courant (G_t)				5.12

Tableau(II.3) : Charges permanentes (G) étage courant.

✓ **La dalle pleine:**

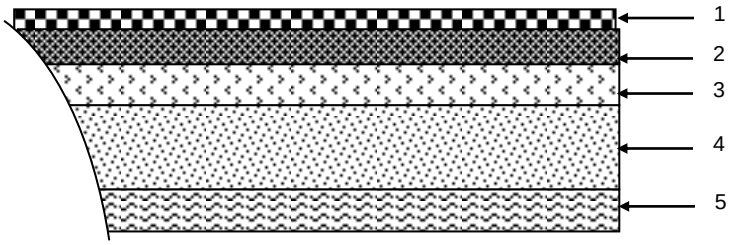


Figure- II-7- : Coupe transversale de la dalle pleine

Elles se résument dans le tableau suivant :

N°	Elément	Epaisseur (m)	ρ Poids volumique (KN/m3)	G charges(KN/m^2) G=ep×ρ
1	Enduit en ciment	0,03	18	0,54
2	Dalle pleine	0,15	25	3,75
3	Couche de sable	0,03	18	0,54
4	Mortier de pose	0,02	20	0,40
5	Revêtement en carrelage	0,02	22	0,44
Charge permanente totale (G_t)				5.67

Tableau II.4 : Charge permanente(G) dalle pleine.

II.3.1. 2.Maçonnerie :

Il y a deux types de murs, murs extérieurs et murs intérieurs :

a)Murs extérieurs :

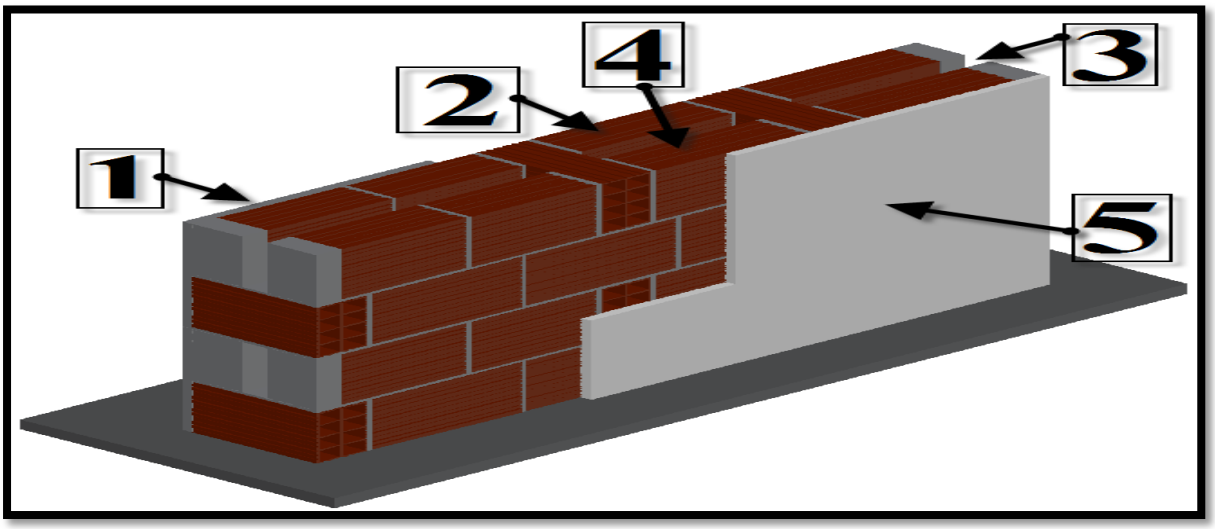


Figure II.8- Schémas des murs extérieurs en double cloison.

Elles se résument dans le tableau suivant :

N°	Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	G (KN/m^2)
1	Enduit de ciment	0.02	18	0.36
2	Briques creuses	0.10	9	0.90
3	Lame d'air	0.05	0	0.00
4	Briques creuses	0.10	9	0.90
5	Enduit plâtre	0.02	10	0.20
Charge permanente totale des murs extérieurs (G_t)				2.36

Tableau II.5-Charges permanentes (G) des murs extérieurs.

b)-Murs intérieurs :

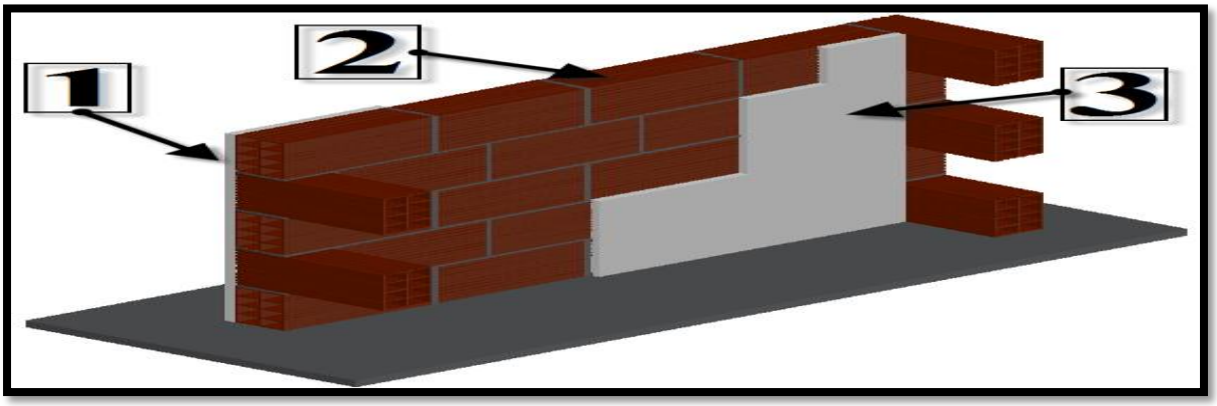


Figure II.9- Schémas des murs intérieurs en simple cloison.

Elles se résument dans le tableau suivant :

N°	Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	G (KN/m^2)
1	Enduit plâtre	0.02	10	0.20
2	Briques creuses	0.10	9	0.90
3	Enduit plâtre	0.02	10	0.20
Charge permanente totale des murs intérieurs (G_t)				1.30

Tableau II.6-Charges permanentes (G) des murs intérieurs.

II.3.2.Surcharges d'exploitation (Q) :

Comme nous l'avons déjà fait pour les charges permanentes nous déterminons les surcharges d'exploitations relatives aux différents éléments déjà donnés.

Elles sont résumées dans le tableau suivant :

Désignation des éléments	Q (KN/m^2)
Acrotère	1.00
Plancher terrasse	1.00
Plancher étage courant	1.50
Plancher RDC (commerce)	4.00
Balcons	3.50
Escaliers, porte-à-faux	2.50

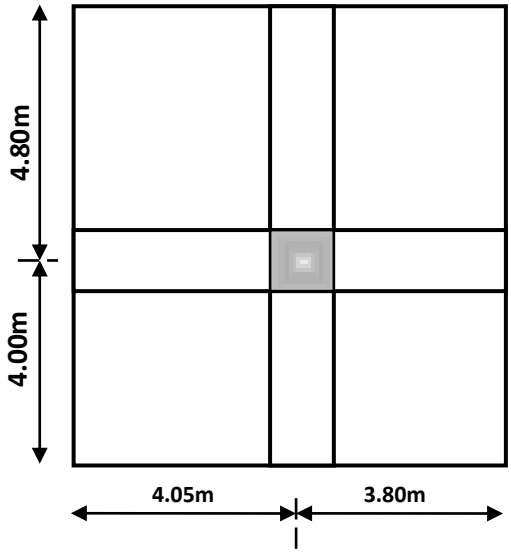
Tableau II.7.Surcharges d'exploitation (Q).

II.3.3.Descente de charge :

La descente des charges est obtenue en déterminant le cheminement des efforts verticaux dans la structure depuis leur point d'application jusqu'aux fondations.

D'une façon générale, les charges se distribuent en fonction des surfaces attribuées à chaque élément porteur (poutre, poteaux ou voile) appelées surface d'influence.

✓ **Dans notre cas :** le poteau le plus sollicite (B2) est représenté comme suit :



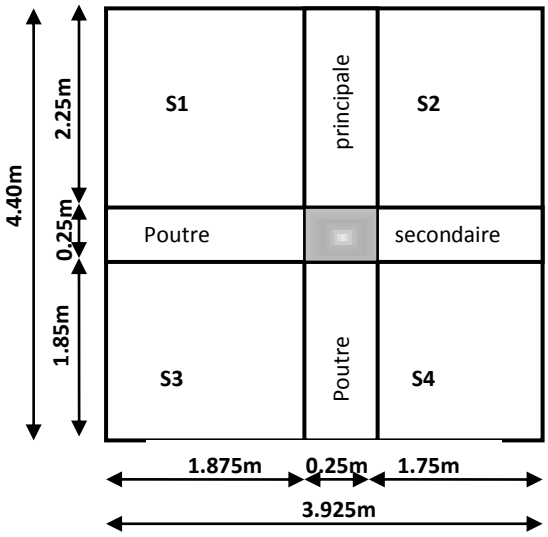


Figure .II.10. Localisation du poteau le plus sollicité

Figure II.11 : surface revenant au poteau le plus sollicité

II.3.3. 1. Surface d'influence:

- **Surface nette:**

$Sn=S_1+ S_2+ S_3+ S_4$

Sn=(1.875 x 2.25)+(1.75 x2,25)+(1,875 x1,85)+(1,75 x1,85)

Sn=4,218+3,937+3,468+3,237 $\Longrightarrow$ $Sn=14,86m^2$

- **Surface brute:**

Sb=3,925x 4,40 $\Longrightarrow$ $Sb=17,27m^2$

II.3.3.2.Poids propre des éléments (P) :

a)-Poids propre des planchers :P=S*G

Plancher	S (m^2)	G (KN/m^2)	P (KN)
Terrasse	14.86	5.63	83.661
Etage courant	14.86	5.12	76.083

Tableau II.8-Poids propre des planchers.

b) Poids propre des poutres : P_{pp} = (0.3x0.40) (1.85+2.25) 25 = 12.30 kN.

P_{pS} = (0.3x0.35) (1.875+1.75) 25 = 9.52 kN.

Poutre	S_{poutre} (m^2)	P_{poutre} (KN)	P (KN)
Principale	0.12	12.30	21.82
Secondaire	0.105	9.52	

Tableau II.9-Poids propre des poutres.

c) Poids propre des poteaux :

Poteau	S_{min} (m^2)	P (KN)
RDC	0.0625	6,375
Etage courant	0.0625	4,781

Tableau II.10-Poids propre des poteaux.

❖ **Loi de dégression des surcharges :**

Les règles du BAEL 99exigent l'application de la dégression des surcharges d'exploitation. Cette dernière s'applique aux bâtiments à grand nombre d'étages ou de niveaux, ou les occupations des divers niveaux peuvent être considérées comme indépendantes. La loi de dégression est :

$$Q_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n}\sum_{i=1}^{n} Q_i \quad \text{Pour } n \geq 5.$$

Avec :$\mathbf{Q_0}$: surcharge d'exploitation à la terrasse.

$\mathbf{Q_i}$:(i=1 à n) charge d'exploitation respectives des planchers des étages 1 jusqu'à n.

n: numéro de l'étage du haut vers le bas.

$\mathbf{Q_n}$: surcharge d'exploitation à l'étage « n » en tenant compte de la dégression des surcharges

. <u>Pour notre projet :</u>

(DTR BC 2.2)

$$\rightarrow \begin{cases} \text{Loi de dégression} \rightarrow \begin{cases} (\text{RDC} + 9 \text{ étages}) \rightarrow (n \geq 5) \\ \text{Coefficient de dégression} : \left(\frac{3+n}{2n}\right) \rightarrow \text{Valable} \\ \text{Surcharges d'exploitation} \rightarrow \text{différentes} \end{cases} \\ \text{Terrasse} : Q_0 \\ \text{Niveau 8} : Q_0 + Q_1 \\ \text{Niveau 7} : Q_0 + 0.95(Q_1 + Q_2) \\ \text{Niveau 6} : Q_0 + 0.90(Q_1 + Q_2 + Q_3) \\ \text{Niveau 5} : Q_0 + 0.85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) \\ \text{Niveau 4} : Q_0 + 0.80(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) \\ \text{Niveau 3} : Q_0 + 0.75(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) \\ \text{Niveau 2} : Q_0 + 0.714(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7) \\ \text{Niveau 1} : Q_0 + 0.688(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8) \\ \text{RDC} : Q_0 + 0.666(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9) \end{cases}$$

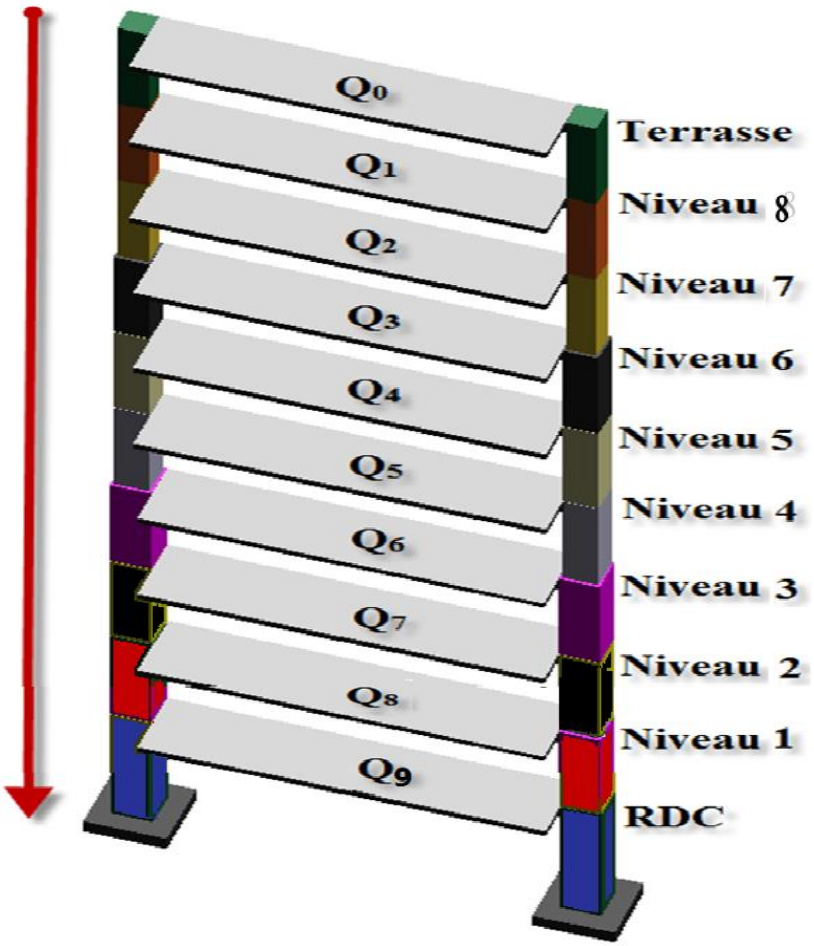


Figure II.12-Schématisation de la dégression des surcharges d'exploitation.

II.3.3.3.Récapitulatif des surcharges associées aux différents niveaux :

Plancher	S (m^2)	Q (KN/m^2)	Q_i (KN)
Terrasse	14.86	1.00	14.86
Etage courant	14.86	1.50	22.29

Tableau II.11-Surcharges associées aux différents niveaux.

❖ **Calcul des surcharges d'exploitations selon la loi de dégression :**

Niveaux	Opérations	Q_{cum} (KN)
Terrasse	14.86	14.86
Niveau 8	$14.86 + 22.29$	37.15
Niveau 7	$14.86 + 0.95 \times (2 \times 22.29)$	57.211
Niveau 6	$14.86 + 0.90 \times (3 \times 22.29)$	75.043
Niveau 5	$14.86 + 0.85 \times (4 \times 22.29)$	90.646
Niveau 4	$14.86 + 0.80 \times (5 \times 22.29)$	104.02
Niveau 3	$14.86 + 0.75 \times (6 \times 22.29)$	115.165
Niveau 2	$14.86 + 0.714 \times (7 \times 22.29)$	126.265
Niveau 1	$14.86 + 0.688 \times (8 \times 22.29)$	137.544
RDC	$14.86 + 0.666 \times (9 \times 22.29)$	148.466

Tableau II.12-Surcharges cumulées.

❖ **Dimensionnement des poteaux :** Selon l'article (Art 7.4.1) du R.P.A 99 Version 2003

Elles sont résumées dans le tableau suivant :

Niveaux	*Charges permanentes [KN]*					*Surcharges d'exploitation [KN]*		*Effort normal $N=G_c+Q_c$ [KN]*	*Section du poteau [cm²]*	
	Poids des planchers	*Poids des poutres*	*Poids des poteaux*	G_{totale}	G_{cumule}	Q_n (Kn /m²)	Q_i cumulée (Kn /m²)		*Section trouvée* $\frac{N_s}{\sigma_{bc}}$	*Section adoptée*
Terrasse	83.673	21.82	00	105.493	105.493	14.86	14.86	120.353	80.235	35x35
8	76.093	21.82	4.781	102.694	208.187	22.29	37.15	245.337	163.558	35x35
7	76.093	21.82	4.781	102.694	310.881	22.29	59.44	370.321	246.881	35x35
6	76.093	21.82	4.781	102.694	413.575	22.29	81.73	495.305	330.203	40x40
5	76.093	21.82	4.781	102.694	516.269	22.29	104.02	620.289	413.526	40x40
4	76.093	21.82	4.781	102.694	618.963	22.29	126.31	745.273	496.848	40x40
3	76.093	21.82	4.781	102.694	721.657	22.29	148.60	870.257	580.171	45x45
2	76.093	21.82	4.781	102.694	824.351	22.29	170.89	995.241	663.494	45x45
1	76.093	21.82	4.781	102.694	927.045	22.29	193.18	1120.225	746.817	45x45
RDC	76.093	21.82	6.375	104.288	1031.333	22.29	215.47	1246.803	831.202	45x45

Tableau-II-13: Tableau récapitulatif de la descente de charge :

II.4:Vérification relative au coffrage : (RPA 99 version 2003 Art 7.4.1)

Les dimensions de la section transversale des poteaux en zone IIa doivent satisfaire les Conditions suivant :

Zone IIa
$$\begin{cases} \text{Min}(b \times h) \geq 25c \\ \text{Min}(b \times h) \geq he/20 \\ 1/4 < b/h < 4 \end{cases}$$

poteaux	*Conditions exigées par RPA*	*Valeur calculée*	*observation*
35x35	Min (b, h) ≥ 25	Min (b, h) =35	Condition vérifiée
	Min (b, h) ≥ $h_{e/20}$	$h_{e/20}$ = 15.3	Condition vérifiée
	1/4≤ b/h ≤ 4	b/h = 1	Condition vérifiée
40x40	Min (b, h) ≥ 25	Min (b, h) =40	Condition vérifiée
	Min (b, h) ≥ $h_{e/20}$	$h_{e/20}$ = 15.3	Condition vérifiée
	1/4≤ b/h ≤ 4	b/h = 1	Condition vérifiée
45x45	Min (b, h) ≥ 25	Min (b, h) =45	Condition vérifiée
	Min (b, h) ≥ $h_{e/20}$	$h_{e/20}$ = 15.3	Condition vérifiée
	1/4≤ b/h ≤ 4	b/h = 0.1	Condition vérifiée

Tableau-II-14 :Tableau de vérification relative au coffrage :

II.5 : Vérification de la résistance des poteaux au flambement :

Le flambement est un phénomène d'instabilité de forme qui peut survenir dans les éléments Comprimés (de façon excentré ou non)des structures, lorsque les éléments sont élancés, la vérification consiste à calculer l'élancement qui doit satisfaire l'inégalité suivante : (BAEL 91 modifié 99).

$$\lambda = \frac{L_0}{\sqrt{\frac{I}{B}}} = \frac{0.7L_0}{\sqrt{\frac{hb3/12}{bh}}} = 0.7L_0\frac{\sqrt{12}}{b} \Rightarrow \lambda = 0.7\sqrt{12}\,\frac{l_0}{b}$$

Avec :
- λ : élancement du poteau.
- L_f: langueur de flambement Lf= 0.7 L0
- L_0 : distance entre les faces supérieures de deux planchers consécutifs.
- i : Rayon de giration ($i=\sqrt{\frac{I}{B}}$)
- I : Moment d'inertie du poteau : $I = hb^3/12$
- B : Section transversale du poteau (B = hb)
- l_0 : Longueur d'un poteau entre faces supérieures de deux planchers consécutifs.

Niveau	*La section cm²*	*λ*	*λ≤ 50*
RDC et1er et 2ém et3éme	(45x45)	24.73	Vérifiée
4éme, 5éme et 6éme	(40x40)	18.55	Vérifiée
7éme, 8éme et9éme	(35x35)	21.20	Vérifiée

Tableau-II-15 :Tableau de vérification de la résistance des poteaux au flambement :

Conclusion :

Tous les poteaux sont vérifiés vis-à-vis de RPA99/version 2003 et la condition de Flambement (il n'y a aucun risque de flambement).

II.6: Vérification de l'effort normal réduit : (Art 7.1.3.3 du RPA99V2003)

Pour éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul doit être limité par la condition
Suivante :

$$V = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.30$$

N_d : désigne l'effort normal de calcul exerçant sur une section de béton.
B_c : est l'aire (section brutte) de cette dernière.
F_{c28} : est la résistance caractéristique du béton à 28 jours.

- **Pour les poteaux (35x35) :**

$$V = \frac{370.321 \times 10^3}{350 \times 350 \times 25} = 0.12 \leq 0.30 \Longrightarrow$$ condition vérifiée.

- **Pour les poteaux (40x40) :**

$$V = \frac{745.273 \times 10^3}{400 \times 400 \times 25} = 0.19 \leq 0.30 \Longrightarrow$$ condition vérifiée.

- **Pour les poteaux (45x45) :**

$$V = \frac{1246.803 \times 10^3}{450 \times 450 \times 25} = 0.25 \leq 0.30 \Longrightarrow$$ condition vérifiée.

CONCLUSION

Après avoir fait les calculs nécessaires, nous sommes arrivés aux résultats suivants :

- ✓ **Les planchers :**

  Hauteur du plancher h_t = 20 cm soit un plancher de (16+ 4) cm

- ✓ **Les poutres :**
  - Section des poutres principales (30x40) cm²
  - Section des poutres secondaires (30x35) cm²

- ✓ **Les poteaux :**

  La section des poteaux est :
  - RDC ou 3eme niveau ⟹ (45x45) cm²
  - 4eme ou 6eme niveau ⟹ (40x40) cm^2
  - 7eme ou 9eme niveau ⟹ (35x35) cm^2

- ✓ **Les voiles :**

  Épaisseur des voiles e = 20cm.

  Ces résultats nous servirons de base dans la suite de nos calculs aux prochains chapitres.

III- Introduction :

Les éléments non structuraux n'apportent pas de contribution significative à la résistance aux actions sismique de l'ensemble, contrairement aux poteaux, poutres et voiles ; donc nous pourrons les calculés séparément sous l'effet des charges qui leurs reviennent. Le calcul sera fait conformément aux règlements de BAEL91 modifiée 99 et RPA 99 version 2003.

III-1. Acrotère :

III.1.1. Calcul de l'acrotère :

Cet ouvrage comporte un seul type d'acrotère qui sera assimilé à une console encastrée dans la poutre du plancher terrasse.

La console est soumise à un effort G dû à son poids propre et à un effort latéral Q dû à la main courante engendrant un moment de renversement M dans la section d'encastrem**ent** (section dangereuse).

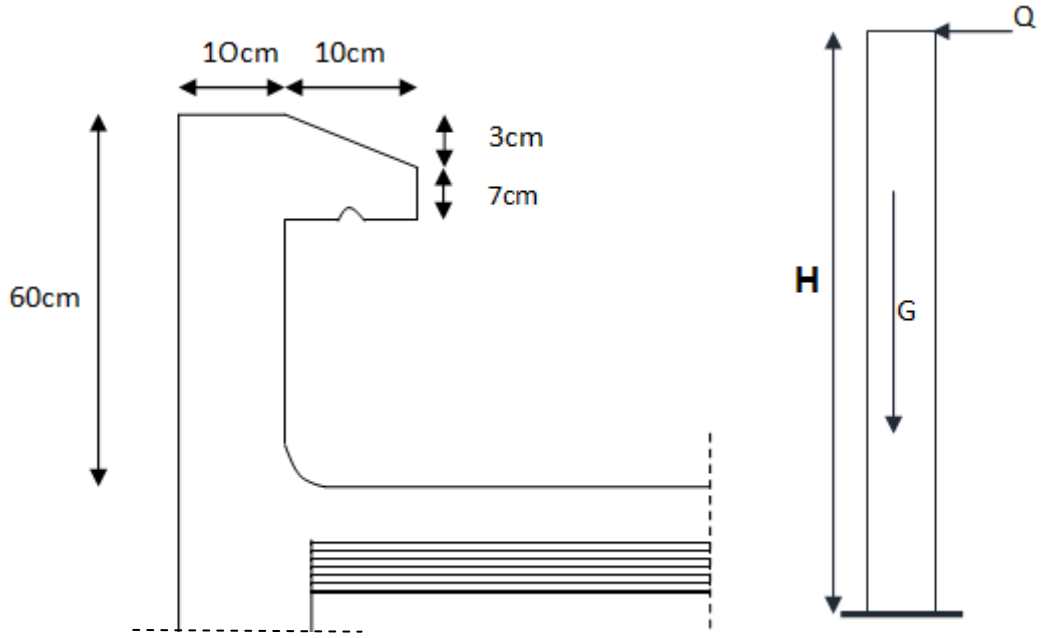


Fig.III.1.1 : Coupe transversale de l'acrotère

Les calculs se feront pour une bande de 1 m de largeur et le ferraillage sera déterminer en flexion composée.

III.1.1.Dimension de l'acrotère :

- largeur : 100 cm.
- hauteur : 60 cm.
-épaisseur : 10cm.

III.1.2. Détermination des sollicitations :

- **Chargement :**

Poids propre de l'acrotère : **G=S× $\boldsymbol{\rho}$**

Avec : $\begin{cases} S : \text{section transversale.} \\ \rho : \text{Masse volumique du béton.} \end{cases}$

$$G=\left[(0{,}6\times 0{,}1)+(0{,}07\times 0{,}1)+\left(\frac{0{,}03\times 0{,}1}{2}\right)\right]\times 25 = 1{,}713\ KN/m$$

- ✓ **Poids propre de l'acrotère : G= 1.713KN/ml.**
- ✓ **Surcharge d'exploitation : Q=1,00 KN/ml**

- **Calcul des sollicitations *:***

Effort normal du au poids propre : **N = G × 1 =1.713kN**

Effort tranchant : ***T* = *Q* × *1* =1 KN.**

Moment de renversement M du à Q : **M = Q × H =1 ×0.60× 1 =0.60kN.m**

Fig. III.I.2 : Coupe en 3D de l'acrotère

- **Diagrammes des efforts :**

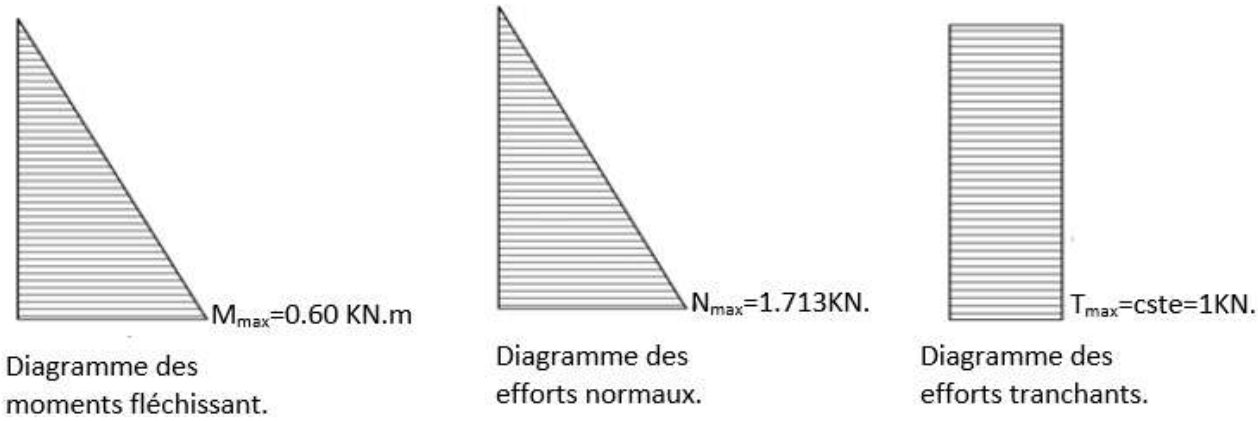


Fig. III.1.3 : schémas statique de moment fléchissant et de l'effort normal et de l'effort tranchant.

III.1.3. Combinaison des charges :

- **A L'ELU** Combinaison est : 1.35G +1.5 Q (BAEL)

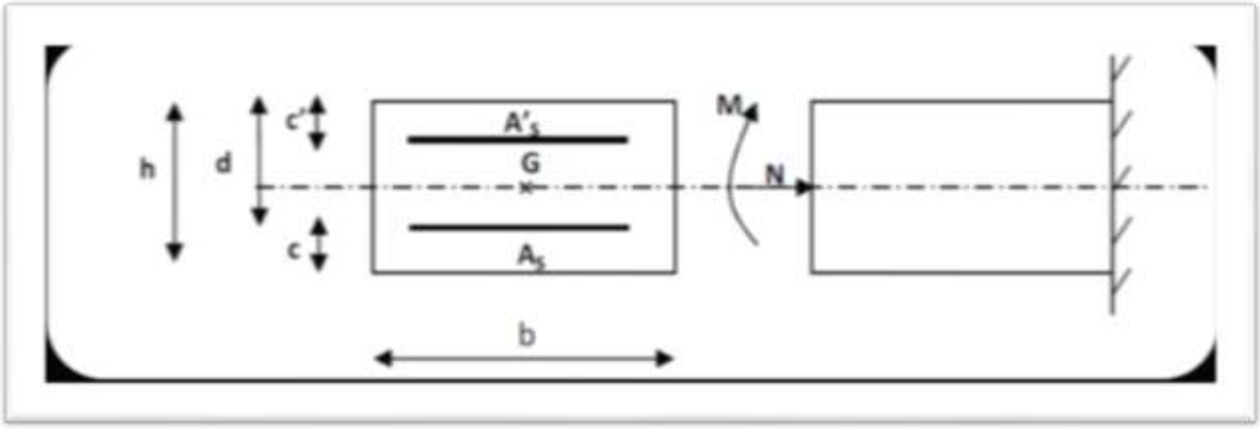
  - Effort Normal dû à G :N_u = 1,35 x G = 1,35 x 1,713 = 2,313 KN
  - Moment de flexion du a Q : M_u = 1,5 x M_Q = 1,5 x 0,6 = 0,9 KN.m
  - Effort tranchant :T_U=1.5× T_Q =1.5 ×1=1.5 KN

- **A L'ELS** Combinaison est : G +Q (BAEL)

  - Effort Normal dû à G :N_s= N_G = 1,713 KN
  - Moment de flexion du a Q :M_s = M_Q= 0, 60 KN.m
  - Effort tranchant :T_S=T_Q = 1KN

III.1.4.Ferraillage de l'acrotère :

Il consiste à l'étude d'une section rectangulaire de hauteur (h=10cm) et de largeur (b=100cm). Le principe est d'étudier la section du béton en flexion simple sous un moment fictif M_f afin de déterminer les armatures fictives A_f, puis en flexion composée pour déterminer les armatures réelles A.



. **Fig III .1.4 : Section rectangulaire de l'acrotère soumise à la flexion composée**

Avec :
- h : Epaisseur de la section : 10cm
- b : Largeur de la section : 100cm
- c et c : La distance entre le centre de gravité des aciers et la fibre extrême du béton (c=c,= 2cm)
- d : Hauteur utile (d= h - c)
- M_f : Moment fictif calculé par rapport au centre de gravitédes armatures tendues.

Remarque *:* Le calcul se fera à l'ELU puis nous le vérifierons à l'ELS

III.1.4.1 Calcul à L'ELU :

❖ **Calcul de l'excentricité :**

- $e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.90}{2.313}$= 0.398 m = 39.8 cm
- $a = \frac{h}{2} - C = \frac{10}{2} - 2 = 3\,cm$

$e_u \rangle a = \frac{h}{2} - C \Longrightarrow$ Le centre de pression (point d'application de l'effort normal) se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures d'où la section est partiellement comprimée.

Avec :
- **Mu** : moment du à la compression.
- **Nu** : effort de compression.
- **Cp** : centre de pression.
- $\mathbf{e_u}$: excentricité.
- **a :** distance entre le CDG de la section et le CDG des armatures tendues.
- **C** : l'enrobage.

Donc l'acrotère sera calculé en flexion sous l'effet du moment fictif« M_f », puis passer à la flexion composée où la section d'armature sera déterminée en fonction de celle déjà calculée.

❖ **Calcul des armatures en flexion simple ; section fictive :**

- **Moment fictif :**

$$M_f = M_u + N_u \times (\frac{h}{2} - c)$$

$$M_f = 0{,}9 + 2{,}313 \text{ x } (0{,}03) = 0{,}969 \text{ kN.m}$$

- **Moment réduit :**

$$\mu_b = \frac{M_f}{bd^2 f_{bu}} = \frac{0.969\ X10^3}{100\ X8^2 X\ 14{,}2} = 0{,}0106$$

$\mu_b = 0{,}0106 < \mu_l = 0{,}392 \Longrightarrow$ La section est simplement armée (SSA), les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $A_{sc} = 0$.

$\mu_b = 0{,}0106 \Longrightarrow \beta = 0{,}994$

- **Calcul des armatures fictives en flexion simple (AStf) :**

On a : $\sigma_{st}=\frac{f_e}{\gamma_s}=\frac{400}{1,15}$ = 348 MPa et β = 0,994

Donc : $A_f = \frac{M_f}{\beta d \sigma_{st}}=\frac{0,969\times10^3}{0,994\times8\times348}$= 0 ,350cm^2 $\Longrightarrow A_f = 0,350\text{cm}^2$

- **Les armatures réelles (flexion composée) :**

$A_r = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0,350 - \frac{2.313\times10}{348} = 0,284\ \text{cm}^2 \Longrightarrow A_r = 0,284\ \text{cm}^2$

III.1.5. Vérification à l'ELU:

❖ **Condition de non fragilité du béton: (BAEL91/ Art A.4. 2.1) :**

Un élément est considérée comme non fragile lorsque la section des armatures tendues qui travaillent à la limite élastique est capable d'équilibrer le moment de première fissuration de la section droite d'armature.

Le ferraillage de l'acrotère doit satisfaire la CNF : $A_r \geq A_{min}$

$$\text{Amin} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \times \left[\frac{e_s - (0.445 \times d)}{e_s - (0.185 \times d)}\right]$$

Avec : $\begin{cases} f_{t28} = 0,6 + 0,06\ f_{C28} = 0,6 + 0,06X25 = 2,1\ \text{MPa.} \\ e_s = \frac{M_S}{N_S} = \frac{0,6}{1,713} = 0,35\ \text{m} = 35\ \text{cm} \end{cases}$

D'où :

$$A_{min} = \frac{0,23\times100\times8\times2,1}{400} \times \left[\frac{35-(0,445\times8)}{35-(0,185\times8)}\right] = 0,904\ \text{cm}^2$$

$A_r = 0,284\ \text{cm}^2 \leq A_{min} = 0,904\text{cm}^2$

$A_r \leq A_{min}$ $\Longrightarrow$ Condition n'est pas vérifier donc le ferraillage se fera avec A_{min}

- **Armature principales :**

Les armatures vérifiant la condition de non fragilité sont supérieures à celles calculées à l'ELU, donc on adopte une section :

$A_s = A_{min} = 0.904\ cm^2$

Soit : As = 5HA8 $\Longrightarrow$ A_s=2.51cm^2/ml avec un espacement S_t =100/4 = 25cm

- **Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4}$$

$$A_r = \frac{2,51}{4} = 0,627\ cm^2.$$

Soit :A_r= 4 HA8 = 2,01 cm^2 Avec un espacement : S_t =60/3= 20cm

❖ **Vérification au cisaillement (BAEL 91/ Modifie 99 Art. A5.1.1) :**

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc les fissurations sont préjudiciables

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min\left\{0,15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}\ ,\ 4\right\}$ [MPa].

AVEC : $\begin{cases} \tau_u = \frac{V_u}{b\ d} \\ \bar{\tau}_u = \min\left\{0,15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}\ ,\ 4\right\} \text{[MPa]} \\ \gamma_b = 1,5 \text{ ; (situation courante)} \\ V_U = 1,5Q = 1,5 \times 1 = 1,5KN \end{cases}$

avec : τ_u: contrainte de cisaillement

D'où : $\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{1,5 \times 10^3}{1000 \times 80} = 0,018$ MPa.

$$\bar{\tau}_u = \min\left\{0,15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}\ ;\ 4\right\} = \min\left\{0,15 \times \frac{25}{1,5}\ ;4\right\} = 2,5 \text{ MPa}$$

Donc : τ_u = 0,018 MPa $\leq$ $\bar{\tau}_u$= 2,5 MPa $\Longrightarrow$ **Pas de risque de cisaillement(CV)**

Conclusion : pas de risque de cisaillement dans le béton donc les armatures transversales ne sont pas nécessaire

❖ Vérification de l'adhérence des barres (Art A.6.1.3-BAEL91) :

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} \; avec \; \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \, . f_{t28}$$

avec : $\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9\, d \sum U_i}$

$\sum$**Ui** : Somme des périmètres utiles des barres.

$\sum$**Ui** : n $\pi\varphi$=5x 3,14 x 0,8=12,56 cm

- $\tau_{se} = \frac{V_u}{0{,}9\, d \sum U_i} = \frac{1.5 \times 10^3}{0{,}9 \times 80 \times 12{,}56}$= 1,65 MPa.
- $\bar{\tau}_{se} = \Psi_s . f_{t28}$=1,5 x 2,1= 3,15 MPa avec (Ψ_s =**1,5**:Barres de haute adhérence)

D'où : τ_{se}= 1,65 MPa< $\bar{\tau}_{se}$ = 3,15 MPa **pas de risque d'entraînement des barres(CV)**

❖ Espacement des barres (Art A.4.5,33 / BAEL 91modifiee 99) :

- Armatures principales : St ≤min (3h, 33cm)

  St = 25cm < 30cm ⟹ **Condition vérifiée.**
- Armatures de répartition : St≤min (4h ,45cm)

  St= 20cm < 40cm ⟹ **Condition vérifiée.**

❖ Ancrage des barres (BAEL 91 révisé 99-Art.6.1.221) :

La longueur de scellement droit est :

$$l_s = \frac{\emptyset}{4} \times \frac{f_e}{\tau_s}$$

D'après le tableau des valeurs $\frac{l_s}{\emptyset}$ (f_{c28} et FeE400) : $\begin{cases} f_{c28}= 25 \text{ MPa} \\ \text{FeE400} \end{cases} \Longrightarrow \frac{l_s}{\emptyset} = 35{,}3$

τ_s= 0,6 $\Psi^2 f_{tj}$ =0,6 × $(1.5)^2$× 2,1 =2.835 MPa

$$l_s = \frac{0{,}8 \times 400}{4 \times 2{,}835} = 28{,}21cm \Longrightarrow \text{Soit} \quad l_s = 30cm$$

III.1.6 . vérification à L'ELS :

Il faut vérifier les deux conditions suivantes :

- La contrainte dans les aciers $\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$
- La contrainte dans le béton $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

Avec : $\begin{cases} \sigma_{bc}\text{: Contrainte dans le béton comprimé.} \\ \bar{\sigma}_{bc}\text{: Contrainte limite dans le béton comprimé.} \\ \sigma_{st}\text{: Contrainte dans l'aciers tendue.} \\ \bar{\sigma}_{st}\text{: Contrainte limite dans les aciers tendue.} \end{cases}$

❖ Vérification de la contrainte dans l'acier :

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est considérée comme préjudiciable, on doit donc vérifier que :

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min\left\{\frac{2}{3} f_e \; ; \; 110\sqrt{\eta f_{t28}}\right\}.$$

On a des aciers $\left\{\begin{matrix} HA : & \varphi \geq 8\,mm \\ & feE\,400 \end{matrix}\right\} \Longrightarrow \eta = 1{,}6$

Donc : $\bar{\sigma}_{st} = \min\left\{\frac{2}{3} \times 400 \; ; \; 110\sqrt{1{,}6 \times 2{,}1}\right\} = 201{,}633$ MPa.

Avec : $\begin{cases} f_{t28} = 2.1\text{MPa} \\ f_e = 400\text{MPa} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15\text{MPa} \end{cases}$

Calcul de σ_{st} : $\sigma_{st} = \frac{M_S}{\beta_1 \times d \times A_S}$; avec : $A_s = 2{,}51\ cm^2$

- $\rho_1 = \frac{100.A_S}{bd} = \frac{100 \times 2{,}51}{100 \times 8} = 0{,}313 \Longrightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0{,}9125 \\ K_1 = 42{,}147 \\ K = \frac{1}{K_1} = 0{,}023 \end{cases}$

- $\sigma_{st} = \frac{M_S}{\beta_1 \times d \times A_S} = \frac{0.6 \times 10^6}{0.9125 \times 80 \times (2.51 \times 10^2)} = 32.74$ MPa.

D'ou: $\sigma_{st} = 32.74$ MPa $< \bar{\sigma}_{st} = 201.633$ MPa $\Longrightarrow$ **La condition est vérifiée.**

❖ **Vérification des contraintes de compression dans le béton :**

$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ Avec: $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K1} = k\sigma_{st}$

On a: $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6\, f_{C28}$= 15MPa

$$\begin{cases} \sigma_{st} = \frac{M_S}{\beta_1 \times d \times A_S} = 32{,}74 \text{ MPa} \\ K = \frac{1}{K_1} = 0{,}023 \end{cases}$$

$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K1} = k\sigma_{st}$= 0,023× 32,74 = 0,75 MPa

D'où : σ_{bc}= 0.75 MPa < $\bar{\sigma}_{bc}$= 15MPa $\Longrightarrow$ **La condition vérifiée.**

III.1.7. vérification de l'acrotère au séisme : (RPA99. Art 6.2.3)

L'acrotère est calculé sous l'action des forces sismiques suivant la formule suivante :

$$F_p = 4.A.C_p.W_p$$

Avec : **A :** coefficient d'accélération de zone, dans notre cas (zone IIa, groupe d'usage 2)

$\Longrightarrow$A=0,15 (Art**4.2.3. tableau 4-1/RPA99**).

C_p : Facteur de force horizontale variant entre 0,3 et 0,8

Dans notre cas C_p = 0,8.(**Tableau 6-1/RPA 99)**

W_p : Poids propre de l'acrotère =G =1,713 kN/ml

D'où : $F_p = 4 \times 0{,}15 \times 0{,}8 \times 1.713 = 0.822 KN$ /ml

Conclusion :

- Toutes les vérifications sont satisfaites.
- Le ferraillage de l'acrotère est validé comme suite :
- Armatures principales : $A_{adoptée}$ = 5HA8 = 2.51 cm^2 avec un espacement de S_t=25cm.
- Armatures de répartition : $A_{adoptée}$ =4HA8= 2.01 cm^2 avec un espacement de S_t=20 cm.

III.2 Etudes des planchers :

Le plancher est constitué de corps creux et de la dalle de compression (16+4) ; reposant sur des poutrelles préfabriquées espacées de 65cm. Elles sont disposées dans le sens de la petite portée. Ces derniers possèdent des armatures en attentes qui sont liées à celles de la dalle de compression.

III-2-1. La dalle de compression :

La dalle de compression doit avoir une épaisseur minimale de 4cm, coule sur place elle sera armée d'un treillis soude de nuance (TLE520) dont le but de :

- ✓ Limiter les risques de fissurations par retrait.
- ✓ Résister aux effets des charges appliquées sur les surfaces réduites.
- ✓ Reparti les charges localisée entre poutrelles voisines.

Les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser les valeurs suivantes, données par le **(BAEL.B6.8.423).**

- 20cm pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles.
- 30cm pour les armatures parallèles aux poutrelles.

A) Ferraillage de la dalle de compression :

❖ **Armatures perpendiculaires aux poutrelles :**

$$\begin{cases} A_{\perp}\,[cm^2/ml] \geq \frac{200}{f_e} & \text{Lorsque } L' \leq 50cm \\ A_{\perp}[cm^2/ml] \geq \frac{4L'}{f_e} & \text{Lorsque } 50cm \leq L' \leq 80cm \end{cases}$$

Avec : $\begin{cases} L' : \text{Entre axes des poutrelles, exprimé en cm} \\ Fe : \text{limite d'élasticité de l'acier utilisé, en MPa} \end{cases}$

Dans notre cas $L' = 65cm$, $50cm \leq L' \leq 80cm$

Donc : $A_{\perp} \geq \frac{4L'}{f_e} = \frac{4 \times 65}{520} = 0{,}5cm^2/ml$

$A_{\perp} \geq 0{,}5cm^2/ml \Longrightarrow$ Soit : $A_{\perp}$ =6T5/ml =1,18cm^2 /ml Avec un espacement S_t =20cm

❖ **Armatures parallèles aux poutrelles :**

$$A_{//}[cm^2/ml] \geq \frac{A_{\perp}}{2}$$

$A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{1{,}18}{2} = 0{,}59cm2/ml$

$A_{//} \geq 0{,}59\ cm^2/ml \Longrightarrow$ Soit : $A_{//}$ = 6T5/ml =1,18 cm^2 /ml, Avec un espacement S_t=20cm.

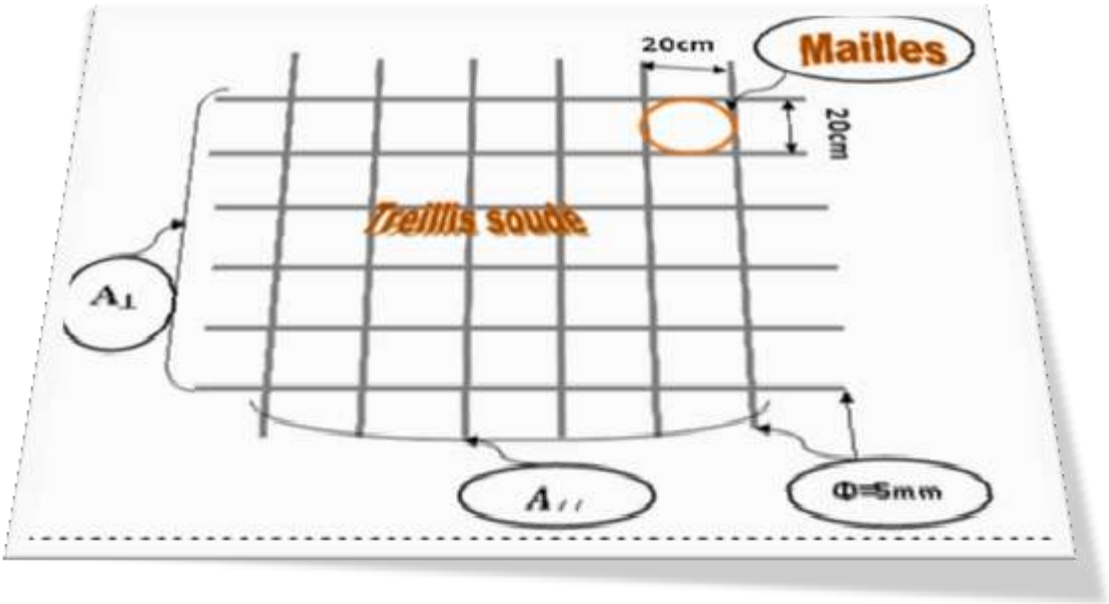


Fig. III.2.1. Ferraillage de la dalle de compression avec un treillis soudé

III-2-2.Étude des poutrelles :

Le calcul des poutrelles se fait en deux étapes ; avant et après coulage.

A) Calcul avant coulage de la dalle de compression

La poutrelle est considérée comme une poutre de section (12 × 4) cm^2 , simplement appuyée sur ses deux extrémités . Elle est sollicitée par une charge uniformément repartie dont la largeur est déterminée par l'entre axes des deux poutrelles.

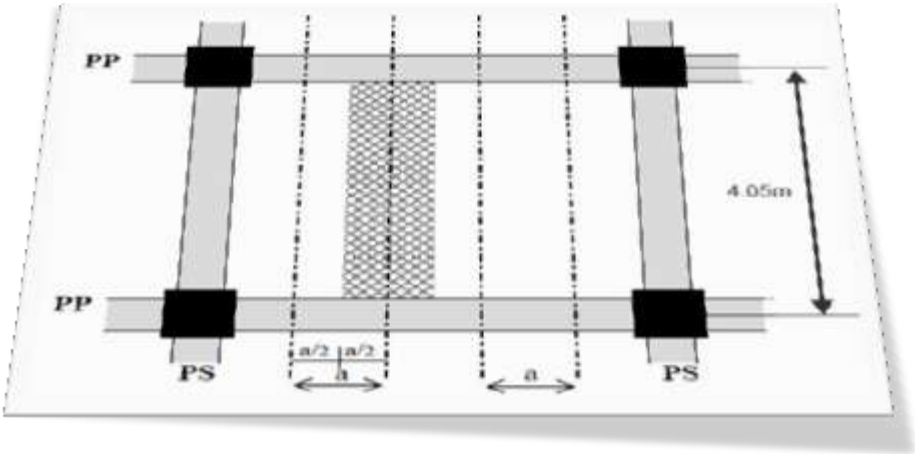
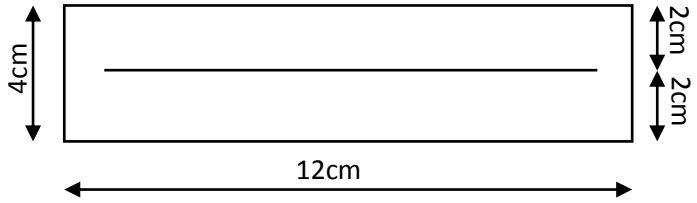


Fig. III.2.2. surface revenant aux poutrelles

Avec : largeur du plancher repris par la poutrelle **a= 0,65 m**

La poutrelle doit supporter son poids propre, le poids du corps creux et le poids de l'ouvrier :



- Poids propre de la poutrelle : 0,12 × 0,04 × 25 = 0,12 [KN/ m]
- Poids du corps creux : 0,65 × 0,95 = 0,62 [KN/m]
- Surcharge due à l'ouvrier : 1 [KN/m]

Charge permanente : **G** = 0,12 + 0,62 = **0,74** [KN/m]
Charge d'exploitation : **Q** = **1** [KN/m]

❖ Ferraillage à l'état limite ultime ELU :

Nous ferons le calcul pour la travée la plus défavorable, en considérant la fissuration non Préjudiciable (L =4.05m).

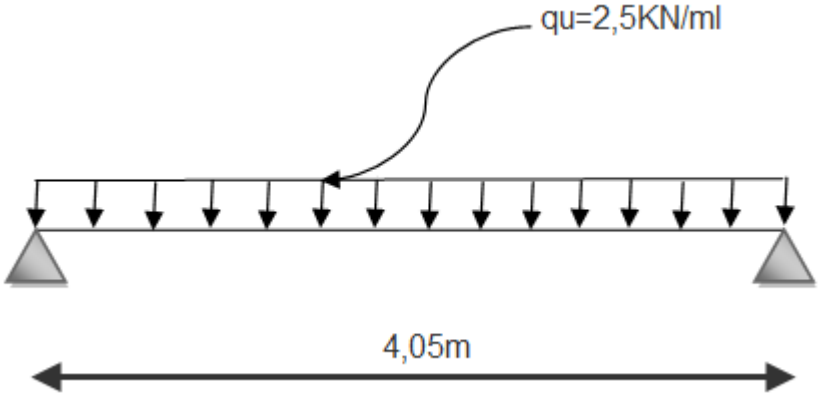


Fig. III. 2.3: Schéma statique de la poutrelle

- **Combinaisons de charges :**

qu = 1,35G +1,5Q =1,35(0,74) +1,5(1,00)=2,5KN/ml ⟹ qu =2,5KN/ml.

- **Calcul des moments en travée :**

$$M_0 = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{2{,}5 \times (4{,}05)^2}{8} = 5{,}125 \text{ KN/ml}$$

- **Calcul de l'effort tranchant :**

$$V_U = \frac{q_u l}{2} = \frac{2{,}5 \times 4{,}05}{2} = 5{,}062 \text{ KN}$$

- **Calcul d'armatures :**

Soit : l'enrobage c=2cm
La hauteur utile d=h-c = 4,05 - 2 = 2,05cm

$$f_{bu} = \frac{0{,}85 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0{,}85 \times 25}{1{,}5} = 14{,}16 \ MPa$$

$$\mu = \frac{M_0}{b.d^2.f_{bu}} = \frac{5{,}125\times10^6}{120\times20{,}5^2\times14{,}16} = 7{,}176$$

$\mu = 7{,}176 > \mu_l = 0{,}392 \Longrightarrow$ Section doublement Armée (SDA).

✓ **Conclusion :**

Vu la faible hauteur de la poutrelle (4cm), il est impossible de disposer deux nappes d'armatures, par conséquent il est nécessaire de prévoir un étayage (étais intermédiaire) pour soulager la poutrelle à supporter les charges d'avant coulage de la dalle de compression.

B) Après coulage de la dalle de compression :

Le calcul est conduit on considère la poutrelle comme une poutre continue de section en «Te» encastrée partiellement par ses deux extrémités, et les autres appuis intermédiaires seront considérés comme appuis simples, avec une inertie constante le long de la poutre .Elle supporte son poids propre et le poids de corps creux et de la dalle de compression en plus de charges et surcharges revenant aux plancher. La poutrelle travaille en flexion simple.

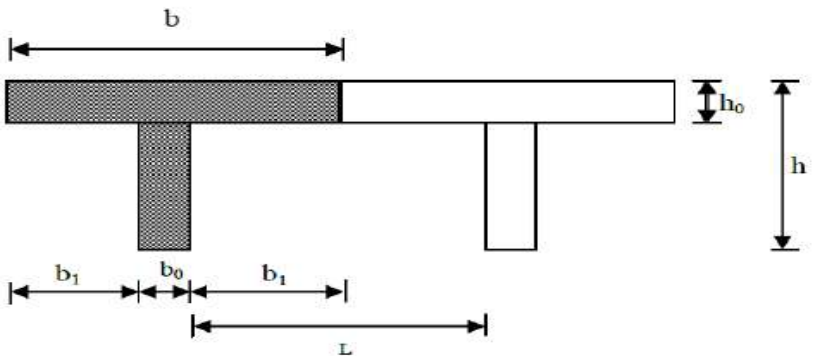


Fig. III. 2.4: construction de la section en Té

- **Dimensionnement de la poutrelle :**

h = (16+4) : hauteur de la poutrelle.
h_0 =4 cm : épaisseur de la dalle de compression.
b_0 =12cm : largeur de la nervure.
b : largeur de l'ourdis de chaque côté de la nervure.
L = 405cm : portée de la grande travée.
L_0: distance entre deux parements voisins des deux poutrelles (L_0= 65-12=53cm).

$$\boldsymbol{b_1 \le min\left\{\frac{l_0}{2};\frac{l}{10};8h_0\right\}}$$

- $b_1 \le \frac{l_0}{2} = \frac{53}{2} = 26{,}5cm$
- $b_1 \le \frac{l}{10} = \frac{405}{10} = 40{,}5cm$
- $b_1 \le 8h_0 = 8\times4 = 32cm$

$$\Longrightarrow b_1 \leq min\{26,5\,;40,5\,;32\} \Longrightarrow b_1 = 26,5cm$$

$b = 2b_1 + b_0 = 26,5\times 2 + 12 = 65$ cm $\Longrightarrow$ b = 65 cm

III.2.3. Calcul des efforts internes:

III.2.3 .1.Charges et surcharges :

❖ Plancher d'étage courant :

- **Les chargements :**

Charge permanente G=5.12×0.65=**3.33 KN/ ml.**

Charge d'exploitation Q=1.5×0.65=**0.98 KN/ ml**

- **Combinaison de charge :**

A L'ELU **: qu** = 1.35G+1.5Q = 1.35 x(3.33) + 1.5x (0.98) = **5.97KN/ml.**

A L'ELS **: qs** = G+Q = 3.33 + 0.98 = **4.31 KN/ml.**

❖ Plancher étage terrasse inaccessible :

- **Les chargements**

Charge permanente G= 5,63 x 0 ,65 = **3 ,66 KN /ml**

Surcharges d'exploitation Q= 1 x 0,65 = **0,65 KN/ml**

➢ **Combinaison de charges :**

A L'ELU : $\mathbf{q_u} =$ 1,35 G + 1,5 Q =1,35(3,66)+1,5(0,65)= **5,92KN/ml**

A L'ELS : $\mathbf{q_s} =$ G + Q =3,66+0,65= **4,31KN/ml**

Nous considérons pour les calculs, le plancher qui représente le cas le plus défavorable (Le plus chargé) ; Dans notre cas c'est le plancher d'étage courant.

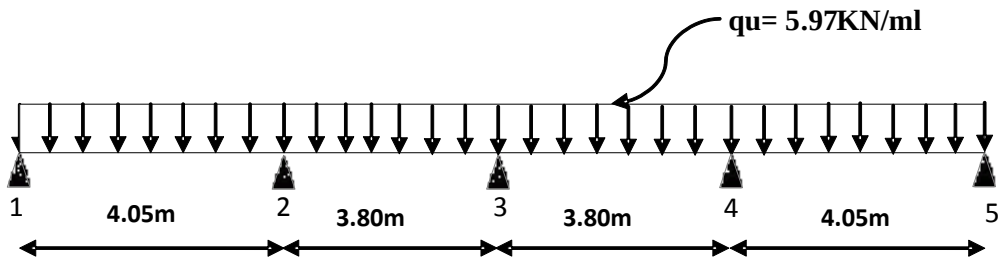


Fig. III. 2.5: Schéma statique de la poutrelle à l'ELU

III.2.3 .2. Choix de la méthode de calcul :

Les moments en travées et aux appuis peuvent être déterminés par l'une des trois méthodes suivantes :

- ✓ Méthode forfaitaire.
- ✓ Méthode des trois moments.
- ✓ Méthode de Caquot.

A / Méthode forfaitaire :

- ❖ **Conditions d'application de la méthode forfaitaire :**

1ere Condition :

La valeur de la surcharge d'exploitation des constructions courantes doit être inférieure ou égale au maximum de deux fois la charge permanente ou à 5KN/m2.

$$Q \leq \max \{2G ; 5\ kN/m^2\}$$

Avec :

2G = 2x 3.33= 6.66KN/ml.

Q = 0.98 KN/ml.

Q= 0.98KN/ml <max {2G=6.66KN/ml ; 5KN/m^2 } ⟹ **Condition vérifiée**.

2eme Condition :

Le moment d'inertie des sections transversales est le même dans les différentes travées Cette condition est vérifiée car nous avons utilisé le même type de poutrelles

⟹ **Condition vérifiée**.

3eme Condition :

La fissuration est considérée comme non préjudiciable ⟹ **Condition vérifiée.**

4eme Condition :

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

$$\mathbf{0.8} \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq \mathbf{1.25}$$

$$\left.\begin{array}{l} 0.8 \leq \frac{4.05}{3.80} = \mathbf{1.06} \leq 1.25 \\ 0.8 \leq \frac{3.80}{3.80} = \mathbf{1} \leq 1.25 \\ 0.8 \leq \frac{3.80}{4.05} = \mathbf{0.94} \leq 1.25 \end{array}\right\} \Longrightarrow \textbf{Condition vérifiée.}$$

Conclusion :

Compte tenu de la satisfaction des l'hypothèse, on conclue que la méthode forfaitaire est applicable

❖ principe de la méthode :

Elle consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travées et des moments sur appuis à des fractions fixées forfaitairement de la valeur maximale du moment fléchissant (M_0) dans la travée dite de comparaison, c'est -a- dire dans la travée isostatique indépendante de même portée et soumise aux même charges que la travée considérée.

➢ Exposé de la méthode :

*α : rapport des charges d'exploitation sur la somme des charges permanentes et d'exploitation.

$$\boldsymbol{\alpha = \frac{Q}{Q+G}}$$

*M_t :moment Max en travée dans la travée considérée .

*M_0 :moment Max dans la travée indépendante de même portée que la travée considérée soumise aux mêmes charges.($M_0 = \frac{q_u x L^2}{8}$; $avec$ L: $la\ longueur$ entre nus d'appuis)

*M_w,M_e: Moments en valeurs absolues sur appui de gauche et de droite de la travée

Considérée.

*Les valeurs de M_w , M_e et M_t doivent vérifiées les conditions suivantes :

- $M_t + \frac{1}{2}(M_w + M_e) \geq \max\{(1+0{,}3\alpha)M_0\ ;1{,}05M_0\}$
- $M_t \geq \frac{1}{2}(1{,}2+0{,}3\alpha)M_0$ dans le cas d'une travée de rive.
- $M_t \geq \frac{1}{2}(1+0{,}3\alpha)M_0$ dans le cas d'une travée intermédiaire

} On prend :M_{tmax}

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

- $0{,}6M_0$: pour une poutre a deux travée.
- $0{,}5M_0$: pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre a plus de deux travée.
- $0{,}4M_0$:pour les autre appuis intermédiaires d'une poutre a plus de trois travée.
- $0.3M_0$ pour les appuis de rive semi-encastrés.

❖ Application de la méthode :

✓ A L'ELU :

a) Calcul de rapport de charge α :

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} \rightarrow \alpha = \frac{0{,}98}{0{,}98 + 3\,,33} \rightarrow \alpha = 0{,}227$$

$$0 < \alpha < {}^{2}/_{3} \rightarrow 0 < \alpha = 0{,}227 < {}^{2}/_{3} = 0{,}666$$

$$\text{On a : } \alpha = 0{,}227 \Longrightarrow \begin{cases} \dfrac{(1+0{,}3\alpha)}{2} = 0{,}534 \\ \dfrac{(1{,}2+0{,}3\alpha)}{2} = 0{,}634 \end{cases}$$

b) Calcul des moments :

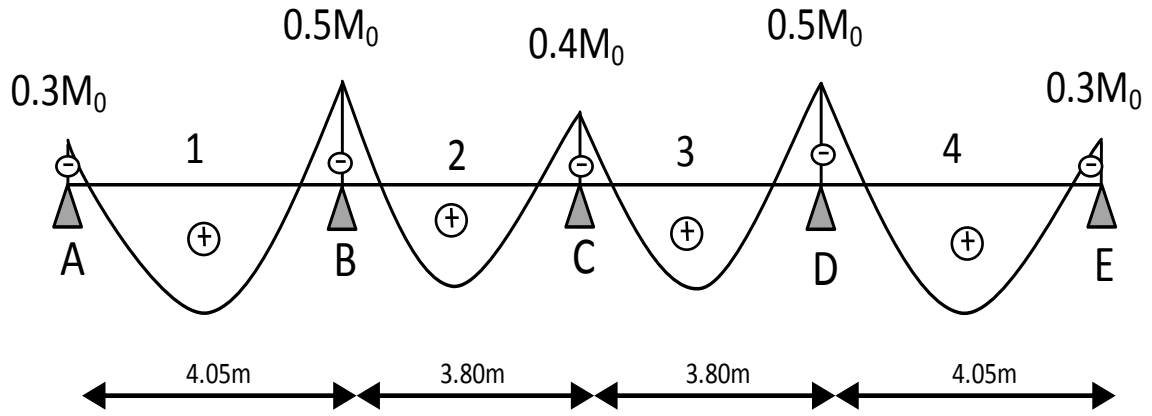


Fig .III.2.6 : diagramme des moments d'une poutre continue.

- **Les moments isostatiques :**

$$M_0 = \frac{q_u x L^2}{8}$$

Avec la symétrie
$$\begin{cases} M_01 = M_04 = \frac{q_u x L^2}{8} = \frac{5.97x4.05^2}{8} = 12.24 KN.ml \\ M_02 = M_03 = \frac{q_u x L^2}{8} = \frac{5.97x3.80^2}{8} = 10.77 KN.ml \end{cases}$$

- **Calcul des moments sur appuis :**

$M_A = 0.3\ M_{01} = 0.3X12.24 = 3.672$ KN. m $\xRightarrow{\text{Avec la symétrie}}$ $M_A = M_E = 3.672$ KN. m

$M_B = 0.5\ M_{02} = 0.5X10.77 = 5.385$ KN. m $\xRightarrow{\text{Avec la symétrie}}$ $M_B = M_D = 5.385$ KN.m

$M_C = \max 0,4(M_{02}; M_{03}) = \max 0,4(12.24 ; 10.77) = \max (4.896 ; 4.308) = 4.896$ KN.m

$\Longrightarrow$ $M_C = 4.896$KN.m

- **Calcul des moments en travées :**
  - ✓ **travèe AB (travèe de rive):**

$$\begin{cases} M_t \geq \max\{(1+0,3\alpha)M_{01} ; 1,05M_{01}\} - \frac{M_w + M_e}{2} \\ M_t \geq \frac{1,2+0,3\alpha}{2} M_{01} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_t \geq \max\{(1+0,3(0.227)) \times 12.24 ; 1,05(12.24)\} - \frac{3.672+5.385}{2} \longrightarrow M_t \geq 8.544 KN.m \\ M_t \geq 0.634 \times 12.24 \longrightarrow M_t \geq 7.76 KN.m \end{cases}$$

DONC : $M_{tAB} \geq \max(8.544 ; 7.76) \longrightarrow M_{tAB} \geq 8.544 KN.m$

$$\rightarrow \boldsymbol{M_{tAB} = 9.00 KN.m}$$

  - ✓ **travée BC (travée intermédiaire) :**

$$\begin{cases} M_t \geq \max\{(1+0,3\alpha)M_{02} ; 1,05M_{02}\} - \frac{M_w + M_e}{2} \\ M_t \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} M_{02} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_t \geq \max\{(1+0{,}3(0{,}227)) \times 10.77\,;\,1.05(10.77)\} - \frac{5.385+4.896}{2} \longrightarrow M_t \geq 6.362KN.m \\ M_t \geq 0.534 \times 10.77 \longrightarrow M_t \geq 5.751\ KN.m \end{cases}$$

DONC : $M_{tBC} \geq \max(6.362\,;\,5.571) \longrightarrow M_{tBC} \geq 6.362KN.m$

$$\rightarrow \boldsymbol{M_{tBC} = 7.00KN.m}$$

- ✓ **travée CD (travée intermédiaire):**

$$\begin{cases} M_t \geq \max\{(1+0{,}3\alpha)M_{03}\,;\,1{,}05M_{03}\} - \frac{M_w+M_e}{2} \\ M_t \geq \frac{1+0{,}3\alpha}{2} M_{03} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_t \geq \max\{(1+0{,}3(0{,}227)) \times 10.77\,;\,1{,}05(10.77)\} - \frac{4.896+5.385}{2} \Longrightarrow M_t \geq 6.362KN.m \\ M_t \geq 0.534 \times 10.77 \Longrightarrow M_t \geq 5.751KN.m \end{cases}$$

Donc : $\boldsymbol{M_{tCD}} \geq \max(6.362\,;\,5.751) \longrightarrow \boldsymbol{M_{tCD}} \geq 6.362KN.m$

$$\rightarrow \boldsymbol{M_{tCD} = 7.00KN.m}$$

- ✓ **travèe DE (travèe de rive):**

$$\begin{cases} M_t \geq \max\{(1+0{,}3\alpha)M_{01}\,;\,1{,}05M_{01}\} - \frac{M_w+M_e}{2} \\ M_t \geq \frac{1{,}2+0{,}3\alpha}{2} M_{01} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_t \geq \max\{(1+0{,}3(0.227)) \times 12.24\,;\,1{,}05(12.24)\} - \frac{5.385+3.672}{2} \longrightarrow M_t \geq 8.544KN.m \\ M_t \geq 0.634 \times 12.24 \longrightarrow M_t \geq 7.76KN.m \end{cases}$$

DONC : $M_{tDE} \geq \max(8.544\,;\,7.76) \longrightarrow M_{tDE} \geq 8.544KN.m$

$$\rightarrow \boldsymbol{M_{tDE} = 9.00KN.m}$$

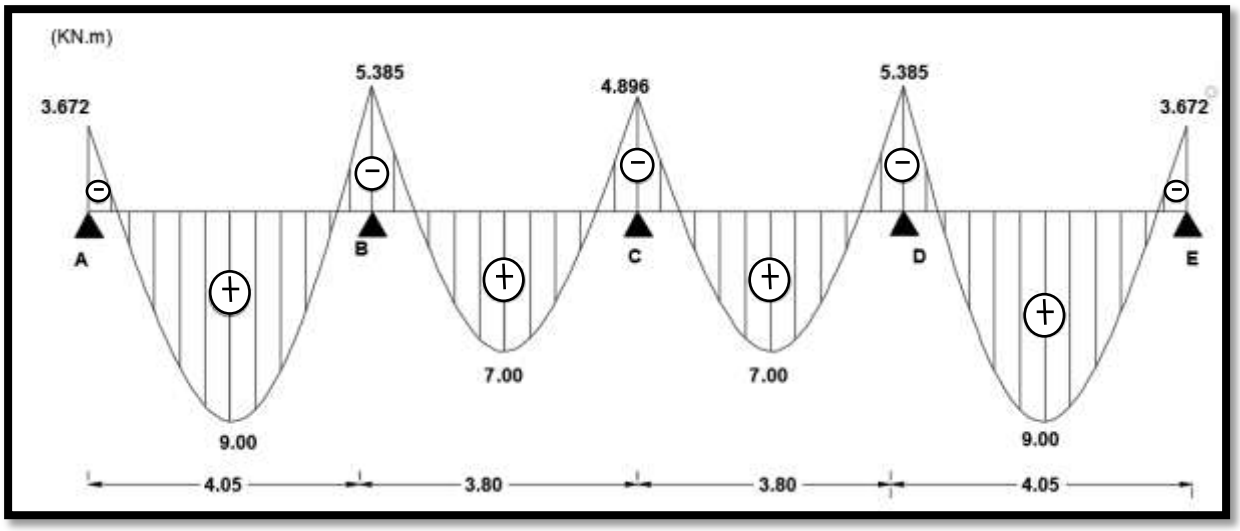


Figure III.2.7 : Diagramme des moments fléchissant à L'ELU.

c) Calcul des efforts tranchant :

L'effort tranchant en tout point de la poutre est donné par la formule suivant :

$$\mathbf{T(X) = \theta(X) + \frac{M_{i+1} + M_i}{l_i}}$$

Avec :
$$\begin{cases} T_W = \dfrac{q_u \times l}{2} + \dfrac{M_{i+1} - M_i}{l_i} \\ T_e = -\dfrac{q_u \times l}{2} + \dfrac{M_{i+1} - M_i}{l_i} \\ \theta(x=0) = \frac{q_u L}{2} \ et \ \theta(x=L) = -\frac{q_u L}{2} \end{cases}$$

Travée AB
$$\begin{cases} T_A = \dfrac{q_u \times l}{2} + \dfrac{M_B - M_A}{l_{AB}} = \dfrac{5.97 \times 4.05}{2} + \dfrac{5.385 - 3.672}{4.05} = 12.512 \text{ KN} \\ T_B = -\dfrac{q_u \times l}{2} + \dfrac{M_B - M_A}{l_{AB}} = -\dfrac{5.97 \times 4.05}{2} + \dfrac{5.385 - 3.672}{4.05} = -11.666 \text{ KN} \end{cases}$$

Travée BC
$$\begin{cases} T_B = \dfrac{q_u \times l}{2} + \dfrac{M_C - M_B}{l_{BC}} = \dfrac{5.97 \times 3.80}{2} + \dfrac{4.896 - 5.385}{3.80} = 11.214\text{KN} \\ T_C = -\dfrac{q_u \times l}{2} + \dfrac{M_C - M_B}{l_{BC}} = -\dfrac{5.97 \times 3.80}{2} + \dfrac{4.896 - 5.385}{3.80} = -11.472 \text{ KN} \end{cases}$$

Travée CD
$$\begin{cases} T_C = \dfrac{q_u \times l}{2} + \dfrac{M_D - M_C}{l_{CD}} = \dfrac{5.97 \times 3.80}{2} + \dfrac{5.385 - 4.896}{3.80} = 11.472 \text{ KN} \\ T_D = -\dfrac{q_u \times l}{2} + \dfrac{M_D - M_C}{l_{CD}} = -\dfrac{5.97 \times 3.80}{2} + \dfrac{5.385 - 4.896}{3.80} = -11.214\text{KN} \end{cases}$$

$$\text{Travée DE}\begin{cases} T_D = \dfrac{q_u \times l}{2} + \dfrac{M_E - M_D}{l_{DE}} = \dfrac{5.97 \times 4.05}{2} + \dfrac{3.672 - 5.385}{4.05} = 11.666\ \text{KN} \\ T_E = -\dfrac{q_u \times l}{2} + \dfrac{M_E - M_D}{l_{DE}} = -\dfrac{5.97 \times 4.05}{2} + \dfrac{3.672 - 5.385}{4.05} = -12.512\ \text{KN} \end{cases}$$

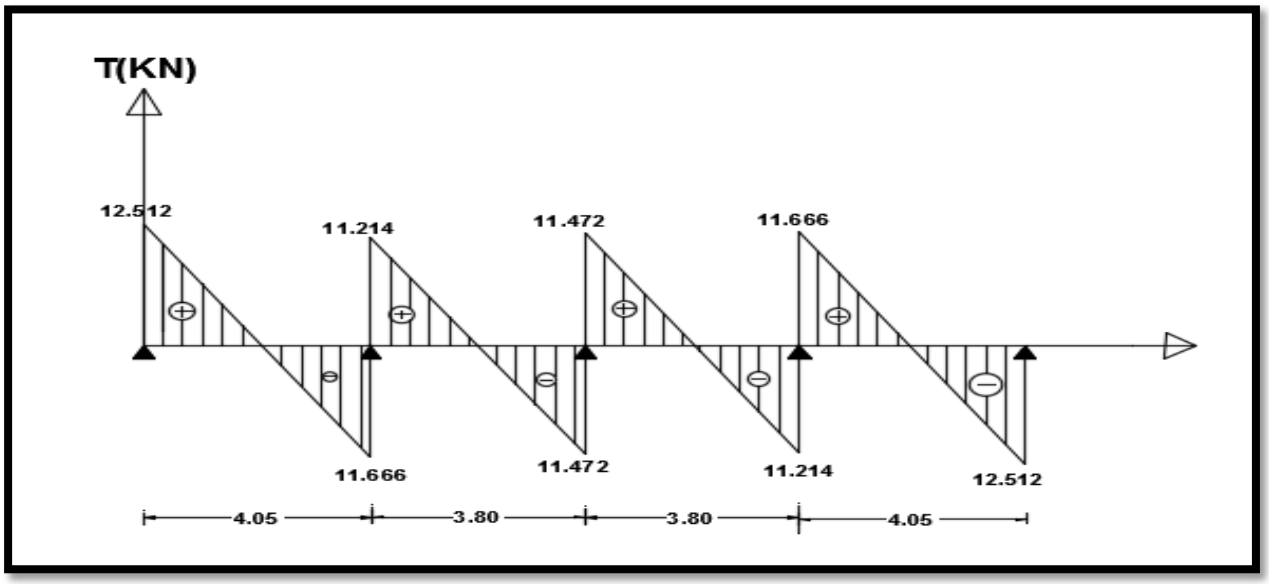


Figure III.2.8 : Diagramme des efforts tranchants à L'ELU.

III.2.4. Ferraillage de la poutrelle a L'ELU:

La poutrelle sera ferraillée à l'ELU et se vérifie à l'ELS sous le moment max, en travées et sur appuis.

Avec : $M_{max}^{t} = 9KN.m$

$M_{max}^{a} = 5.385KN.m$

III.2.4.1. Calcule des armatures longitudinales :

a)En travée : $M_{max}^{t} = 9KN.m$

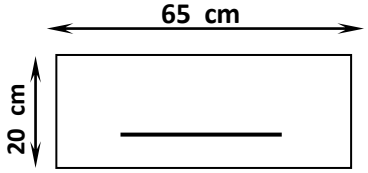
On calcul d'abord le moment équilibré par la table de compression

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

$$M_{tab} = 65 \times 4 \times 1.42 \times (0.16) = 59.072\ \text{KN.m}$$

$$M_{max}^{t} = 9KN.m < M_{tab} = 59.072KN.m$$

L'axe neutre est dans la table de compression ; le calcul se fera pour une section rectangulaire (b , h)=(65cm, 20cm)



$$\mu = \frac{M_{max}^{t}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{9.00 \times 10^6}{650 \times 180^2 \times 14.2} = 0.030$$

$$\mu = 0.098 < 0.392 \Longrightarrow \text{SSA}$$

$$\begin{cases} \blacksquare \text{Calcul de la section d'armatures :} \\ (\mu_u = 0.030) \rightarrow \text{Tableau} \rightarrow (\beta = 0.985) \\ A_t = \dfrac{M_{max}^{t}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \dfrac{9.00 \times 10^2}{0.985 \times 18 \times 34.8} = 1.46\ cm^2 \end{cases}$$

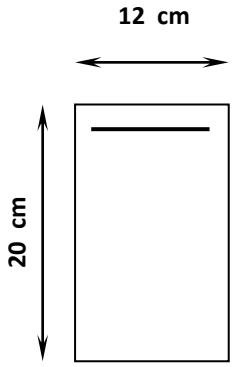
Soit : $A_{st} = 3HA12 = 3.39\ cm^2$

b) Aux appuis : (M^a_{max} =5.385KN.m)

Puisque le béton tendu est négligé, on fait le calcul pour une section rectangulaire (b_0×h)=(12x20)cm^2

$$\mu = \frac{M_{max}^{a}}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{5.385 \times 10^6}{120 \times 180^2 \times 14.2} = 0.098$$

$$\mu = 0.098 < 0.392 \Longrightarrow \text{SSA}$$



$$\begin{cases} \blacksquare \text{Calcul de la section d'armatures :} \\ (\mu = 0.098) \rightarrow \text{Tableau} \rightarrow (\beta = 0.948) \\ A_a = \dfrac{M_{max}^{a}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \dfrac{5.385 \times 10^2}{0.948 \times 18 \times 34.8} = 0.91\ cm^2 \end{cases}$$

Soit : Aa $= 2HA10 = 1.57\ cm^2$

III.2.4.2. Calcule des armatures transversales : (Art A.7.2.2/BAEL91V99)

$$\begin{cases} \blacksquare \text{Diamètre :} \\ \emptyset_t \leq \left[\min\left(\dfrac{h}{35}\ ;\ \emptyset_l\ ;\ \dfrac{b_0}{10}\right) = \min(5.71\ ;\ 12\ ;\ 12) = 5.71\ mm\right] \\ \rightarrow \emptyset_t = 6\ mm \\ \rightarrow \text{Soit : (Un étrier)en HA6} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \blacksquare \text{Espacement : (Art A. 5.1.22/BAEL91V99)} \\ S_t \leq [\min(0.9 \times d\ ;\ 40\ cm) = \min(16.2\ cm\ ;\ 40\ cm) = 16.2\ cm] \\ \rightarrow S_t = 15\ cm \end{cases}$$

III.2.5. Vérifications à L'ELU :

III.2.5.1. Condition de non fragilité :(Art A.4.2.1/BAEL91V99)

On doit vérifée que :$A_{min} \leq A_{ST}$

a)En travée :

$$A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} = \frac{0.23 \times 65 \times 18 \times 2.1}{400} = 1.41\ cm^2$$

$(A_{st} = 3.39\ cm^2) > (A_{min} = 1.41\ cm^2)$ $\Longrightarrow$ **Condition vérifiée.**

b) Aux appuis :

$$A_{min} = \frac{0.23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} = \frac{0.23 \times 12 \times 18 \times 2.1}{400} = 0.26\ cm^2$$

$(A_{st} = 1.57\ cm^2) > (A_{min} = 0.26\ cm^2)$ $\Longrightarrow$ **Condition vérifiée.**

III.2.5.2-la contrainte de cisaillement: (Art A 5.1. 1/BAEL91V99)

On doit vérifée que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

Avec : $\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b_0 \times d}$ **et** $T_u^{max} = 12.512KN$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\ MPa\right) = 3.33\ MPa$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b_0 \times d} = \frac{12.512 \times 10^3}{120 \times 180} = 0.58\ MPa$$

$(\tau_u = 0.58\ MPa) < (\bar{\tau}_u = 3.33\ MPa)$ $\Longrightarrow$ **Condition vérifiée**

III.7.4.4-Contrainte d'adhérence : (Art A.6.1.3/BAEL91V99)

On doit vérifée que : $\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}}$

Avec : $\tau_{se} = \frac{T_u^{max}}{0.9 \times d \times \sum U_i}$ et $U_i = n \times \pi \times \Phi$; (Ui le périmètre des barres)

$$\begin{cases} \overline{\tau_{se}} = \psi_s \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa} \\ \sum U_i = n \times \pi \times \emptyset_l = 3 \times 3.14 \times 12 = 113.04 \text{ mm} \\ \tau_{se} = \dfrac{T_u^{max}}{0.9 \times d \times \sum U_i} = \dfrac{12.512 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 113.04} = 0.683 \text{ MPa} \end{cases}$$

$(\tau_{se} = 0.683 \text{ MPa}) < (\overline{\tau_{se}} = 3.15 \text{ MPa}) \Longrightarrow$ **Condition vérifiée**

III.2.5.3-Ancrage des armatures : (Art A.6.1.22/BAEL91V99)

Ancrage des barres aux appuis :

$$\begin{cases} \overline{\tau_s} = 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa} \\ L_s \geq \left(\dfrac{\emptyset \times f_e}{4 \times \overline{\tau_s}} = \dfrac{12 \times 400}{4 \times 2.84} = 422.54 \text{ mm} = 42.25 \text{ cm}\right) \\ L_s = 45 \text{ cm} \end{cases}$$

III.2.6.Vérification à l'ELS :

Les états limites de service sont définis compte tenu des exploitations et de la durabilité de la construction, les vérifications qui leurs sont relatives sont :

*Etat limite de résistance de béton en compression

*Etat limite de déformation

*Etat limite d'ouverture des fissures

a) calcul des moments isostatiques à l'ELS :

$M_0 = \frac{q_u x L^2}{8}$ avec : q_s =G+Q $\Longrightarrow q_s$ =3.33+0.98=4.31KN/ml

$\Longrightarrow q_s = 4.31 \text{KN/ml}$

Avec la symétrie
$$\begin{cases} M_01 = M_04 = \dfrac{q_u x L^2}{8} = \dfrac{4.31x4.05^2}{8} = 8.84 KN.ml \\ M_02 = M_03 = \dfrac{q_u x L^2}{8} = \dfrac{4.31x3.80^2}{8} = 7.78 KN.ml \end{cases}$$

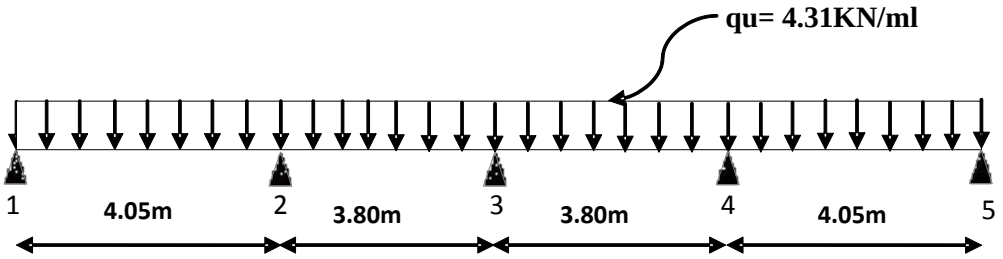


Fig. III. 2.9: Schéma statique de la poutrelle à L'ELS.

b) Les moments de flexion et les efforts tranchant à l'ELS :

Lorsque la charge est la même sur les différentes travées le BAEL (A-6-5-1) précise que la multiplication des résultats du calcul à l'ELU par le coefficient (qs/qu) nous donne les valeurs des efforts internes de calcul à l'ELS. Les valeurs des efforts internes sont représentées sur les figures ci-dessous.

q_u = 5.97 KN/ml. Et q_s = 4.31KN/ml $\Longrightarrow \frac{q_s}{q_u} = \frac{4.31}{5.97} = 0.72$

➢ Moments fléchissant :

- **Aux appuis :**

$M_A = M_E$= 0.72x 3.672 = 2.644KN.m.

M_B=M_D= 0.72x 5.385 = 6.521 KN .m.

MC= 0.72x4.896= 3.525 KN. m.

- **En travée :**

M_{AB}= 0.72 x9 = 6.48KN. m.

M_{BC} = 0.72x 7= 5.04 KN. m.

M_{CD}= 0.72 x 7 = 5.04 KN. m.

M_{DE}= 0.72x 9 = 6.48 KN. m.

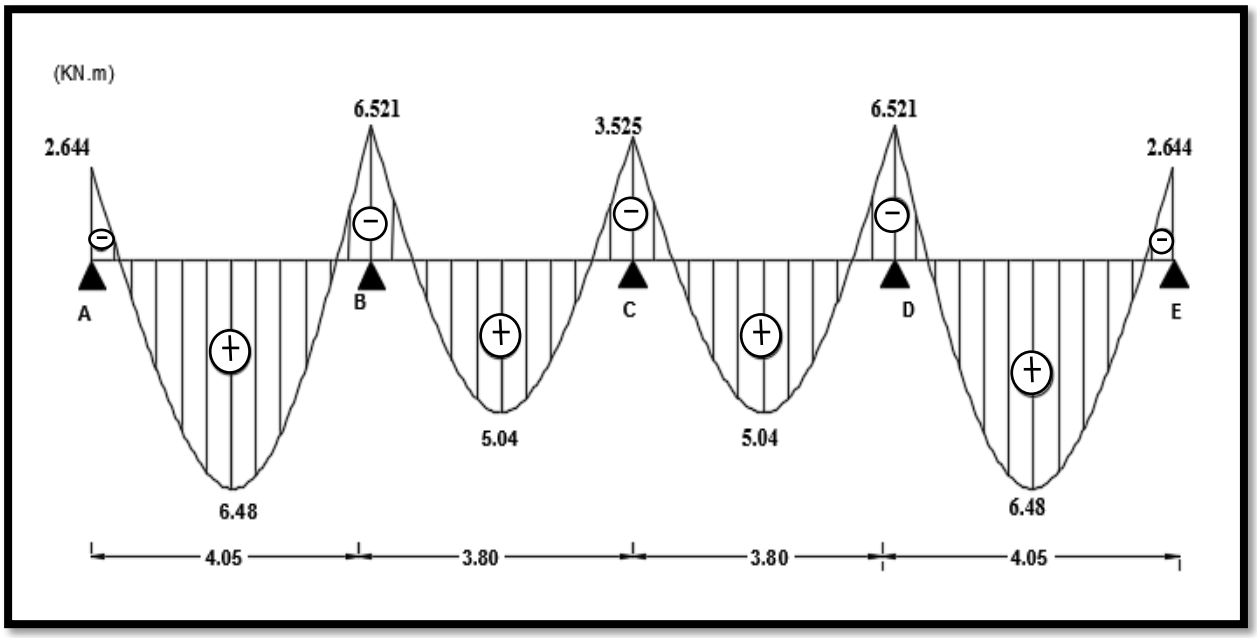


Fig .III.2.10: Le diagramme des moments fléchissant à l'ELS

- **Les efforts tranchants :**

Ts= 0.72Tu.

Travée AB :

T_A= 0.72x 12.512= 9.00KN.

T_B = 0.72x -11.666 = -8.40KN.

Travée BC :

T_B= 0.72x11.214= 8.07 KN.

T_C= 0.72x-11.472= -8.26 KN.

Travée CD:

T_C = 0.72x11.472= 8.26 KN.

T_D = 0.72x-11.214= - 8.07 KN.

Travée DE :

T_D = 0.72x 11.666= 8.40KN.

T_E = 0.72x-12.512= -9.00KN.

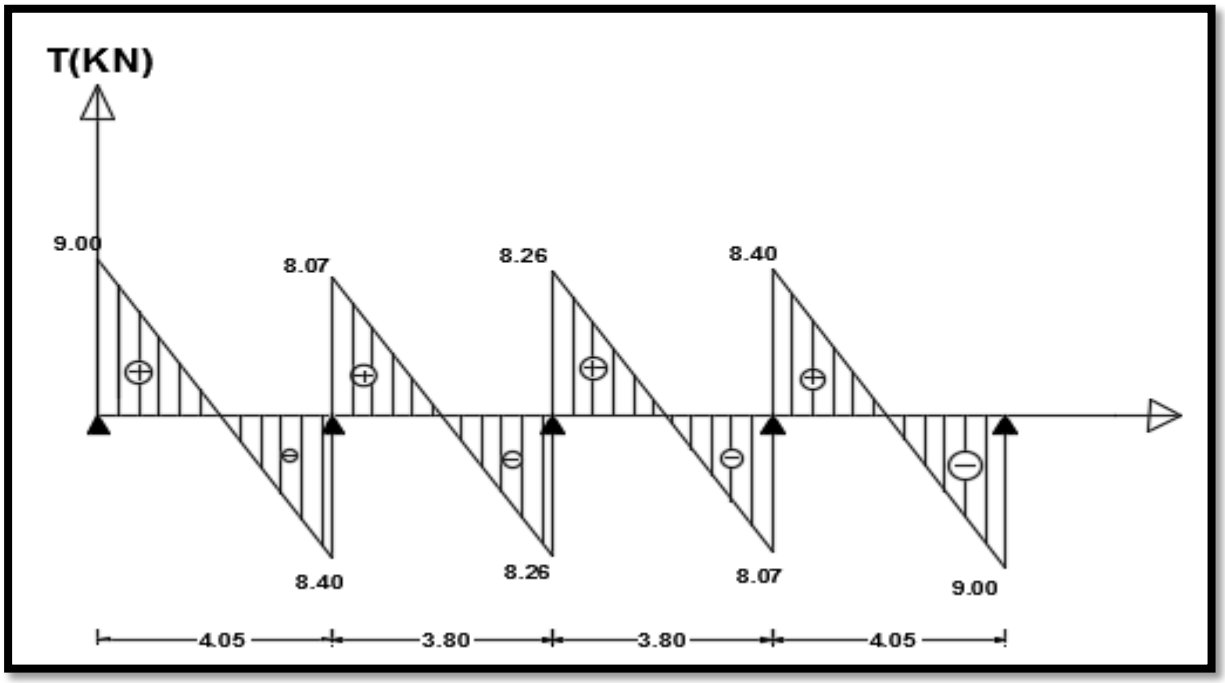


Figure III.2.11 : Diagramme des efforts tranchants à L'ELS.

- **Vérification de la résistance à la compression du béton :**

On doit vérifier que : $\boldsymbol{\sigma_{bc}} \leq \overline{\boldsymbol{\sigma_{bc}}}$ (Art A. 4.5.2/BAEL91V99)

$$\begin{cases} \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_{bc} = \dfrac{\sigma_s}{k_1} \\ \text{Avec:} \\ \sigma_s = \dfrac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_{st}} \end{cases}$$

β_1 et K_1 : Sont tirés du tableau des sections rectangulaires en flexion simple sans armatures comprimées en fonction de $\rho = \frac{100.A_{st}}{b_0 \times d}$

- **En travée :**

$M_{max}^{t} = 6.48 KN.m$; et Ast =3.39 cm2.

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 3{,}39}{12 \times 18} = 1{,}560 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0{,}837 \\ K_1 = 15{,}67 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_t^s}{\beta_1 \times d \times A_{st}}$$

$$\sigma_s = \frac{6.48 \times 10^6}{0.837 \times 180 \times 3.39 \times 10^2} = 126.88 \text{ MPa}$$

La contrainte dans le béton est:

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{126.88}{15.67} = 8.10 \text{ MPa}$$

Donc :

$(\sigma_{bc} = 8.10 \text{ MPa}) < (\overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}) \Longrightarrow$ Condition vérifiée

- **Aux appuis :**

M^a_{max} =6.521 KN.m; et A_{st} =1.57cm^2.

$$\rho_1 = \frac{100 \times A^a}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 1{,}57}{12 \times 18} = 0{,}726 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0{,}8765 \\ K_1 = 25{,}485 \end{cases}$$

La contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_{st}} \quad \sigma_s = \frac{6.521 \times 10^6}{0.8765 \times 180 \times 1.57 \times 10^2} = 263.263 \text{ MPa}$$

La contrainte dans le béton est:

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{263{,}263}{25{,}485} = 10{,}33 \ MPa$$

Donc :

$(\sigma_{bc} = 10.33 \text{ MPa}) < (\overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}) \Longrightarrow$ **Condition vérifiée**

- **Etat limite d'ouverture des fissures :**

Nous avons une fissuration non préjudiciable aucune vérification n'est nécessaire

➢ Vérification de la flèche :

Il n'est pas nécessaire de procéder à la vérification de la flèche si :

1) $\frac{h}{\ell} > \frac{1}{16}$

2) $\frac{h}{\ell} > \frac{1}{10} \times \frac{M_t^s}{M_0}$

3) $\frac{A}{b_0 \times d} < \frac{4,2}{fe}$

Nous avons : $\frac{h}{\ell} = \frac{20}{405} = 0,05$

$\frac{1}{16}$ =0,06

$\frac{h}{l} < \frac{1}{16} \Longrightarrow$ **Condition non vérifiée**

La première condition n'est pas vérifiée, le calcul de la flèche est obligatoire.

III.2.7.Flèche des poutrelles : (Art B.6.5.2/BAEL91V99)

On doit vérifier que : $\boldsymbol{f = \frac{M_t^S . l^2}{10.E_V.I_{fv}} \leq \bar{f}}$

La flèche admissible de la poutrelle est : $\bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{405}{500} = 0,81$mm

Avec :M_t^S : moment fléchissant max a l' ELS

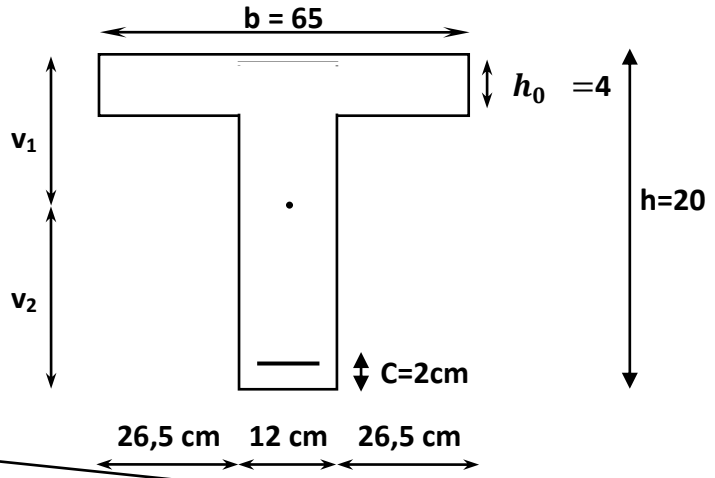
$\bar{f}$: La flèche admissible

E_V : Module de déformation différé égal à 10818,87MPa (voir chapitre 1)

I_f : Inertie fictive pour les charges de longue durée ;$I_f = \frac{1,1.I_0}{1+\mu.\lambda_V}$

I_0 : Moment d'inertie de la section homogénéisée (n=15) par rapport au centre de gravité

μ; λ_V : Coefficients



- **Aire de la section homogénéisée :**

$$B_0 = B + nA = b_0 \times h + (b - b_0)h_0 + 15A$$

$$B_0 = 12 \times 20 + (65 - 12)4 + 15 \times 3{,}39 = 502{,}85\text{cm}^2$$

- **Moment statique de la section homogénéisée par rapport à xx :**

$$S/_{XX} = \frac{b_0 h^2}{2} + (b - b_0)\frac{\boldsymbol{h_0^2}}{\mathbf{2}} + 15.A.d$$

$$S/_{XX} = \frac{12 \times 20^2}{2} + (65 - 12)\frac{\mathbf{4^2}}{\mathbf{2}} + 15 \times 3{,}39 \times 18$$

$$S/_{XX} = 3739{,}3\ \text{cm}^3$$

- **Position du centre de gravité :**

$$\mathbf{V_1} = \frac{\boldsymbol{S/XX}}{\boldsymbol{B_0}} = \frac{3739{,}3}{502.85} = 7{,}44cm$$

$$\boldsymbol{V_2} = h - V_1 = 20 - 7{,}44 = 12{,}56\text{cm}$$

- **Moment d'inertie de la section homogénéisée/G :**

$$\boldsymbol{I_0} = \frac{b_0}{3}(V_1^3 + V_2^3) + (b - b_0)h_0\left(\frac{h_0^2}{12} + (V_1 - \frac{h_0}{2})^2\right) + 15A(V_2 - C)^2$$

$$\boldsymbol{I_0} = \frac{12}{3}(7{,}44^3 + 12{,}56^3) + (65 - 12) \times 4 \times \left(\frac{4^2}{12} + (7{,}44 - \frac{4}{2})^2\right) + 15 \times 3{,}39(12{,}56 - 2)^2$$

$$I_0 = 21799{,}84cm^4$$

- **Calcul des coefficients :**

$$\rho = \frac{A_{st}}{b_0 \times d} = \frac{3.39}{12 \times 18} = 0.016$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 \times f_{t28}}{\left(2 + 3 \times \frac{b_0}{b}\right) \times \rho} = \frac{0.02 \times 2.1}{\left(2 + 3 \times \frac{12}{65}\right) \times 0.016} = 1.03$$

$$\mu = \max\left[0\ ;\ \left(1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st} + f_{t28}}\right)\right] = \left(1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.016 \times 126.88\ + 2.1}\right)$$

$$\mu = 0.64$$

- **Calcul de l'inertie fictive I_f :**

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \mu \times \lambda_v} = \frac{1.1 \times 21799.84}{1 + 0.64 \times 1.03} = 14452.64 \text{ cm}^4$$

- **Calcul de la flèche :**

$$f = \frac{M_s \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} = \frac{6.48 \times 10^2 \times 405^2}{10 \times 10818.88 \times 10^{-1} \times 14452.64} = 0.68 \text{ cm}$$

$(f = 0.68 \text{ cm}) < (\bar{f} = 0.81 \text{ cm})$ ⟶ **la flèche est vérifiée**

Conclusion :

- Toutes les vérifications sont satisfaites.
- Le ferraillage de la dalle de compression est validé comme suite :
- Treillis soudés E520 (200 mm × 200 mm × 5 mm × 5 mm × 25 m × 2.4 m).
- Le ferraillage des poutrelles est validé comme suite :
- Armatures longitudinales (En travée) : A_{st} = 3HA12 = 3.39 cm^2.
- Armatures longitudinales (Aux appuis) : A_a = 2HA10 = 1.57 cm^2.
- Armatures transversales : (un étrier) en HA6 /Avec : S_t = 15 cm.

III.3-Calcul de la dalle pleine de la salle machine

III.3.1- Introduction :

Notre bâtiment comporte une cage d'ascenseur en béton armé réalisée en dalle pleine de dimensions (1.20× 1.20)= 1.44 m² appuyée sur ses 4 cotés, avec une vitesse d'entraînement (V=1m/s).

En plus de son poids propre, la dalle est soumise à un chargement localisé au centre du panneau estimée à 9 tonnes, repartie sur une surface de (0,8 × 0,8) m² transmise par le système de levage de l'ascenseur.

L'étude du panneau de dalle se fera à l'aide des tables de PIGEAUD, qui donnent des coefficients permettant de calculer les moments engendrés par les charges localisées, suivant la petite et la grande portée.

Les moments de flexion du panneau de dalle dans les deux sens sont donnés par la superposition des moments dus au poids propre et à la charge localisée.

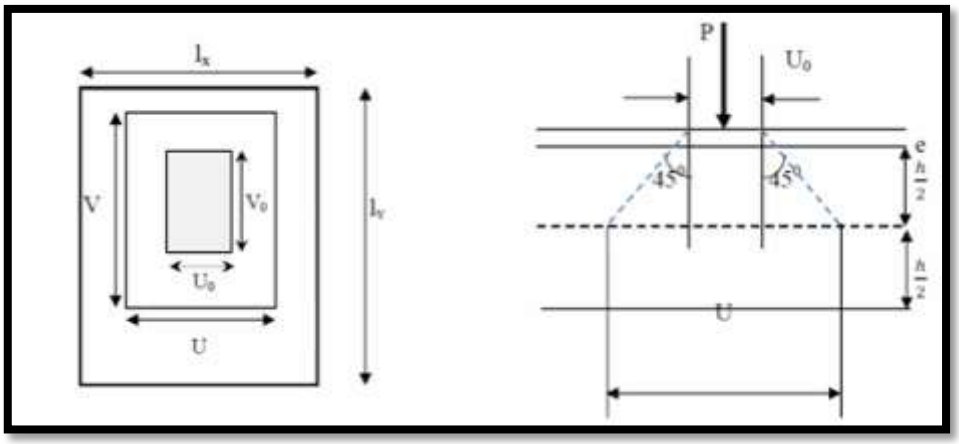


Fig.III.3.1:Schéma statique de la dalle salle machine.

❖ **Caractéristique de la cage d'ascenseur :**

Notre bâtiment est doté d'une cage d'ascenseur de :

- Lx = 1,20 m.
- Ly =1,20 m.
- La surface de passage d'ascenseur est : S = 1,44 m².
- La surface de la cabine est de : S'= 0.8 x 0.8= 0.64 m^2.

❖ **Charges nominales et le poids total :**

Les Constructeurs précisent pour chacun de leur appareil une charge nominale pour un nombre de personnes, pour laquelle ils garantissent un fonctionnement normal.

- Charge 630 Kg …… 8 personnes.
- Vitesse d'entrainement est : V = 1 m / s
- la charge totale transmise par le système de levage et la cabine chargée, est de : 9 tonnes (P = 90 KN).

III.3.2) Calcul de la dalle pleine de la salle machine :

La dalle est soumise aux charges suivantes :

- Charges localisées sur un rectangle concentrique de la dalle.
- Charges uniformément réparties sur toute la surface de la dalle.

III.3.2.1) Sous charge localisée :

La dalle repose sur 4 appuis. Elle est soumise à une charge localisée, son calcul se fait à l'aide des abaques de **PIGEAUD** qui permet d'évaluer les moments dans les deux sens en plaçant la charge concentrée au milieu du panneau.

❖ Dimensionnement de la dalle de la cage :

- **Epaisseur de la dalle :**

L'épaisseur de la dalle est donnée par la formule :

$$\mathbf{h_t \geq \frac{l_x}{30}} \Longrightarrow h_t \geq \frac{120}{30} = 4{,}00 \text{ cm} \Longrightarrow h_t \geq 4{,}00 \text{ cm}$$

NB : le **RPA99 version 2003** exige une hauteur $\mathbf{h_t \geq 12}$ **cm.** Donc on prend $\mathbf{h_t}$ **=15 cm**

- **Calcul de la sollicitation :**

On a $\rho_x = \frac{l_x}{l_y} = \frac{120}{120} = 1 \Longrightarrow 0{,}4 < \rho_x = 1 \leq 1$

Dans ce cas le panneau travail dans les deux sens, donc on considère au milieu de chaque porté une bande de 1m de largeur.

❖ **Calcul de U et V (dimension du rectangle de diffusion) :**

U= U_0 + 2ξ e + h_0

V= V_0 + 2 ξ e + h_0

Avec :

(U_0 x V_0) : Surface de contact (U_0 =V_0 = 80 cm).

(U x V) : Surface d'impact au niveau du feuillet moyen.

h_0 : Hauteur de la dalle (h_0 = 15 cm).

e : Epaisseur de revêtement (e = 5).

ξ : Revêtement en béton ($\xi = 1$).

Donc : $\begin{cases} \mathbf{U} = 80 + 2x1x5 + 15 = \mathbf{105\ cm.} \\ \mathbf{V} = 80 + 2x1x5 + 15 = \mathbf{105\ cm.} \end{cases}$

❖ Calcul des moments à l'ELU :

➢ Evaluation des moments Mχ1 et My1 dus au système de levage :

L'étude de la dalle se fait en utilisant les abaques de **PIGEAUD,** qui donnent les moments par mètre linéaire au centre de panneau.
La dalle est appuyée sur ses 4 cotés.

• Les moment selon l'axe des X et l'axe des Y sont donnés par :

$$\begin{cases} M_{x1} = P_u\,(M_1 + \nu M_2) \\ M_{y1} = P_u\,(M_2 + \nu M_1) \end{cases}$$

Avec :

- **ν** : coefficient de poisson à $\begin{cases} \text{E.L.U} & \nu = 0 \\ \text{E.L.S} & \nu = 0{,}2 \end{cases}$
- $\mathbf{P_u}$ = 1,35P : Intensité de la charge concentrée calculée à l'ELU.
- $\mathbf{M_1}$ et $\mathbf{M_2}$: coefficient à déterminés à partir des abaques de **PIGEAUD**, en fonction de ρ_x et les rapports $\frac{U}{l_x}$ **et** $\frac{V}{l_y}$ **.**
- $\mathbf{M_{x1}}$ et $\mathbf{M_{y1}}$: Moments fléchissant au milieu du panneau dans les sens XX et YY , dues à la charge concentrée .

$$\begin{cases} \rho = 1 \\ \frac{U}{l_x} = \frac{105}{120} = 0.875 \\ \frac{V}{l_y} = \frac{105}{120} = 0.875 \end{cases}$$

Pour déterminer $\mathbf{M_1}$ et $\mathbf{M_2}$on doit faire une interpolation entre deux valeurs.

$$\begin{cases} \rho = 1 \\ \frac{U}{l_x} = \frac{105}{120} = 0.9 \\ \frac{V}{l_y} = \frac{105}{120} = 0.9 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} M_1 = 0.044 \\ M_2 = 0.044 \end{cases}$$

$$\begin{cases} \rho = 1 \\ \frac{U}{l_x} = \frac{105}{120} = 0.8 \\ \frac{V}{l_y} = \frac{105}{120} = 0.8 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} M_1 = 0.053 \\ M_2 = 0.053 \end{cases}$$

- **Combinaisons de charges :**

  - ✓ **A l'ELU : (ν= 0)**

p_u = 1,35 P= 1,35 × 90 = 121,5 KN ; (P_u : charge totale à ELU).

$$M_{x1} = P_u \times (M_1 + \nu M_2) = 121.5 \times (0.046 + 0) = 5.589 \text{ KN.m}$$
$$M_{y1} = P_u \times (M_2 + \nu M_1) = 121.5 \times (0.046 + 0) = 5.589 \text{ KN.m}$$

III.3.2.2) Sous charge uniformément répartie :

❖ **Calcul des moments à l'ELU : (ν= 0)**

➢ **Évaluation des moments M_{x2} ; M_{y2} dus au poids propre de la dalle pleine et de la surcharge :**

Le calcul se fera pour une bande de **1m** de largeur.

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x . q_u . l_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y . M_{x2} \end{cases}$$

Les valeurs de coefficient μ_x et μ_y sont données, en fonction du rapport $\boldsymbol{\rho_x} = \frac{l_x}{l_y}$ =1 et du coefficient de poisson ν=0.

ρ_x= 1 $\Longrightarrow$ la dalle travail dans les deux sens.

$$\begin{cases} \nu = 0 \\ \rho = 1 \end{cases} \rightarrow \text{Tableau} \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0368 \\ \mu_y = 1 \end{cases}$$

- **Poids propre de la dalle :**
  G = 25 x 0, 15 x 1 = 3, 75 KN/ ml
- **La surcharge d' exploitation :**
  Q = 1 KN/ml
  q_u = 1,35 G + 1,5 Q $\Longrightarrow$ q_u = 1, 35 x (3,75) + 1,5 x 1 = 6,563 KN/ml.

D'ou:
$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \times q_u \times lx^2 = 0.0368 \times 6.563 \times 1.20^2 = 0.348 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} = 1 \times 0.348 = 0.348 \text{ KN.m} \end{cases}$$

III.3.2.3) Superposition des moments agissant au centre du panneau :

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 5.589 + 0.348 = 5.937 \text{ KN.m} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 5.589 + 0.348 = 5.937 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Remarque :

A fin de tenir compte de semi encastrement de la dalle au niveau des voiles, les moments calculés seront munies en leur effectuant le coefficient 0,85 en travée et 0,3 aux appuis.

- **Correction des moments :**

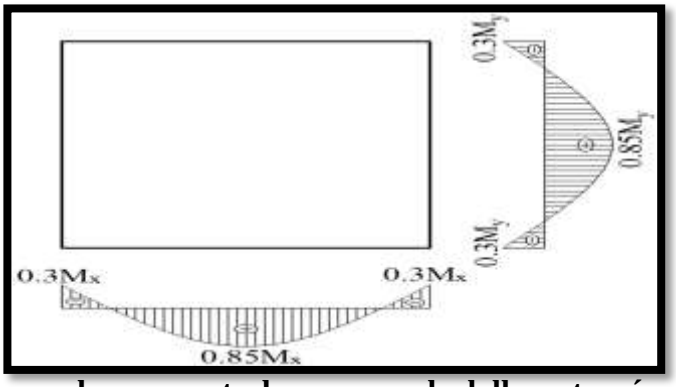


Fig III.3.2 : Diagramme des moments de panneau de dalle en travée et aux appuis.

- **Les moments en travée :**

$$\begin{cases} M_x^t = 0.85 \times M_x = 0.85 \times 5.937 = 5.046 \text{ KN.m} \\ M_y^t = 0.85 \times M_y = 0.85 \times 5.937 = 5.046 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **Les moments aux appuis:**

$$\begin{cases} M_x^a = -0.3 \times M_x = -0.3 \times 5.937 = -1.781 \text{ KN.m} \\ M_y^a = -0.3 \times M_y = -0.3 \times 5.937 = -1.781 \text{ KN.m} \end{cases}$$

III.3.3) Ferraillage de la dalle :

Le calcul des armatures s'effectue en flexion simple, le moment max s'exerce selon la petite portée, par conséquent les armatures correspondantes constituant le premier lit.

III.3.3.1) En travée :

Le calcul se fera pour une bande de 1 m de largeur de la dalle, tel que ses caractéristiques sont:

$$\begin{cases} b = 100 \text{ cm.} \\ h_t = 15 \text{ cm.} \end{cases}$$

- **Armatures // à X-X :**

d= h_t – c = 15 – 2 = 13 cm

f_{bu}= 14.2 Mpa

$$\mu = \frac{M_x^t}{b.d^2.f_{bu}} = \frac{5.046\text{x}10^3}{100\text{x}13^2\text{x}14.2} = \mathbf{0.02} < \mu_l = 0.392 \Longrightarrow \text{SSA}$$

$\mu = 0{,}02 \Longrightarrow \beta = 0.990$

$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348$ Mpa.

$A_{tx} = \frac{M_x^t}{\beta \times d.\sigma_s} = \frac{5.046x10^3}{0.990 \text{ x } 13 \text{ x } 348} = 1.13 \text{ cm}^2$

Soit : 5HA10 / *ml* $\Rightarrow$ A_{tx} = 3,93 cm^2/ml avec un espacement S_t = 100/4 = 25 cm

❖ **Armatures // à Y-Y :**

$\mu = \frac{M_Y^t}{b.d^2.f_{bu}} = \frac{5.046x10^3}{100x13^2x14.2} = \mathbf{0.02} < \mu_l = 0.392 \Longrightarrow$ SSA

$\mu = 0{,}02 \Longrightarrow \beta = 0.990$

$A_{ty} = \frac{M_y^t}{\beta \times d.\sigma_s} = \frac{5.046x10^3}{0.990 \text{ x } 13 \text{ x } 348} = 1.13 \text{ cm}^2$

Soit : 5HA10 / *ml* $\Rightarrow$ A_{tY} = 3,93 cm^2/ml avec un espacement S_t = 100/4 = 25 cm

III.3.3.2) Aux appuis :

❖ **Armatures // à X-X :**

$\mu = \frac{M_x^a}{b.d^2.f_{bu}} = \frac{1.781x10^3}{100x13^2x14.2} = 0.007 < \mu_l = 0.392 \Longrightarrow$ SSA

$\mu = 0{,}007 \Longrightarrow \beta = 0{,}996$

$A_{ax} = \frac{M_x^a}{\beta \times d.\sigma_s} = \frac{1.781x10^3}{0.996 \text{ x } 13 \text{ x } 348} = 0{,}4 \text{ cm}^2$

Soit : 5HA10/ml $\Rightarrow A_{ax}$ = 3,93 cm^2/ml avec un espacement S_t = 100/4 = 25 cm

❖ **Armatures // à Y-Y :**

$$\mu = \frac{M_y^a}{b.d^2.f_{bu}} = \frac{1.781x10^3}{100x13^2x14.2} = 0.007 < \mu_l = 0.392 \Longrightarrow \text{SSA}$$

$\mu = 0{,}007 \Longrightarrow \beta = 0{,}996$

$$A_{ay} = \frac{M_y^a}{\beta \times d.\sigma_s} = \frac{1.781x10^3}{0.996 \text{ x } 13 \text{ x } 348} = 0{,}4 \text{ cm}^2$$

Soit : 5HA10/ml $\Rightarrow A_{ay}$ = 3,93cm^2/ml avec un espacement S_t = 100/4 = 25 cm

❖ **Résumé :**

Zone	Sens	M_u en $[MPa]$	μ_u	Observation	β	$A_{calculée}$ (cm^2)	$A_{adoptée}$ (cm^2)	S_t (cm)
Aux appuis	X-X	1,781	0.007	SSA	0.996	0.4	5HA10 = 3.93	25
	Y-Y	1,781	0.007	SSA	0.996	0.4	5HA10 = 3.93	25
En travée	X-X	5,046	0.021	SSA	0.990	1.13	5HA10 = 3.93	25
	Y-Y	5,046	0.021	SSA	0.990	1.13	5HA10 = 3.93	25

III.3.4) Vérification à L'ELU :

III.3.4 .1) Condition de non fragilité: (Art B.7.4/BAEL91V99)

On doit satisfaire la condition :$A_{adoptée} \geq A_{min}$

$$A_{min} = 0.0008 \times \frac{3-\rho}{2} \times b \times h$$

$$A_{min} = 0.0008 \times \frac{3-1}{2} \times 100 \times 15 = 1.20 \text{ cm}^2$$

a) En travée :

$(A_{adoptée} = 3.93 \text{ cm}^2) > (A_{min} = 1.20 \text{ cm}^2) \Longrightarrow$ **Condition vérifiée**.

b) Aux appuis :

$(A_{adoptée} = 3.93\ cm^2) > (A_{min} = 1.20\ cm^2)$ ⟹ **Condition vérifiée.**

Conclusion :

La condition de non fragilité est vérifiée dans les deux sens.

III.3.4.2) Diamètre maximale des barres :[Art A.721du BAEL.91]

On doit vérifier que : $\mathbf{\Phi} \leq \Phi_{max} = \frac{h}{10} = \frac{150}{10} = 15$ mm.

Φ: Diamètre des armatures longitudinales.

$\mathbf{\Phi} = 10\ mm \leq \Phi_{max} = 15$ mm. ⟹ **La condition est vérifiée**

III.3.4 .3) Ecartement des barres [Art A.8.2.42 du BAEL.91] :

Direction la plus sollicitée : $S_t \leq$min (2h, 25cm).

Direction perpendiculaire : $S_t \leq$min (2h, 25cm).

Armatures aux appuis : S_t = 25cm =min (2h, 25cm). ⟹**Condition vérifiée.**

Armatures en travées : S_t = 25cm =min (2h, 25cm). ⟹**Condition vérifiée.**

III.3.4 .4) Condition de non poinçonnement : (Art A-5-2-42 BAEL91]

Ou admet qu'aucune armature transversale n'est nécessaire si la condition suivante est satisfaite.

$$P_u \leq P_0 = 0{,}045\ \mu_c h_t\ \frac{f_{c28}}{\gamma_s}$$

Avec :

- **P_u:** charge de calcul à l'ELU.
- **μ_c:** Périmètre du contour de la surface sur laquelle agit la charge au niveau de feuillet moyen.
- **h_t :** épaisseur totale de la dalle

$$\begin{cases} U_c = 2 \times (U + V) = 2 \times (105 + 105) = 420 \text{ cm} \\ P_0 = 0{,}045\ \mu_c h_t \frac{f_{c28}}{\gamma_s} = 0.045 \times 420 \times 15 \times \frac{2.5}{1.5} = 472.5 \text{ KN} \\ P_u = 1{,}35 \text{ x } 90 = 121{,}5 \text{ KN} \end{cases}$$

D'où : $P_u = 121{,}5$ KN $\leq P_0 = 472{,}5$KN $\Longrightarrow$ **La condition est vérifiée.**

III.3.4 .5) Vérification de la contrainte tangentielle :

Les efforts tranchants sont max au voisinage de la charge :

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{T_{u\,max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u = min(\frac{0.2}{\gamma_b} \times f_{C28}$; 5 MPa)

- **Au milieu de U (sens X-X):**

$T_u = \frac{P_u}{2U+V}$ avec : $P_U = 1.35 \times P = 1.35 \times 90 = 121.5$ KN

$T_u = \frac{121.5}{2(0{,}95)+1{,}05} = 38.57$KN

- **Au milieu de V (sens Y-Y):**

D'où : $\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{38.57 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.30$ MPa

$$\bar{\tau}_u = min(\frac{0.02}{\gamma_b} \times f_{C28}\ ; 5 \text{ MPa}) = min(3{,}33\ ; 5 \text{ MPa}) = 3{,}33\text{MPa}$$

Donc : $\tau_u = 0{,}30$MPa$<$ $\bar{\tau}_u$=3,33MPa $\Longrightarrow$ **la condition est vérifiée**

III.3.5) Vérification à L 'ELS :

Le calcul se fera pou une bonde de 1 m de largeur

III.3.5.1) Evaluation des moments $M_{\chi 1}$ et M_{y1} dus au système de levage :

A L'ELS $\begin{cases} v = 0{,}2 \\ P = 90\text{KN} \end{cases}$

M_{x1} = $(M_1 + \nu M_2)$ qsM_{x1} = (0.046+0.2x 0.046) 90= 4.968KN.m

M_{y1} = $(M_2 + \nu M_1)$ qsM_{y1} = (0.046+0.2 x 0.046) 90= 4.968KN.m

III.3.5.2) Évaluation des moments M_{x2} ; M_{y2} dus au poids propre de la dalle et de la surcharge:

$q_s = G + Q = 3,75 + 1 = 4,75\ KN/m^2$

$$\rho_x = 1 \Longrightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0442 \\ \mu_y = 1 \end{cases}$$

D'où : $\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \times q_s \times l_x^2 = 0,0442 \times 4,75 \times (1,20)^2 = 0,302 KN.m \\ M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} = 1 \times 0,302 = 0,302\ KN.m \end{cases}$

III.3.5.3) Les moments globaux :

$$\begin{cases} M_{xs} = M_{x1} + M_{x2} = 4,968 + 0,302 = 5,27\ KN.m \\ M_{ys} = M_{y1} + M_{y2} = 4,968 + 0,302 = 5,27\ KN.m \end{cases}$$

III.3.5.4) Correction des moments :

- **Les moments en travée**

$$\begin{cases} M^t_{xs} = 0,85\ M_{xs} = 0,85 \times 5,27 = 4,48\ KN.m\ .\ (Sens\ x\text{-}x) \\ M^t_{ys} = 0,85\ M_{ys} = 0,85 \times 5,27 = 4,48\ KN.m\ .\ (Sens\ y\text{-}y) \end{cases}$$

- **Les moments aux appuis:**

$$\begin{cases} M^a_{xs} = -0,3\ M_{xs} = -0,3 \times 5,27 = -1,581\ KN.m\ .\ (Sens\ x\text{-}x) \\ M^a_{ys} = -0,3\ M_{ys} = -0,3 \times 5,27 = -1,581 KN.m\ .\ (Sens\ y\text{-}y) \end{cases}$$

III.3.5.5) Vérification des contraintes dans le béton et l'acier:

On doit vérifier que :

$\boldsymbol{\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}}}$ Les contraintes dans les aciers,

$\boldsymbol{\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}}$ Les contraintes dans le béton.

Avec :

$$\begin{cases} \overline{\sigma_{bc}} = \mathbf{0.6\ x\ fc28 = 15Mpa}. \\ \sigma_{bc} = K \times \sigma_{st};\ K = \dfrac{1}{K_1} \\ \sigma_{st} = \dfrac{M_S}{A_t \beta_1\, d} \end{cases}$$

β_1, k_1 : sont tirés du tableau des sections rectangulaires en flexion simple sans armatures
comprimées en fonction de ρ qui égale a :

$$\boldsymbol{\rho = \frac{100 \times A_t}{bd}}$$

sens X-X:

- **En travée :**

$$\rho = \frac{100 \times A_t}{bd} = \frac{100 \times 3.39}{100 \times 13} = \mathbf{0.302}$$

$\begin{cases} \mathbf{K_1 = 42.47} \\ \boldsymbol{\beta_1 = 0.913} \end{cases}$ à partir des tableaux à l'ELS $K=\frac{1}{K1} = 0.024$

$$\sigma_{st} = \frac{4.48 \times 10^6}{0.913 \times 130 \times 3.39 \times 10^2} = 96.04 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} \boldsymbol{\sigma_{st} = 96.04 \text{ MPa}} \\ \boldsymbol{\overline{\sigma_{st}} = 348 \text{ MPa}} \\ \boldsymbol{\tau_{St} < \bar{\tau}_{St}} \end{cases} \Longrightarrow \textbf{Condition vérifiée.}$$

$\sigma_b = \sigma_{st}$ x K = 96.04 ×0.024 =2.30<15 Mpa. …….**condition vérifiée**

- **Aux appuis :**

$$\rho = \frac{100 \times A_a}{bd} = \frac{100 \times 3.93}{100 \times 13} = 0.302$$

$\mathbf{K_1 = 42.47}$
$\boldsymbol{\beta_1 = 0.913}$ à partir des tableaux à l'ELS $K=\frac{1}{K1} = 0.024$

$$\sigma_{st} = \sigma_s = \frac{1.581 \times 10^6}{0.913 \times 130 \times 3.93 \times 10^2} = 33.89 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} \boldsymbol{\sigma_{st} = 33.89 \text{MPa}} \\ \boldsymbol{\overline{\sigma_{st}} = 348 \text{ MPa}} \\ \boldsymbol{\tau_{St} < \bar{\tau}_{St}} \end{cases} \Longrightarrow \textbf{Condition vérifiée.}$$

$\overline{\sigma_{bc}} = 0{,}6 \times f_{C28} = 0{,}6 \times 25 = 15\ MPa$

$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st}$

$\sigma_{bc} = 0{,}024 \times 33.89 = 0.81\ MPa$

$$\begin{cases} \boldsymbol{\sigma_{bc} = 0.81\ \text{MPa}} \\ \boldsymbol{\overline{\sigma_{bc}} = 15\ \text{MPa}} \\ \boldsymbol{\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}} \Longrightarrow \textbf{Condition vérifiée.} \end{cases}$$

sens Y-Y:

- **En travée :**

$$\rho = \frac{100 \times A_t}{bd} = \frac{100 \times 3.39}{100 \times 13} = \mathbf{0.302}$$

$\begin{cases} \mathbf{K_1 = 42.47} \\ \boldsymbol{\beta_1 = 0.913} \end{cases}$ à partir des tableaux à l'ELS $K=\frac{1}{K1} = 0.024$

$$\sigma_{st} = \frac{4.48 \times 10^6}{0.913 \times 130 \times 3.39 \times 10^2} = 96.04\ \text{MPa}$$

$$\begin{cases} \boldsymbol{\sigma_{st} = 96.04\ \text{MPa}} \\ \boldsymbol{\overline{\sigma_{st}} = 348\ \text{MPa}} \\ \boldsymbol{\tau_{St} < \overline{\tau}_{St}} \Longrightarrow \textbf{Condition vérifiée.} \end{cases}$$

$\sigma_b = \sigma_{st}$ x K = 96.04 ×0.024 =2.30<15 Mpa. …….**condition vérifiée**

- **Aux appuis :**

$$\rho = \frac{100 \times A_a}{bd} = \frac{100 \times 3.93}{100 \times 13} = 0.302$$

$\mathbf{K_1 = 42.47}$
$\boldsymbol{\beta_1 = 0.913}$ à partir des tableaux à l'ELS $K=\frac{1}{K1} = 0.024$

$$\sigma_{st} = \sigma_s = \frac{1.581 \times 10^6}{0.913 \times 130 \times 3.93 \times 10^2} = 33.89\ \text{MPa}$$

$$\begin{cases} \boldsymbol{\sigma_{st} = 33.89\text{MPa}} \\ \boldsymbol{\overline{\sigma_{st}} = 348\ \text{MPa}} \\ \boldsymbol{\tau_{St} < \bar{\tau}_{St}} \Longrightarrow \textbf{Condition vérifiée.} \end{cases}$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0{,}6 \times f_{C28} = 0{,}6 \times 25 = 15\ MPa$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st}$$

$$\sigma_{bc} = 0{,}024 \times 33.89 = 0.81\ MPa$$

$$\begin{cases} \boldsymbol{\sigma_{bc} = 0.81\ \text{MPa}} \\ \boldsymbol{\overline{\sigma_{bc}} = 15\ \text{MPa}} \\ \boldsymbol{\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}} \Longrightarrow \textbf{Condition vérifiée.} \end{cases}$$

III.3.6. Flèche de la dalle-salle machine : (Art B.7.5/BAEL91V99)

Dans le cas de dalle rectangulaire appuis sur 4 cotés .Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche, si les conditions suivantes sont respectées :

$$\begin{cases} \textbf{a)}\ \dfrac{h}{l_x} \geq \dfrac{1}{16} \\ \textbf{b)}\ \dfrac{A_x}{b.d} \leq \dfrac{2}{f_e} \\ \textbf{c)}\ \dfrac{h}{l_x} \geq \dfrac{M_{tx}}{20 \times M_x} \end{cases}$$

tel que: f_e en [MPA]

Avec :

- **h** : hauteur de dalle est égale a 15 cm .
- $\mathbf{M_{tx}}$: Moment entravé de la dalle continue dans la direction l_x .
- $\mathbf{M_x}$: Moment isostatique dans la direction de (x-x) pour une bande de largeur égale 1[m].
- $\mathbf{A_x}$: Section d'armature par bande de largeur égale à 1[m].
- **d** : La hauteur utile de la bande est égale a 13 cm.
- **b** : La largeur de bande égale à 1[m].

a)

$$\left.\begin{array}{l}\frac{h}{l_x} = \frac{15}{120} = 0{,}125 \\ \frac{M_{tx}}{20\times M_x} = \frac{0.85\times M_x}{20\times M_x} = \frac{0.85}{20} = 0.0425\end{array}\right\} \frac{h}{l_x} = 0.09 \geq \frac{M_{tx}}{20\times M_x} = 0.0425 \Longrightarrow \textbf{CV}.$$

b)

$$\left.\begin{array}{l}\frac{A_x^t}{b\times d} = \frac{3.93}{100\times 13} = 0.003 \\ \frac{2}{f_e} = \frac{2}{400} = 0.005\end{array}\right\} \frac{A_x}{b.d} = 0.003 < \frac{2}{f_e} = 0.005 \Longrightarrow \textbf{CV}.$$

c) $\frac{h}{l_x} = \frac{15}{120} = 0{,}125 \geq \frac{1}{16} = 0{,}062 \Longrightarrow$ **CV**.

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

Conclusion :

- Toutes les vérifications sont satisfaites.
- Le ferraillage de la dalle-salle machine est validé comme suite :
- Aux appuis (Suivant les deux sens) : $A_{adoptée}$ = 5HA10 = 3.93 cm^2 /Avec : S_t =25cm
- En travée (Suivant les deux sens) : $A_{adoptée}$ = 5HA10 = 3.93 cm^2 /Avec : S_t = 25 cm.

III .4.CALCUL DES ESCALIERS :

Un escalier est un ouvrage constitué d'une suite de degrés horizontaux (marches et palier) Permettant de passer à pied d'un niveau à un autre.

Ses caractéristiques dimensionnelles sont fixées par des normes, des **DTU**, des décrets en Fonction du nombre d'utilisateurs et du type du bâtiment.

Définition d'ordre fonctionnel et caractéristique géométriques

Les principaux termes utiles sont illustrés sur la fig.lll.5.

- ✓ **La marche** : est la partie horizontale, sa forme en plan peut être rectangulaire, trapézoïdale, arrondie, etc.
- ✓ **La contre marche :** est la partie verticale entre deux marches, l'intersection de la marche et la contre marche nommée nez de marche est parfois saillie sur la contre marche.
- ✓ **La hauteur de la marche h** : est la différence de niveau entre deux marches successives ; valeurs courantes h = 13à17 cm, jusqu'à 22.5 cm pour les escaliers à usage technique ou privé.
- ✓ **Le giron :** est la distance en plan mesurée sur la ligne de foulée, séparant deux contre marches ;il y a une valeur constante ,de 28cm au minimum .Un escalier se montera sans fatigue si l'on respecte la relation de BLONDEL qui est :2h + g = 59 à 64.
- ✓ **Une volée** : est l'ensemble des marches (25 au maximum) comprises entre deux paliers consécutifs.
- ✓ **Un palier** : est la plate forme constituant un repos entre deux volées intermédiaires et/ou à chaque étage.
- ✓ **L'emmarchement :** représente la largeur de la marche.

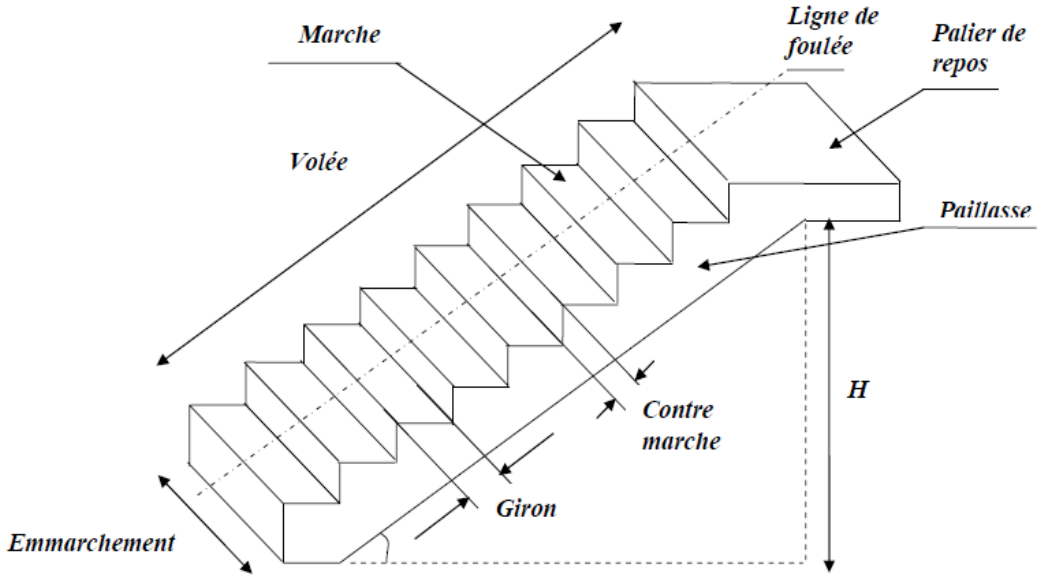


Fig .III.4.1*Principaux termes relatifs à un escalier*

Les types d'escaliers différents

On peut pratiquement, à condition naturellement que les dimensions le permettent, d'adapter un tracé d'escalier à n'importe quelle forme de cage. On distingue notamment, les escaliers :

- à cartier tournants.
- à palier intermédiaire.
- à la Française (limon apparent sur le coté.
- à l'anglaise (marche en débord sur le limon).

La **figure III.4.a.** Donne quelques exemples des systèmes les plus courants pour les escaliers intérieurs des immeubles.

Un escalier extérieur permettant l'accès à un immeuble, s'appelle un perron. On peut en imaginer des formes et des dispositions très variées, la figure III.1.b donne quelques exemples.

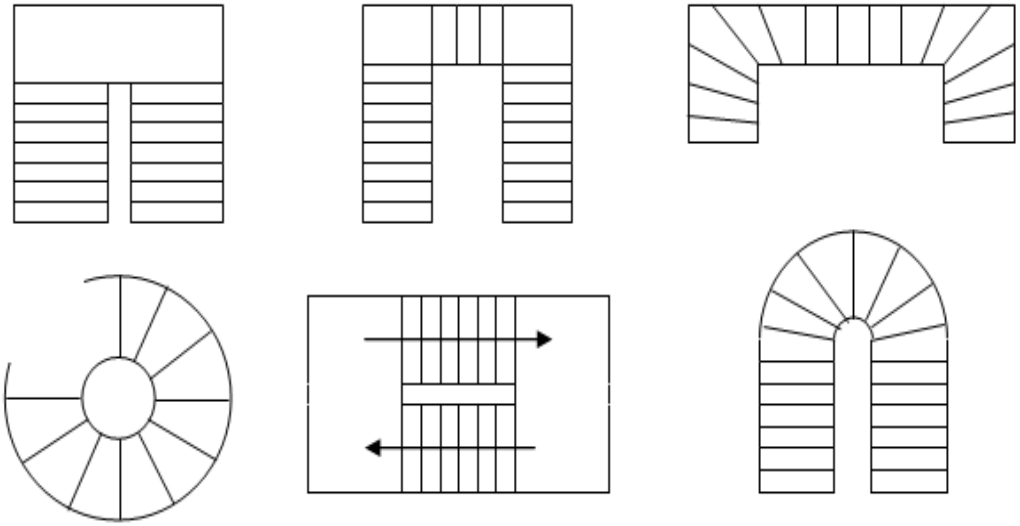


Fig.III.1.a

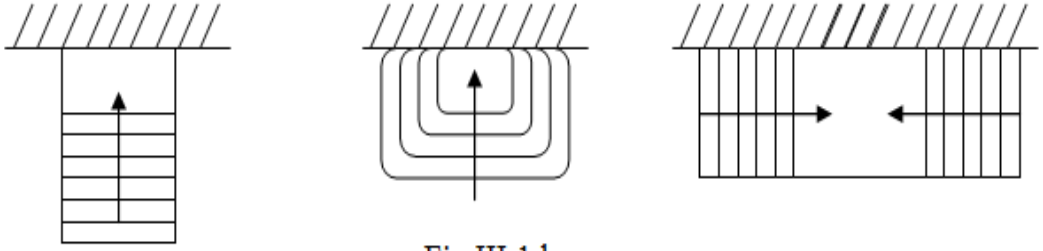


Fig.III.1.b

Fig .III.4.2 : Les différents types d'escaliers

III .4.1. Calcul de l'escalier de l'étage courant :

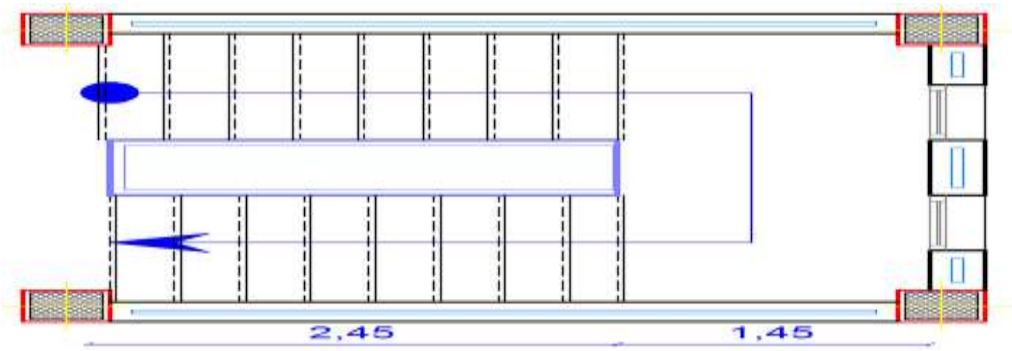


Fig .III. 4.3 : vue en plan de l'escalier

III.4.1.1. Pré dimensionnement :

Les escaliers seront pré dimensionnés suivant la formule de **BLONDEL,** en tenant compte des dimensions données sur le plan.

$59cm \leq g+2h \leq 66cm$

$14cm \leq g+2h \leq 18cm$

- **Calcul du nombre de contre marches :**

$14cm \leq h \leq 18cm$

On prend h égal à 17cm

n = H/h = 153/17 = 9 contre marches.

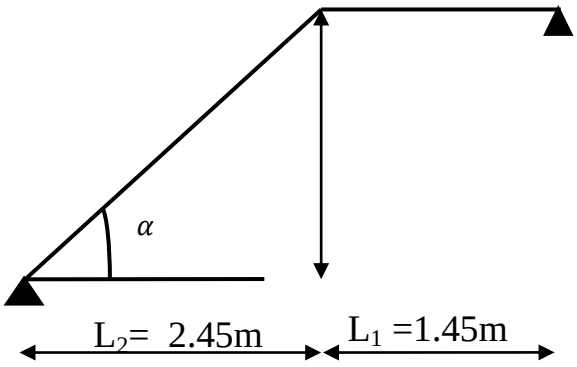


Fig.III.4.4 : schéma statique d'escalier

- **Calcul du nombre de marches :**

m = n- 1 = 9 -1 = 8 marches.

- **Calcul de la hauteur de la contre marche :**

h = H/n = 153/9 = 17 cm.

- **Calcul de la hauteur du giron :**

g = L/n-1 = 245/8 = 30 cm

❖ Vérification de la relation de BLONDEL :

On doit vérifiée que : $59 \leq g+2h \leq 66$ cm

$14 \text{ cm} \leq h \leq 17$ cm

On a h = 17 cm

$59 \leq 30 + (2x17) = 64 \leq 66$ cm $\Longrightarrow$ Condition vérifiée

Les relations de **BLONDEL** sont vérifiées

III.4.1.2. Pré dimensionnement de la paillasse et du palier:

➢ La paillasse :

Pour déterminer les efforts dans la volée et le palier, on fera référence aux lois de la **RDM** en prenant l'ensemble (volée + palier) comme une poutre isostatique partiellement encastrée aux appuis.

L'épaisseur de la paillasse (e_p) doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{L_0}{30} \leq e_p \leq \frac{L_0}{20}$$

Avec : $\mathbf{L_0}$ **:** longueur totale entre nus des appuis.

$L_0 = \frac{L_2}{\cos\alpha} + L1$

$\tan\alpha = \frac{h}{g} = \frac{17}{30} = 0{,}56$

D 'ou : $\alpha = \arctan(0{,}56) = 29.54°$

Donc : $L_0 = \frac{245}{\cos(29.54°)} + 145 = 426.61$ cm.

$\frac{L_0}{30} = \frac{426.61}{30} = 14.22 \text{ cm} \leq e_p \leq \frac{L_0}{20} = \frac{426.61}{20} = 21.33 \text{ cm} \Longrightarrow 14.22 \text{ cm} \leq e_p \leq 21.33 \text{ cm}$

On prend : e_p = 17 cm.

➢ Le palier :

On prend la même épaisseur pour le palier e_{palier} = 17 cm.

III.4.1.3. Détermination des sollicitations de calcul :

Le calcul s'effectuera pour une bande de (**1m**) d'emmarchement et une bande de (**1m**) de projection horizontale de la volée .En considérant une poutre simplement appuyée en flexion simple.

❖ Charges et surcharges :

Surcharge d'exploitation : selon le (DTR B.C.2-2) pour une construction à usage de service ou d'habitation, Q =2 .5KN/m.

✓ **Le palier:**

Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	G (KN/m^2)
Revêtement en carrelage	0.020	20	0.40
Mortier de pose	0.020	20	0.40
Couche de sable	0.020	18	0.36
Palier	0.170	25	4.25
Enduit de ciment	0.015	18	0.27
Charge permanente totale (G_t^{pr})			5.68

Tableau III-4-1 : Charges et surcharges revenant au palier

✓ **La paillasse :**

Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	G (KN/m^2)
Paillasse	0.170/cos(29.54)	25	4.88
Marches	0.170/2	25	2.13
Revêtement en carrelage	0.020 × 2	20	0.80
Mortier de pose	0.020	20	0.40
Couche de sable	0.020	18	0.36
Enduit de ciment	0.015	18	0.27
Garde-corps	-	0.2	0.20
Charge permanente totale (G_t^{p})			9.04

Tableau III-4-2 : Charges et surcharges revenant à la paillasse

❖ **Combinaisons des charges :**

	ELU : q_u= (1.35G+1.5 q)x1m [KN/ml]	ELS : q_S =(G+ q)x 1m[KN/ml]
Palier	q_u^{palier}(qu2) = (1.35x5.68 +1.5x2.5) x1m =11.42	q_s^{palier}(qs2) = (5.68+2.5) x1m =8.18
paillasse	$q_u^{paillasse}$(qu1) = (1.35x9.04+1.5x2.5) x1m = 15.95	$q_s^{paillasse}$(qs1) = (9.04+2.5) x1m =11.54

Tableau III-4-3 : Combinaisons des charges

III.4.2. Ferraillage et calcul des efforts à l'ELU :

- **Schéma statique :**

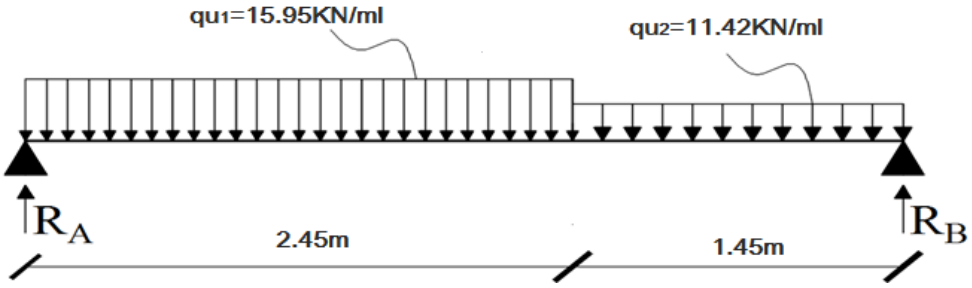


Figure III.4.5: Schéma statique de calcul a l'ELU

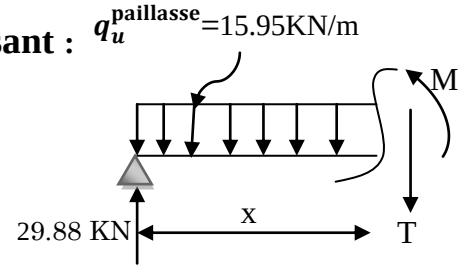
❖ **Calcul des réactions d'appuis :**

$$\begin{cases} \sum F/_y = 0 \Longrightarrow R_A + R_B = 15.95 \times 2.45 + 11.42 \times 1.45 = 55.64KN \\ \sum M/_A = 0 \Longrightarrow R_B = \frac{15.95 \times 2.45^2}{2} + 11.42 \times 1.45\left[\left(\frac{1.45}{2}\right) + 2.45\right]/3.90 = 25.76KN \end{cases}$$

D'ou:

$$\begin{cases} R_B = 25.76 \text{ KN.} \\ R_A = 29.88 \text{ KN} \end{cases}$$

❖ **calcul des efforts tranchants et moments fléchissant :**



✓ **1^{ér} tronçon : 0.00 m ≤ x ≤ 2 .45m :**

- L'effort tranchant est donné par l'équation suivante :

  T (x) = 29.88– 15.95x

$$\begin{cases} \text{Pour : } x = 0 \\ \text{Pour } x = 2.45 \end{cases} \Longrightarrow \begin{cases} T(x=0) = 29.88\text{KN} \\ T(x=2.45) = -9.20\text{KN} \end{cases}$$

- Le moment fléchissant est donné par l'équation suivante :

$$M_z(x) = 29.88x - 15.95\frac{x^2}{2}$$

$$\begin{cases} \text{Pour : } x = 0 \\ \text{Pour : } x = 2.45 \end{cases} \Longrightarrow \begin{cases} M_z(x=0) = 0 \text{ N.m} \\ M_z(x=2.45) = 25.34 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- Moment maximum :

Quand T=0 $\Longrightarrow$ $M_z = M_{Zmax}$

$\frac{dM_z(x)}{dx} = 0$ $\Longrightarrow$ $29.88 - 15.95X_{tm} = 0$

$\Longrightarrow X_{tm} = \frac{29.88}{15.95} = 1.87$ m

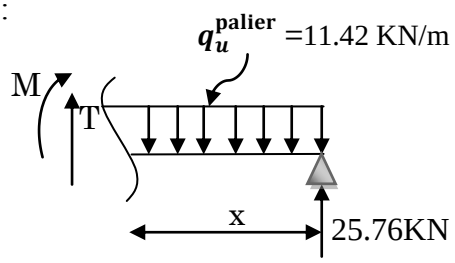
- Le moment est max pour : $X_{tm} = 1.87$ m

Donc : M_{Zmax}= $M_z(X_{tm} = 1.87\text{m})$ = 28 KN.m

✓ **2^{ém} tronçon : 0.00 m ≤ x ≤ 1.45 m :**

- L'effort tranchant est donné par l'équation suivante :

T (x) = 11.42x – 25.76



$\begin{cases} \text{Pour : } x = 0 \\ \text{Pour : } x = 1.45 \end{cases} \Longrightarrow \begin{cases} T\ (x=0) = -25.76\text{KN} \\ T\ (x=1{,}45) = -9.20\text{KN} \end{cases}$

Le moment fléchissant est donné par l'équation suivante :

$M_z(x) = 25.76\ x - 11.42\ \frac{x^2}{2}$

$\begin{cases} \text{Pour : } x = 0 \\ \text{Pour : } x = 1.45 \end{cases} \Longrightarrow \begin{cases} M_z\ (x=0) = 0\ \text{KN.m} \\ M_z(x=1.45) = 25.35\ \text{KN.m} \end{cases}$

Remarque :

- Compte tenu du semi encastrement à l'extrémité des appuis, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour les moments au niveau des appuis et en travée.

- Les moments de calcul seront comme suit:

✓ **Aux appuis:** M_{ua} = - 0.3 M_{Zmax}= - 0.3 x 28 = - 8.4 KN.m.

✓ **En travées :** M_{ut} = 0.85 M_{Zmax}= 0.85 x 28 = 23.80 KN.m.

- Les résultats trouvés figurent sur le diagramme ci-dessous :

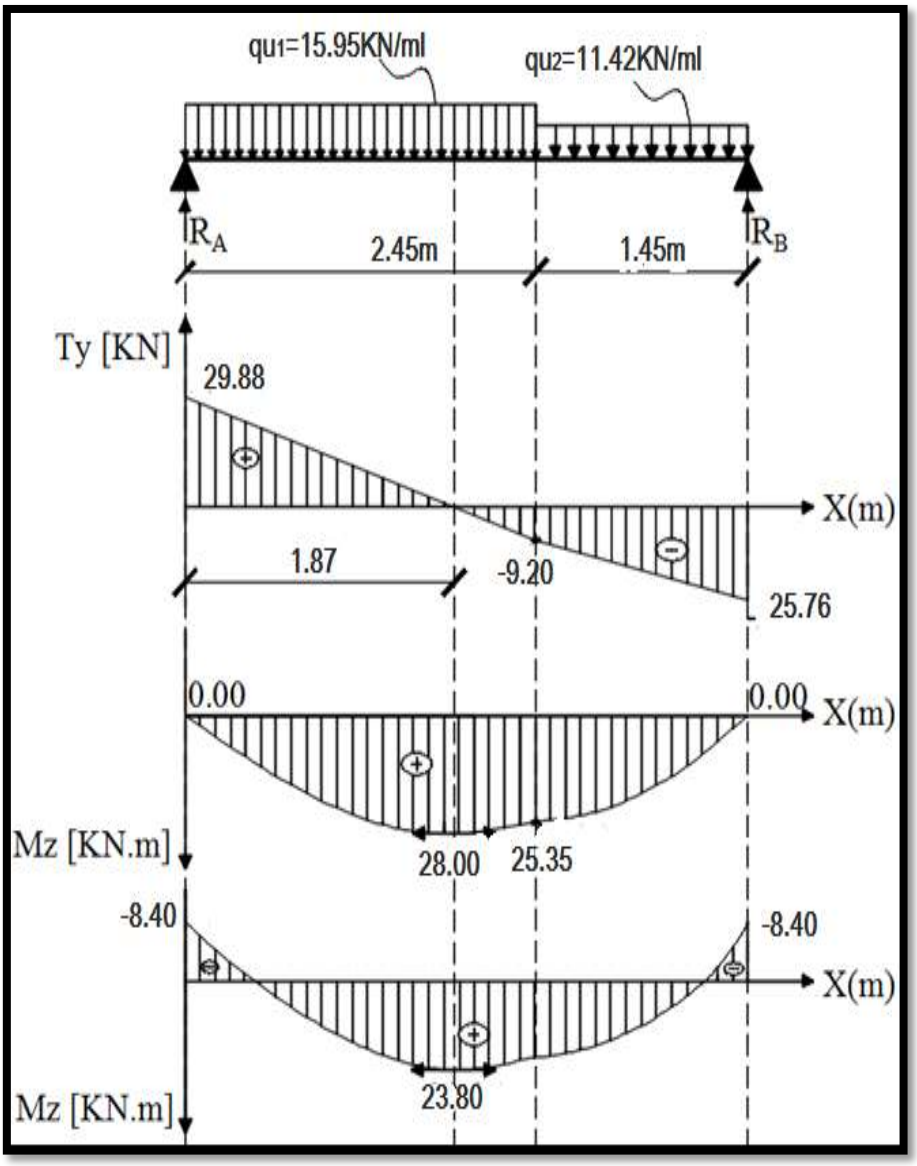


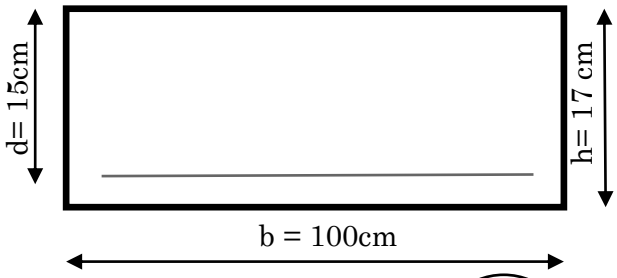
Fig III.4.6.Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU :

III-4-3-1. Ferraillage :

Le calcul des armatures se fera en flexion simple en utilisant les moments et les efforts max définis dans le Schéma précédant, pour une section rectangulaire de 1m de longueur et 20cm d'épaisseur ; b= 100cm ; h=17cm ; d=15cm ; c=2cm.

a- Armatures principales :

- **Aux appuis: M_{ua}= -8.40KN.m**



$\gamma_b = 1.5$; $\gamma_{st} = 1.15$; $\sigma_{st} = 348$ MPa ;

FeE400 ;

$f_{c28} = 25$ MPa; $f_{t28} = 2.1$ MPa

$f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = 14.20$ MPa

$$\mu_u = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{8.40 \times 10^6}{1000 \times 150^2 \times 14.2} = 0.026 \leq 0.392 \rightarrow SSA$$

$(\mu_u = 0.026) \rightarrow$ Tableau $\rightarrow (\beta = 0.987)$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{8.40 \times 10^2}{0.987 \times 15 \times 34.8} = 1.63 \text{ cm}^2$$

0n opte pour 5HA12 (A_{adop}= 5.65 cm^2) avec un espacement $S_t = 25$ cm

- **Armatures de répartition :**

$A_r = \frac{1}{4} \times 5.65 = 1.41$ cm^2

0n opte pour 5HA10 ($A_{adop} = 3.93$ cm^2) avec un espacement $S_t = 25$ cm

➢ **En travée : M_{ut} = 23,80 KN**

- **Armatures principales :**

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{23.80 \times 10^6}{1000 \times 150^2 \times 14.2} = 0.074 \leq 0.392$$

$(\mu_u = 0.074) \rightarrow$ Tableau $\rightarrow (\beta = 0.962)$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{23.80 \times 10^2}{0.962 \times 15 \times 34.8} = 4.74 \text{ cm}^2$$

0n opte pour 5 HA 12 (A_{adop}= 5.65 cm^2) avec un espacement $S_t = 25$ cm

- **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{1}{4} \times 5.65 = 1.41 \text{ cm}^2$$

0n opte pour 5HA10 ($A_{adop} = 3.93$ cm^2) avec un espacement $S_t = 25$ cm

III.4.3. Vérification à l'ELU :

❖ **Espacement des armatures :**

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

- **Armatures principales :** $S_t < \min\{3h ; 33cm\}$
  - Aux appuis : $S_t = 25$ cm $< \min\{3h ; 33cm\} = 33$cm ⟹ Condition vérifiée.
  - En travée : $S_t = 25$ cm $< \min\{3h ; 33cm\} = 33$cm ⟹ Condition vérifiée.
- **Armatures de répartition :** $S_t < \min\{4h ; 45cm\}$
  - Aux appuis : $S_t = 25$ cm $< \min\{4h ; 45cm\} = 45$cm ⟹ Condition vérifiée.
  - En travée : $S_t = 25$cm $< \min\{4h ; 45cm\} = 45$cm ⟹ Condition vérifiée.

❖ Condition de non fragilité :

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{adop} > A_{min} \frac{0{,}23.b.d.f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{adop} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 15 \times 2.1}{400} = 1.81 \text{ cm}^2$$

- **Aux appuis :** A_{adop} = 5HA12 =5.65.cm^2 > 1.81 cm^2 ⟹ Condition vérifiée.
- **En travée :** A_{adop} = 5HA12 =5.65 cm^2 > 1.81 cm^2 ⟹ Condition vérifiée.

❖ Vérification de l'effort tranchant : (Art A.5.1.2/ BAE91) :

On doit vérifée que : $\boldsymbol{\tau_u \leq \bar{\tau}_u}$

Avec : $\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b_0 \times d}$ **et** $T_u^{max} = 29.88$KN

$$\begin{cases} \bar{\tau}_u = \min\left(0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa} \\ \tau_u = \frac{T_u^{max}}{b_0 \times d} = \frac{29.88 \times 10^3}{1000 \times 150} = 0.20\text{MPa} \\ (\tau_u = 0.20 \text{ MPa}) < (\bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}) \end{cases}$$

⟹ **Condition vérifiée**

❖ Contrainte d'adhérence et d'entrainement des barres : (Art.A.6.1.3/ BAEL91) :

On doit vérifée que : $\boldsymbol{\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}}}$

Avec : $\tau_{se} = \frac{T_u^{max}}{0.9 \times d \times \sum U_i}$ et $U_i = n \times \pi \times \Phi$; (Ui le périmètre des barres)

$$\begin{cases} \overline{\tau_{se}} = \psi_s \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa} \\ \sum U_i = n \times \pi \times \emptyset_l = 5 \times 3.14 \times 12 = 188.4 \text{ mm} \\ \tau_{se} = \frac{T_u^{max}}{0.9 \times d \times \sum U_i} = \frac{29.88 \times 10^3}{0.9 \times 150 \times 188.4} = 1.17 \text{ MPa} \end{cases}$$

$(\tau_{se} = 1.17 \text{ MPa}) < (\overline{\tau_{se}} = 3.15 \text{ MPa}) \Longrightarrow$ **Condition vérifiée**

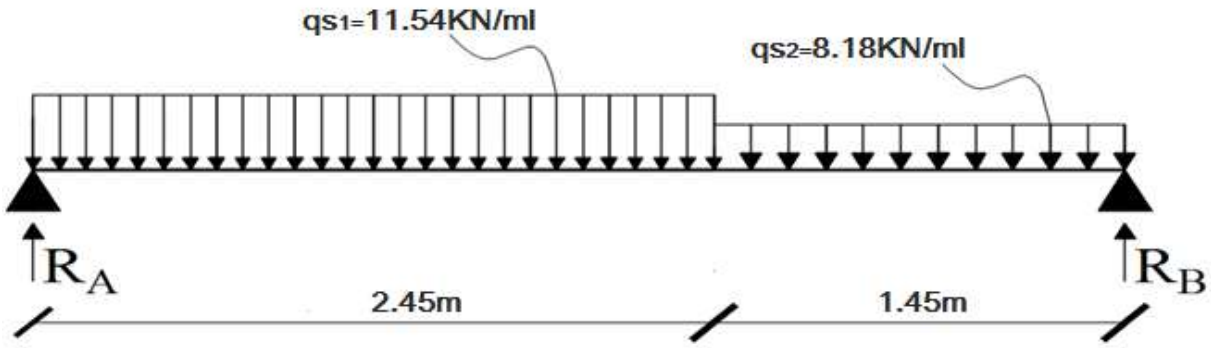
- **L'ancrage des armatures (Art A.6.1.23 / BAEL91) :**

Ancrage des barres aux appuis :

$$\begin{cases} \overline{\tau_s} = 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.84 \text{ MPa} \\ L_s \geq \left(\frac{\emptyset \times f_e}{4 \times \overline{\tau_s}} = \frac{12 \times 400}{4 \times 2.84} = 422.54 \text{ mm} = 42.25 \text{ cm}\right) \\ L_s = 45 \text{ cm} \end{cases}$$

III.4.4. Calcul à l'ELS:

- **Schéma statique :**



- **Calcul des réactions d'appuis :**

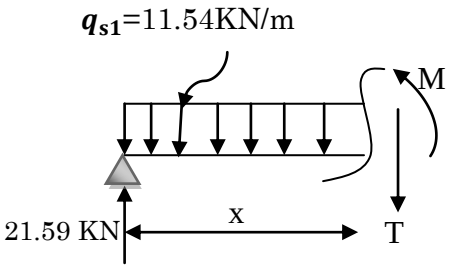
$$\begin{cases} \sum F/_y = 0 \Longrightarrow R_A + R_B = 11.54 \times 2.45 + 8.18 \times 1.45 = 40.13KN \\ \sum M/_A = 0 \Longrightarrow R_B = \frac{11.54 \text{ x} 2.45^2}{2} + 8.18 \times 1.45 \left[\left(\frac{1.45}{2}\right) + 2.45\right] / 3.90 = 18.54KN \end{cases}$$

D'ou:

$$\begin{cases} R_B = 18.54 \text{ KN.} \\ R_A = 21.59 \text{ KN} \end{cases}$$

❖ calcul des efforts tranchants et moments fléchissant :

✓ 1^{ér} tronçon : 0,00 m ≤ x ≤ 2 ,45m :



- L'effort tranchant est donné par l'équation suivante :

T (x) = 21.59– 11.54x

$$\begin{cases} \text{Pour : } x = 0 \\ \text{Pour } x = 2.45 \end{cases} \Longrightarrow \begin{cases} T\ (x=0) = 21.59KN \\ T\ (x=2.45) = -6.68KN \end{cases}$$

- Le moment fléchissant est donné par l'équation suivante :

$$M_z(x) = 21.59x - 11.54\frac{x^2}{2}$$

$$\begin{cases} \text{Pour : } x = 0 \\ \text{Pour : } x = 2.45 \end{cases} \Longrightarrow \begin{cases} M_z\ (x=0) = 0\ N.m \\ M_z(x=2.45) = 18.27\ KN.m \end{cases}$$

- Moment maximum :

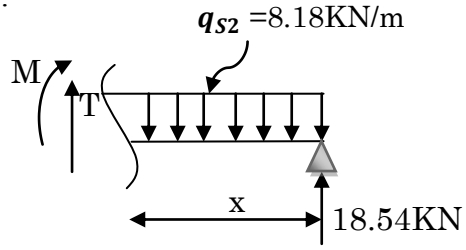
$$\left.\begin{array}{l} \text{Quand } T=0 \Longrightarrow M_z = M_{Zmax} \\ \frac{dM_z(x)}{dx} = 0 \Longrightarrow 21.59 - 11.54X_{tm} = 0 \end{array}\right\} \Longrightarrow X_{tm} = \frac{21.59}{11.54} = 1.87\ m$$

- Le moment est max pour : $X_{tm} = 1{,}87$ m

Donc : M_{Zmax}= $M_z(X_{tm} = 1.87m)$ = 20.20 KN.m

✓ 2^{ém} tronçon : 0.00 m ≤ x ≤ 1.45 m :

- L'effort tranchant est donné par l'équation suivante :



T (x) = 8.18x – 18.54

$$\begin{cases} \text{Pour : } x = 0 \\ \text{Pour : } x = 1.45 \end{cases} \Longrightarrow \begin{cases} T\ (x=0) = -18.54KN \\ T\ (x=1{,}45) = -6.68KN \end{cases}$$

Le moment fléchissant est donné par l'équation suivante :

$$M_z(x) = 18.54\ x - 8.18\frac{x^2}{2}$$

$$\begin{cases} \text{Pour : } x = 0 \\ \text{Pour : } x = 1.45 \end{cases} \Longrightarrow \begin{cases} M_z\ (x=0) = 0\ KN.m \\ M_z(x=1{,}45) = 18.27\ KN.m \end{cases}$$

Remarque :

- Compte tenu du semi encastrement à l'extrémité des appuis, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour les moments au niveau des appuis et en travée.

- Les moments de calcul seront comme suit:

- ✓ **Aux appuis:** M_{ua} = - 0.3 M_{Zmax}= - 0.3 x 20.20 = - 6.06 KN.m.
- ✓ **En travées :** M_{ut} = 0.85 M_{Zmax}= 0.85 x 20.20 = 17.17 KN.m.

- Les résultats trouvés figurent sur le diagramme ci-dessous :

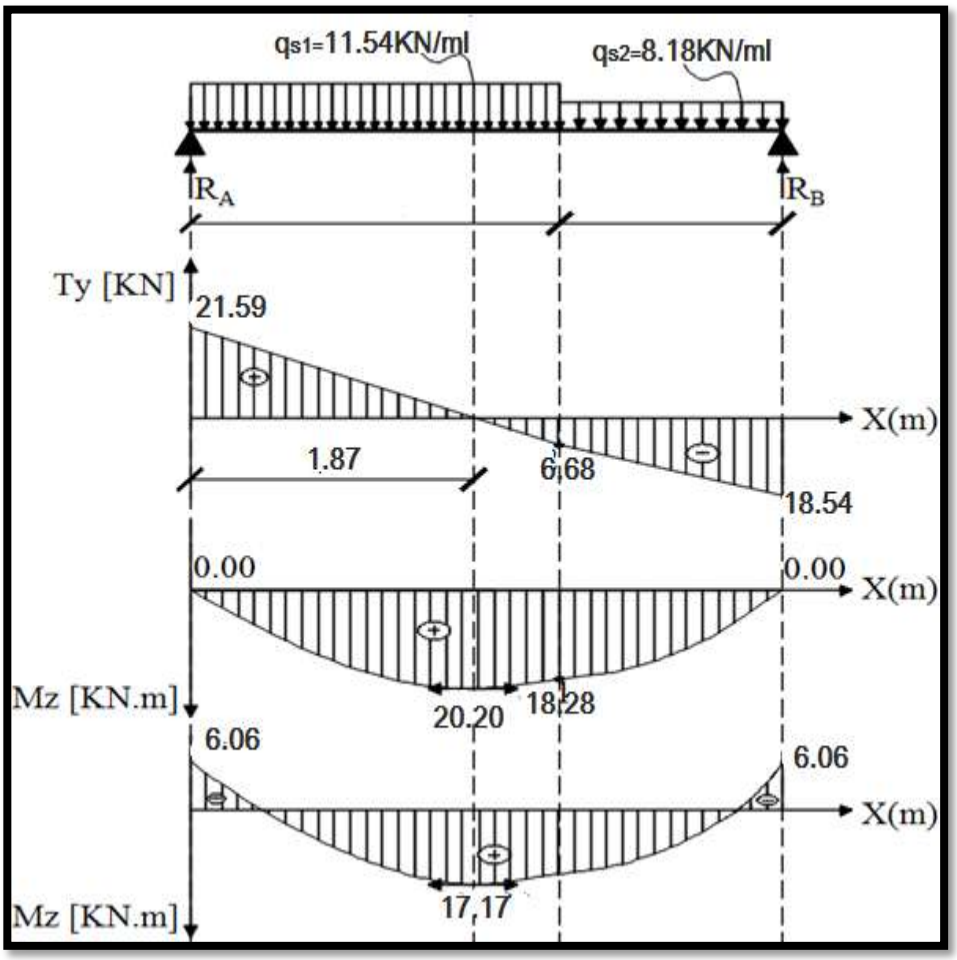


Fig III.4.7.Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELS:

III.4.5. Vérification à l'ELS :

❖ Etat limite d'ouverture des fissures (Art. A.5.3,2 /BAEL91) :

Dans notre cas, la fissuration est considérée peu nuisible, on se dispense de vérifier l'état limite d'ouverture des fissures.

❖ Vérification des contraintes dans le béton et les aciers : (Art. A.4.5.2 /BAEL91)

On doit vérifier que : $\boldsymbol{\sigma_{bc}} \leq \overline{\boldsymbol{\sigma_{bc}}}$ (Art A. 4.5.2/BAEL91V99)

$$\begin{cases} \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_{bc} = \dfrac{\sigma_s}{k_1} \\ \text{Avec:} \\ \sigma_s = \dfrac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_{st}} \end{cases}$$

β_1 et K_1 : Sont tirés du tableau des sections rectangulaires en flexion simple sans armatures comprimées en fonction de $\rho = \frac{100.A_{st}}{b_0 \times d}$

- **En travée :**

$M_{max}^{t} = 17.17$KN. m; et Ast =5.65 cm^2.

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 5.65}{100 \times 15} = 0.377 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0.905 \\ K_1 = 37.63 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_t^s}{\beta_1 \times d \times A_{st}}$$

$$\sigma_s = \frac{17.17 \times 10^6}{0.905 \times 150 \times 5.65 \times 10^2} = 223.86\text{MPa}$$

La contrainte dans le béton est:

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{223.86}{37.63} = 5.95 \text{ MPa}$$

Donc :

$(\sigma_{bc} = 5.95 \text{ MPa}) < (\overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}) \Longrightarrow$ Condition vérifiée

- **Aux appuis :**

M^a_{max} =6.06 KN.m; et A_{st} =5.65cm^2.

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 5.65}{100 \times 15} = 0.377 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0.905 \\ K_1 = 37.63 \end{cases}$$

La contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_{st}} \quad \sigma_s = \frac{6.06 \times 10^6}{0.905 \times 150 \times 5.65 \times 10^2} = 79.01 \text{ MPa}$$

La contrainte dans le béton est:

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{79.01}{37.63} = 2.10 \text{ MPa}$$

Donc :

$(\sigma_{bc} = 2.10 \text{ MPa}) < (\overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}) \Longrightarrow$ **Condition vérifiée**

- **Vérification de la flèche** (Art.B.6.5, 2 / BAEL 91) **:**

Nous pouvons disposer du calcul de la flèche si trois conditions suivantes sont vérifiées :

$$\begin{cases} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \left\{ \frac{h}{l} = \frac{17}{390} = \mathbf{0.044} < \frac{1}{16} = \mathbf{0,063} \right\} \Longrightarrow \textbf{Condition non vérifiée} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow \left\{ \frac{17}{390} = \mathbf{0.044} < \frac{17.17}{10 \times 20.20} = \mathbf{0.085} \right\} \Longrightarrow \textbf{Condition non vérifiée} \\ \frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \left\{ \frac{5.65}{100 \times 15} = \mathbf{0,004} \leq \frac{4,2}{400} = \mathbf{0.0105} \right\} \Longrightarrow \textbf{Condition vérifiée} \end{cases}$$

Deux conditions **non vérifiées**, alors on va procéder au calcul de la flèche :

- **Calcul de la flèche (Art B.6.5.2/BAEL91V99) :**

$$\left(f = \frac{M_s \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} \right) \leq \left(\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{390}{500} = 0.78 \text{ cm} \right)$$

Avec :

- $\bar{f}$: La flèche admissible.

- E_v : module de déformation différée ($E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818.88 MPa$)

- I : moment d'inertie totale de la section homogénéisée par rapport au CDG de la section ;

- V_1 : position de l'axe neutre $V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0}$

- **Calcul la section homogénéisée :**

$B_0 = b \times h + 15 \times A_{st} = 100 \times 17 + 15 \times 5.65 = 1784.75 cm^2$

- **Moment statique de la section homogénéisée :**

$S_{XX'} = b \times \left(\frac{h^2}{2}\right) + 15 \times A_{st} \times d$

$S_{XX'} = 100 \times \left(\frac{17^2}{2}\right) + 15 \times 5.65 \times 15 = 15721.25 cm^3$

$V_1 = \frac{S_{XX'}}{B_0} = \frac{15721.25}{1784.75} = 8.81 cm$

$V_2 = h - y_1 = 17 - 8.81 = 8.19$ cm

- **Moment d'inertie totale de la section homogénéisée :**

$$I_0 = (V_1^3 + V_2^3) \times \frac{b}{3} + 15 \times A_{st} \times (V_2 - 2)^2$$

$$I_0 = (8.81^3 + 8.19^3) \times \frac{100}{3} + 15 \times 5.65 \times (8.19 - 2)^2 = 54352.33 \text{ cm}^4$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \mu \times \lambda_v} \; avec: \rho = \frac{A_{st}}{b \times d} = \frac{5.65}{100 \times 15} = 0.0038$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 \times f_{t28}}{\left(2 + 3 \times \frac{b_0}{b}\right) \times \rho} = \frac{0.02 \times 2.1}{(2 + 3 \times 1) \times 0.0038} = 2.211$$

$$\mu = \max\left[0 \;\; ; \;\; \left(1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st} + f_{t28}}\right)\right] = \left(1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0038 \times 223.86 + 2.1}\right) = 0.33$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times 54352.33}{1 + 0.33 \times 2.211} = 34566.68 \text{ cm}^4$$

- **La flèche :**

$$f = \frac{M_s \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} = \frac{17.17 \times 10^2 \times 390^2}{10 \times 10818.88 \times 10^{-1} \times 34566.68} = 0.70 \text{ cm}$$

D'où :

$(f = 0.70 \text{ cm}) < (\bar{f} = 0.77 \text{ cm}) \Longrightarrow$ **la flèche est vérifiée**.

Conclusion :

- Toutes les vérifications sont satisfaites.
- Le ferraillage des escaliers (Appuis/Travées) est validé comme suite :
- Armatures principales : $A_{adoptée}$ = 5HA12 = 5.65 cm^2 /Avec : S_t = 25 cm.
- Armatures de répartition : $A_{adoptée}$ = 5HA10 = 3.93 cm^2 /Avec : S_t = 25 cm.

III.5. La poutre palière :

La poutre palière est une poutre de section rectangulaire de dimension (bxh). Elle est soumise à son poids propre et la réaction des escaliers. Elle est parfaitement encastrée à ses extrémités dans les deux poteaux.

III.5.1.Pré dimensionnement :

A. Hauteur :

La hauteur de la poutre est donnée par la formule suivante :

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h_t \leq \frac{L_{max}}{10}$$

Avec :
- h_t: hauteur de la poutre.
- L_{max}: longueur libre de la poutre entre nus d'appuis.

Donc : $\frac{325}{15} \leq h_t \leq \frac{325}{10} \Longrightarrow 21{,}66cm \leq h_t \leq 32{,}5cm$

Selon le RPA : $h_t \geq 30cm \Longrightarrow$ on opte pour : $\mathbf{h_t = 35\ cm}$

B. Largeur :

La largeur de la poutre palière est donnée par : $0.4\ h_t \leq b \leq 0.7h_t$

D'où :12 cm ≤ b ≤ 21 cm.

Selon le RPA : b≥ 20cm $\Longrightarrow$ on opte pour :**b= 30cm**

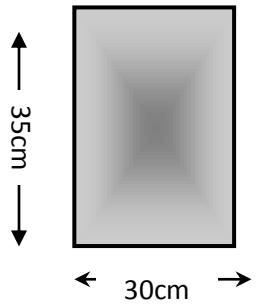


Figure. III.5.1 ***: Dimensions de la poutre palière***

C. Vérification relative aux exigences du RPA :

(Art 7.5.1 du RPA99/version 2003).

- b ≥20cm …….30 ≥ 20cm $\Longrightarrow$ condition vérifiée.
- h_t ≥30cm…… 35≥30cm $\Longrightarrow$ condition vérifiée.
- h_t / b≤ 4……. 35/30 =1.16<4 $\Longrightarrow$ condition vérifiée.

Conclusion :

Donc la poutre palière a pour dimensions :(b×h) = (30×35) cm^2.

III.5.2. Calcul de la poutre palière d'étage courant :

- **Détermination des charges et surcharges :**
  - Poids propre de la poutre : G_{pp}=25×0.30×0.35 =2.63kN/ml
  - Surcharge d'exploitation :Q_{pp}= 2.5 KN /ml
  - Réaction du palier à l'ELU : $R_B = T_U$ =25.76KN
  - Réaction du palier à l'ELS :$R_B = T_S$= 18.54KN
- **Combinaisons des charges**:
  - **A l'état limite ultime ELU :**

$$q_u = (1.35 \times G_{pp}) + 2 \times \left(\frac{T_U}{L}\right) = (1.35 \times 2.63) + 2 \times \left(\frac{25.76}{3.25}\right)$$

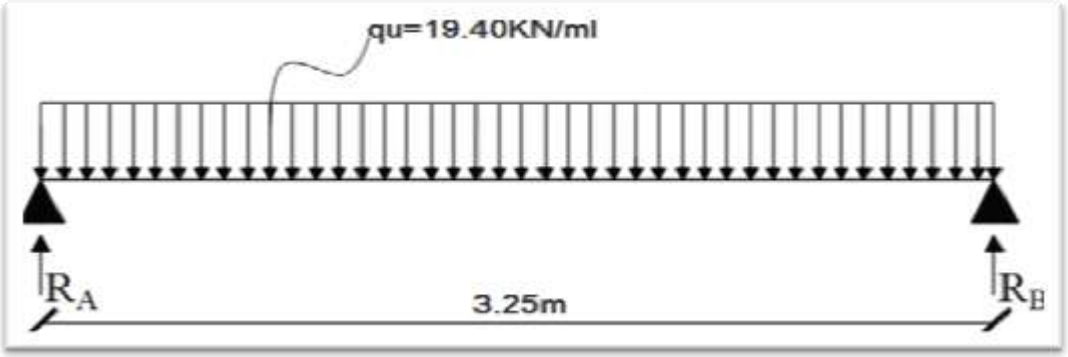
$$q_u = 19.40 \text{ KN/ml}$$

  - **A l'état limite de service ELS :**

$$q_s = G_{pp} + 2 \times \left(\frac{T_S}{L}\right) = 2.63 + 2 \times \left(\frac{18.54}{3.25}\right)$$

$$q_S = 14.04 \text{ KN/ml}$$

III.5.3.Calcul à l'ELU:



- **Calcul du moment et de l'effort tranchant :**

$$\text{en travées: } M_t = 0.85 \text{ x } \frac{q_u l^2}{8} = 0.85 \text{ x} \frac{19.40X3.25^2}{8} = 21.77 \text{ KN.m}$$

$$\text{Aux appuis : } Ma = -0.3 \text{ x } \frac{q_u l^2}{8} = -\ 0.3 \text{ x} \frac{19.40X3.25^2}{8} = -7.68 \text{ KN.m}$$

Moment isostatique : $M_0 = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{19.40X3.25^2}{8} = 25.61KN.m$

- Les réactions d'appuis :

$T_U = \frac{q_u l}{2} = \frac{19.40X3.25}{2} = 31.53KN$

➢ **Diagramme du moment et de l'effort tranchant:**

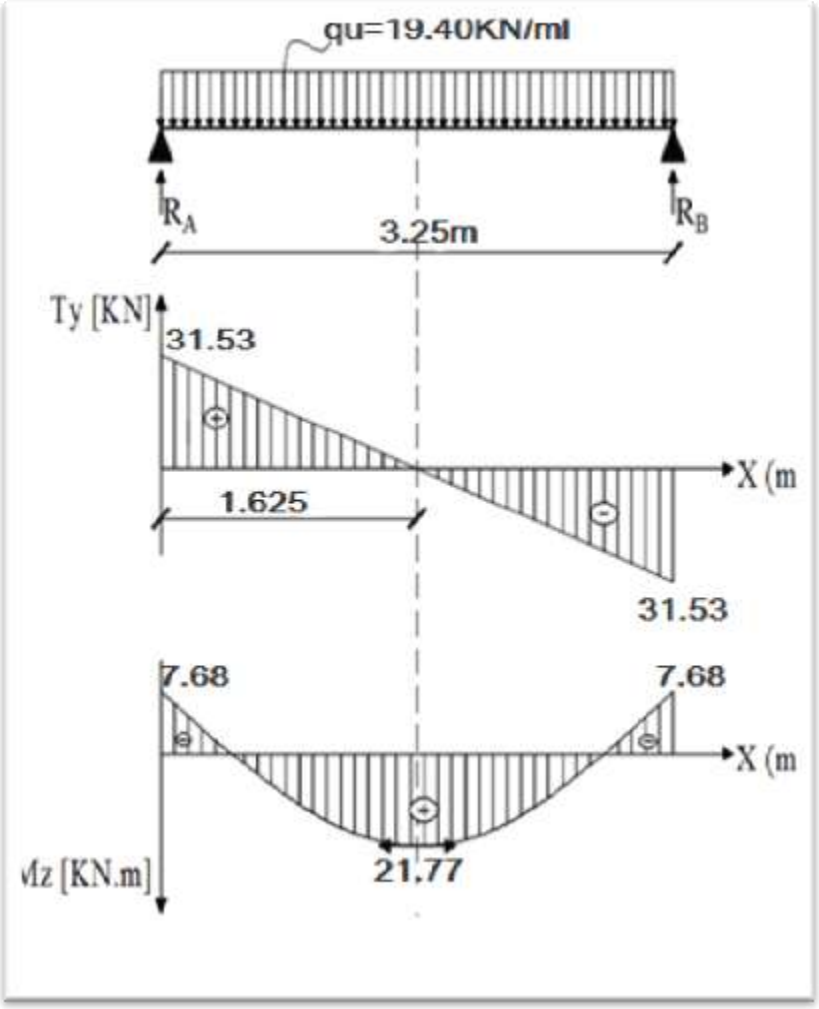


Figure. III.5.2 : Diagramme des efforts internes a L'ELU

III.5.4. calcul à l'ELS :

en travées: $M_t = 0.85 \text{ x } \frac{q_s l^2}{8} = 0.85 \text{ x} \frac{14.04X3.25^2}{8} = 15.76 \text{ KN.m}$

Aux appuis : $Ma = -0.3 \text{ x } \frac{q_s l^2}{8} = -\ 0.3 \text{ x} \frac{14.04X3.25^2}{8} = -5.56 \text{ KN.m}$

Moment isostatique : $M_0 = \frac{q_s \times L^2}{8} = \frac{14.04 \times (3.25)^2}{8} = 18.54 \text{KN.m}$

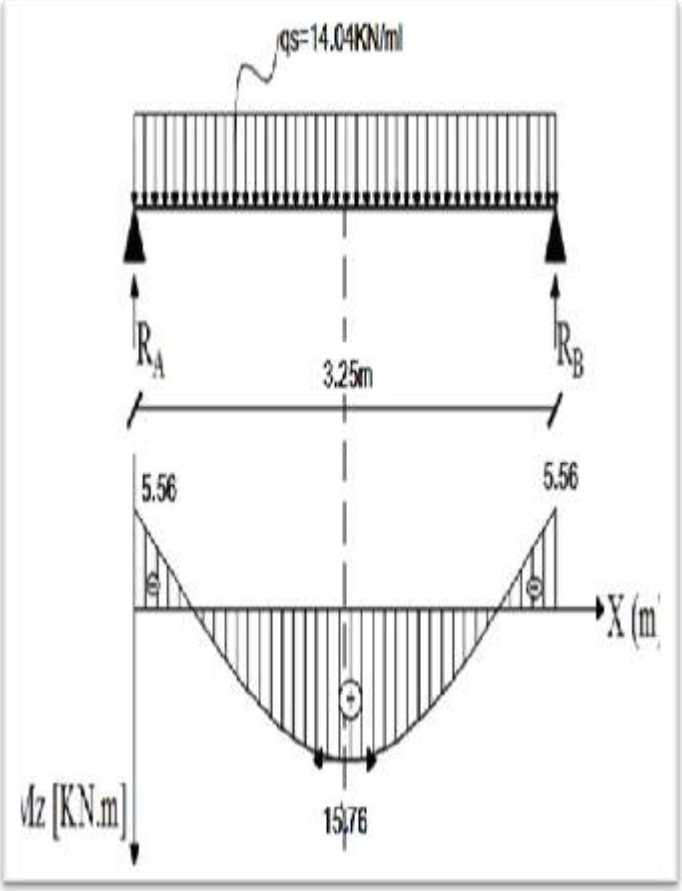


Figure. III.5.3: Diagramme des moments fléchissant a L'ELS

III.5.5. Calcul des armatures à l'ELU :

a)Calcul des armatures longitudinales :

En travée :

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{21.77 \times 10^6}{300 \times 330^2 \times 14.2} = 0.050 < \mu_l = 0.392$$

⟹ La section est simplement armée (S.S.A)

$\mu = 0.050 \xRightarrow{\text{tableau}} \beta = 0{,}974$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{21.77 \times 10^2}{0.974 \times 33 \times 34.8} = 1.95\ cm^2$$

On opte pour une section d'armature $3HA12 \Longrightarrow A_{adp} = 3.39\ cm^2$

Aux appuis :

$$\mu_u = \frac{M_a}{bd^2 f_{bu}} = \frac{7.68 \times 10^6}{300 \times 330^2 \times 14.2} = 0.017 < 0.392$$

$\Longrightarrow$ La section est simplement armée (S.S.A)

$\mu_u = 0.017 \xRightarrow{\text{tableau}} \beta = 0{,}991$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{7.68 \times 10^2}{0.991 \times 33 \times 34.8} = 0.67\ cm^2$$

On opte pour une section d'armature $3HA12 \Longrightarrow A_{Ap} = 3.39\ cm^2$

N.B : Le **RPA99** exige que le pourcentage total des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre soit 0,5 en toute section selon l'article 7.5.2.1 d'où :

$3.39 + 3.39 = 6.78 cm^2 > 0.005bh = 0.005 \times 30 \times 35 = 5.25 cm^2$

$\Longrightarrow$ **Condition vérifiée**.

III.5.6. Vérification à l'ELU :

III.5.6.1.La condition de non fragilité

On doit satisfaire la condition : $\boldsymbol{A_{st} \geq A_{st}^{min}}$

Avec : $\begin{cases} \boldsymbol{A_{st}^{min}} \geq \frac{0.23\ bdf_{t28}}{f_e} \\ \boldsymbol{f_{t28}} = 0.6 + 0.06 \times f_{c28} = 2.1\ \text{MPa}. \end{cases}$

$$\boldsymbol{A_{st}^{min}} \geq \frac{0.23 \times 30 \times 33 \times 2.1}{400} = 1.20\ cm^2$$

En travée : $A^T = 3.39 \geq$ **1.20cm².** $\Longrightarrow$ **Condition vérifiée.**

Aux appuis: $A^a = 3.39 \geq$ **1.20 cm².** $\Longrightarrow$ **Condition vérifiée.**

III.6.6.2.Vérification de la contrainte de cisaillement :

$\tau_u = \frac{T_u}{b\,d} < \overline{\tau_u}$ Avec : $T_u = 31.53\ KN$

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

$$\tau_u = \frac{T_u}{b\,d} = \frac{31.53 \times 10^3}{300 \times 330} = 0.32\ \text{MPa}$$

$\boldsymbol{\tau_u} = 0.32\ MPa$

$\overline{\boldsymbol{\tau_u}} = 3.33\ MPa$

$\boldsymbol{\tau_u} < \bar{\boldsymbol{\tau}}_{\boldsymbol{u}}$ $\Longrightarrow$ **Condition vérifiée.**

Donc il n'y a pas de risque de cisaillement.

III.5.6.3.Vérification de la contrainte d'adhérence :

L'adhérence des barres doit vérifier la relation : $\tau_{se} \leq \overline{\tau_{sc}}$

Avec : $\overline{\tau_{sc}} = \Psi_s f_{t28} = 1{,}5 \times 2{,}1 = 3{,}15\ MPa$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0{,}9\ d \sum U_i}$$

$\Psi_s = 1{,}5$: Coefficient de scellement *HA*.

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles des barres.

$\sum U_i = n \times \pi \times \emptyset = 3 \times 3.14 \times 10 = 94.20$ mm

$$\tau_{se} = \frac{31.53 \times 10^3}{0.9 \times 330 \times 94.20} = 1.13\ \text{MPa}$$

$\tau_{se} = 1.13\ MPa < \overline{\tau_{sc}} = 3{,}15\ MPa$ $\Longrightarrow$ **Condition vérifiée.**

Donc il n y a pas de risque d'entrainement des barres.

III.5.6.4.Influence de l'effort tranchant aux appuis :

a) **Influence sur le béton (Art A.5.1.313 BAEL 91 modifié 99*)*** :

On se doit de vérifié la relation :

$$\frac{2 \times T_u}{0.9\, b\, d} \leq \frac{0.8\, f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow T_u \leq \frac{0.8 \times 0.9}{2} \times \frac{f_{c28}\, b\, d}{\gamma_b} \rightarrow Tu \leq 0.36 \times \frac{f_{c28}\, b\, d}{\gamma_b}$$

$$\Rightarrow 0.36 \times \frac{f_{c28}\, b\, d}{\gamma_b} = 0.36 \times \frac{25 \times 30 \times 33}{1.5} \times 10^{-1} = 594\, KN$$

$T_u = 31.53KN < 594\, KN \Longrightarrow$ **Condition vérifiée.**

b) **Influence sur les aciers (Art A.5.1.312 BAEL91 modifié 99*)*** :

$$\boldsymbol{A} \geq Tu + \frac{M_u}{0.9\, d}) \times \frac{\gamma_s}{f_e}$$

$$\boldsymbol{A} \geq \left(31.53 + \frac{7.68}{0.9 \times 0.33}\right) \times \frac{1.15}{40} \Rightarrow \boldsymbol{A = 1.65\ cm^2}$$

$$\begin{cases} \boldsymbol{A_a} = 3.35\ cm^2 \\ \boldsymbol{A} = 1.65\ cm^2 \\ \mathbf{A_a} > A \end{cases} \Longrightarrow \textbf{Condition vérifiée.}$$

c) **Ancrage des armatures (longueur de scellement) (Art 6.1.22 BAEL 91 modifié *99*) :**

Longueur de scellement :$L_s = \frac{\phi f_e}{4\, \tau_{su}}$

$$\tau_{su} = 0.6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28}$$

$$\tau_{Su} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835$$

$$L_s = \frac{400 \times 1.2}{4 \times 2.835} = 42.33\text{cm}$$

Soit : L_s=45cm.

III.5.6.4.Diamètre des armatures transversales :

$$\emptyset_t \leq \left[\min\left(\frac{h}{35}\ ;\ \emptyset_l\ ;\ \frac{b}{10}\right) = \min(10\ ;\ 12\ ;\ 30) = 10\ \text{mm}\right]$$
$$\rightarrow \emptyset_t = 8\ \text{mm}$$
$$\rightarrow \text{Soit : (Un cadre + Un étrier) en HA8}$$

III.5.6.5.Espacement des armatures transversales :

$$S_t \leq [\min(0.9 \times d\ ;\ 40\ \text{cm}) = \min(29.7\ \text{cm}\ ;\ 40\ \text{cm}) = 29.7\ \text{cm}]$$
$$\rightarrow S_t = 10\ \text{cm}$$

III.5.7.Vérification à l'ELS :

a)Etat limite de compression du béton (BAEL 99/Art A.4.5.2) :

On doit vérifier que :

$\boldsymbol{\sigma_{st}} \leq \overline{\boldsymbol{\sigma_{st}}}$ Les contraintes dans les aciers,

$\boldsymbol{\sigma_{bc}} \leq \overline{\boldsymbol{\sigma_{bc}}}$ Les contraintes dans le béton.

Avec :

$$\begin{cases} \overline{\boldsymbol{\sigma_{bc}}} = \mathbf{0.6\ x\ f_{c28}} = \mathbf{15Mpa}. \\ \sigma_{bc} = K \times \sigma_{st};\ K = \dfrac{1}{K_1} \\ \sigma_{st} = \dfrac{M_S}{A_t \beta_1\, d} \end{cases}$$

β_1, k_1 : sont tirés du tableau des sections rectangulaires en flexion simple sans armatures comprimées en fonction de ρ qui égale a :

$$\boldsymbol{\rho = \frac{100 \times A_t}{bd}}$$

- **En travée :**

$$\rho = \frac{100 \times A_t}{bd} = \frac{100 \times 3.39}{30 \times 33} = \mathbf{0.342}$$

$\begin{cases} \mathbf{K_1 = 39.95} \\ \boldsymbol{\beta_1} = \mathbf{0.909} \end{cases}$ à partir des tableaux à l'ELS K=$\frac{1}{K1}$ = 0.025

$$\sigma_{st} = \frac{15.76 \times 10^6}{0.909 \times 330 \times 3.39 \times 10^2} = 154.98 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} \boldsymbol{\sigma_{st}} = \mathbf{154.98\ MPa} \\ \overline{\boldsymbol{\sigma_{st}}} = \mathbf{348\ MPa} \\ \boldsymbol{\tau_{St}} < \overline{\boldsymbol{\tau}}_{\mathbf{St}} \end{cases} \Longrightarrow \textbf{Condition vérifiée.}$$

$\sigma_b = \sigma_{st}$ x K = 154.98x0.025 =3.87<15 Mpa. …….**condition vérifiée**

- **Aux appuis :**

$$\rho = \frac{100 \times A_a}{bd} = \frac{100 \times 3.39}{30 \times 33} = \mathbf{0.342}$$

$\begin{cases} \mathbf{K_1 = 39.95} \\ \boldsymbol{\beta_1} = \mathbf{0.909} \end{cases}$ à partir des tableaux à l'ELS K=$\frac{1}{K1}$ = 0.025

$$\sigma_{st} = \sigma_s = \frac{5.56 \times 10^6}{0.909 \times 330 \times 3.39 \times 10^2} = 54.68 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} \boldsymbol{\sigma_{st}} = \mathbf{54.68MPa} \\ \overline{\boldsymbol{\sigma_{st}}} = \mathbf{348\ MPa} \\ \boldsymbol{\tau_{St}} < \overline{\boldsymbol{\tau}}_{\mathbf{St}} \end{cases} \Longrightarrow \textbf{Condition vérifiée.}$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0{,}6 \times f_{C28} = 0{,}6 \times 25 = 15\ MPa$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st}$$

$$\sigma_{bc} = 0{,}025 \times 54.68 = 1.37\ MPa$$

$$\begin{cases} \boldsymbol{\sigma_{bc}} = \mathbf{1.37\ MPa} \\ \overline{\boldsymbol{\sigma_{bc}}} = \mathbf{15\ MPa} \\ \boldsymbol{\sigma_{bc}} < \overline{\boldsymbol{\sigma}}_{\mathbf{bc}} \end{cases} \Longrightarrow \textbf{Condition vérifiée.}$$

b) Etat limité de déformation (BAEL 91/Art B.6.5.2) :

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les trois Conditions suivantes sont vérifiées :

A_s : section adoptée en travée**.**
fe : limite élastique des aciers (400Mpa).
M_t= moment max en travée à l'ELS.
M_o= moment max isostatique ($ql^2/8$).

On doit vérifier que:

$$\begin{cases} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Longrightarrow \left\{\boldsymbol{\frac{h}{l} = \frac{35}{325} = 0,11 \geq \frac{1}{16} = 0,06}\right\} \Longrightarrow \textbf{Condition vérifiée} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10\,M_0} \Longrightarrow \left\{\boldsymbol{\frac{35}{325} = 0,11 \geq \frac{15.76}{10\times 18.54} = 0.08}\right\} \Longrightarrow \textbf{Condition vérifiée} \\ \frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \Longrightarrow \left\{\boldsymbol{\frac{3.39}{30\times 33} = 0.0034 \leq \frac{4,2}{400} = 0.0105}\right\} \Longrightarrow \textbf{Condition vérifiée} \end{cases}$$

D'où : Les armatures calculées à l'ELU sont suffisante pour le ferraillage de la poutre**.**

Conclusion :

- Toutes les vérifications sont satisfaites.
- Le ferraillage de la poutre palière est validé comme suite :
- Armatures longitudinales (Aux appuis) : $A_{adoptée}$ = 3HA12 = 3.39 cm^2.
- Armatures longitudinales (En travée) : $A_{adoptée}$ = 3HA12 = 3.39 cm^2.
- Armatures transversales : (un cadre + un étrier) en HA8 /Avec : S_t = 10 cm.

III.6.Etude des éléments en console :

III.6.1.Etude des éléments en corps creux :

Dans notre projet, nous disposons des balcons et des consoles réalisés en corps creux **(16+4)** coulés sur place.
Notre calcul se basera sur le cas le plus défavorable (qui est le cas le plus chargé), le cas d'une console de largeur **l=1.20m**

III.6.1.1.Les consoles :

La console encastrée dans le plancher ; il supporte son poids propre et la moitié du
Poids de plancher et le poids propre du mur double cloison.
Le calcul du ferraillage se fera pour une bande de 1m dont la section est soumise à la flexion simple. (L : La largeur de la console.)

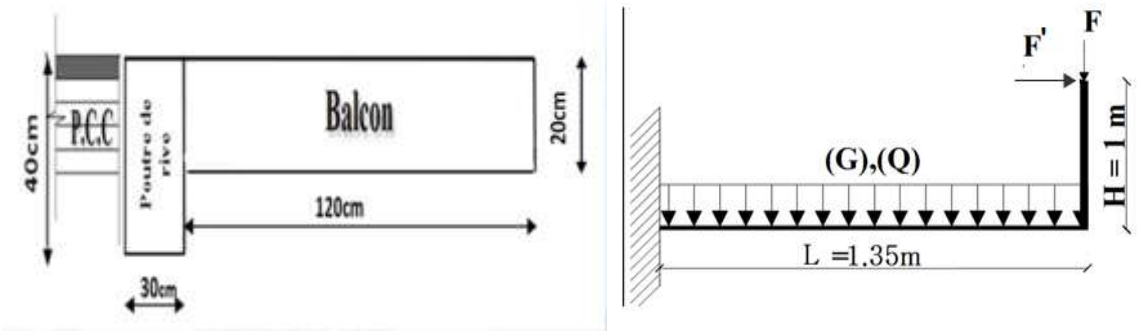


Figure III.6.1 : schéma statique

1) **détermination des charges et surcharges :**
   a) Charge permanentes(G):

Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	G (KN/m^2)
Revêtement en carrelage	0.020	20	0.40
Mortier de pose	0.030	20	0.60
Couche de sable	0.030	18	0.54
Plancher en corps creux	0.20	13	2.60
Enduit de ciment	0.015	18	0.27
Charge permanente totale (G_t)			4.41

Tableau III.6.1-Charge permanente totale (G_t)

b) Charge permanente de la cloison en brique creuse :

Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	G (KN/m^2)
Enduit de ciment	0.02	18	0.36
Mur en brique creuse	0.10	9	0.90
Enduit de ciment	0.02	18	0.36
Poids total (F)			1.62

Tableau III.6.2-Poids total (F) du garde-corps.

c) Le poids propre de la poutre :

Pour le poids propre de la console en prend le poids de la poutre principale.

G_3= (25 x 0, 35x 0,30) x 1,2 = 3,15KN/ml

Donc :

G_1= 4.41/2+3.15=5.36KN/ml.

G_2=1.62KN/ml.

G_t=6.98KN/ml.

2) Surcharges d'exploitation (Q) :

- Pour la dalle :Q =3,5 KN/m²**(DTR B.C.2.2)**
- Main courante : Q= 1 KN/m².

III.6.1.2.Calcul du moment fléchissant total (M) :

$$\begin{cases} \text{Moment fléchissant dû à (q) :} \\ (\text{ELU}) : \begin{cases} q_u = [(1.35 \times G_t) + (1.5 \times Q)] \times 1\text{ml} = [(1.35 \times 6.98) + (1.5 \times 3.5)] \times 1\text{ml} \\ q_u = 14.67\ \text{KN/ml} \\ M_{q_u} = \dfrac{q_u \times L^2}{2} = \dfrac{14.67 \times 1.35^2}{2} = 13.37\ \text{KN.m} \end{cases} \\ (\text{ELS}) : \begin{cases} q_s = [(G_t) + (Q)] \times 1\text{ml} = [(4.41) + (3.5)] \times 1\text{ml} = 10.48\ \text{KN/ml} \\ M_{q_s} = \dfrac{q_s \times L^2}{2} = \dfrac{10.48 \times 1.35^2}{2} = 9.55\ \text{KN.m} \end{cases} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \text{Moment fléchissant dû au poids du garde} - \text{corps (F) :} \\ (\text{ELU}) : \begin{cases} F_u = 1.35 \times F \times 1\text{ml} = 1.35 \times 1.62 \times 1\text{ml} = 2.19\ \text{KN} \\ M_{F_u} = F_u \times L = 2.19 \times 1.35 = 2.96\ \text{KN.m} \end{cases} \\ (\text{ELS}) : \begin{cases} F_s = F \times 1\text{ml} = 1.62 \times 1\text{ml} = 1.62\ \text{KN} \\ M_{F_s} = F_s \times L = 1.62 \times 1.35 = 2.19\ \text{KN.m} \end{cases} \end{cases}$$

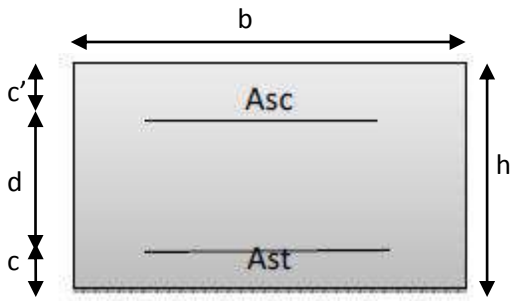
$$\begin{cases} \text{Moment fléchissant dû à la main courante (F}') : \\ (\text{ELU}) : \begin{cases} F'_u = 1.5 \times F' \times 1\text{ml} = 1.5 \times 1 \times 1\text{ml} = 1.5\ \text{KN} \\ M_{F'_u} = F'_u \times H = 1.5 \times 1 = 1.5\ \text{KN.m} \end{cases} \\ (\text{ELS}) : \begin{cases} F'_s = F' \times 1\text{ml} = 1 \times 1\text{ml} = 1\ \text{KN} \\ M_{F'_s} = F'_s \times H = 1 \times 1 = 1\ \text{KN.m} \end{cases} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \text{Moment fléchissant total (M) :} \\ (\text{ELU}) : \begin{cases} M_u = M_{q_u} + M_{F_u} + M_{F'_u} = 13.37 + 2.96 + 1.5 \\ M_u = 17.83\ \text{KN.m} \end{cases} \\ (\text{ELS}) : \begin{cases} M_s = M_{q_s} + M_{F_s} + M_{F'_s} = 9.55 + 2.19 + 1 \\ M_s = 12.74\ \text{KN.m} \end{cases} \end{cases}$$

III.6.2. Ferraillage:

III.6.2.1.Calcul a l'ELU:

Le ferraillage consiste à l'étude d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple. La section dangereuse est située au niveau de l'encastrement.



Avec : **h :** Epaisseur de la section (h =35 cm).

B : Largeur de la section (b=30 cm).

c : Enrobage (c = c'=3 cm).

d : Hauteur utile (h – c = 35 – 3 = 32 cm).

a. Armatures principales :

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{17.83 \times 10^3}{30 \times 32^2 \times 14.2} = \mathbf{0.041} < (\mu_l = 0.392) \rightarrow \text{SSA}$$

Calcul de la section d'armatures longitudinales (Principales) :

$(\mu_u = 0.041) \rightarrow$ Tableau $\rightarrow (\beta = 0.9795)$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{17.83 \times 10^3}{0.9795 \times 32 \times 348} = \mathbf{1.63\ cm^2}$$

Soit: $A_{adoptée} = 2HA12 = 2.26\ cm^2$ Avec un espacement : $S_t = 20$ cm

b. Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{1}{4} \times 2.26 = 0.57\ cm^2$$

Soit : $A_{adoptée}$= 2HA 10 = 1.57 cm^2 ; Avec un espacement : S_t = 25cm

III.6.3.Vérification à l'ELU :

III.6.3.1.Condition de non-fragilité : (Art A.4.2.1/BAEL91V99)

On doit vérifier que : $A_{st} \geq A_{CNF}$ avec: $A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$

$$A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 30 \times 32 \times 2.1}{400} = 1.16\ cm^2$$

$A_{adoptée} = 2.26\ cm^2 > A_{min} = 1.16\ cm^2 \Longrightarrow$ **Condition vérifiée**

III.6.3.2.Effort tranchant : (Art A.5.1.211/BAEL91V99)

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$

Avec : $\begin{cases} \bar{\tau}_u = \min\left(0.15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4\ MPa\right) = 2.50\ MPa \\ T_u = q_u \times L + F_u = 14.67 \times 1.35 + 2.19 = 43.37\ KN \end{cases}$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{43.37 \times 10^3}{300 \times 320} = 0.45\ MPa$$

$(\tau_u = 0.16\ MPa) < (\bar{\tau}_u = 2.50\ MPa) \Longrightarrow$ **Condition vérifiée**

III.6.3.3.Ancrage des armatures : (Art A.6.1.22/BAEL91V99)

$$\bar{\tau}_s = 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.84\ MPa$$

$$L_s \geq \left(\frac{\emptyset \times f_e}{4 \times \bar{\tau}_s} = \frac{12 \times 400}{4 \times 2.84} = 422.54\ mm = 42.25\ cm\right)$$

$$L_s = 45\ cm$$

III.6.3.4.Contrainte d'adhérence : (Art A.6.1.3/BAEL91V99)

On doit vérifier que : $\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}}$

Avec :
$$\begin{cases} \sum U_i = n \times \pi \times \emptyset_l = 2 \times 3.14 \times 12 = 75.36 \text{ mm} \\ \overline{\tau_{se}} = \psi_s \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa} \\ \tau_{se} = \dfrac{T_u}{0.9 \times d \times \sum U_i} \end{cases}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9 \times d \times \sum U_i} = \frac{43.37 \times 10^3}{0.9 \times 320 \times 75.36} = 1.99 \text{ MPa}$$

τ_{se} =1.99 MPa<3,15MPa $\Longrightarrow$ **Condition vérifiée**

III.6.3.5.Espacement des barres : (Art A.8.2.42/BAEL91V99)

Armatures principales : $\begin{cases} S_t \leq \min(3h\ ;\ 33 \text{ cm}) \\ \text{Vérification :} \\ (S_t = 20 \text{ cm}) < (33 \text{ cm}) \end{cases}$ $\Longrightarrow$ **Condition vérifiée**

Armatures de répartition : $\begin{cases} S_t \leq \min(4h\ ;\ 45 \text{ cm}) \\ \text{Vérification :} \\ (S_t = 25 \text{ cm}) < (45 \text{ cm}) \end{cases}$ $\Longrightarrow$ **Condition vérifiée**

III.6.4.Vérification à l'ELS :

III.6.4.1.Contraintes dans (Aciers/Béton) : (Art A.4.5.33/BAEL91V99)

- **L'aciers** :

On doit vérifier que **:** $\boldsymbol{\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s}$

Avec :
$$\begin{cases} \overline{\sigma}_s = \min\left[\left(\frac{2}{3} \times f_e\right); \max\left(\frac{1}{2} \times f_e\ ; 110\sqrt{\eta \times f_{t28}}\right)\right] \\ \text{Des aciersHA: } \phi \geq 8\ mm \text{ et } feE\ 400 \Longrightarrow \eta = 1{,}6 \\ \overline{\sigma_s} = \min\left\{\frac{2}{3} \times 400\ ; 110\sqrt{1{,}6 \times 2{,}1}\right\} = \min\left\{266{,}66\ ;\ 201{,}63\right\} \\ \Longrightarrow \overline{\sigma_s} = 201{,}63 \text{MPa} \end{cases}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 2.26}{30 \times 32} = 0.235 \rightarrow \text{Tableau} \rightarrow (\beta_1 = 0.922)$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_{st}} = \frac{12.74 \times 10^6}{0.922 \times 320 \times 2.26 \times 10^2} = 191.06\text{MPa}$$

Donc : σ_s =191.06MPa $< \overline{\sigma_s}$ = 201.63MPa. $\Longrightarrow$ **Condition vérifiée**

- **Béton :**

On doit vérifier que **:** $\boldsymbol{\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}}$

Avec : $\begin{cases} \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \\ (\rho_1 = 0.235) \rightarrow \text{Tableau} \rightarrow (K_1 = 49.10) \end{cases}$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{191.06}{49.10} = 3.89 \text{ MPa}$$

$(\sigma_{bc} = 3.89 \text{ MPa}) < (\overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa})$ $\Longrightarrow$ **Condition vérifiée**

III.6.4.2.Flèche du balcon : (Art B.6.5.2/BAEL91V99)

On peut dispenser de calcul de la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées

$$\begin{cases} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Longrightarrow \left\{\boldsymbol{\frac{h}{l} = \frac{35}{120} = 0,29 \geq \frac{1}{16} = 0,06}\right\} & \Longrightarrow \textbf{Condition vérifiée} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10\, M_0} \Longrightarrow \left\{\boldsymbol{\frac{35}{120} = 0,29 \geq \frac{12.74}{10 \times 12.74} = 0.01}\right\} & \Longrightarrow \textbf{Condition vérifiée} \\ \frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \Longrightarrow \left\{\boldsymbol{\frac{2.26}{30 \times 32} = 0,002 \leq \frac{4,2}{400} = 0.0105}\right\} & \Longrightarrow \textbf{Condition vérifiée} \end{cases}$$

D'où : Toutes les conditions sont vérifiées. Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

Conclusion :

- Toutes les vérifications sont satisfaites.
- Le ferraillage des balcons est validé comme suite :
- Armatures principales : $A_{adoptée}$ = 2HA12 = 2.26 cm^2 /Avec : S_t = 20 cm.
- Armatures de répartition : $A_{adoptée}$ = 2HA10 = 1.57 cm^2 /Avec : S_t = 25 cm.

III.7.Etude De La Poutre De Chainage :

C'est une poutre qui se pose sur deux appuis semi encastrés à ses extrémités, elle Supporte en plus de son poids propre celui de la cloison extérieur

III.7.1. Dimensionnement :

Le dimensionnement de la poutre se fait avec la formule suivante :

La hauteur： $\boldsymbol{L/15 \leq ht \leq L/10}$

La largeur： $\mathbf{0.4h \leq b \leq 0.7h}$

Avec : L : la longueur libre dans le sens considéré

L=400-25=375cm

- **La hauteur :**

$\boldsymbol{L/15 \leq ht \leq L/10} \Longrightarrow 375/15 \leq ht \leq 375/10$

$25.00 \leq ht \leq 37.50$

On opte pour une hauteur de **h = 30 cm**

- **La largeur :**

$0.4x30 \leq b \leq 0.7x30 \Longrightarrow 12 \leq b \leq 21$

On opte pour une largeur de **b = 25 cm**

- **Vérification aux exigences du RPA (Art 7.4.1) :**

$$\begin{cases} b = 25 \geq 20[cm] \\ h_t = 30[cm] > 30[cm] \\ \frac{h_t}{b} = \frac{30}{20} = 1{,}5[cm] \end{cases} \Longrightarrow \textbf{condition vérifier.}$$

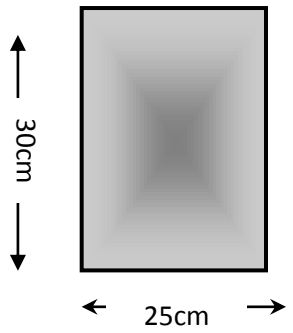


Figure. III.7.1 : Dimensions de la poutre déchainage

III.7.2. Détermination des charges et surcharges :

a) charges permanentes :

- poids propre de la poutre : 0.30 x 0.25 x 25 = **1.875 KN/ml**
- poids du mur (double cloison) : (3.06-0.3) x 2.36=**6.51KN/ml**
- poids du plancher : (0.65/2)x5.12=**1.66KN/ml**

$\Longrightarrow$ **G_t = 10.05 KN/ml**

b) surcharge d'exploitation :

Q= 3.5 x 0.65/2 = **1.14 KN/ml**

c) Combinaisons de charge :

- **A l'état limite ultime ELU :** $(\mathbf{1,35}\boldsymbol{G}+\mathbf{1,5}\boldsymbol{Q})$

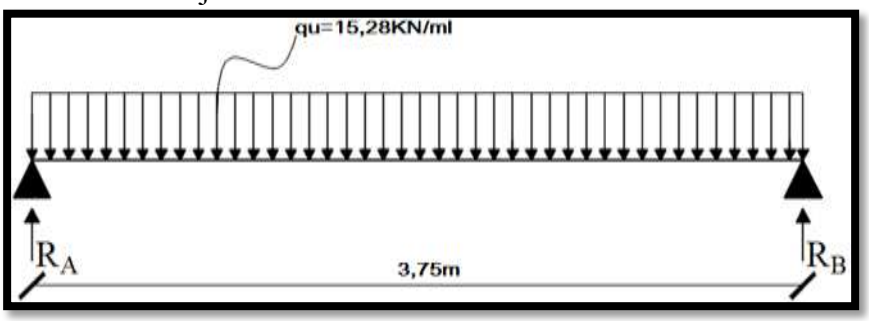
$\mathbf{q_u} = (1{,}35 \text{ X } 10.05 + 1{,}5 \times 1.14) \times 1 \text{ ml} = \mathbf{15.28 \text{ KN/ml}}$.

- **A l'état limite de service ELS :** $(\mathbf{G}+\mathbf{Q})$

$\mathbf{q_S} = 10.05 + 1.14 = \mathbf{11.19 KN/ml}$.

III.7.3. calcul à l'ELU :

- Calcul des moments fléchissant :
  Pour le calcul des moments dans des poutres semi encastré ; on tiendra compte des coefficients d'ajustement.



en travées: $M_t = 0.85 \text{ x } \frac{q_u l^2}{8} = 0.85 \text{ x} \frac{15.28X3.75^2}{8} = 22.83 \text{ KN.m}$

Aux appuis : $M_a = -0.3 \text{ x } \frac{q_u l^2}{8} = -0.3 \text{ x } \frac{15.28X3.75^2}{8} = -8.06 \text{ KN. m}$

Moment isostatique : $M_0 = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{15.28 \times (3.75)^2}{8} = 26.86 \text{KN.m}$

- Les réactions d'appuis :

$R_U = \frac{q_u l}{2} = \frac{15.28x3.75}{2} = 28.65\text{KN}.$

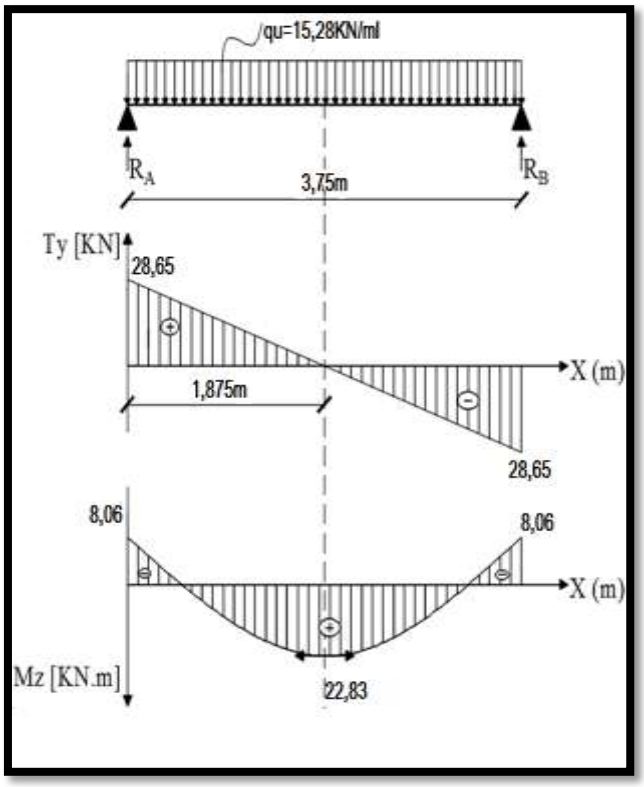


Figure. III.7.2 : Diagramme des efforts internes a L'ELU

III.7.4. calcul à l'ELS :

en travées: $M_t = 0.85 \text{ x } \frac{q_s l^2}{8} = 0.85 \text{ x} \frac{11.19X3.75^2}{8} = 16.72 \text{ KN.m}$

Aux appuis : M_a =-0.3 x $\frac{q_s l^2}{8} = -0.3 \text{ x} \frac{11.19X3.75^2}{8}$ = -5.90 KN.m

Moment isostatique : $M_0 = \frac{q_s \times L^2}{8} = \frac{11.19 \times (3.75)^2}{8} = 19.67 \text{KN.m}$

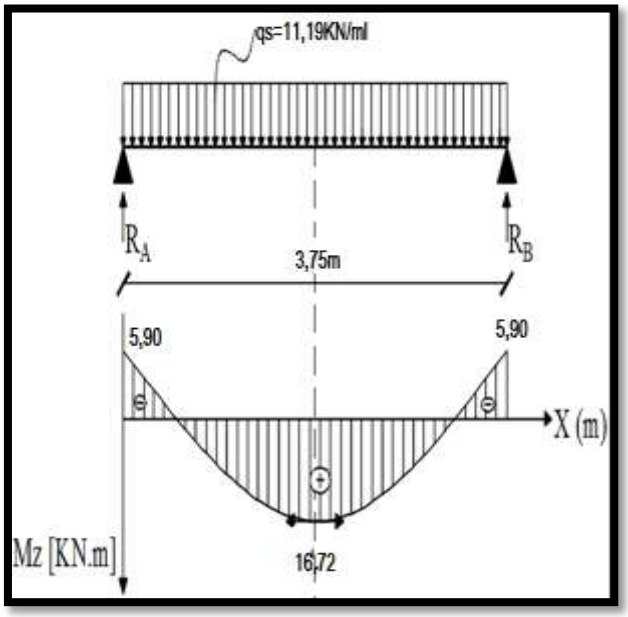


Figure. III.7.3: Diagramme des moments fléchissant a L'ELS

III.7.5. Calcul des armatures à l'ELU :

a)Calcul des armatures longitudinales :

En travée :

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{22.83 \times 10^6}{250 \times 270^2 \times 14.2} = 0.088 < \mu_l = 0.392$$

$\Longrightarrow$ La section est simplement armée (S.S.A)

$$\mu = 0.088 \xRightarrow{\text{tableau}} \beta = 0{,}954$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{22.83x \times 10^2}{0.954 \times 27 \times 34.8} = 2.55\ cm^2$$

On opte pour une section d'armature $3HA12 \Longrightarrow A_{adp} = 3.39\ cm^2$

Aux appuis :

$$\mu_u = \frac{M_a}{bd^2 f_{bu}} = \frac{8.06 \times 10^6}{250 \times 270^2 \times 14.2} = 0.0311 < 0.392$$

$\Longrightarrow$La section est simplement armée (S.S.A)

$$\mu_u = 0.0311 \xRightarrow{\text{tableau}} \beta = 0{,}984$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{8.06 \times 10^5}{0.984 \times 27 \times 348x10^2} = 0.87\ cm^2$$

On opte pour une section d'armature $3HA10 \Longrightarrow A_{Ap} = 2.35\ cm^2$

b) Calcul des armatures transversales :

Diamètre (BAEL91/Art A.7.2.2) :

b, h_t : Les dimensions de la poutre.

$$\emptyset t \leq \left\{\frac{30}{35}; \frac{25}{10}; 1{,}2\right\} \Longrightarrow \emptyset t \leq 0.857$$

On opte pour le choix de barres en **HA8**.

Soit : **3HA8 = 1.51cm**^{2}, disposé en (1cadre + 1etrier).avec $S_t = 10$ cm.

III.7.6. Vérifications à l'ELU :

III.7.6.1.La condition de non fragilité

On doit satisfaire la condition : $\boldsymbol{A_{st}} \geq \boldsymbol{A_{st}^{min}}$

Avec : $\begin{cases} \boldsymbol{A_{st}^{min}} \geq \frac{0.23\ bdf_{t28}}{f_e} \\ \boldsymbol{f_{t28}} = 0{,}6 + 0{,}06 \times f_{c28} = 2{,}1 \text{ MPa}. \end{cases}$

$$\boldsymbol{A_{st}^{min}} \geq \frac{0{,}23 \times 25 \times 27 \times 2{,}1}{400} = 0.82 \text{ cm}^2$$

En travée : A^T= 3.39≥ **0.82cm².** ⟹ **Condition vérifiée.**

Aux appuis :A_a = 2.35≥ **0.82 cm².** ⟹ **Condition vérifiée.**

III.7.6.2.Vérification des espacements des barres :

Exigence du RPA version 2003 :
En zone nodale (appuis) :

$$\boldsymbol{S_t} \leq min\left(\frac{h}{4}\ ; 12\ \emptyset; 30cm\right) = \min(7.5\text{cm}; 14.4\text{cm}; 30\text{ cm})$$

$$\text{soit}\boldsymbol{S_t} = 7 \text{ cm}$$

En zone courante (travée) :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 15\text{cm soit } \boldsymbol{S_t} = 10 \text{ cm}$$

III.7.6.3.Vérification de la contrainte de cisaillement :

$\tau_u = \frac{T_u}{b\ d} < \overline{\tau_u}$ Avec : $T_u = 28.65\ KN$

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

$$\tau_u = \frac{T_u}{b\ d} = \frac{28.65 \times 10^3}{250 \times 270} = 0.42 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} \boldsymbol{\tau_u} = 0.42\ MPa \\ \overline{\boldsymbol{\tau_u}} = 3.33\ MPa \\ \boldsymbol{\tau_u} < \overline{\boldsymbol{\tau}}_{\boldsymbol{u}} \end{cases} \Longrightarrow$$ **Condition vérifiée.**

Donc il n'y a pas de risque de cisaillement.

III.7.6.4.Vérification de la contrainte d'adhérence :

L'adhérence des barres doit vérifier la relation : $\tau_{se} \leq \overline{\tau_{sc}}$

Avec : $\overline{\tau_{sc}} = \Psi_s f_{t28} = 1{,}5 \times 2{,}1 = 3{,}15\ MPa$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0{,}9\ d \sum U_i}$$

$\Psi_s = 1{,}5$: Coefficient de scellement *HA*.

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles des barres.

$$\sum U_i = n \times \pi \times \emptyset = 3 \times 3{,}14 \times 12 = 113.04cm$$

$$\tau_{se} = \frac{28.65 \times\ 10^3}{0.9 \times 270 \times 113.04} = 1.04\ MPa$$

$\tau_{se} = 1.04\ MPa < \overline{\tau_{sc}} = 3{,}15\ MPa \Longrightarrow$ **Condition vérifiée.**

Donc il n y a pas de risque d'entrainement des barres.

III.7.6.5.Influence de l'effort tranchant aux appuis :

a) **Influence sur le béton (Art A.5.1.313 BAEL 91 modifié 99*)*** :

On se doit de vérifié la relation :

$$\frac{2\ \times\ T_u}{0{,}9\ b\ d} \leq \frac{0{,}8\ f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow T_u \leq \frac{0{,}8\ \times\ 0{,}9}{2} \times \frac{f_{c28}\ b\ d}{\gamma_b} \rightarrow Tu \leq 0{,}36\ \times \frac{f_{c28}\ b\ d}{\gamma_b}$$

$$\Rightarrow 0{,}36\ \times \frac{f_{c28}\ b\ d}{\gamma_b} = 0{,}36\ \times \frac{25 \times 25 \times 27}{1{,}5} \times 10^{-1} = 405\ KN$$

$T_u = 28.65KN < 405\ KN \Longrightarrow$ **Condition vérifiée.**

b)Influence sur les aciers (Art A.5.1.312 BAEL91 modifié 99*)* :

$$\boldsymbol{A} \geq Tu + \frac{M_u}{0{,}9\ d}) \times \frac{\gamma_s}{f_e}$$

$$\boldsymbol{A} \geq \left(28.65 + \frac{8.06}{0{,}9\ \times\ 0{,}27}\right) \times \frac{1{,}15}{40} \quad \Longrightarrow \quad \boldsymbol{A = 1.78\ cm^2}$$

$$\begin{cases} \boldsymbol{A_a} = 3.35\ cm^2 \\ \boldsymbol{A} = 1.78\ cm^2 \\ \mathbf{A_a} > A \end{cases} \Longrightarrow$$ **Condition vérifiée.**

c)Ancrage des armatures (longueur de scellement) (Art 6.1.22 BAEL 91 modifié *99)* :

Longueur de scellement :$L_s = \frac{\phi f_e}{4\ \tau_{su}}$

$$\tau_{su} = 0{,}6\ \times\ \Psi_s^2\ \times\ f_{t28}$$

$$\tau_{Su} = 0{,}6 \times 1{,}5^2 \times 2.1 = 2{,}835$$

$$L_s = \frac{400\ \times\ 1}{4\ \times\ 2{,}835} = 35.27$$

La langueur mesurée hors crochets est au moins égale 0,4 L_s pour les aciers HA

$L_{ad} = 0{,}4\ L_s = 0{,}4 \times 35.27 = 14.11cm.$
Soit L_s=15cm.

III.7.7.Vérification à l'ELS :

a)Etat limite de compression du béton (BAEL 99/Art A.4.5.2) :

On doit vérifier que :

$\boldsymbol{\sigma_{st}} \leq \overline{\boldsymbol{\sigma_{st}}}$ Les contraintes dans les aciers,

$\boldsymbol{\sigma_{bc}} \leq \overline{\boldsymbol{\sigma_{bc}}}$ Les contraintes dans le béton.

Avec :

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

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st};\ K = \frac{1}{K_1}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_S}{A_t \beta_1\, d}$$

β_1, k_1 : sont tirés du tableau des sections rectangulaires en flexion simple sans armatures comprimées en fonction de ρ qui égale a :

$$\boldsymbol{\rho = \frac{100 \times A_t}{bd}}$$

- **En travée :**

$$\rho = \frac{100 \times A_t}{bd} = \frac{100 \times 3.39}{25 \times 27} = \mathbf{0.502}$$

$\begin{Bmatrix} \mathbf{K_1 = 31.73} \\ \mathbf{\beta_1 = 0,893} \end{Bmatrix}$ à partir des tableaux à l'ELS K=$\frac{1}{K1}$ = 0.032

$$\sigma_{st} = \frac{16.72 \times 10^6}{3.39 \times 0{,}893 \times 270X10^2} = 204.56\ MPa$$

$\boldsymbol{\sigma_{st} = 204.56}$ **MPa**

$\overline{\boldsymbol{\sigma_{st}}}$ **= 348 MPa**

$\boldsymbol{\tau_{St} < \bar{\tau}_{St}}$ $\Longrightarrow$ **Condition vérifiée.**

$\sigma_b = \sigma_{st}$ x K = 204.56x0.032 =6.55<15 Mpa. …….**condition vérifiée**

- **Aux appuis :**

$$\rho = \frac{100 \times A_a}{bd} = \frac{100 \times 2.35}{25 \times 27} = 0.348$$

$\begin{Bmatrix} \mathbf{K_1 = 39.35} \\ \mathbf{\beta_1 = 0,908} \end{Bmatrix}$ à partir des tableaux à l'ELS K=$\frac{1}{K1}$ = 0.025

$$\sigma_{st} = \frac{5.90 \times 10^6}{2.35 \times 0{,}908 \times 270X10^2} = 102.41\ MPa$$

$$\begin{cases} \boldsymbol{\sigma_{st} = 102.41\ \text{MPa}} \\ \boldsymbol{\overline{\sigma_{st}} = 348\ \text{MPa}} \\ \boldsymbol{\tau_{St} < \bar{\tau}_{St}} \end{cases} \Longrightarrow \textbf{Condition vérifiée.}$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0{,}6 \times f_{C28} = 0{,}6 \times 25 = 15\ MPa$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st}$$

$$\sigma_{bc} = 0{,}025 \times 102.41 = 2.56\ MPa$$

$$\begin{cases} \boldsymbol{\sigma_{bc} = 2.56\ \text{MPa}} \\ \boldsymbol{\overline{\sigma_{bc}} = 15\ \text{MPa}} \\ \boldsymbol{\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}} \end{cases} \Longrightarrow \textbf{Condition vérifiée.}$$

b) Etat limité de déformation (BAEL 91/Art B.6.5.2) :

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les trois Conditions suivantes sont vérifiées :

A_s : section adoptée en travée**.**
fe : limite élastique des aciers (400Mpa).
M_t= moment max en travée à l'ELS.
M_o= moment max isostatique ($ql^2/8$).

On doit vérifier que:

$$\begin{cases} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Longrightarrow \left\{\boldsymbol{\frac{h}{l} = \frac{30}{375} = 0{,}08 \geq \frac{1}{16} = 0{,}06}\right\} \Longrightarrow \textbf{Condition vérifiée} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10\ M_0} \Longrightarrow \left\{\boldsymbol{\frac{30}{375} = 0{,}08 \geq \frac{16.72}{10\times19.67} = 0.08}\right\} \Longrightarrow \textbf{Condition vérifiée} \\ \frac{A}{bd} \leq \frac{4{,}2}{f_e} \Longrightarrow \left\{\boldsymbol{\frac{3.39}{25\times27} = 0{,}005 \leq \frac{4{,}2}{400} = 0.0105}\right\} \Longrightarrow \textbf{Condition vérifiée} \end{cases}$$

D'où : Les armatures calculées à l'ELU sont suffisante pour le ferraillage de la poutre.

Conclusion :

- Toutes les vérifications sont satisfaites.
- Le ferraillage de la poutre chainage est validé comme suite :
- Armatures longitudinales (Aux appuis) : $A_{adoptée}$ = 3HA10 = 2.35 cm^2.
- Armatures longitudinales (En travée) : $A_{adoptée}$ = 3HA12 = 3.39 cm^2.
- Armatures transversales : (un cadre + un étrier) en HA8 /Avec : S_t = 10 cm.

IV.1.INTRODUCTION :

Le système de contreventement est l'ensemble des 'éléments de construction assurant la rigidité et la stabilité vis à vis des forces horizontales, engendrées par le vent ou le séisme. Le contreventement peut être assuré grâce à l'intervention :

a) des voiles ou des murs, appelés couramment refends, entrant dans la composition de l'ouvrage,

b) du système « poteaux poutres » formant portiques étagés,

c) des cages d'escaliers et d'ascenseurs ou « gaines » présentant une grande rigidité à la flexion et à la torsion.

IV.2.Caractéristiques géométriques des portiques :

IV.2.1.Calcul des rigidités linéaires relatives des poteaux et des poutres :

❖ **Hypothèses de calcul :**

- Les charges ou les masses sont considérés concentrées au niveau du plancher.
- La raideur des poutres ne doit pas être faible devant celle des poteaux.
- La raideur des travées adjacentes d'une même portée ne doit pas être trop différente.

K_{ptr} (m^3): Rigidité linéaire des poutres $K_{ptr} = \frac{I_{ptr}}{L_c}$

K_{pot} (m^3): Rigidité linéaire des poteaux $K_{pot} = \frac{I_{pot}}{h_c}$

Avec :

I : Moment d'inertie de l'élément.

h_c , L_c : Hauteur et longueur calculées qui seront déterminées ultérieurement.

hc = min ($\overline{h}$ +1/2e poteau, h0)
lc = min (l +1/2h poutre, l0)

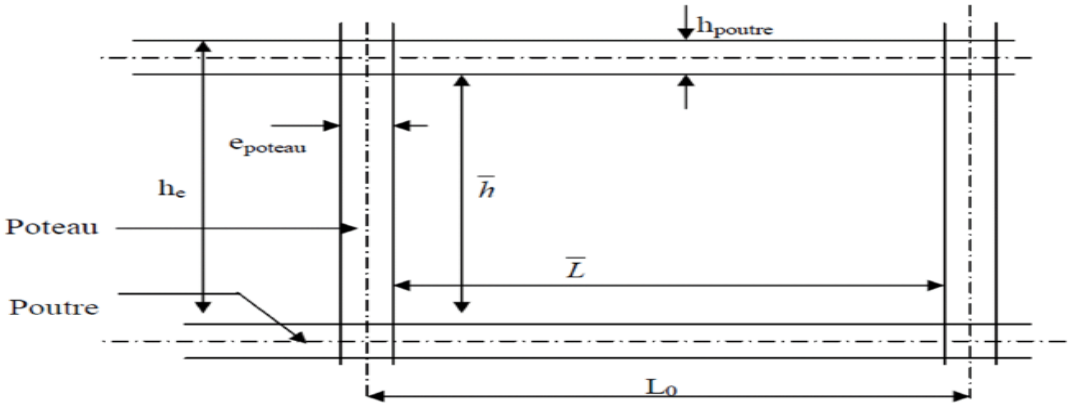
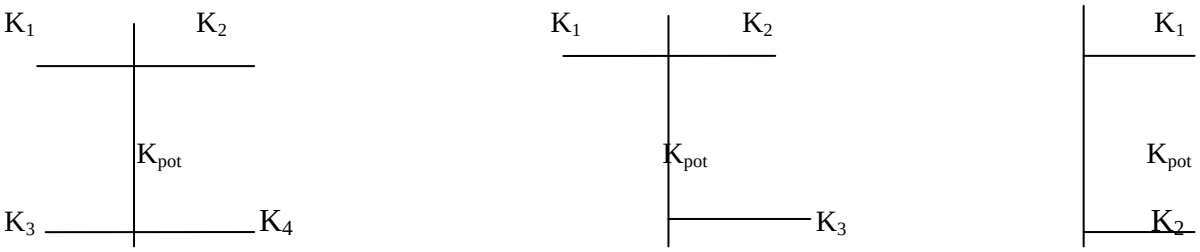


Figure IV.1 : Coupe verticale d'un niveau.

IV.2.2.Calcul des coefficients *K* relatifs aux portiques :

- **Niveau courant :**



$$\overline{K} = \frac{K_1 + K_2 + K_3 + K_4}{2K_{pot}} \quad \overline{K} = \frac{K_1 + K_2 + K_3}{2K_{pot}} \quad \overline{K} = \frac{K_1 + K_2}{2K_{pot}}$$

- **Niveau RDC :**

$$\overline{K} = \frac{K_1 + K_2}{K_{pot}} \qquad \overline{K} = \frac{K_1}{K_{pot}}$$

Figure IV-2 : coefficients ***K*** relatifs aux portiques .

IV.2.3.Calcul des coefficients correcteurs (aij) :

- **coefficient des rigidités des poteaux (a_{ij}) :**

- **1er Cas : d'étage courant :**

$$Aij = \frac{\overline{K}}{2 + \overline{K}}$$

- **2 éme Cas: Premier niveau :**

- Poteau encastré à la base $Aij = \frac{0,5+\overline{K}}{2+\overline{K}}$
- Poteau articulé à la base $Aij = \frac{0,5+\overline{K}}{1+2\overline{K}}$

IV.2.4.Calcul des rigidités des poteaux(I) au niveau (J) :

$$r_{ij} = \frac{12E_i A_{ij} I_p}{h_C^3}$$

Avec : E_i : Module de déformation du béton ; $E_i = 11000\sqrt[3]{f_{c28}} = 32164,2MPa.$

I_p : Inertie de poteau.

h_c : Hauteur du poteau.

IV.2.5.Calcul des rigidités d'un portique de niveau (j) dans le sens x-xety-y :

$R_{jx} = \sum r_{ij}$ Pour chaque niveau dans le sens longitudinal.

$R_{jy} = \sum r_{ij}$ Pour chaque niveau dans le sens transversal.

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

- **Rigidités des poteaux suivant les sens (x-x) :**

niveau	b (cm)	h (cm)	I (cm ^{4})	he (cm)	hp (cm)	h' (cm)	e pot (cm)	hc (cm)	k (cm^3)
ET9	35	35	125052,083	306	35	271	35	288,5	433,456094
ET8	35	35	125052,083	306	35	271	35	288,5	433,456094
ET7	35	35	125052,083	306	35	271	35	288,5	433,456094
ET6	40	40	213333,333	306	35	271	40	291	733,104237
ET5	40	40	213333,333	306	35	271	40	291	733,104237
ET4	40	40	213333,333	306	35	271	40	291	733,104237
ET3	45	45	341718.750	306	35	271	45	293,5	1164,28876
ET2	45	45	341718,750	306	35	271	45	293,5	1164,28876
ET1	45	45	341718,750	306	35	271	45	293,5	1164,28876
RDC	45	45	341718,750	408	35	373	45	395,5	864,017067

Tableau IV.1 : Rigidités linéaires des poteaux dans le sens longitudinal

- **Rigidités des poteaux suivant les sens (Y-Y) :**

niveau	b (cm)	h (cm)	I (cm ^{4})	he (cm)	hp (cm)	h' (cm)	e pot (cm)	hc (cm)	k (cm^3)
ET9	35	35	125052,083	306	40	266	35	283,5	441 ,100822
ET8	35	35	125052,083	306	40	266	35	283,5	441 ,100822
ET7	35	35	125052,083	306	40	266	35	283,5	441 ,100822
ET6	40	40	213333,333	306	40	266	40	286	745,920745
ET5	40	40	213333,333	306	40	266	40	286	745,920745
ET4	40	40	213333,333	306	40	266	40	286	745,920745
ET3	45	45	341718.750	306	40	266	45	288,5	1184,46707
ET2	45	45	341718,750	306	40	266	45	288,5	1184,46707
ET1	45	45	341718,750	306	40	266	45	288,5	1184,46707
RDC	45	45	341718,750	408	40	368	45	390,5	875,080026

Tableau IV.2 : Rigidités linéaires des poteaux dans le sens transversal.

- **Rigidités des poutres suivant le sens longitudinal (x-x) :**

Niveau	Travée	b (cm)	h (cm)	I (cm 4)	L0(cm)	epot	L' (cm)	Lc (cm)	K (cm 3)
ET7,ET8,ET9	1_2	30	40	160000	480	35	445	462,5	345,945945
	2_3	30	40	160000	400	35	365	382,5	418,300654
	3_4	30	40	160000	350	35	315	332,5	481,203007
	4_5	30	40	160000	400	35	365	382,5	418,300654
	5_6	30	40	160000	480	35	445	462,5	345,945945
ET4,ET5,ET6	1_2	30	40	160000	480	40	440	460	347,826087
	2_3	30	40	160000	400	40	360	380	421,052631
	3_4	30	40	160000	350	40	310	330	484,848484
	4_5	30	40	160000	400	40	360	380	421,052631
	5_6	30	40	160000	480	40	440	460	347,826087
RDC,ET1,ET2, ET3	1_2	30	40	160000	480	45	435	457 ,5	349,726776
	2_3	30	40	160000	400	45	355	377,5	423,841059
	3_4	30	40	160000	350	45	305	327,5	488,549618
	4_5	30	40	160000	400	45	355	377,5	423,841059
	5_6	30	40	160000	480	45	435	457 ,5	349,726776

Tableau IV.3 : Rigidités linéaires des poutres dans le sens longitudinal.

- **Rigidités des poutres suivant le sens (Y-Y) :**

Niveau	Travée	b (cm)	h (cm)	I (cm 4)	L0 (cm)	epot	L' (cm)	Lc (cm)	K (cm 3)
ET7,ET8,ET9	1_2	30	35	107187,5	405	35	370	387,5	276,612903
	2_3	30	35	107187,5	380	35	345	362,5	295,689655
	3_4	30	35	107187,5	380	35	345	362,5	295,689655
	4_5	30	35	107187,5	405	35	370	387,5	276,612903
ET4,ET5,ET6	1_2	30	35	107187,5	405	40	365	385	278,409091
	2_3	30	35	107187,5	380	40	340	360	297,743056
	3_4	30	35	107187,5	380	40	340	360	297,743056
	4_5	30	35	107187,5	405	40	365	385	278,409091
RDC,ET1,ET2, ET3	1_2	30	35	107187,5	405	45	360	382,5	280,228758
	2_3	30	35	107187,5	380	45	335	357,5	299,825175
	3_4	30	35	107187,5	380	45	335	357,5	299,825175
	4_5	30	35	107187,5	405	45	360	382,5	280,228758

Tableau IV.4 : Rigidités linéaires des poutres dans le sens transversal.

- **Rigidités des portiques suivant (X-X) :**

Niveau	Travées	K Poutre	poteau	K poteau	k′	Aij	E	I (cm ^{4})	hc	Rjx	Rjx
ET7,ET8,ET9	1_2	345,946	1	433,456	0,798	0,285	32164,2	125052,083	288,5	573,331	3172,573
	2_3	418,301	2	433,456	0,965	0,325	32164,2	125052,083	288,5	654,216	
	3_4	481,203	3	433,456	1,110	0,357	32164,2	125052,083	288,5	717,478	
	4_5	418,301	4	433,456	0,965	0,325	32164,2	125052,083	288,5	654,216	
	5_6	345,946	5	433,456	0,798	0,285	32164,2	125052,083	288,5	573,331	
ET4,ET5,ET6	1_2	347,826	1	733,104	0,474	0,192	32164,2	213333,333	291	640,694	3602,721
	2_3	421,053	2	733,104	0,574	0,223	32164,2	213333,333	291	745,484	
	3_4	484,848	3	733,104	0,661	0,249	32164,2	213333,333	291	830,367	
	4_5	421,053	4	733,104	0,574	0,223	32164,2	213333,333	291	745,484	
	5_6	347,826	5	733,104	0,474	0,192	32164,2	213333,333	291	640,694	
ET1,ET2, ET3	1_2	349,727	1	1164,289	0,300	0,131	32164,2	341718,750	293,5	681,189	3873,704
	2_3	423,841	2	1164,289	0,364	0,154	32164,2	341718,750	293,5	803,317	
	3_4	488,550	3	1164,289	0,420	0,173	32164,2	341718,750	293,5	904,692	
	4_5	423,841	4	1164,289	0,364	0,154	32164,2	341718,750	293,5	803,317	
	5_6	349,727	5	1164,289	0,300	0,131	32164,2	341718,750	293,5	681,189	
RDC	1_2	349,727	1	864,017	0,405	0,376	32164,2	341718.750	395,5	802,135	4185,567
	2_3	423,841	2	864,017	0,491	0,398	32164,2	341718,750	395,5	847,937	
	3_4	488,550	3	864,017	0,565	0,415	32164,2	341718,750	395,5	885,422	
	4_5	423,841	4	864,017	0,491	0,398	32164,2	341718,750	395,5	847,937	
	5_6	349,727	5	864,017	0,405	0,376	32164,2	341718,750	395,5	802,135	

Tableau IV.5 : Rigidité relative par portique dans le sens longitudinal.

- **Rigidités des portiques suivant (Y-Y) :**

Niveau	travée	K Poutre	poteau	K poteau	k′	Aij	E	I (cm ^{4})	hc	Rjy	Rjy
	1_2	276,613	1	441 ,101	0,627	0,239	32164,2	125052,083	286	492,499	
	2_3	295,690	2	441 ,101	0,670	0,251	32164,2	125052,083	286	517,938	
	3_4	295,690	3	441 ,101	0,670	0,251	32164,2	125052,083	286	517,938	
ET6,ET7,ET8	4_5	276,613	4	441 ,101	0,627	0,239	32164,2	125052,083	286	492,499	2020,874
	1_2	278,409	1	745,921	0,373	0,157	32164,2	213333,333	288,5	539,292	
	2_3	297,743	2	745,921	0,399	0,166	32164,2	213333,333	288,5	570,512	
	3_4	297,743	3	745,921	0,399	0,166	32164,2	213333,333	288,5	570,512	
ET3,ET4,ET5	4_5	278,409	4	745,921	0,373	0,157	32164,2	213333,333	288,5	539,292	2219,608
	1_2	280,229	1	1184,467	0,237	0,106	32164,2	341718,75	291	566,171	
	2_3	299,825	2	1184,467	0,253	0,112	32164,2	341718,75	291	601,316	
	3_4	299,825	3	1184,467	0,253	0,112	32164,2	341718,75	291	601,316	
ET1,ET2	4_5	280,229	4	1184,467	0,237	0,106	32164,2	341718,75	291	566,171	2334,974
	1_2	280,229	1	875,080	0,320	0,354	32164,2	341718,75	444	532,696	
	2_3	299,825	2	875,080	0,343	0,360	32164,2	341718,75	444	542,008	
	3_4	299,825	3	875,080	0,343	0,360	32164,2	341718,75	444	542,008	
RDC	4_5	280,229	4	875,080	0,320	0,354	32164,2	341718,75	444	532,696	2149,408

Tableau IV.6: Rigidité relative par portique dans le sens transversal

IV-3 Calcul des inerties des voiles :

IV-3-1 Caractéristiques géométriques des voiles :

Les voiles de notre structure ne comportent pas d'ouvertures, on aura donc à calculer des refends pleins.

IV-3-2 Calcul des inerties des refends pleins :

a) Les refends longitudinaux:

$$\left.\begin{aligned} I_y &= \frac{e\,l^3}{12} \\ I_x &= \frac{l\,e^3}{12} \end{aligned}\right\} \Longrightarrow \text{On néglige l'inertie des refends longitudinaux par rapport à l'axe X.}$$

b) Les refends transversaux :

$$I_x = \frac{e\,l^3}{12}$$

$$I_y = \frac{l\,e^3}{12}$$

$\Rightarrow$ On néglige l'inertie des refends longitudinaux par rapport à l'axe Y.

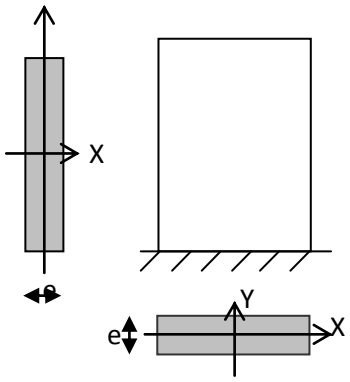
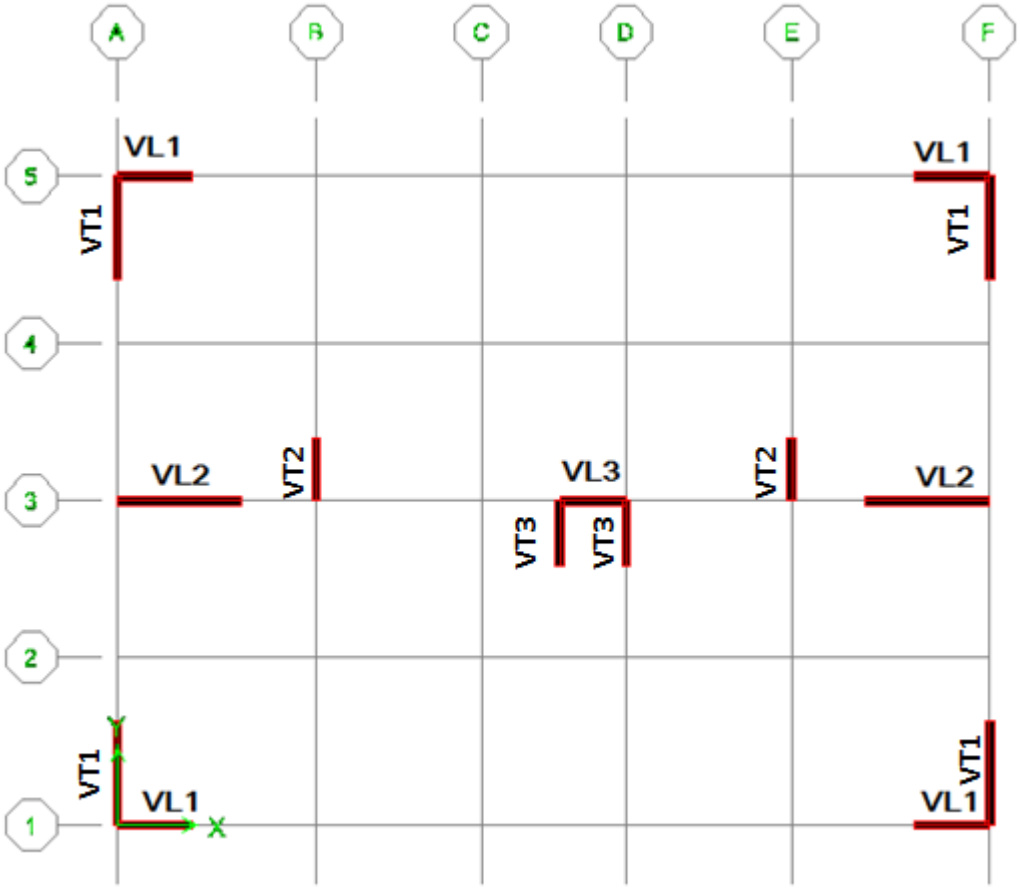


Figure IV.3: Vue en plan et en coupe des refends

➢ ***La disposition des voiles :***



- Les résultats obtenus sont donnes dans les tableaux ci-dessous:

Refond longitudinal /étage					Refend transversal /étage				
Voile	e(m)	L(m)	Nombre	I(m^4)	Voile	e(m)	L(m)	Nombre	I(m^4)
VL1	***0,2***	***1,80***	***4***	***0,39***	***VT1***	***0,2***	***2,50***	***4***	***1,04***
VL2	***0,2***	***3,00***	***2***	***0,90***	***VT2***	***0,2***	***1,50***	***2***	***0,11***
VL3	***0,2***	***1,60***	***1***	***0,07***	***VT3***	***0,2***	***1,60***	***2***	***0,14***
I moyen				***1,36***	***I moyen***				***1,29***

Tableau IV.7 : Inertie des voiles dans les deux sens.

IV-4 Calcul des inerties fictives des portiques

Le calcul des inerties fictives des portiques, nous permet de déduire le pourcentage des efforts horizontaux revenant à chacun des éléments du contreventement. Pour cela, on utilise la méthode d'ALBERT FUENTES **(approximation successive)**.

IV-4-1 Principe de la méthode :

Le principe consiste à attribuer une inertie fictive aux portiques. Pour déterminer cette inertie, il suffit de calculer les déplacements de chaque portique au niveau de chaque plancher, sous l'effet d'une série de forces horizontales égale à 1 tonne, et de comparer ses déplacements aux flèches que prendrait un refend bien déterminé de l'ouvrage sous l'effet du même système de forces horizontales (1 tonne à chaque niveau).
En fixant l'inertie du refend à 1 m4, il est possible d'attribuer à chaque portique et pour chaque niveau une **inertie fictive**, puisque dans l'hypothèse de la raideur infinie des planchers, nous devons obtenir la même flèche à chaque niveau, pour les refends et les portiques.

IV-5-2 Calcul des flèches dans les refends par la méthode des aires :

Le calcul des flèches du refend dont l'inertie **I = 1m**^{4}, soumis au même système de forces que le portique (une force égal à une tonne à chaque étage), sera obtenu par la méthode du «moment des aires». Le diagramme des moments fléchissant engendré par la série de forces horizontales égales à 1 tonne, est une succession de trapèzes superposés et délimités par les niveaux, comme le montre la figure ci-dessus :

$$f_i = \frac{\Sigma S_i d_i}{EI}$$

Avec S_i **:** Surface du trapèze.

d_i : Distance entre le CDG du trapèze et le niveau considéré.

Sachant que la section du trapèze égale à : $S_i = \frac{(b_{i+1} + b_i) \times h_i}{2}$

La distance du CDG d'un trapèze à sa plus petite base: $d_i = \frac{h_i(2b_i + b_{i+1})}{3(b_i + b_{i+1})}$

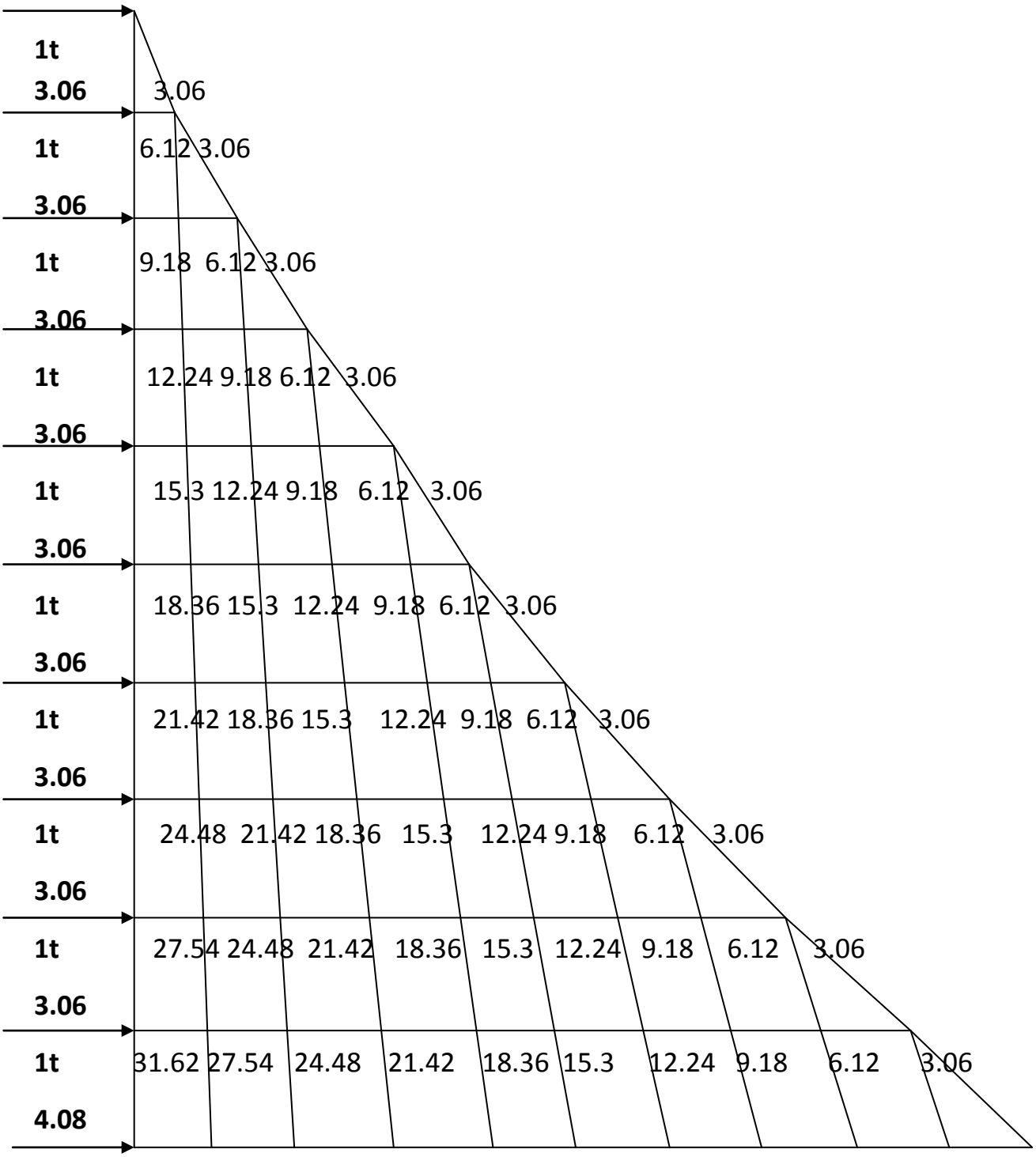


Figure IV.4 : Diagramme des moments des aires.

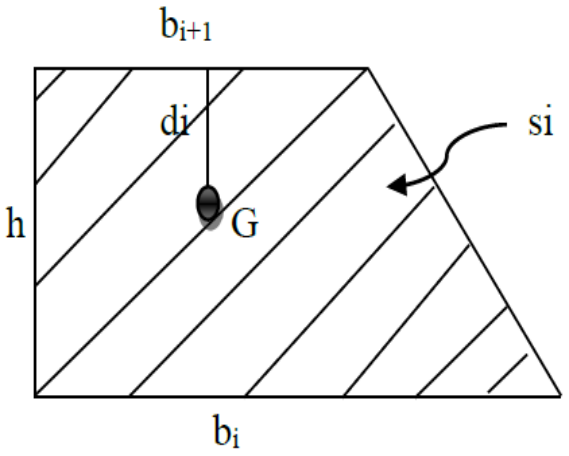


Figure IV-5 : Schéma d'un trapèze.

Les résultats de calcul sont comme suit :

Niveau	h(m)	Bi	bi+1	Si (m^2)	di(m)	Si di(m^3)	fix EI
9	3,06	3,06	0	4,6818	2,04	9,550872	4425,5911
8	3,06	9,18	3,06	18,7272	2,04	38,203488	4416,04022
7	3,06	18,36	9,18	42,1362	2,04	85,957848	4377,83674
6	3,06	30,6	18,36	74,9088	2,04	152,813952	4291,87889
5	3,06	45,9	30,6	117,045	2,04	238,7718	4139,06494
4	3,06	64,26	45,9	168,5448	2,04	343,831392	3900,29314
3	3,06	85,68	64,26	229,4082	2,04	467,992728	3556,46174
2	3,06	110,16	85,68	299,6352	2,04	611,255808	3088,46902
1	3,06	137,7	110,16	379,2258	2,04	773,620632	2477,21321
RDC	4,08	169,32	137,7	626,3208	2,72	1703,59258	1703,59258

Tableau IV.8 : Les valeurs de la flèche de refend à chaque niveau.

IV-4-3 Calcul du déplacement des portiques :

- **Le déplacement de chaque niveau**

$$\Delta_n = \psi_n \times h$$

Avec : $$E\Psi_n = \frac{M_n}{12 \cdot \sum K_{pn}} + \frac{E\theta_n + E\theta_{n+1}}{2}$$

- **Le déplacement du portique au niveau « i »**

$$D_n = \sum_{i=1}^{n} \Delta_n$$

- **La rotation d'un poteau encastré à la base au 1er niveau**

$$E \cdot \theta_1 = \frac{M_1 + M_2}{24 \cdot \sum K_{t1} + 2 \cdot \sum K_{p1}}$$

- **La rotation de chaque poteau articulé au 1er niveau**

$$E \cdot \theta_1 = \frac{M_1 + M_2}{24 \cdot \sum K_{t1}}$$

- **La rotation d'un poteau des étages courants**

$$E \cdot \theta_n = \frac{M_n + M_{n+1}}{24 \cdot \sum K_{tn}}$$

Avec :

$Mn = T_n .h$

T_n : Effort tranchant au niveau (n).

K_{tn} : Raideur des poutres $K = \frac{I_{tn}}{L}$.

K_{pn} : Raideur des poteaux $K = \frac{I_{pn}}{h}$.

h_e : Hauteur d'étage.

L : Portée libre de la poutre.

- **Inerties fictives des portiques :**

$$I_{en} = \frac{f_n}{\Delta_n}$$

f_n : Flèche des refends au niveau(n)

Δ_n : Déplacement du portique au niveau(n)

Les étapes de calcul des déplacements et des inerties fictives des portiques par niveaux sont résumées dans les tableaux qui suivant :

- **Inerties fictives des portiques longitudinaux :**

	raideurs et moments					rotation et déplacement				flèche	Inerties fictives	
Niveau	Portique	ΣKpn	ΣKtn	Mn	Mn+1	Eθn	Eψn	EΔn	Dn=ΣΔn	Efn	Ien	ΣIen
	A-B	0,002167	0,002009	3,06	0	63,464	181	554,284159	2965,62189	4425,5911	1,492	
	B-C	0,002167	0,002009	3,06	0	63,464	181	554,284159		4425,5911	1,492	
	C-D	0,002167	0,002009	3,06	0	63,464	181	554,284159		4425,5911	1,492	
	D-E	0,002167	0,002009	3,06	0	63,464	181	554,284159		4425,5911	1,492	
9	E-F	0,002167	0,002009	3,06	0	63,464	245	748,485254		4425,5911	1,492	7,46
	A-B	0,002167	0,002009	6,12	3,06	190,393	426	1302,76941	6708,04816	4416,04022	0,658	
	B-C	0,002167	0,002009	6,12	3,06	190,393	426	1302,76941		4416,04022	0,658	
	C-D	0,002167	0,002009	6,12	3,06	190,393	426	1302,76941		4416,04022	0,658	
	D-E	0,002167	0,002009	6,12	3,06	190,393	426	1302,76941		4416,04022	0,658	
8	E-F	0,002167	0,002009	6,12	3,06	190,393	489	1496,97051		4416,04022	0,658	3,29
	A-B	0,002167	0,002009	9,18	6,12	317,322	670	2051,25467	10446,1044	4377,83674	0,420	
	B-C	0,002167	0,002009	9,18	6,12	317,322	670	2051,25467		4377,83674	0,420	
	C-D	0,002167	0,002009	9,18	6,12	317,322	670	2051,25467		4377,83674	0,420	
	D-E	0,002167	0,002009	9,18	6,12	317,322	670	2051,25467		4377,83674	0,420	
7	E-F	0,002167	0,002009	9,18	6,12	317,322	732	2241,08576		4377,83674	0,420	2,10
	A-B	0,003665	0,002022	12,24	9,18	441,395	720	2202,29112	11204,4081	4291,87889	0,384	
	B-C	0,003665	0,002022	12,24	9,18	441,395	720	2202,29112		4291,87889	0,384	
	C-D	0,003665	0,002022	12,24	9,18	441,395	720	2202,29112		4291,87889	0,384	
	D-E	0,003665	0,002022	12,24	9,18	441,395	720	2202,29112		4291,87889	0,384	
6	E-F	0,003665	0,002022	12,24	9,18	441,395	783	2395,24364		4291,87889	0,384	1,92
	A-B	0,003665	0,002022	15,3	12,24	567,507	915	2801,10203	14198,4627	4139,06494	0,292	
	B-C	0,003665	0,002022	15,3	12,24	567,507	915	2801,10203		4139,06494	0,292	
5	C-D	0,003665	0,002022	15,3	12,24	567,507	915	2801,10203		4139,06494	0,292	1,46

	D-E	0,003665	0,002022	15,3	12,24	567,507	915	2801,10203		4139,06494	0,292	
	E-F	0,003665	0,002022	15,3	12,24	567,507	978	2994,05455		4139,06494	0,292	
	A-B	0,003665	0,002022	18,36	15,3	693,620	1111	3399,91294	17184,5052	3900,29314	0,226	
	B-C	0,003665	0,002022	18,36	15,3	693,620	1111	3399,91294		3900,29314	0,226	
	C-D	0,003665	0,002022	18,36	15,3	693,620	1111	3399,91294		3900,29314	0,226	
	D-E	0,003665	0,002022	18,36	15,3	693,620	1111	3399,91294		3900,29314	0,226	
4	E-F	0,003665	0,002022	18,36	15,3	693,620	1172	3584,85343		3900,29314	0,226	1,13
	A-B	0,005821	0,002035	21,42	18,36	814,496	1121	3430,70265	17345,2331	3556,46174	0,206	
	B-C	0,005821	0,002035	21,42	18,36	814,496	1121	3430,70265		3556,46174	0,206	
	C-D	0,005821	0,002035	21,42	18,36	814,496	1121	3430,70265		3556,46174	0,206	
	D-E	0,005821	0,002035	21,42	18,36	814,496	1121	3430,70265		3556,46174	0,206	
3	E-F	0,005821	0,002035	21,42	18,36	814,496	1184	3622,42255		3556,46174	0,206	1,03
	A-B	0,005821	0,002035	24,48	21,42	939,803	1290	3948,19159	19932,6778	3088,46902	0,154	
	B-C	0,005821	0,002035	24,48	21,42	939,803	1290	3948,19159		3088,46902	0,154	
	C-D	0,005821	0,002035	24,48	21,42	939,803	1290	3948,19159		3088,46902	0,154	
	D-E	0,005821	0,002035	24,48	21,42	939,803	1290	3948,19159		3088,46902	0,154	
2	E-F	0,005821	0,002035	24,48	21,42	939,803	1353	4139,91149		3088,46902	0,154	0,77
	A-B	0,005821	0,002035	27,54	24,48	1065,111	1459	4465,68052	22552,0758	2477,21321	0,110	
	B-C	0,005821	0,002035	27,54	24,48	1065,111	1459	4465,68052		2477,21321	0,110	
	C-D	0,005821	0,002035	27,54	24,48	1065,111	1459	4465,68052		2477,21321	0,110	
	D-E	0,005821	0,002035	27,54	24,48	1065,111	1459	4465,68052		2477,21321	0,110	
1	E-F	0,005821	0,002035	27,54	24,48	1065,111	1532	4689,35374		2477,21321	0,110	0,55
	A-B	0,00432	0,002035	31,62	27,54	1211,302	1821	7430,72413	32115,7163	1703,59258	0,051	
	B-C	0,005821	0,002035	31,62	27,54	1211,302	1664	6789,01218		1703,59258	0,051	
	C-D	0,005821	0,002035	31,62	27,54	1211,302	1664	6789,01218		1703,59258	0,051	
	D-E	0,005821	0,002035	31,62	27,54	1211,302	1664	6789,01218		1703,59258	0,051	
RDC	E-F	0,005821	0,002035	31,62	27,54	1211,302	1058	4317,95567		1703,59258	0,051	0,25

Tableau IV.9 : Inerties fictives des portiques longitudinaux.

- **Inerties fictives des portiques transversaux :**

	raideurs et moments					rotation et déplacement				flèche	Inerties fictives	
Niveau	Portique	ΣKpn	ΣKtn	Mn	Mn+1	Eθn	Eψn	EΔn	Dn=ΣΔn	Efn	Ien	ΣIen
	A-B	0,001764	0,001144	3,06	0	111,451	256,009	783,387	3474,589	4425,5911	1,27	
	B-C	0,001764	0,001144	3,06	0	111,451	256,009	783,387		4425,5911	1,27	
	C-D	0,001764	0,001144	3,06	0	111,451	256,009	783,387		4425,5911	1,27	
8	D-E	0,001764	0,001144	3,06	0	111,451	367,460	1124,427		4425,5911	1,27	5,09
	A-B	0,001764	0,001144	6,12	3,06	334,353	623,469	1907,815	7972,298	4416,04022	0,55	
	B-C	0,001764	0,001144	6,12	3,06	334,353	623,469	1907,815		4416,04022	0,55	
	C-D	0,001764	0,001144	6,12	3,06	334,353	623,469	1907,815		4416,04022	0,55	
8	D-E	0,001764	0,001144	6,12	3,06	334,353	734,920	2248,855		4416,04022	0,55	2,22
	A-B	0,001764	0,001144	9,18	6,12	557,255	990,929	3032,242	12461,718	4377,83674	0,35	
	B-C	0,001764	0,001144	9,18	6,12	557,255	990,929	3032,242		4377,83674	0,35	
	C-D	0,001764	0,001144	9,18	6,12	557,255	990,929	3032,242		4377,83674	0,35	
7	D-E	0,001764	0,001144	9,18	6,12	557,255	1099,671	3364,993		4377,83674	0,35	1,41
	A-B	0,002983	0,001152	12,24	9,18	774,740	1116,677	3417,032	14006,801	4291,87889	0,31	
	B-C	0,002983	0,001152	12,24	9,18	774,740	1116,677	3417,032		4291,87889	0,31	
	C-D	0,002983	0,001152	12,24	9,18	774,740	1116,677	3417,032		4291,87889	0,31	
6	D-E	0,002983	0,001152	12,24	9,18	774,740	1227,354	3755,704		4291,87889	0,31	1,23
	A-B	0,002983	0,001152	15,3	12,24	996,094	1423,516	4355,958	17762,505	4139,06494	0,23	
	B-C	0,002983	0,001152	15,3	12,24	996,094	1423,516	4355,958		4139,06494	0,23	
	C-D	0,002983	0,001152	15,3	12,24	996,094	1423,516	4355,958		4139,06494	0,23	
5	D-E	0,002983	0,001152	15,3	12,24	996,094	1534,193	4694,630		4139,06494	0,23	0,93
	A-B	0,002983	0,001152	18,36	15,3	1217,448	1730,354	5294,884	21503,028	3900,29314	0,18	
4	B-C	0,002983	0,001152	18,36	15,3	1217,448	1730,354	5294,884		3900,29314	0,18	0,73

	C-D	0,002983	0,001152	18,36	15,3	1217,448	1730,354	5294,884		3900,29314	0,18	
	D-E	0,002983	0,001152	18,36	15,3	1217,448	1836,070	5618,374		3900,29314	0,18	
	A-B	0,004737	0,00116	21,42	18,36	1428,879	1805,700	5525,442	22438,105	3556,46174	0,16	
	B-C	0,004737	0,00116	21,42	18,36	1428,879	1805,700	5525,442		3556,46174	0,16	
	C-D	0,004737	0,00116	21,42	18,36	1428,879	1805,700	5525,442		3556,46174	0,16	
3	D-E	0,004737	0,00116	21,42	18,36	1428,879	1915,614	5861,778		3556,46174	0,16	0,63
	A-B	0,004737	0,00116	24,48	21,42	1648,707	2079,359	6362,839	25787,693	3088,46902	0,12	
	B-C	0,004737	0,00116	24,48	21,42	1648,707	2079,359	6362,839		3088,46902	0,12	
	C-D	0,004737	0,00116	24,48	21,42	1648,707	2079,359	6362,839		3088,46902	0,12	
2	D-E	0,004737	0,00116	24,48	21,42	1648,707	2189,273	6699,175		3088,46902	0,12	0,48
	A-B	0,004737	0,00116	27,54	24,48	1868,534	2353,018	7200,236	29193,337	2477,21321	0,08	
	B-C	0,004737	0,00116	27,54	24,48	1868,534	2353,018	7200,236		2477,21321	0,08	
	C-D	0,004737	0,00116	27,54	24,48	1868,534	2353,018	7200,236		2477,21321	0,08	
1	D-E	0,004737	0,00116	27,54	24,48	1868,534	2481,251	7592,628		2477,21321	0,08	0,34
	A-B	0,0035	0,00116	31,62	27,54	2125,000	2877,857	11741,657	42183,180	1703,59258	0,04	
	B-C	0,0035	0,00116	31,62	27,54	2125,000	2877,857	11741,657		1703,59258	0,04	
	C-D	0,0035	0,00116	31,62	27,54	2125,000	2877,857	11741,657		1703,59258	0,04	
RDC	D-E	0,0035	0,00116	31,62	21,42	1905,172	1705,443	6958,209		1703,59258	0,04	0,16

Tableau IV.10 : Inerties fictives des portiques transversaux.

Les inerties fictives des portiques sont résumées dans le tableau suivant :

	RDC	1	2	3	4	5	6	7	8	9	moyen
Sens longitudinal	0,25	0,55	0,77	1,03	1,13	1,46	1,92	2,10	3,29	7,46	1,98
Sens transversal	0,16	0,34	0,48	0,63	0,73	0,93	1,23	1,41	2,22	5,09	1,32

Tableau IV-11 : Résumé des inerties fictives des portiques.

IV.5.Comparaison des inerties des voiles et des portiques :

- **Sens Longitudinal :**

	Inertie (m^4)	Pourcentage (%)
Portique	1,98	59
Voiles	1,36	41
Portique + Voiles	3,34	100

Tableau IV-12 : Comparaison des inerties des voiles et des portiques.

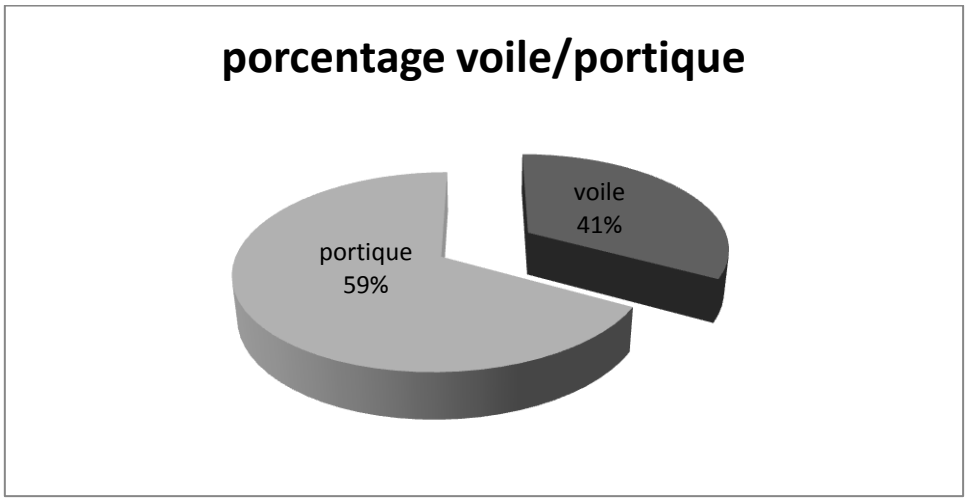


Figure IV-6: Comparaison des inerties des voiles et des portiques dans le sens longitudinal.

- **Sens transversal :**

	Inertie (m^4)	**Pourcentage (%)**
Portique	1,32	51
Voiles	1,29	49
Portique + Voiles	2,61	100

Tableau IV-13 : Comparaison des inerties des voiles et des portiques.

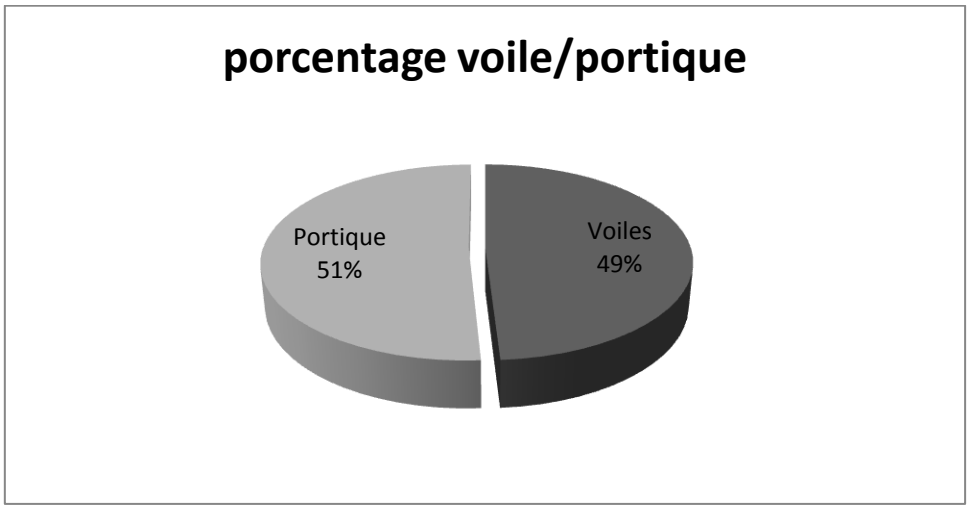


Figure IV-7: Comparaison des inerties des voiles et des portiques dans le sens transversal.

CONCLUSION :

En comparant les deux résultats, on voit bien que dans les deux sens (longitudinal et transversal) le système de contreventement doit travailler conjointement par les portiques et les voiles. Dans ce cas notre système de contreventement est mixte assuré par des voiles et des portiques.

Le RPA prescrit pour ce système de contreventement, les recommandations suivantes :
-Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20 % des sollicitations dues aux charges verticales.

- Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques Proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultantes de leurs interactions à tous les niveaux.
- Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales. Au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

Donc **: dans ce cas de système de contreventement mixte, la valeur du coefficient de comportement est égale à 5.** (R=5).

V. Introduction:

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente réellement est souvent complexe et demande un calcul très fastidieux, donc le calcul manuel est peu fiable. Pour cela l'utilisation de l'outil informatique est devenu indispensable afin d'avoir des résultats proches des résultats réels dans des délais réduits.

Plusieurs programmes de calcul automatiques sont faits afin de formuler le problème de calcul des structures et ils sont basés sur la méthode des éléments finis (MEF), permettant le calcul automatique de diverses structures, on dispose de nombreux programmes permettant l'étude statique et dynamique des structures dont ETABS, ROBOT, SAP….etc. Pour notre étude nous avons utilisé ETABS.

V.1. Description du logical ETABS (Extended Three Dimensions Analysis Building Systems):

ETABS est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments est ouvrages de Génie Civil à la fois facile et très efficace pour le calcul vis-à-vis des forces horizontales dues au séisme, il permet aussi

- La modélisation de tous types de structures
- La prise en compte des propriétés des matériaux
- Le calcul et le dimensionnement des éléments
- L'analyse des effets dynamiques est statique
- La visualisation des déformées, des efforts internes, des modes de vibration …..etc
- Le transfert de données avec d'autres logiciels

V.2. Étapes de modélisation:

Les étapes de modélisation peuvent être résumées comme suit :

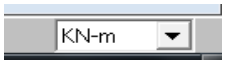
- Introduction de la géométrie du modèle.
- Spécification des propriétés mécaniques des matériaux.
- Spécification des propriétés géométriques des éléments (poteaux, poutres, voile…etc.).
- affectation des éléments définis au model
- Définition des charges statiques (G, Q).
- Introduction du spectre de réponse (E) selon le *RPA99 /version2003*.
- Définition de la charge sismique E.
- Chargement des éléments.
- Introduction des combinaisons d'actions.

❖ **Étape 01** : Introduction de la géométrie du modèle (unités, grilles, niveaux)

La première étape consiste à spécifier la géométrie de la structure à modéliser

a) Chois de l'unité :

On doit choisir un système d'unités pour la saisie des données dans L'ETABS.

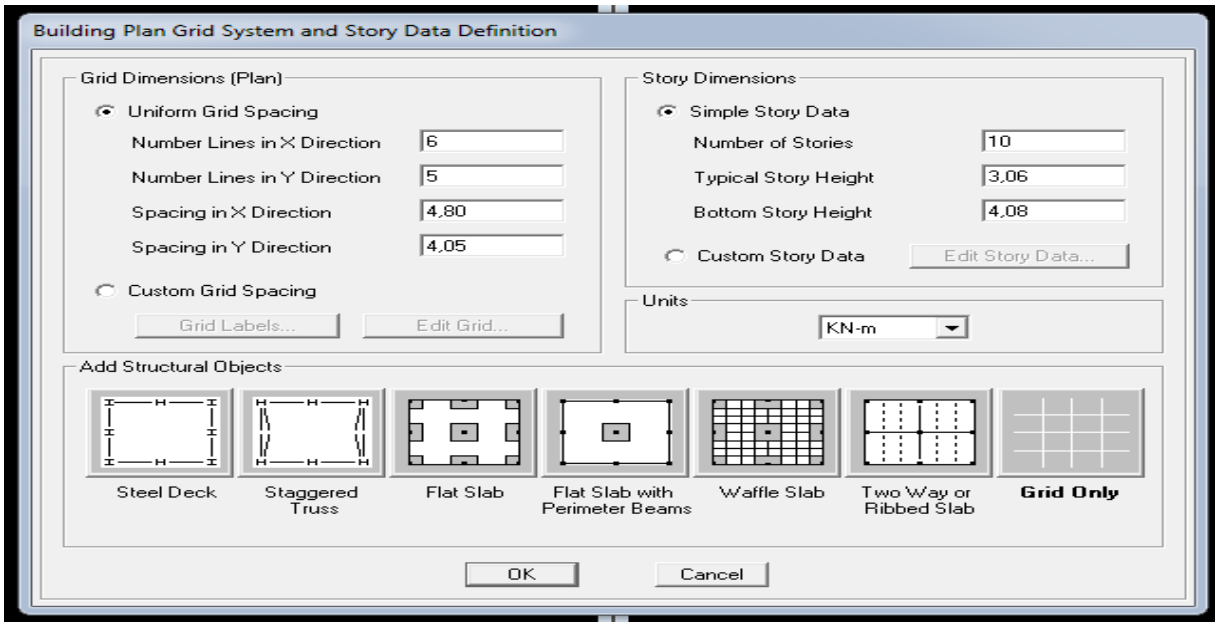
Au bas de l'écran, on sélectionne KN-m qui sera notre unité de travail 

b) Géométrie de base :

Dans le menu déroulant en haut de l'écran on sélectionne **file** puis **New model**

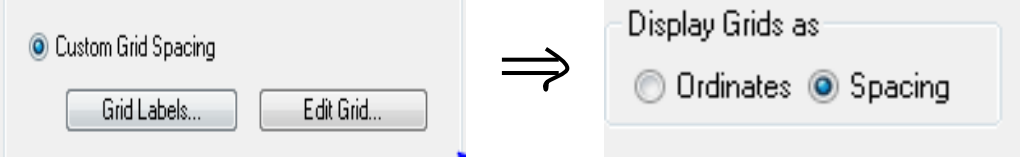
La fenêtre qui va s'ouvrir permet d'introduire :

- Le nombre de lignes suivant x-x.
- Le nombre de lignes suivant y-y.
- Le nombre d'étages.
- Les hauteurs des différents niveaux .

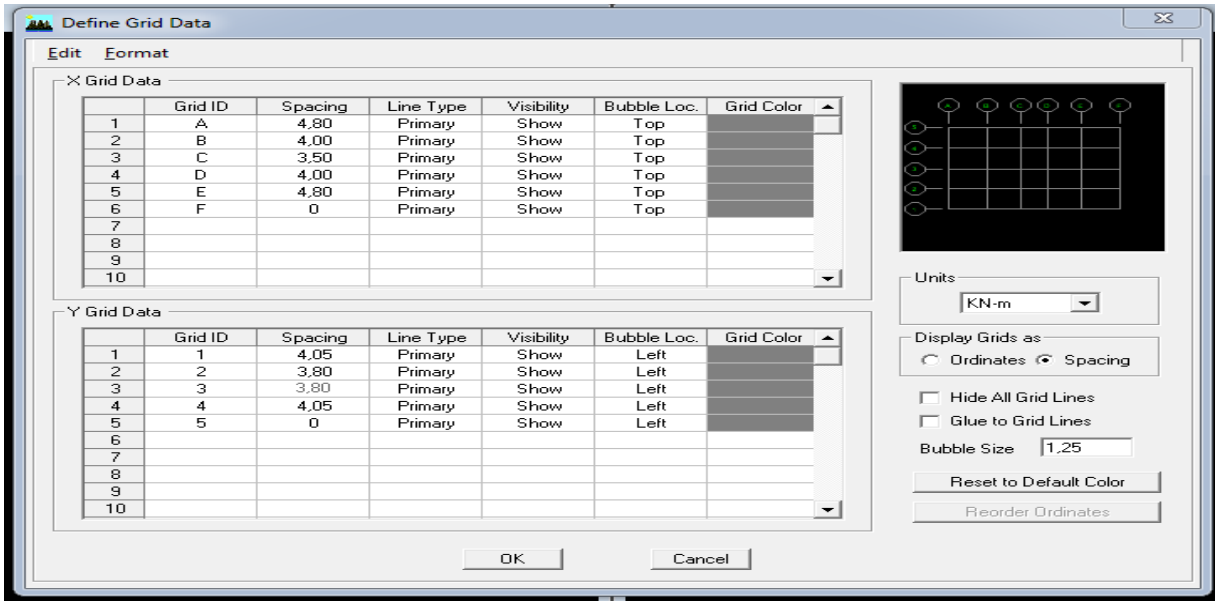


c) Modification de la géométrie de base :

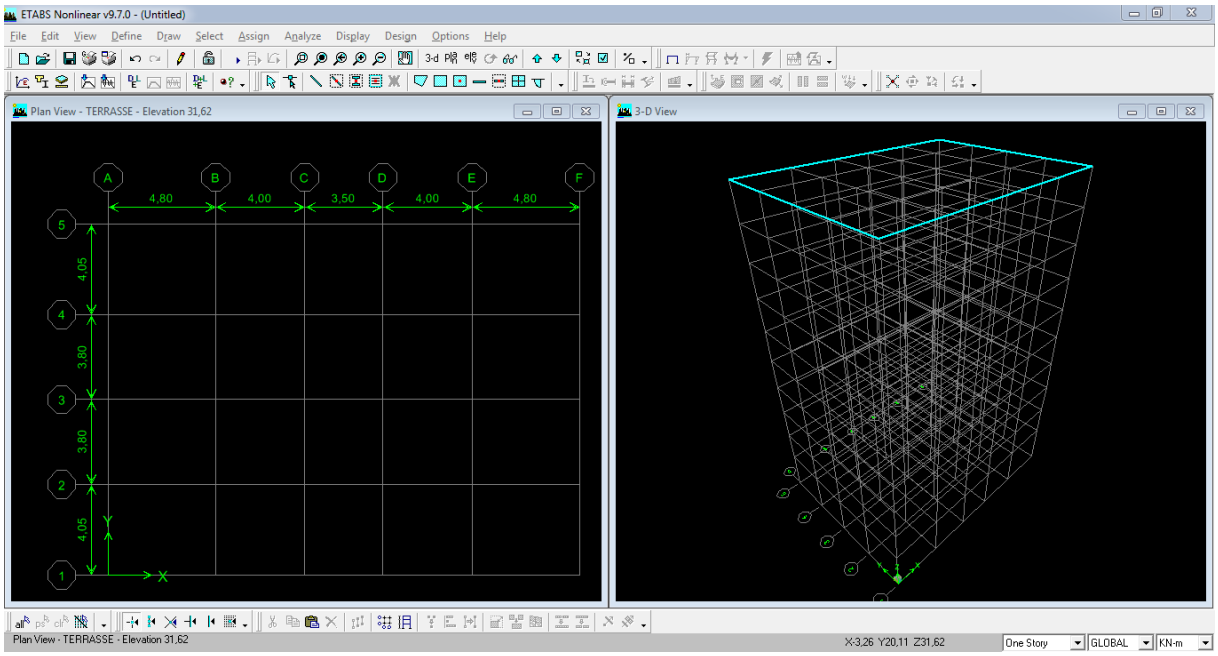
On clique sure **Custom Grid Spacing** ⟹ **Edit Grid** ⟹ **Spacing**



On introduit les distances des trames suivent X-X et Y-Y



NB : Après introduction des données comme il est indiqué sur la figure ci-dessus, on valide et on aura deux fenêtres représentants la structure l'une en 3D et l'autre en 2D.

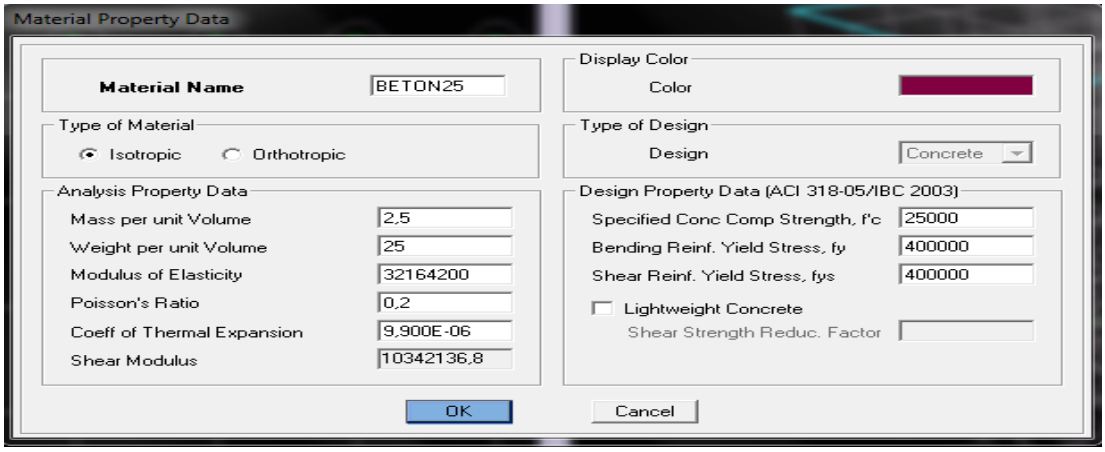


❖ **Étape 02 :** Spécification des propriétés mécaniques des matériaux.

Cette instruction permet d'introduire les propriétés mécaniques des matériaux

Define ⟹ Material properties ⟹ CONC ⟹ Modify/Show Material

Dans la boite de dialogue qui apparait on aura à définir les propriétés mécaniques des matériaux utilisés



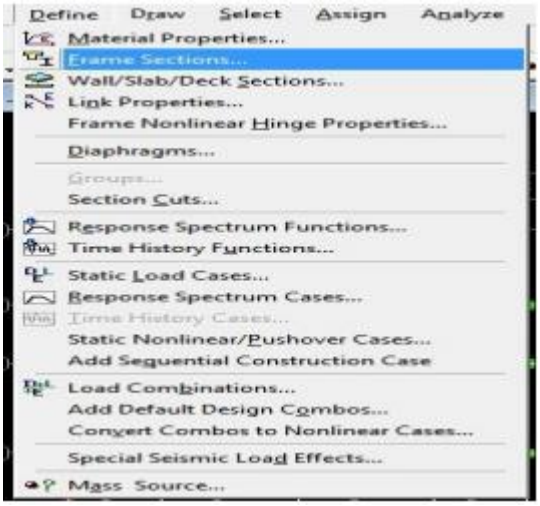
Étape03: Spécification des propriétés géométriques des éléments (poteaux, poutres, voile…etc)

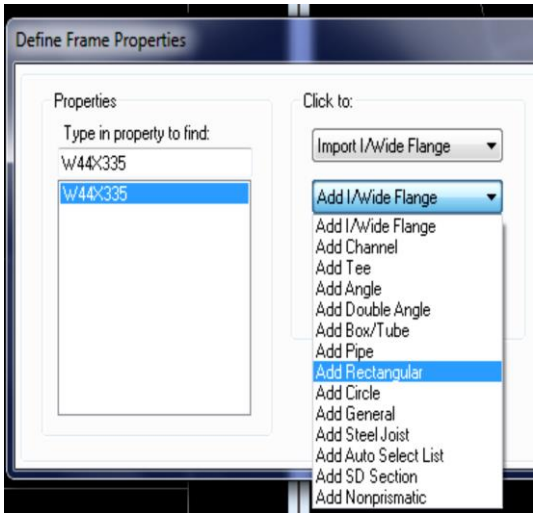
On va définir chaque élément de la structure les poutres principales et secondaires, les poteaux, les plancher, les dalles pleins et les voiles

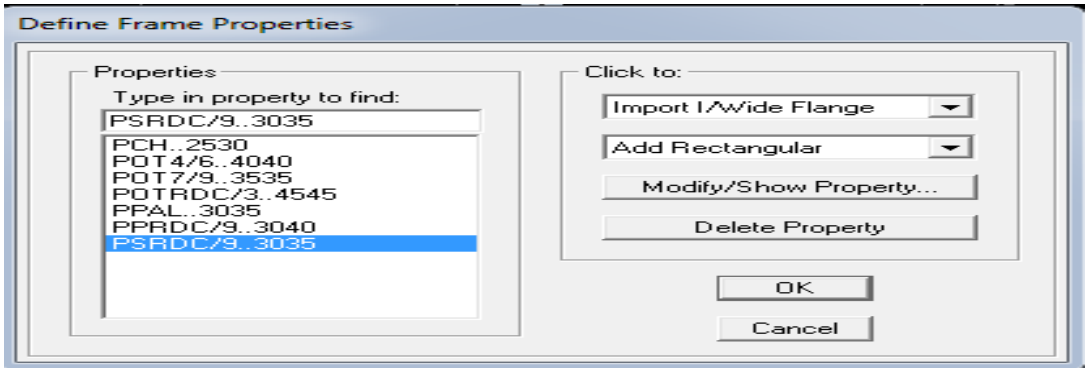
- **Poutres, poteaux et poutrelle :** Defin Frame sections

Pour introduire les coffrages des poutres et des poteaux en clique sur :

Add I/Wide Flange ⟹ Add Rectangular

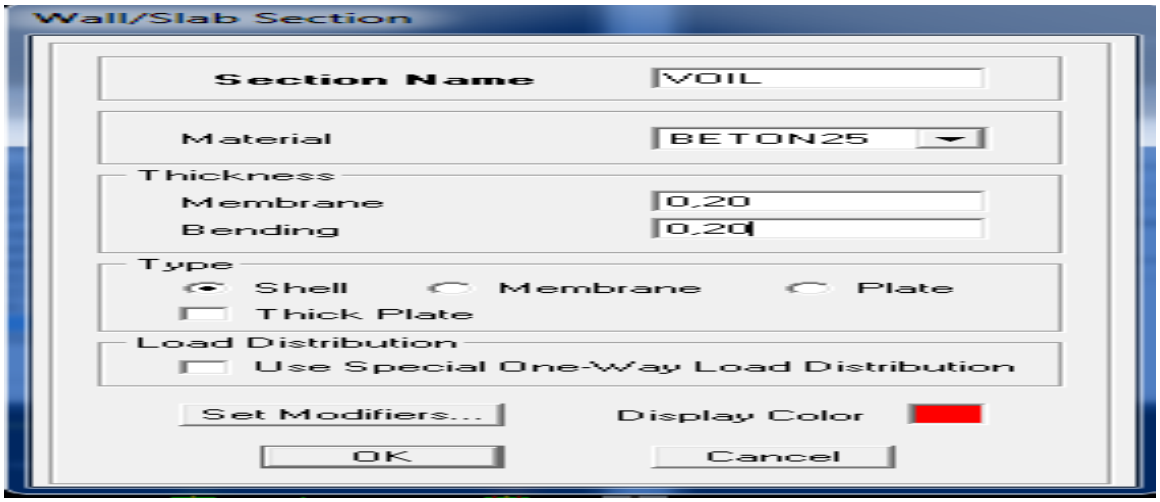






- **Dalle pleines, voiles et raidisseur :**

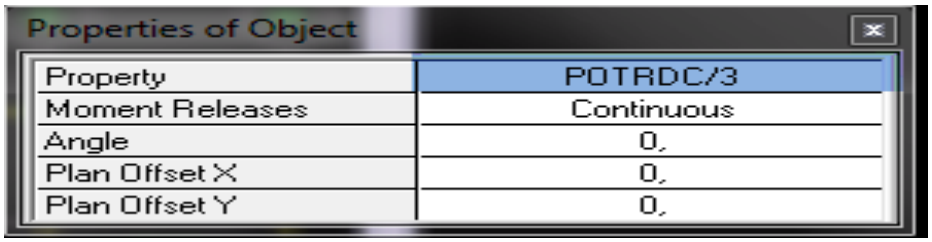
Define ⇒ Wall/slab/Deck Sections ⇒ ⇒ { SLAB= Dalles ; WALL = Voiles ; DECK= Plancher }



❖ **Etape 04 :** affectation des éléments défini au model

Pour affecter les sections définies aux différents éléments on doit suivre les étapes suivantes :

- **Pour les poteaux :**



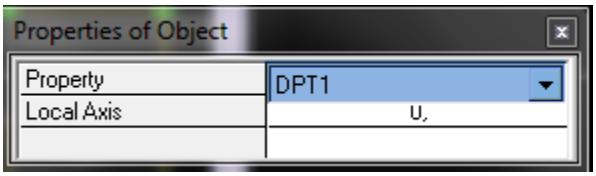
On place les poteaux dons leur place conformément au plan d'architecte

- **Pour les poutres :**

Sélectionne les lignes porteuses de cet élément pour qu'il soit placé.

- **Pour les planchers :**

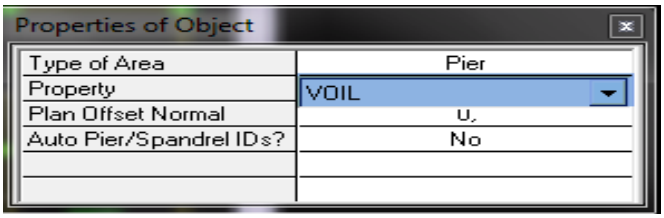
Dans la boite de dialogue qui apparaît on sélectionne dans Property PEC.



Ensuite on se positionne sur le rectangle comportant la dalle pleine et on clique avec le bouton gauche pour placer la dalle.

- **Pour les voiles** :

Dans la boite de dialogue qui apparaît-on sélectionne dans Property VOIL

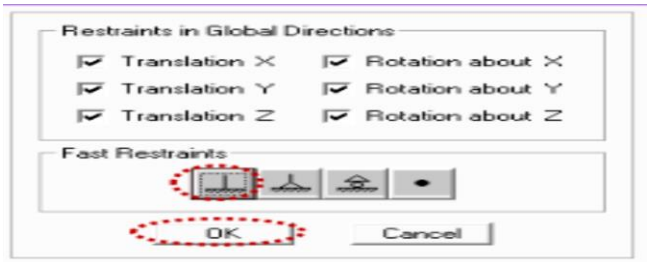


On se positionne sur la traves au le voile devra être placé et en clique avec le bouton gauche et le voile Serra positionné

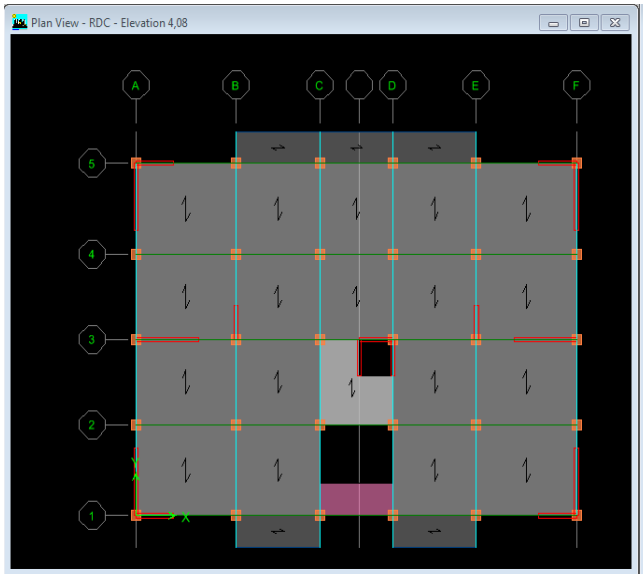
Remarque :

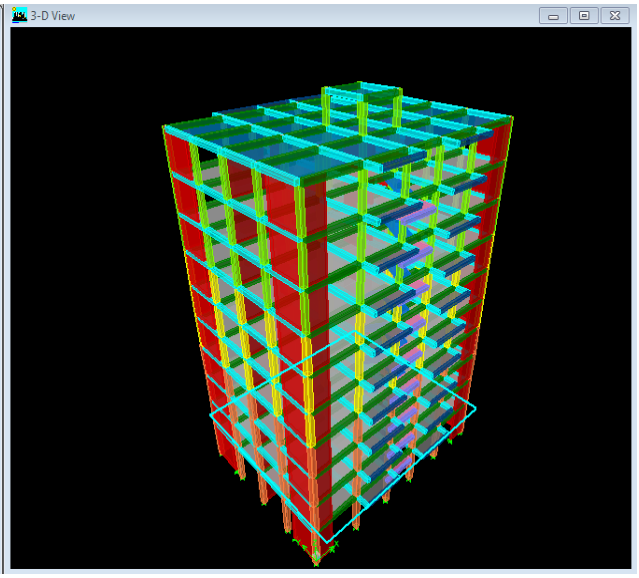
On doit définir les appuis (encastrer les poteaux et les voiles à la base du bâtiment) pour ce faire, on se place à la base et on la sélectionne puis on clique sur l'icône

La fenêtre suivante s'affiche



Tous les étapes président nous ferons aboutir a la structure suivent

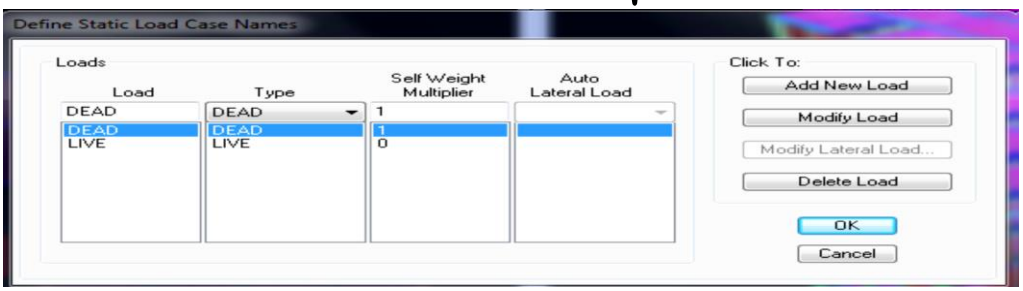




❖ **Etape 05 :** définition des charges statiques (G, Q).

La structure est soumise à des charges permanentes (G) et des surcharges d'exploitation (Q)

pour les définir on clique sur , au bien **Define** ⟹ **Static Load Casesb**



❖ **Etape 06 :** introduction du spectre de réponse (E) selon le RPA99 /version2003.

La création du spectre de réponse se fait avec l'utilisation du logiciel de calcul RPA99

On ouvre le logiciel en cliquant sur l'icône

On introduit les données dans leur case respective

- Zone II: zone de forte sismicité
- Groupe d'usage 2: importance moyenne (à usage d'habitation) dans la hauteur ne dépasse pas 48m
- Classification des sites d'implantation S_3: site meuble
- Classification des systèmes de contreventement

L'objet de classification des systèmes structuraux se traduit dans les règles et méthodes de calcules par l'attribution pour chacune des catégories de cette classification d'une valeur numérique du coefficient de comportement R.

La classification des systèmes structuraux est faite en tenant compte de leur fiabilité et de leur capacité dissipation de l'énergie vis-à-vis de l'action sismique et le coefficient de comportement correspond est fixé en fonction de la natures des matériaux constitutifs du type de construction des possibilités de redistribution d'effort dans la structure

Système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé

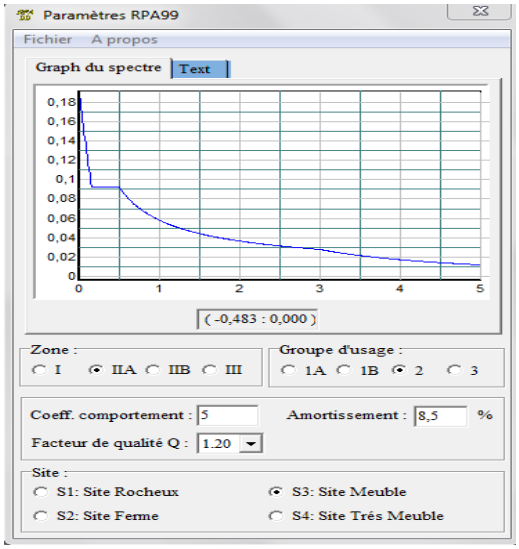
Le système est constitué de voiles uniquement ou de voiles et de portique .Dans ce dernier cas les voiles reprennent plus de 20%des sollicitations dues aux charges verticales .On considère que la sollicitation horizontale est repris uniquement par les voiles

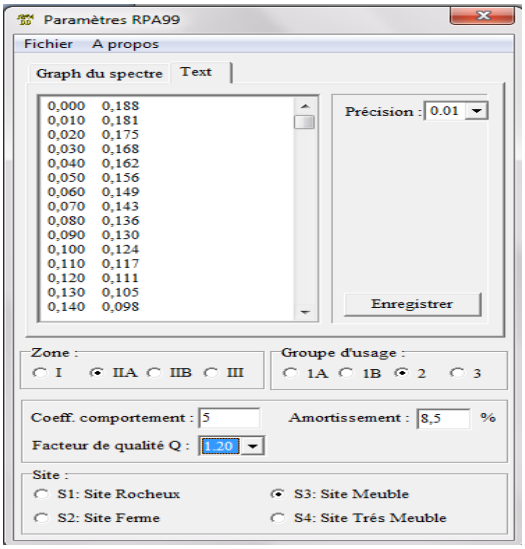
➢Q : Facteur de qualité

La valeur de Q est déterminée par la formule suivant : Q =1+$\sum P_q$; (4 – 4 RPA 99)

$avec$: P_q : Pénalité retenir selon la satisfaction au non du critère de qualité ; sa valeur est donnée par le tableau suivant :

	P_q	
Critère q »	**Observé**	**N/observé**
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0,05
2. Redondance en plan	0	0,05
3. Régularité en plan	0	0,05
4. Régularité en élévation	0	0,05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0,05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0,10

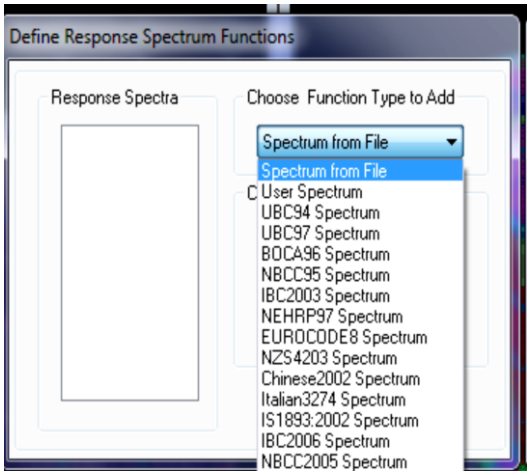




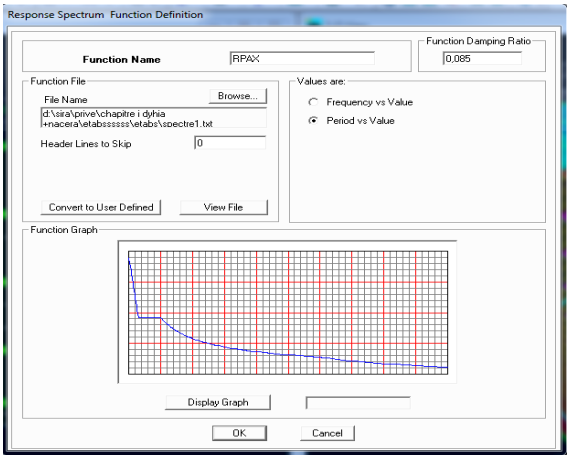
On clique sur **Text** puis sur Enregistrer et on lui choisit un emplacement de sauvegarde

Pour injecter le spectre dans le logiciel ETABS on clique sure

Define ⟹ **Response Spectrum** ⟹ **Function Spectrum from file**



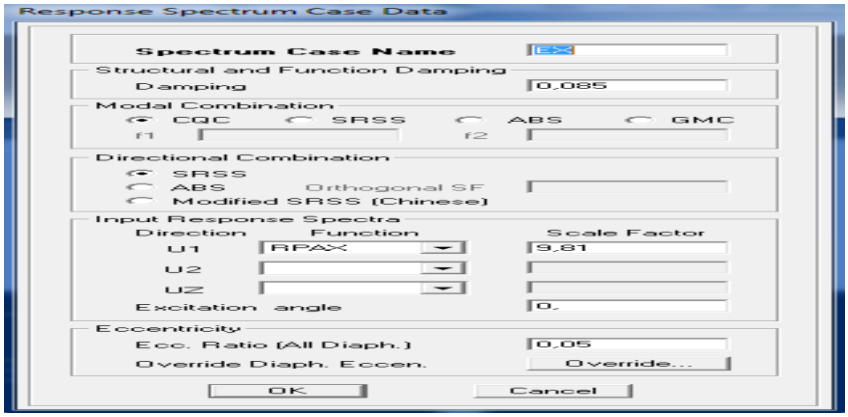
⟹



tape 07 : définition de la charge sismique E.

Consiste à définition du chargement E(séisme) pour cela on clique sur

Define ⟹ **Reponses spectrum** case au bien



➢ Définition de la masse sismique

Masse source (masse revenant à chaque plancher)

La masse des planchers est supposées concentrée en leur centre de masse

$\mathbf{W} = \sum_{i=1}^{n} W_i$ avec : $\mathbf{W_i} = \mathbf{W_{Gi}} + \beta\, \mathbf{W_{Qi}}$;(Formule 4-5 RPA99version 2003)

Avec :

- W : poids dû aux charges permanentes
- W_i : poids de l'étage i
- W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes
- W_{Qi} : Charges d'exploitation

β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation

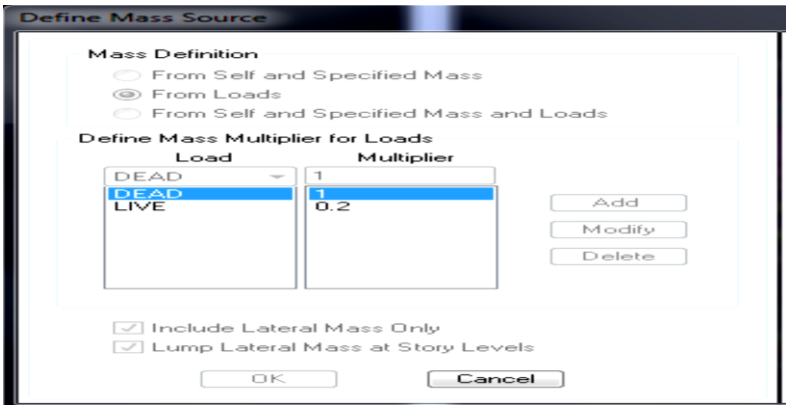
Cas	Type d'ouvrage	β
1	Bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés	0,20
2	Bâtiments recevant du public temporairement :	
	- Salles d'exposition, de sport, lieux de culte, salles de réunions avec places debout.	0,30
	- salles de classes, restaurants, dortoirs, salles de réunions avec places assises	0,40
3	Entrepôts, hangars	0,50
4	Archives, bibliothèques, réservoirs et ouvrages assimilés	1,00
5	Autres locaux non visés ci-dessus	0,60

Valeurs du coefficient de pondération β

Dans notre cas l'ouvrage est a usage d'habitation donc β =0.2

On introduit ces masses dans ETABS en passe par si étape

Define ⟹ Masse source ⟹ from Self and Specified Masse and *Loads*



Étapes 08 : Chargement des éléments.

- **Planche étage courant :**

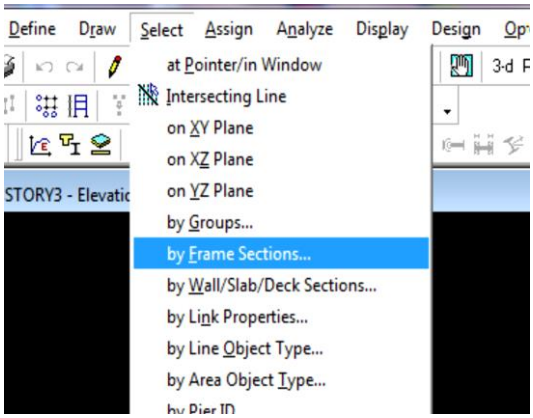
G=5,12 KN/m^2 ; Q = 1,5 KN/m^2

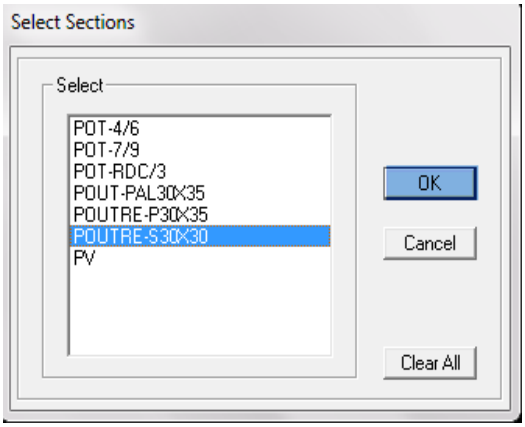
- **Planche terrasse :**

G=5,63KN/m^2 ; Q = 1 KN/m^2

Pour le chargement des planchers nous allons faire la sélection les poutres secondaires

On sélection les poutres secondaire puis OK

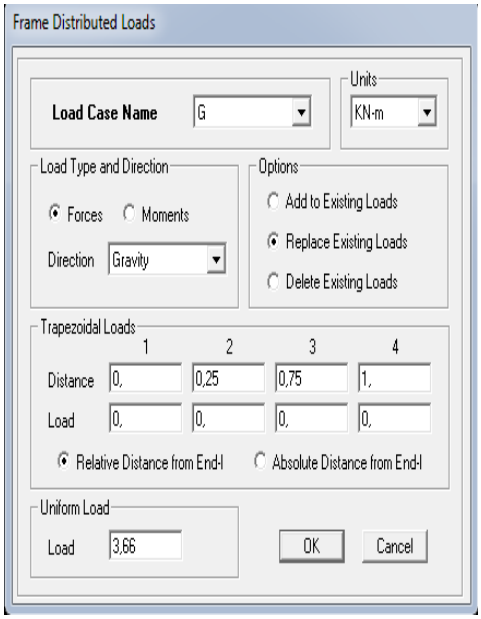


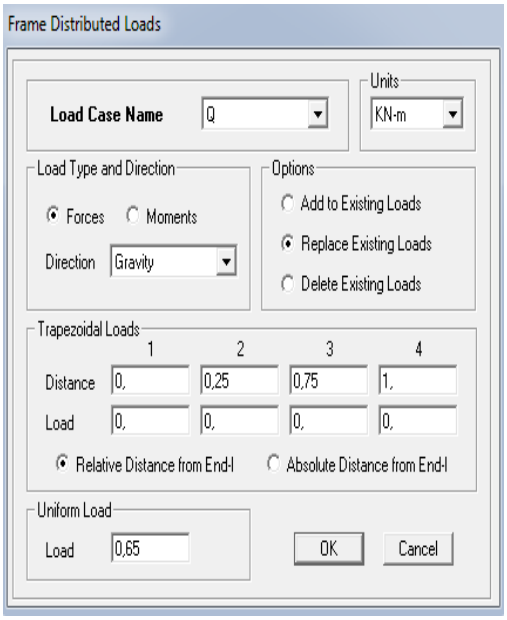


➢ Chargement des poutres secondaires :

Assign ⟹ Areas loads ⟹ Frame/line loads ⟹ Distributed

Ou bien on clique sur l'icone

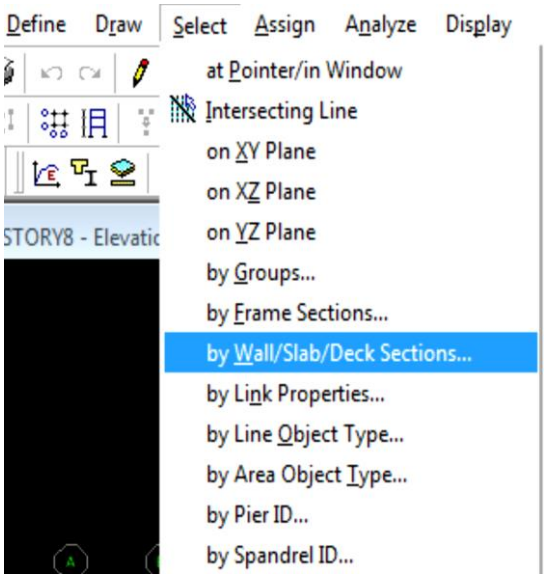


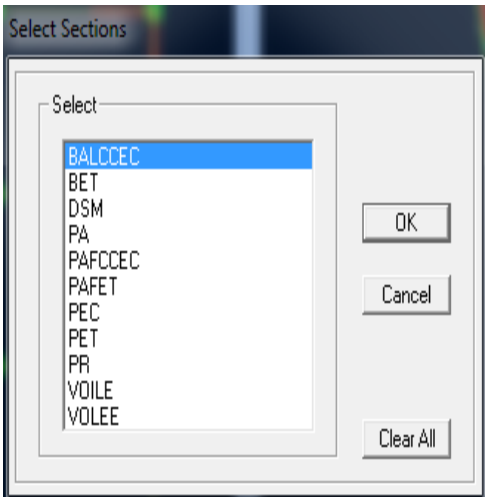


Et on introduit les valeurs des charge et surcharge de **chaque plancher** avec (DEAD=G) et (LIVE=Q)

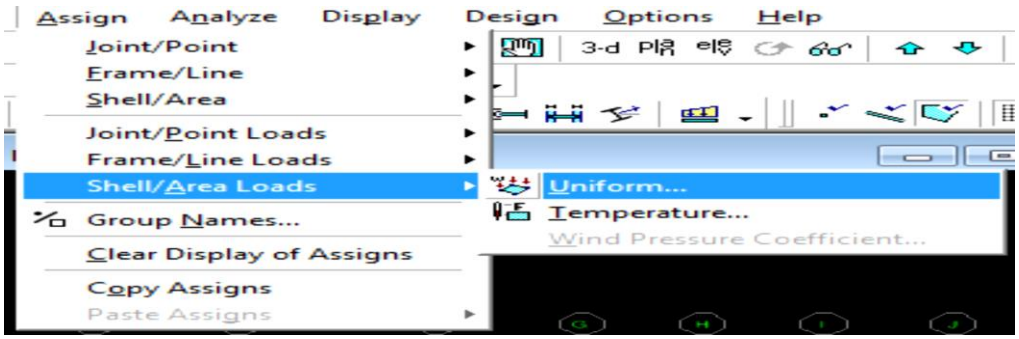
Pour le chargement des dalles plaines, nous allons les sélectionner comme suit :

Select ⟹ by Wall/Slab/Deck sections





Assign ⟹ Shell/Area Loads ⟹ Uniform



Étape 09 : introduction des combinaisons d'actions.

- **Combinaisons aux états limites :**

  ELU : 1.35G+1.5Q

  ELS : G+Q

- **Combinaisons accidentelle du RPA :**

  GQE : G+Q±E

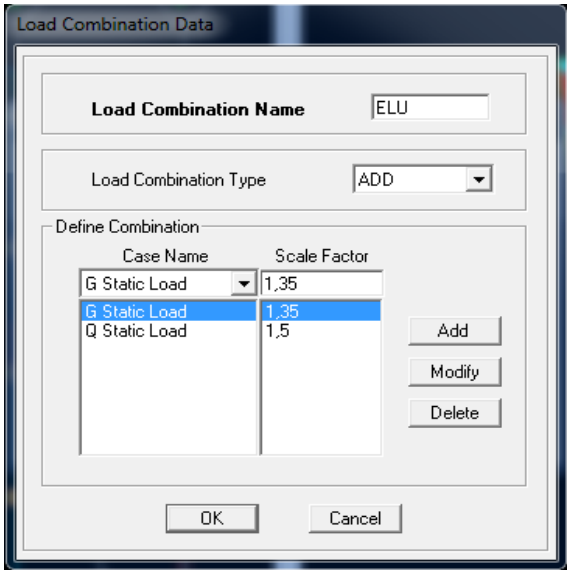
  08GE : 0.8G±E

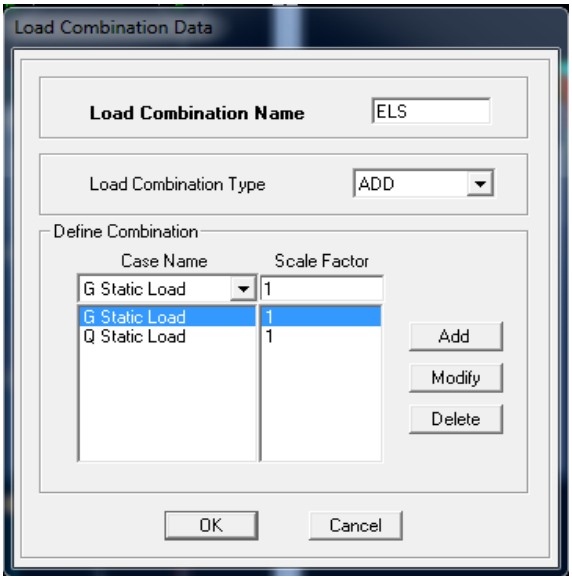
Pour les introduire don le logiciel on suit cette enchainement comme suite :

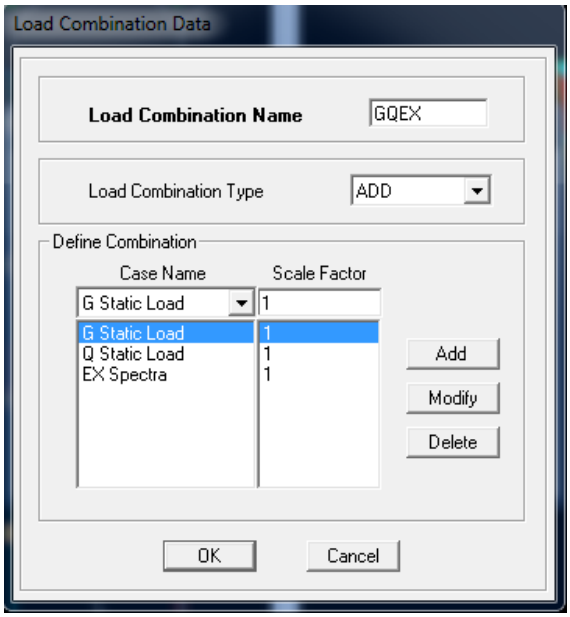
Define ⟹ Load combinations ⟹ Add New Combo

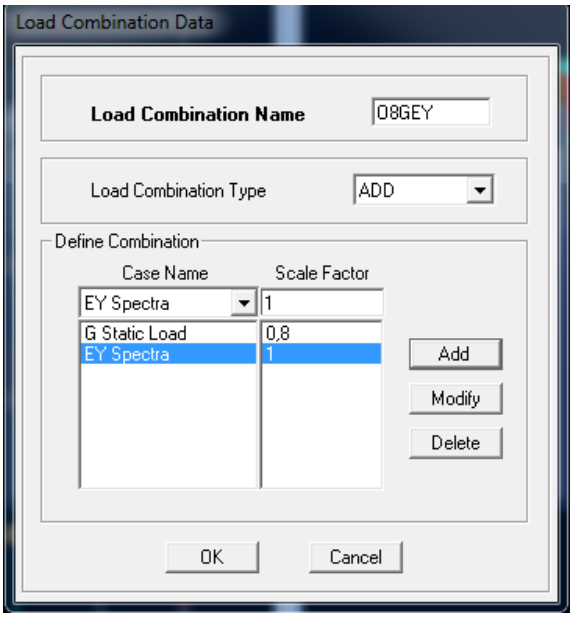
On aura la fenêtre suivent puis on clique sur Add New Combo

On introduit les noms des combinaisons et le facteur multiplicateur

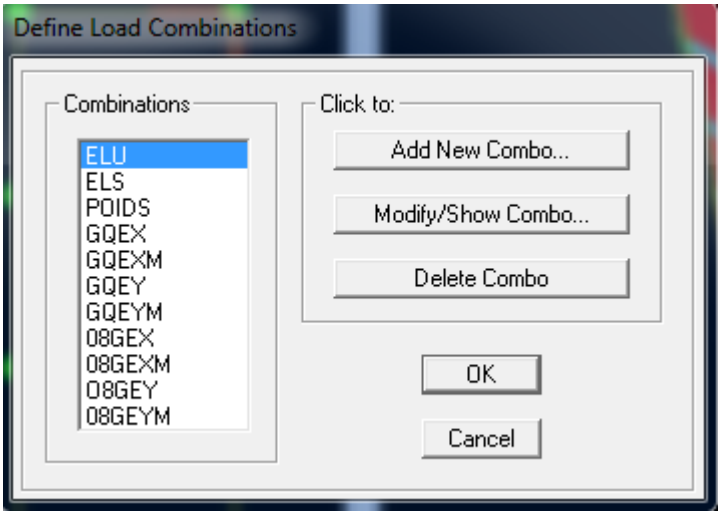








Pour introduire les combinaisons dans le logiciel on clique sur **: Define ⟹ Load Combinaisons ⟹ Add New Combo**



➢ Attribution des diaphragmes au déférent plancher du modèle :

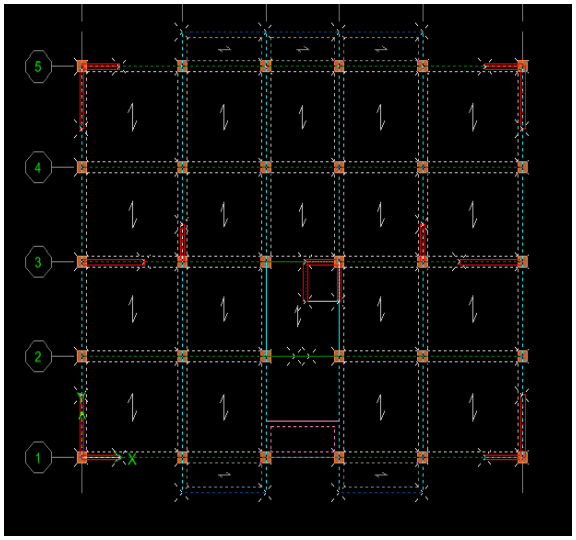
Comme les planchers sont supposés infiniment rigides, on doit relier les nœuds du même plancher a leurs nœuds maitres de telle sorte qu'ils puissent former un diaphragmes ceci a pour effet de réduire le nombre d'équitation à résoudre par *ETABS.* On sélectionne le premier étage puis on va dans :

Set Plain View ⟹ STORY 1 ⟹ OK

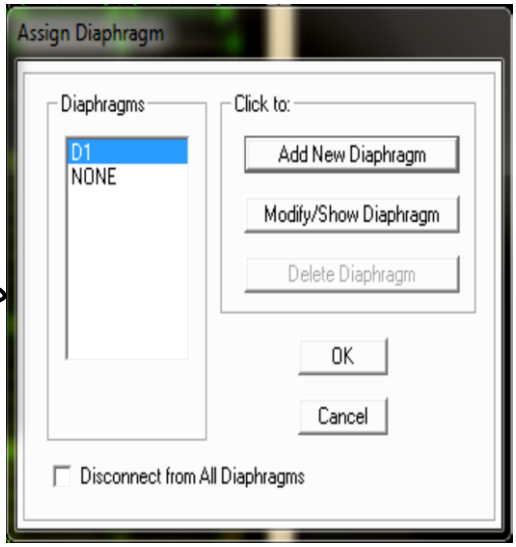
Sélections de la vues en plan du premier étage

Define ⟹ Diaphragm ⟹ OK

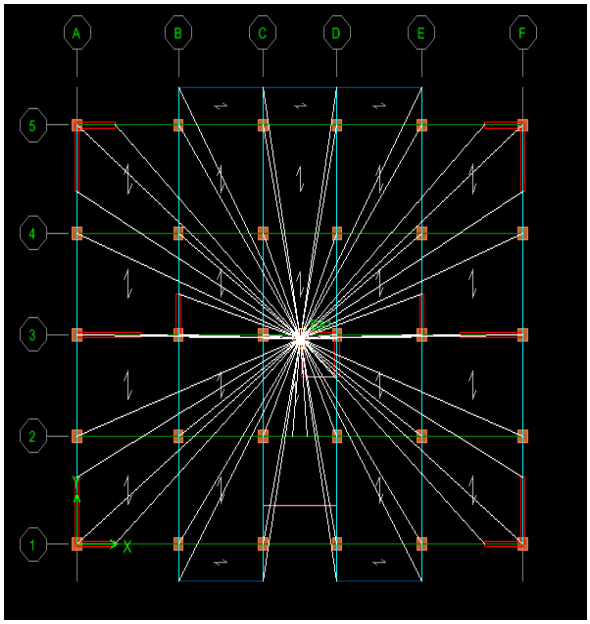
Le premier diaphragme apparaît alors

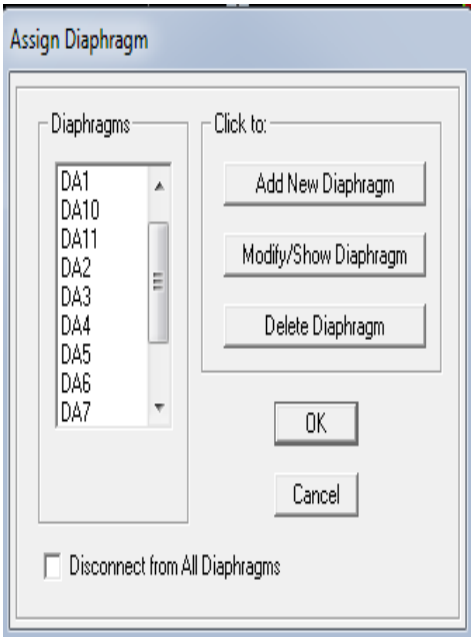


⟹



Avec la même façon on réalise les diaphragme qui vont suivre mais cette fois en cliquent sur **Add New Diaphregm** puis en clique sur **OK** pour valider et on refait les mêmes opérations pour tous les autres planchers





Étape 10 :

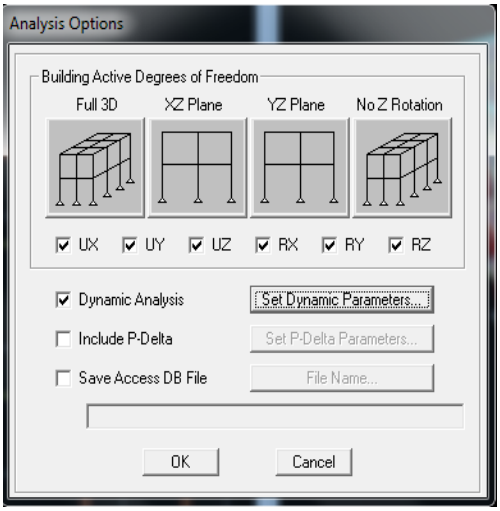
Cette étape consiste à lancer l'analyse dynamique, mais il y a lieu de spécifier le nombre de mode à utiliser dans le calcul d'une manière on doit avoir une participation massique supérieure à 90% selon le RPA 2003 :

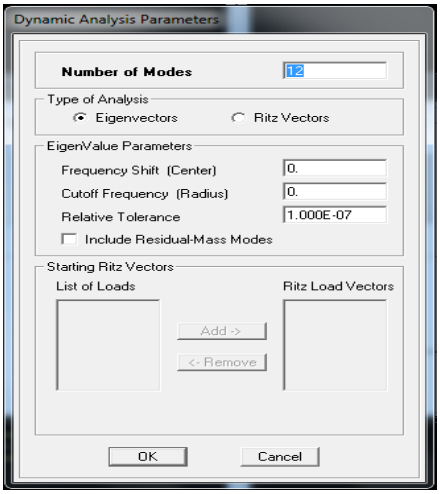
- **Modes de vibration :**

Analyze ⟹ Set analysis Options

Cocher **DynamiebAnalysis**Et clique sur **Set Dynamie parameters**

On spécifir le nombre de modes a prendre en considération la ou s'est écrit **Numbre of modes** et on valide avec **OK**. Valider une autre fois dans la fenêtre de **Analysis option**.





VI. Introduction :

Les tremblements de terre ont présenté depuis toujours un des plus graves désastres pour l'humanité. Leur apparition brusque et surtout imprévue, la violence des forces mises en jeu, l'énormité des pertes humaines et matérielles ont marqué la mémoire des générations.
Parfois, les dommages sont comparables à un budget national annuel pour un pays, surtout si ses ressources sont limitées.
Une catastrophe sismique peut engendrer une grave crise économique, ou au moins une brusque diminution du niveau de vie dans toute une région pendant une longue période.
L'une des questions qui se posent est : Comment limiter les endommagements causés aux constructions par le séisme ?
Il est donc nécessaire de construire des structures résistant aux séismes.
Cette partie du chapitre consiste donc à analyser et vérifier les exigences du RPA qui sont :

1. la période.
2. Le pourcentage de participation de la masse modale
3. L'excentricité
4. L'effort tranchant à la base.
5. L'effort normal réduit.
6. Les déplacements
7. Justification vis-à-vis de l'effet P-Delta.

VI.1. Méthodes de calcul :

Le choix des méthodes de calcul et la modélisation de la structure doivent avoir pour objectif de reproduire au mieux le comportement réel de l'ouvrage le calcul des forces sismique peut être mené suivant deux méthodes :

- Par la méthode statique équivalente.
- Par la méthode d'analyse modale spectrale.
- Par la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

Le calcul des forces sismiques se fera avec la méthode d'analyse modale spectrale qui est applicable sur tous les cas d' après les règles du RPA99 version 2003(article 4.1.3).

- **Caractéristiques géométriques de la structure :**
- **Rappelons que notre structure :**

Est classé dans le groupe d'usage 2.
Le sol est de catégorie S2 (Site Ferme), selon les résultats donnés par le laboratoire de géotechnique.

Se trouve dans une zone de moyenne sismicité Zone IIa.
La structure étudiée fait 34.02m de hauteur.

VI.2. Vérification de la structure mixte selon les exigences du RPA 99 V 2003 :

VI.2. 1.La période de l'ETABS :

Les valeurs de **T** ; calculées à partir des formules de Rayleigh ou de méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30% le RPA 2003 donne une formule empirique suivent : $\mathbf{T} = C_T h_N^{3/4}$;(4-6 RPA2003)

h_N: Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).
Avec H_N=34,02m
C_T : Coefficient en fonction du système de contreventement et du type de remplissage.
avec C_T=0,05 structure mixte

Display Show Tables ⟹ Modal Information ⟹ Building Modal Information ⟹
Table: Modal Participation Mass Rations ⟹ OK

La période maximale délivré par le logiciel **ETABS** est obtenue dans le mode 1 qui est 0,87s.

Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ
30	0,871710	0,0973	71,4507	0,0973	71,4507	0,0159
2	0,826462	72,2781	0,1007	72,3754	71,5514	0,0386
3	0,676136	0,0441	0,0181	72,4195	71,5695	70,6920
4	0,231397	0,2449	15,9621	72,6644	87,5316	0,0041
5	0,228387	15,1854	0,2707	87,8497	87,8023	0,0026
6	0,172649	0,0023	0,0025	87,8521	87,8048	17,1353
7	0,103814	1,9189	3,6046	89,7710	91,4094	0,0026
8	0,103036	3,8258	1,8211	93,5968	93,2306	0,0005

Tableau VI-1: Période analytique donnée par Etabs.

$T = 0,05 \times 34,02^{3/4} = 0,70S$
Après majoration de la période de 30 % on a :

T= 1.3× 0,70 = 0,91 S $\geq T_{etabs} = 0,87\ S$ ⟹ Condition vérifiée

VI.2. 2. Vérification de la participation massique (masse modale) :

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure (d'après le RPA).

- Dans la direction (x-x), on a atteint la masse participante au mode 8 :93,59≥ 90%de la masse totale de bâtiment.
- Dans la direction (y-y), on a atteint la masse participante au mode 8 :93,23 ≥ 90% de la masse totale de bâtiment.

La valeur de la participation massique a atteint les 90% dans le mode 8.

Les 3 premiers modes sont : $\begin{cases} \text{Mode1 : translation suivant Y-Y} \\ \text{Mode 2 : translation suivant X-X} \\ \text{Mode 3 : rotation suivant Z-Z} \end{cases}$

VI.2. 3. Excentricité Accidentelle et Excentricité Théorique :

A chaque niveau et pour chaque direction de calcul la distance entre le centre de gravité des masses et le centre des rigides ne dépasse pas 5%de la dimension du bâtiment

- **ex=XCM – XCR** $\leq 5\% l_x$
- **ey=YCM – YCR** $\leq 5\% l_y$

Avec : $\begin{cases} L_X = 21{,}50 \text{ m} \\ L_Y = 16{,}10 \text{ m} \end{cases}$

Le logicielle nous donne le centre de masse et de torsion pour chaque niveau :

Story	XCM	YCM	XCR	YCR	ex	ey	EX=5%LX	EY=5%LY	eX≤5%LX	eY≤5%LY
RDC	10,57	8,008	10,685	7,915	-0,115	0,093	1,075	0,805	CV	CV
ETAGE1	10,566	8,006	10,66	7,962	-0,094	0,044	1,075	0,805	CV	CV
ETAGE2	10,568	8,016	10,653	7,989	-0,085	0,027	1,075	0,805	CV	CV
ETAGE3	10,568	8,019	10,651	8,01	-0,083	0,009	1,075	0,805	CV	CV
ETAGE4	10,568	8,021	10,651	8,025	-0,083	-0,004	1,075	0,805	CV	CV
ETAGE5	10,568	8,021	10,652	8,038	-0,084	-0,017	1,075	0,805	CV	CV
ETAGE6	10,568	8,023	10,653	8,049	-0,085	-0,026	1,075	0,805	CV	CV
ETAGE7	10,569	8,025	10,655	8,059	-0,086	-0,034	1,075	0,805	CV	CV
ETAGE8	10,571	8,036	10,656	8,067	-0,085	-0,031	1,075	0,805	CV	CV
TERRASSE	10,557	7,938	10,658	8,074	-0,101	-0,136	1,075	0,805	CV	CV
TERRASSE-1	10,55	5,95	10,657	6,193	-0,107	-0,243	1,075	0,805	CV	CV

Tableau VI.2 : Centre de torsion et centre de masse de la structure.

VI.2.4.Vérification L'effort tranchant à la base :

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 (Art 4.3.6 RPA99)

$$V_{base\ .MSM} \geq 80\% V_{base\ .MSE}$$

a) $V_{base.MSM}$:

- **Déterminations de l'effort tranchant par ETABS:**

Story	Load	Loc	VX	VY
ETAGE1	EX	Top	1570,17	24,69
ETAGE1	EX	Bottom	1570,17	24,69
ETAGE1	EY	Top	24,70	1496,35
ETAGE1	EY	Bottom	24,70	1496,35
RDC	EX	Top	1616,81	26,19
RDC	EX	Bottom	1616,81	26,19
RDC	EY	Top	26,19	1543,27
RDC	EY	Bottom	26,19	1543,27

b) $V_{base.MSE}$:

D'après RPA99 la force sismique totale V qui s'applique à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule

$$V = \frac{AxDxQ}{R} W \qquad \text{(Formule 4.1 du RPA 99)}$$

Avec:

A:coefficient d'accélération de zone donnée dans le tableau suivant en fonction de la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment. **A=0.15**

W : la masse total de la structure donné par ETABS**: $W = 32890,84KN$**

R : coefficient de comportement de la structure (Tableau 4-3). Il est selon le système de contreventement pour R=5 (mixte portique /voiles).
D : facteur d'amplification dynamique moyen :

T_2 =0,50 S < T=0,91 < 3S $\Longrightarrow$ $D = 2{,}5\eta(\frac{0{,}50}{0{,}91})^{2/3} = 2{,}5 \times 0{,}82 \times (\frac{0{,}50}{0{,}91})^{2/3} = 1{,}38$

Q:facteur de qualité donnée en fonction de :

1. La régularité en plan
2. La régularité en élévation
3. Condition minimale sur les filles de contreventement.
4. La redondance en plan.
5. La qualité du contrôle de la construction.

La valeur de Q est déterminer par la formule suivante: **Q=1+$\sum_1^6$ Pq**

Avec: Pq: valeur des pénalités à retenir selon les critères de qualité à satisfaire
La valeur de Q est déterminée par la formule suivant : Q =1+$\sum P_q$; $(4-4$ RPA 99)

1) $avec: P_q$: Pénalité retenir selon la satisfaction au non du critère de qualité

a) Condition minimale sur les files de contreventement :P1=0

- Chaque file de portique doit comporter à tous les niveaux, au moine trois(03) travées dont le rapport des portées n'excède pas 1.5 les travées de portique peuvent être constituées de voiles de contreventement

Suivent x on a (05) travée $\Longrightarrow$ Condition Vérifiée
Suivent y on a (04) travée $\Longrightarrow$ Condition Vérifiée

- $\frac{L_{max}}{L_{min}} \leq 1{,}5$

$$\begin{cases} \text{Suivent x : } \frac{4{,}80}{3{,}50} = 1{,}37 < 1.5 \Longrightarrow \text{Condition vérifiée.} \\ \text{Suivent y ; } \frac{4{,}05}{3{,}80} = 1{,}07 < 1.5 \Longrightarrow \text{Condition vérifiée.} \end{cases}$$

$$\Longrightarrow \begin{cases} \boldsymbol{P_1^y = 0} \\ \boldsymbol{P_1^x = 0} \end{cases}$$

b) Redondance en plan (surabondance) :P2=0 ,05

- Chaque étage devra avoir en plan au moins quatre (04) files de portiques et /ou de voiles dans la direction des forces latérales appliquées $\Longrightarrow$ Condition non vérifiée
- Ces files de contreventement devront être disposées symétriquement autant que possible avec un rapport entre valeurs maximale et minimale d'espacement ne dépassant pas 1.5

c) Régularité en plan :P3=0

- Le bâtiment doit présenter une configuration sensiblement symétrique vis-à-vis deux directions orthogonales aussi bien pour la distribution des rigidités que pour celle des masses

•Suivant x $\Longrightarrow$ Condition Vérifiée
•Suivant y $\Longrightarrow$ Condition Vérifiée

- **Condition sur l'excentricité :**

A chaque niveau et pour chaque direction de calcul la distance entre le centre de gravité des masses et le centre des rigides ne dépasse pas 5%de la dimension du bâtiment

- $e_x = X_T - X_G \leq 5\% l_x$
- $e_y = y_T - y_G \leq 5\% l_y$

} Les conditions sont vérifiées

d) Régularité en élévation :

$$P_4 = 0$$

- **Condition sur le système de contreventement :**

Le système de contreventement ne doit pas comporter d'élément porteur vertical discontinu dont la charge ne transmette pas directement à la fondation ⟹ Condition vérifiée.

- **Condition sur les masses et rigidités :**

Aussi bien la raideur que la masse des différents nivaux restent constants ou diminuent progressivement et sans chargement brusque de la base au sommet du bâtiment ⟹ C V.

- **Contrôle de la qualité des matériaux** :

Des essais systématiques sur les matériaux mis en œuvre doivent être réalisés par l'entreprise **p_5=0**

- **Contrôle de la qualité de l'exécution :**

Il est prévu contractuellement une mission de suivi des travaux sur chantier .Cette mission doit comprendre notamment une supervision des essais effectués sur les matériaux notamment une supervision des essais effectués sur les matériaux ⟹ **p_6=0**

Tableau récapitulatif des conditions du facteur qualité Q :

Critères à vérifier	P_q (pénalité)
Conditions minimales sur les files de contreventement	0
Redondance en plan	0,05
Régularité en plan	0
Régularité en élévation	0
Contrôle de la qualité des matériaux	0
Contrôle de la qualité de l'exécution	0
$Q = 1 + \sum_{1}^{5} P_q$	1,05

Tableau VI .3: Conditions de facteur de qualité.

$$V_{base\ .MSE} = \frac{A.D.Q}{R} W_T = \frac{0,15 \times 1,38 \times 1,05}{5} W_T = 0,04 W_T$$

- Le logiciel ETABS nous donne la valeur de poids total suivants :

Story	Load	Loc	P
ETAGE3	POIDS	Top	21671,60
ETAGE3	POIDS	Bottom	22658,11
ETAGE2	POIDS	Top	24978,17
ETAGE2	POIDS	Bottom	25964,68
ETAGE1	POIDS	Top	28332,22
ETAGE1	POIDS	Bottom	29271,25
RDC	POIDS	Top	31638,79
RDC	POIDS	Bottom	32890,84

W=32890,84 (KN)

$$V_{st} = 0,04 \times 32890,84 = \mathbf{1315,63KN}$$

Coefficients :	***A***	***0.15***
	D	***1.38***
	Q	***1.05***
	R	***5***
	Wt	***32890,84***
Forces sismiques V (KN)		***1315,63***
Résultats des forces sismiques données par ETABS		***Vx=1230,90 KN*** ***Vy=1228,47KN***

Tableau. VI.4 : résultats des forces sismiques

$$\begin{cases} Vx = 1616,81\ KN > 80\%\ Vx_{st} = 0.8 \times 1315,63 = 1052,51\ KN \\ Vy = 1543,27KN > 80\%\ Vy_{st} = 0.8 \times 1315,63 = 1052,51KN \end{cases} \Longrightarrow CV$$

Conclusion :

On peut conclure que la condition de l'effort tranchant à la base est vérifiée dans les deux directions x et y.

VI.2. 5. Effort normal réduit : (Art 7.1.3.3 du RPA 99/ version 2003) :

L'effort normal de compression est limité par la relation suivante, afin d'éviter ou de minimiser le risque de rupture dues à l'ensemble des sollicitations (action sismique) :

$$\nu = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0,3$$

N_d : Effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

B_c : L'aire de la section en béton,

f_{c28} : La résistance caractéristique de béton.$f_{c28} = 25$ MPa

La valeur de N_d est prise à partir de logiciel ETABS

Poteaux RDC/3 éme (45*45) : $N_d = 1322{,}39$KN

$$\nu = \frac{1322{,}39 \times 10^3}{450 \times 450 \times 25} = 0{,}26 \leq 0{,}3 \ldots \text{CV}$$

Poteaux 4eme /6eme (40*40) : $N_d = 777{,}85$KN

$$\nu = \frac{777{,}85 \times 10^3}{400 \times 400 \times 25} = 0{,}19 \leq 0{,}3 \ldots \text{CV}$$

Poteaux 7eme /9eme (35*35) : $N_d = 380{,}86$KN

$$\nu = \frac{380{,}86 \times 10^3}{350 \times 350 \times 25} = 0{,}12 \leq 0{,}3 \ldots \text{CV}$$

VI.2. 6. Déplacement inter-étages (déplacement des nœuds) Art 5.10 RPA 99/ version 2003.

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, et tels que calculés selon le paragraphe 4.2.10 du RPA 99, ne doivent pas dépasser1% de la hauteur de l'étage à moins qu'il ne puisse être prouvé qu'un plus grand déplacement relatif peut être toléré.
Le déplacement horizontal à chaque niveau k « k» de la structure est calculé comme
Suit :

$\delta k = R \times \delta_{ek}$
avec :
δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques F_i(y compris l'effet de torsion).
R: Coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau « k » par apport au niveau « k-1 » est égale :

$$\Delta k = \delta k - \delta_{k-1}$$

Sens xx : $\Delta kx = \delta_{kx} - \delta_{kx-1}$

Sens yy : $\Delta ky = \delta_{ky} - \delta_{ky-1}$

niveau	R	δekx(cm)	δkx(cm)	Δkx	δeky(cm)	δky(cm)	Δky	he(cm)	1%he(cm)	Condition
TERRASSE	5	1,590	7,952	0,757	1,701	8,503	0,850	306	3,06	Vérifiée
ETAGE8	5	1,439	7,196	0,801	1,531	7,653	0,898	306	3,06	Vérifiée
ETAGE7	5	1,279	6,395	0,863	1,351	6,755	0,950	306	3,06	Vérifiée
ETAGE6	5	1,106	5,532	0,907	1,161	5,805	0,984	306	3,06	Vérifiée
ETAGE5	5	0,925	4,625	0,938	0,964	4,821	1,004	306	3,06	Vérifiée
ETAGE4	5	0,737	3,687	0,940	0,763	3,817	0,991	306	3,06	Vérifiée
ETAGE3	5	0,550	2,748	0,893	0,565	2,826	0,934	306	3,06	Vérifiée
ETAGE2	5	0,371	1,855	0,806	0,378	1,892	0,831	306	3,06	Vérifiée
ETAGE1	5	0,210	1,049	0,646	0,212	1,061	0,659	306	3,06	Vérifiée
RDC	5	0,081	0,404	0,404	0,081	0,403	0,403	408	4,08	Vérifiée

Tableau VI.5 : Vérification des déplacements inter-étages.

Avec :

δ_{kx}: Déplacement longitudinal d'un niveau « i » par rapport à la base de la structure.

δ_{ky} : Déplacement transversal d'un niveau « i » par rapport à la base de la structure.

$\Delta kx = \delta_{kx} - \delta_{kx-1}$: Déplacement horizontal suivant le sens longitudinal relatif au niveau «K » par rapport au niveau « K-i » (formule 4.20 RPA99)

$\Delta ky = \delta_{ky} - \delta_{ky-1}$: Déplacement horizontal suivant le sens transversal relatif au niveau «K » par rapport au niveau « K-i » (formule 4.20 RPA99)

h_e : hauteur de l'étage considéré.

- **Vérification des déplacements maximal:** (ARTB.6.5,3 /BAEL91)

On doit vérifier que le déplacement maximal que subit la structure vérifiée la formule suivant:

$$\boldsymbol{\delta_{max} \leq f_{adm} = \frac{H_t}{500}}$$

avec : f_{adm} : la flèche admissible

H_t: La hauteur totale du bâtiment (H_t=34,02m).

$$\Longrightarrow f_{adm} = \frac{3402}{500} = 6{,}804\ cm$$

- **Sens longitudinal:** $\delta_{\max(x-x)}$ =1,590cm $\leq f_{adm} = 6{,}804\ cm$ … cv
- **Sens transversal :** $\delta_{\max(y-y)}$= 1,701cm $\leq f_{adm} = 6{,}804\ cm$ … cv

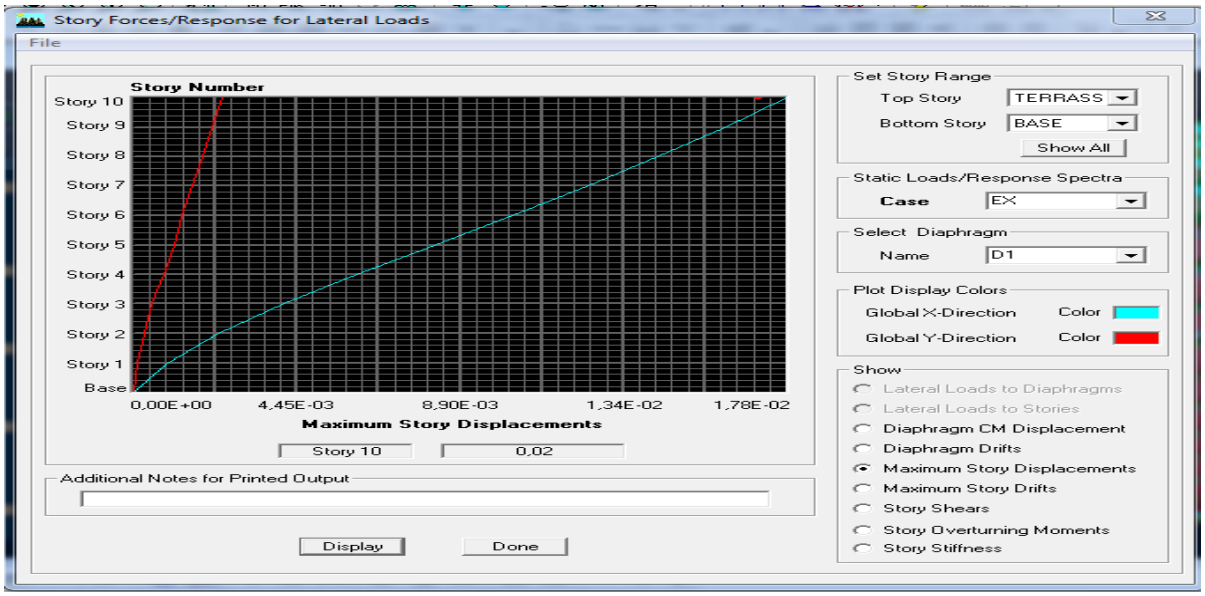
Conclusion :

Les déplacements Sant vérifiées dans les deux directions X et Y

- **Détermination du déplacement maximal avec ETABS**

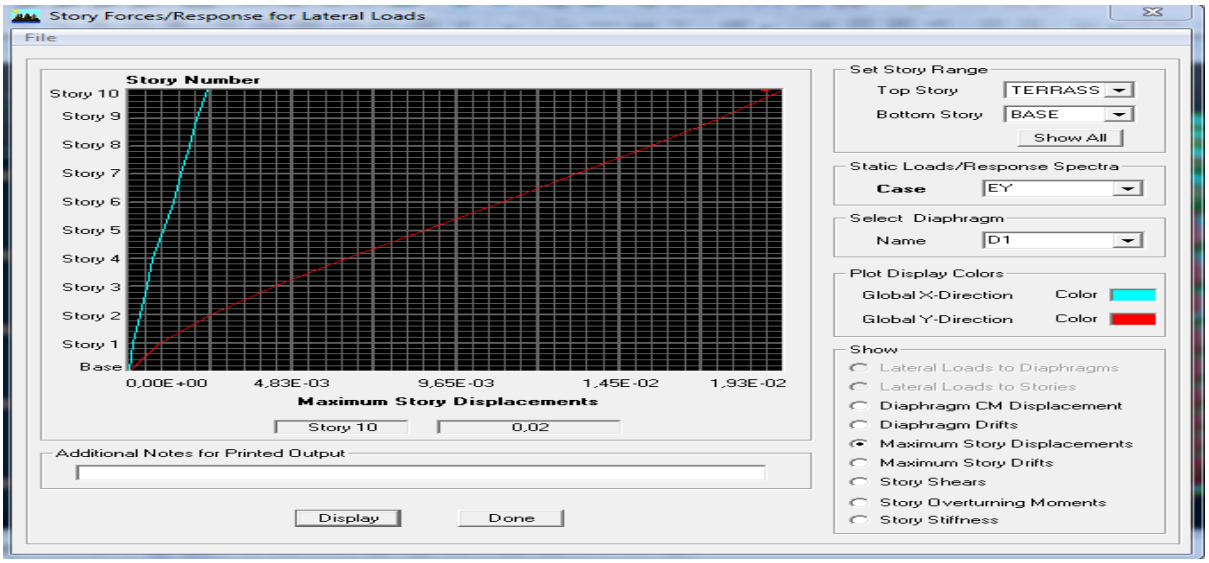
- **Dans le sens longitudinal :**

Après on relève la valeur du déplacement maximal suivant la direction indiquée.



- **Dans le sens transversal :**

De même, on remplace la direction Ex par Ey, et on relève la valeur du déplacement suivant cette direction telle qu'elle est montrée sur la fenêtre suivante :



VI.2. 7. Vérification de l'effet P- Δ:

Les effets du 2° ordre(ou effet p- Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite pour tous les niveaux :

$$\boldsymbol{\theta_k = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k}}$$

Avec :
- P_k :Poids total de la structure et des charges d'exploitation associée au-dessus du niveau k
- Δ_k :Le déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau k-1
- V_k :Effort tranchant d'étage considéré au niveau k
- h_k:Hauteur de l'étage k.

D'où:
- $\theta_k \leq 0{,}1 \Longrightarrow$ l'effet p-Deta peut etre négligé
- $0{,}1 < \theta_k \leq 0{,}2 \Longrightarrow$ Amplifiant les effets de l'action sismique par $1/(1-\theta_k)$
- $\theta_k > 0{,}2 \Longrightarrow$ Structure instable et doit etre redimensionnée

Caractéristiques des niveaux			Sens x-x			Sens y-y		
Niveaux	P	He	Δkx	VX	θx	Δkx	VY	θy
Etage 9	3478,5	306	0,757	365,41	0,0235	0,85	357,75	0,0270
Etage 8	6601,47	306	0,801	618,89	0,0279	0,898	600,36	0,0323
Etage 7	9724,44	306	0,863	828,82	0,0331	0,95	797,59	0,0379
Etage 6	12933,47	306	0,907	1010,25	0,0379	0,984	965,78	0,0431
Etage 5	16142,51	306	0,938	1166,9	0,0424	1,0035	1110,44	0,0477
Etage 4	19351,54	306	0,940	1299,64	0,0457	0,991	1234,42	0,0508
Etage 3	22658,11	306	0,893	1411,55	0,0468	0,934	1341,08	0,0516
Etage 2	25964,68	306	0,806	1502,1	0,0455	0,831	1429,01	0,0493
Etage 1	29271,25	306	0,646	1570,17	0,0393	0,6585	1496,35	0,0421
RDC	32890,84	408	0,404	1616,81	0,0201	0,4025	1543,27	0,0210

Tableau VI.6 : Vérification des effets P-Δ

On constate que θ_x et θ_Y sont inferieure à (0.1)

Donc l'effet P-Delta peut être négligé pour le cas de notre structure.

Conclusion :

Les exigences du RPA 99 mode 2003 étant satisfaites, on prélève de ce fait les efforts internes pour ainsi entamer le ferraillage.

VII.1. Ferraillage des poteaux :

VII.1.1.Introduction :

Les poteaux sont des éléments structuraux qui ont pour rôle la transmission des efforts des poutres vers la fondation.

Les poteaux sont soumis dans les deux sens aux efforts normaux, aux efforts tranchants et aux moments fléchissant ; ils sont donc calculés en flexion composé, en tenant compte des combinaisons suivantes :

$$\text{Ferraillage} \rightarrow \begin{cases} \text{Calcul} \rightarrow \text{ELU} \rightarrow \text{Flexion composée} \\ \text{Vérification} \rightarrow \text{ELS} \end{cases}$$

$$\text{Sollicitations maximales} \rightarrow \text{Combinaisons} \rightarrow \begin{cases} (\text{BAEL91V99}) \rightarrow \begin{cases} 1.35\text{G} + 1.5\text{Q} \rightarrow \text{ELU} \\ \text{G} + \text{Q} \rightarrow \text{ELS} \end{cases} \\ (\text{RPA99V03}) \rightarrow \begin{cases} 0.8\text{G} \pm \text{E} \\ \text{G} + \text{Q} \pm \text{E} \end{cases} \rightarrow \text{Acc} \end{cases}$$

Les calculs sont conduits en tenant compte de trois sollicitations :

- Effort normal maximal et moment correspondant.
- Effort normal minimal et moment correspondant.
- Moment fléchissant maximal et effort normal correspondant.

A la suite de ces dernières, les diverses réponses de la section peuvent être rehaussées par :

- Section partiellement comprimée (SPC).
- Section entièrement comprimée (SEC).
- Section entièrement tendue (SET).

VII.1.2-Recommandations et exigences (RPA99V03) :

VII.1.2.1-Armatures longitudinales : (Art 7.4.2.1/RPA99V03)

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence (HA), droites et sans crochets,

- Le diamètre minimal est de : **12 mm**.
- La longueur minimale des recouvrements est de: **40**∅ en zone (IIa).
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser **25 cm** zone (IIa).

- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).
- La zone nodale est constituée par le nœud (poutre – poteau) proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont donnée par les relations suivantes :

$$h' = max\left(\frac{h_e}{6}; b; h_1; 60cm\right)$$
$$L' = 2h$$

Avec :

$$\begin{cases} b_1; h_1 : \text{Les dimensions de la section transversale du poteau.} \\ h_e : \text{La hauteur du poteau.} \\ b; d : \text{Les dimensions de la section transversale de la poutre.} \end{cases}$$

Les pourcentages d'armatures recommandés en zone sismique (IIa) par rapport à la section du béton sont :

❖ **Le pourcentage minimal d'armatures sera :$0,8\%\ b.h$** :

- Poteau($45x45$) : RDC ; Etage 1 ;2 et 3eme: $A_{min} = 0{,}008 \times 45 \times 45 = 16{,}2cm^2$.
- Poteau(40x40): Etage 4 ; 5 et 6eme: $A_{min} = 0{,}008 \times 40 \times 40 = 12{,}8cm^2$.
- Poteau(35x35): Etage 7 ; 8 et 9eme: $A_{min} = 0{,}008 \times 35 \times 35 = 9{,}8cm^2$.

❖ **Le pourcentage maximal en zone de recouvrement sera :$6\%\ b.h$** :

- Poteau(45x45) : RDC ; Etage 1 ;2 et 3eme: $A_{max} = 0{,}06 \times 45 \times 45 = 121{,}5cm^2$.
- Poteau(40x40): Etage 4 ; 5 et 6eme: $A_{max} = 0{,}06 \times 40 \times 40 = 96\ cm^2$.
- Poteau(35x35): Etage 7 ; 8 et 9eme: $A_{max} = 0{,}06 \times 35 \times 35 = 73{,}5cm^2$.

❖ **Le pourcentage maximal en zone courante sera :$4\%\ b.h$** :

- Poteau(45x45) : RDC ; Etage 1 ;2 et 3eme: $A_{max} = 0{,}04 \times 45 \times 45 = 81\ cm^2$.
- Poteau(40x40): Etage 4 ; 5 et 6eme: $A_{max} = 0{,}04 \times 40 \times 40 = 64\ cm^2$.
- Poteau(35x35): Etage 7 ; 8 et 9eme: $A_{max} = 0{,}04 \times 35 \times 35 = 49\ cm^2$.

Les sections des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du **RPA 99/version 2003** sont résumer dans le tableau suivant:

Etage	*Section du poteau (cm^2)*	*A_{min} (cm^2)*	*A_{max}(cm^2) (zone courante)*	*A_{max}(cm^2) (zone de recouvrement)*
7 ;8 et9^{ème} étage	***35x35***	***9 ,8***	***49***	***73,5***
4;5 et 6ème étage	***40x40***	***12,8***	***64***	***96***
RDC ; 1er ;2 et 3eme étage	***45x45***	***16,2***	***81***	***121,5***

Tableau. VII.1.1:les sections des armatures longitudinales

VII.1.2.2.Les armatures transversales :

Le rôle des armatures transversales consiste à :

- Empêcher les déformations transversales du béton et le flambement des armatures longitudinales.
- Reprendre les efforts tranchants et les sollicitations des poteaux au cisaillement.

Positionner les armatures longitudinales :

Leur calcul se fait à l'aide de la formule suivante : **(RPA 99 révisé 2003 / Art 7 .4.2.2)**

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a V_u}{h.f_e}$$

Avec :

Vu: Effort tranchant de calcul.

h: Hauteur total de la section brute.

$\mathbf{f_e}$: Contrainte limite élastique des armatures transversales ; $f_e = 400\ MP_a$.

$\mathbf{A_t}$: Armatures transversales.

$\boldsymbol{\rho_a}$: Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de rupture par effort tranchant :

$$\begin{cases} \rho_a = 2.5 \text{ Si l'élancement géométrique } \lambda_g \geq 5. \\ \rho_a = 3.75 \text{ Si l'élancement géométrique } \lambda_g < 5. \end{cases}$$

$\mathbf{S_t}$: Espacement des armatures transversales :

$$\begin{cases} S_t \leq \mathrm{Min}(10\Phi; 15\mathrm{cm}) \text{ en zone nodal.} \\ S_t \leq 15\Phi \text{ en zone courante.} \end{cases}$$

$\boldsymbol{\Phi_L}$**:** Diamètre minimal des armatures longitudinales dans les poteaux.

❖ La quantité d'armatures transversales minimale :

$\frac{A_t}{b.S_t}$; En % est donnée comme suit :

$$\begin{cases} 0{,}3\ \% & \text{Si : } \lambda_g \geq 5. \\ 0{,}8\ \% & \text{Si : } \lambda_g \leq 3. \\ \text{Par interpolation entre les valeurs précédentes si : } 3 < \lambda_g < 5. \end{cases}$$

Avec : λ_g L'élancement géométrique du poteau.

❖ Calcul d'élancement géométrique :

$$\lambda_g = \left[\frac{L_f}{i}\right] ; i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{\frac{bh^3}{12}}{bh}} = \frac{h}{\sqrt{12}}$$

Avec :

- **b**; **d** : Les dimensions de la section du poteau.
- $\mathbf{L_f} = 0.7h_0$: longueur de flambement du poteau.
- Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135°ayant une longueur droite de $10t$ minimum.

❖ Sollicitations de calcul

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement du logiciel ETABS, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Sens xx : Sens longitudinal:(M_3)

Zone	*Solicitations*	*N (KN)*	*Mx (KN.m)*
Zone I (45x45)	N_{max}-M_{corr}	*1692.81*	*2.331*
	N_{min}-M_{corr}	*450.54*	*4.698*
	N_{corr}-M_{max}	*556.26*	*77.935*
Zone II (40x40)	N_{max}-M_{corr}	*986.09*	*1.893*
	N_{min}-M_{corr}	*46.14*	*15.955*
	N_{corr}-M_{max}	*393.83*	*69.484*
Zone III (35x35)	N_{max}-M_{corr}	*488.29*	*2.737*
	N_{min}-M_{corr}	*18.46*	*0.856*
	N_{corr}-M_{max}	*96.19*	*56.304*

Tableau. VII.1.2: Efforts internes dans les poteaux dans le sens longitudinal.

Sens yy : Sens Transversal: (M_2)

Zone	*Solicitations*	*N (KN)*	*My (KN.m)*
Zone I (45x45)	N_{max}-M_{corr}	*1692.81*	*0.725*
	N_{min}-M_{corr}	*450.54*	*0.208*
	N_{corr}-M_{max}	*40.84*	*73.835*
Zone II (40x40)	N_{max}-M_{corr}	*986.09*	*16.579*
	N_{min}-M_{corr}	*46.14*	*30.72*
	N_{corr}-M_{max}	*66.49*	*63.778*
Zone III (35x35)	N_{max}-M_{corr}	*488.29*	*15.124*
	N_{min}-M_{corr}	*18.46*	*1.61*
	N_{corr}-M_{max}	*104.68*	*46.147*

Tableau. VII.1.3:Efforts internes dans les poteaux dans le sens transversal.

VII.1.3-Exposé de la méthode de calcul :

Le calcul en flexion composée, est susceptible d'interpréter ce présent enchainement :

VII.1.3.1-Calcul des armatures longitudinales :

- Détermination de la position du centre de pression, au moyen du calcul de l'excentricité :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u}$$

❖ Les efforts normaux (N_u) et les moments fléchissant (M_u) étant pris en signes algébriques, ajoutés à leurs quantités, évoquent le critère précurseur de cette variété de cas :

A. Section partiellement comprimée (S.P.C) :

Il convient en premier lieu, de vérifier les conditions suivantes :

$$\begin{cases} e_u > \left(\frac{h}{2} - c'\right) \\ [N_u \times (d - c')] - M_f \leq \left(0.337 - 0.81 \times \frac{c'}{h}\right) \times b \times h^2 \times f_{bc} \\ M_f : \text{Moment par rapport au CDG des armatures inférieures} \\ M_f = N_u \times e_A = N_u \times \left[e_u + \left(d - \frac{h}{2}\right)\right] = M_u + N_u \times \left(d - \frac{h}{2}\right) \end{cases}$$

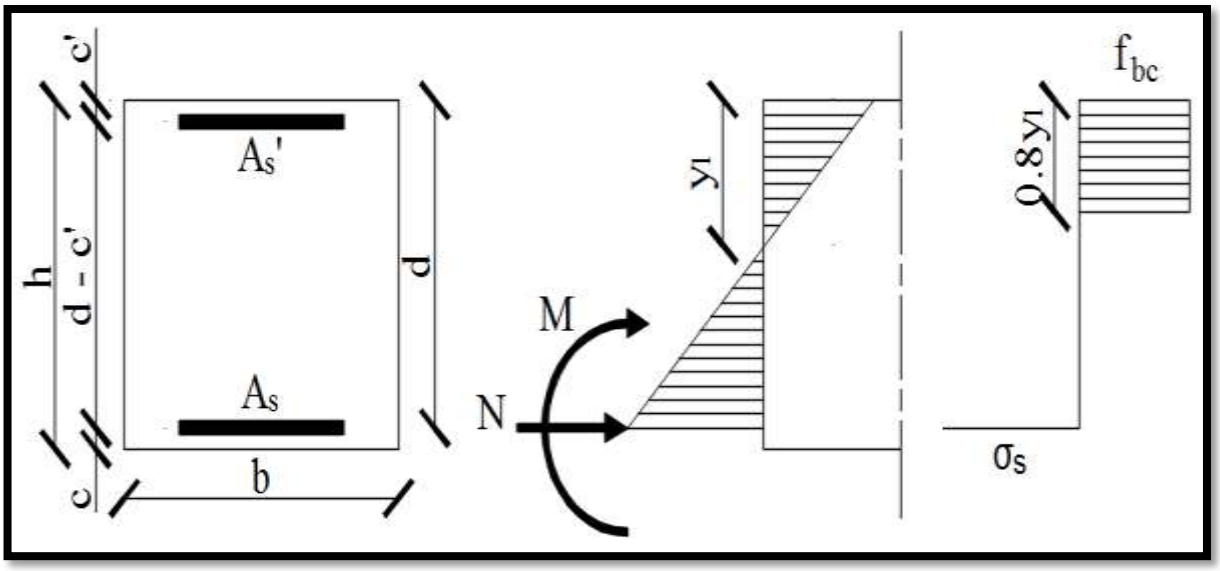


Figure VII.1.1.Schémas de la section partiellement comprimée.

Par suite, la section d'armatures sera le résultat de cette procédure :

$$\begin{cases} \text{Calcul} \rightarrow \mu_b = \dfrac{M_f}{b \times d^2 \times f_{bc}} \quad \text{Avec :} \ f_{bc} = \dfrac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} \\ \text{Si} \rightarrow \mu_b \leq \mu_l = 0.392 \quad \rightarrow \quad \text{SSA} \\ \text{Alors} \rightarrow \begin{cases} \text{Section fictive :} \ A_{sf} = \dfrac{M_f}{\beta \times d \times \sigma_{st}} \quad \text{Avec :} \ \sigma_{st} = \dfrac{f_e}{\gamma_s} \\ \text{Section réelle :} \ A_{st} = A_{sf} - \dfrac{N_u}{\sigma_{st}} \quad \text{Avec :} \ \sigma_{st} = \dfrac{f_e}{\gamma_s} \end{cases} \\ \text{Sinon Si} \rightarrow \mu_b > \mu_l = 0.392 \quad \rightarrow \quad \text{SDA} \\ \text{Alors} \rightarrow \begin{cases} \text{Calcul du moment résistant} \rightarrow M_r = \mu_b \times b \times d^2 \times f_{bc} \\ \text{D'où} \rightarrow \Delta M = M_f - M_r \\ \text{Section fictive :} \ A_{stf} = \dfrac{M_r}{\beta \times d \times \sigma_{st}} + \dfrac{\Delta M}{(d - c') \times \sigma_{st}} \\ \text{Section d'armatures comprimées :} \ A_{sc} = \dfrac{\Delta M}{(d - c') \times \sigma_{sc}} \\ \text{Section réelle :} \ A_{st} = A_{stf} - \dfrac{N_u}{\sigma_{st}} \end{cases} \end{cases}$$

B. Section entièrement comprimée (S.E.C) :

Il convient en premier lieu, de vérifier les conditions suivantes :

$$\begin{cases} e_u < \left(\dfrac{h}{2} - c'\right) \\ [N_u \times (d - c')] - M_f > \left(0.337 - 0.81 \times \dfrac{c'}{h}\right) \times b \times h^2 \times f_{bc} \\ M_f : \text{Moment par rapport au CDG des armatures inférieures} \\ M_f = N_u \times e_A = N_u \times \left[e_u + \left(d - \dfrac{h}{2}\right)\right] = M_u + N_u \times \left(d - \dfrac{h}{2}\right) \end{cases}$$

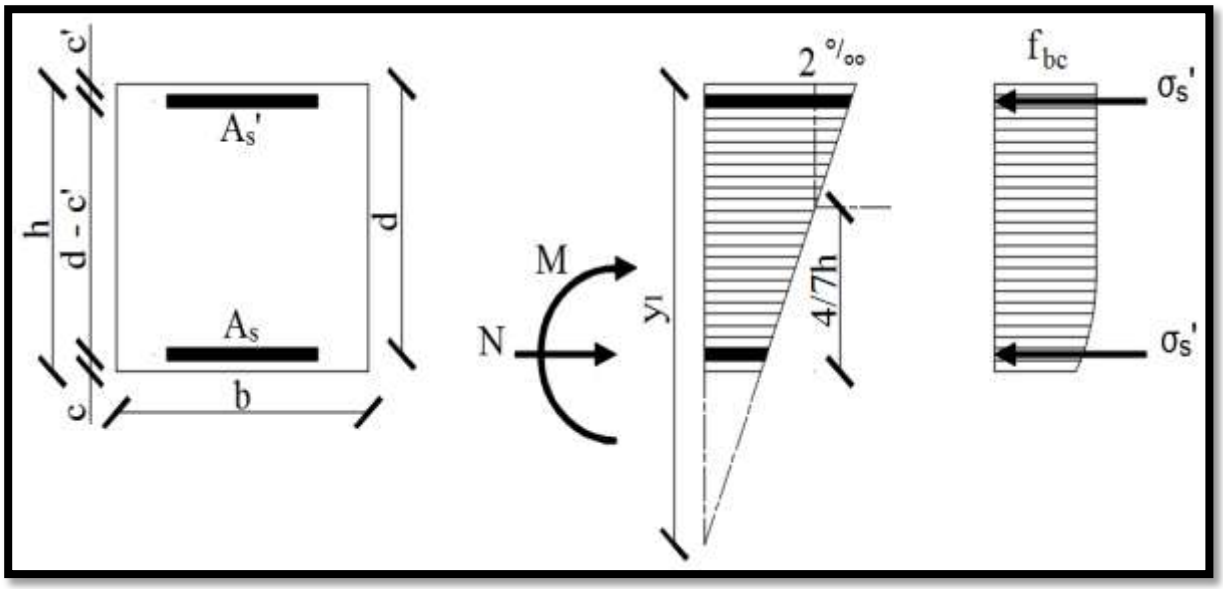


Figure VII.1.2.Schémas de la section entièrement comprimée.

Par suite, la section d'armatures sera le résultat de cette procédure :

$$\begin{cases} \textbf{1}^{\textbf{er}}\textbf{cas} \rightarrow \text{Si :}\ [N_u \times (d - c')] - M_f > \left(0.5 - \dfrac{c'}{h}\right) \times b \times h^2 \times f_{bc} \\ \quad \text{Alors} \rightarrow \begin{cases} \text{Les sections d'armatures comprimées :} \\ A_{sc1} = \dfrac{M_f - (d - 0.5 \times h) \times b \times h \times f_{bc}}{(d - c') \times \sigma_{sc}} \\ A_{sc2} = \dfrac{N_u - b \times h \times f_{bc}}{\sigma_{sc}} - A_{sc1} \end{cases} \\ \textbf{2}^{\textbf{ème}}\textbf{cas} \rightarrow \text{Si :}\ [N_u \times (d - c')] - M_f < \left(0.5 - \dfrac{c'}{h}\right) \times b \times h^2 \times f_{bc} \\ \quad \text{Alors} \rightarrow \begin{cases} \text{Les sections d'armatures comprimées :} \\ A_{sc1} = \dfrac{N_u - \psi \times b \times h \times f_{bc}}{\sigma_{sc}} \\ A_{sc2} = 0 \\ \text{Avec :}\ \Psi = \dfrac{0.3571 + \dfrac{N_u \times (d - c') - M_f}{b \times h^2 \times f_{bc}}}{0.8571 - \dfrac{c'}{h}} \end{cases} \end{cases}$$

C. Section entièrement tendue (S.E.T) :

Il convient en premier lieu, de vérifier les conditions suivantes :

$$\begin{cases} N_u : \text{Effort de traction} \\ N_u : \text{est appliqué entre les armatures} \end{cases}$$

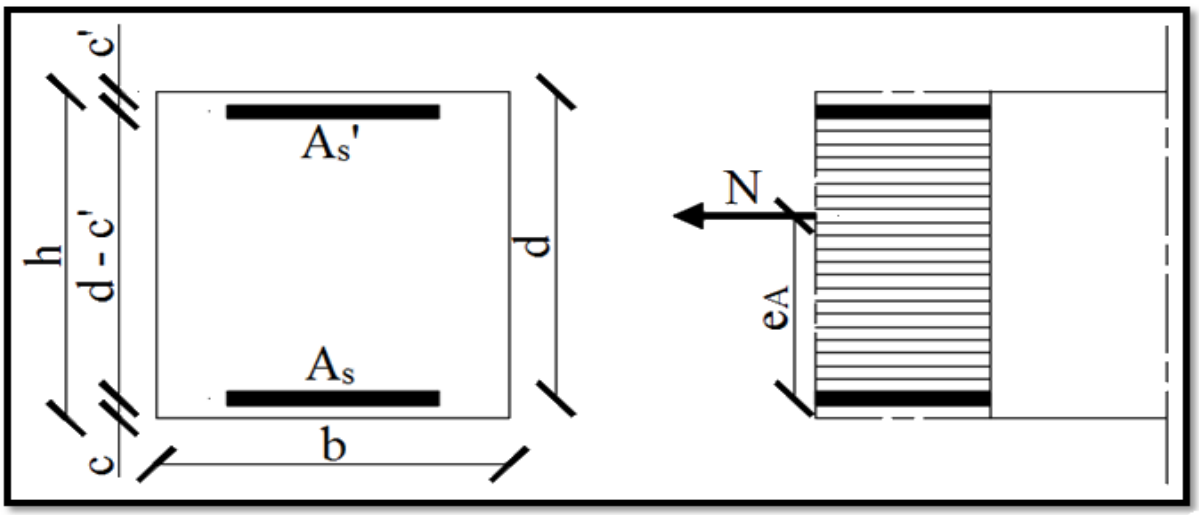


Figure VII.1.3.Schémas de la section entièrement tendue.

Par suite, la section d'armatures sera le résultat de cette procédure :

$$\begin{cases} \text{Les sections d'armatures tendues :} \\ A_{st1} = \dfrac{N \times e_A}{(d - c') \times \sigma_{st}} \\ A_{st2} = \dfrac{N}{\sigma_{st}} - A_{st1} \end{cases}$$

VII.1.5-Ferraillage des poteaux :

❖ Calcul à l'ELU :

Poteaux du RDC, 1eme , 2eme et 3eme étage :
b = 45 cm h = 45 cm
d = 42 cm c = c'= 3 cm

Poteaux du 4ere ,5^{eme}et 6^{eme}étage :
b = 40 cm h = 40 cm
d = 37 cm c = c'= 3 cm

Poteaux du 7eme, 8eme et 9eme étage :
b = 35 cm h = 35 cm
d = 32 cm c = c'= 3 cm

Exemple de calcul à l'ELU :

Pour le poteau (45× 45) :

N_u = 1692.81kN ; M_u = 2.331kN.m

- ✓ Calcul de l'excentricité (e) :

$$e = \frac{Mu}{Nu} = \frac{2.33\times10^2}{1692.81} = 0.14cm$$

$$e = 0.14cm < (\frac{h}{2} - c) = (\frac{45}{2} - 3) = 19.5cm \Longrightarrow SEC$$

- ✓ Calcul de : $(d - c')Nu - Mf$ et $(0.337 - 0.81\frac{c'}{h})bh^2 f_{bc}$

Avec : $M_f = M_u + N_u (\frac{h}{2} - c)$

d =h - c = 0.45 - 0.03 = 0.42m

- ✓ Calcul du moment fictif :

$$M_f = 2.33 + 1692.81 (\frac{0.45}{2} - 0.03) = 332.43 \text{ kN.m}$$

Et :

$$(0.337 - 0.81\frac{c'}{h})bh^2 f_{bc} = \left(0.337 - 0.81\frac{0.03}{0.45}\right)(0.45)^3 \times 14.2 \times 10^3$$
$$= 366.2 \text{ kN.m}$$

$(d-c')N_u - M_f$= (0.42 - 0.03) × 1692.81 -332.43 =
327.77 kN.m<366.2 kN.m

- ✓ Calcul de : (0.5h - c') × h×b×f_{bc}

(0.5h - c').h.b.f_{bc} = (0.5x0.45 -0.03) × 0.45^2× 14.2 × 10^3 = 560.72kN.m

Donc : $(d-c')N_u - M_f$ = 327.77kN.m<560.72kN.m

✓ Calcul des armatures :

$$A_s' = \frac{N - 100.\Psi.b.h.f_{bc}}{100\sigma_s} \; ; \; A_s = 0$$

$$\text{Avec : } \Psi = \frac{0.3571 + \frac{1692.81(0.42-0.03) - 100\times 2.33}{100\times 0.45^3 \times 14.2 \times 10^3}}{0.8571 - \frac{0.03}{0.45}}$$

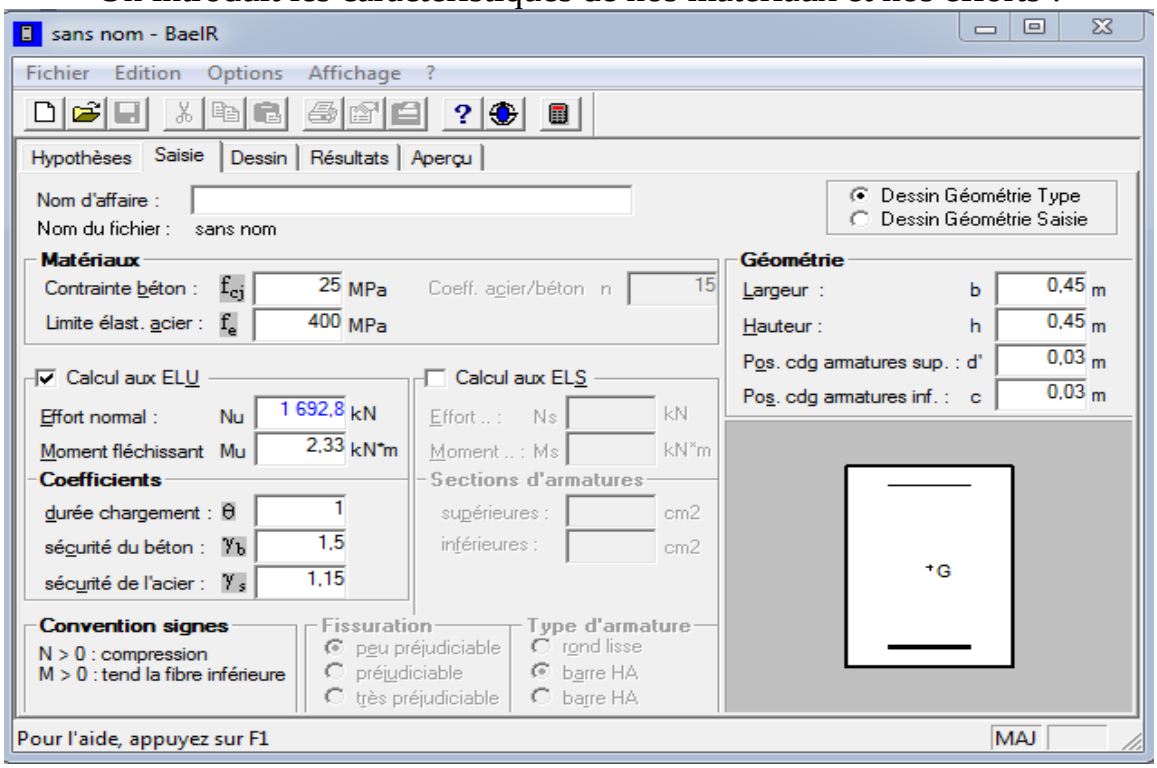
$$\Psi = 0.45$$

$$\text{Donc : } A_s' = \frac{1692.81 - 100\times 0.45\times 0.45^2\times 14.2\times 10^3}{100\times 348\times 10^3} = -0.0036 = 0$$

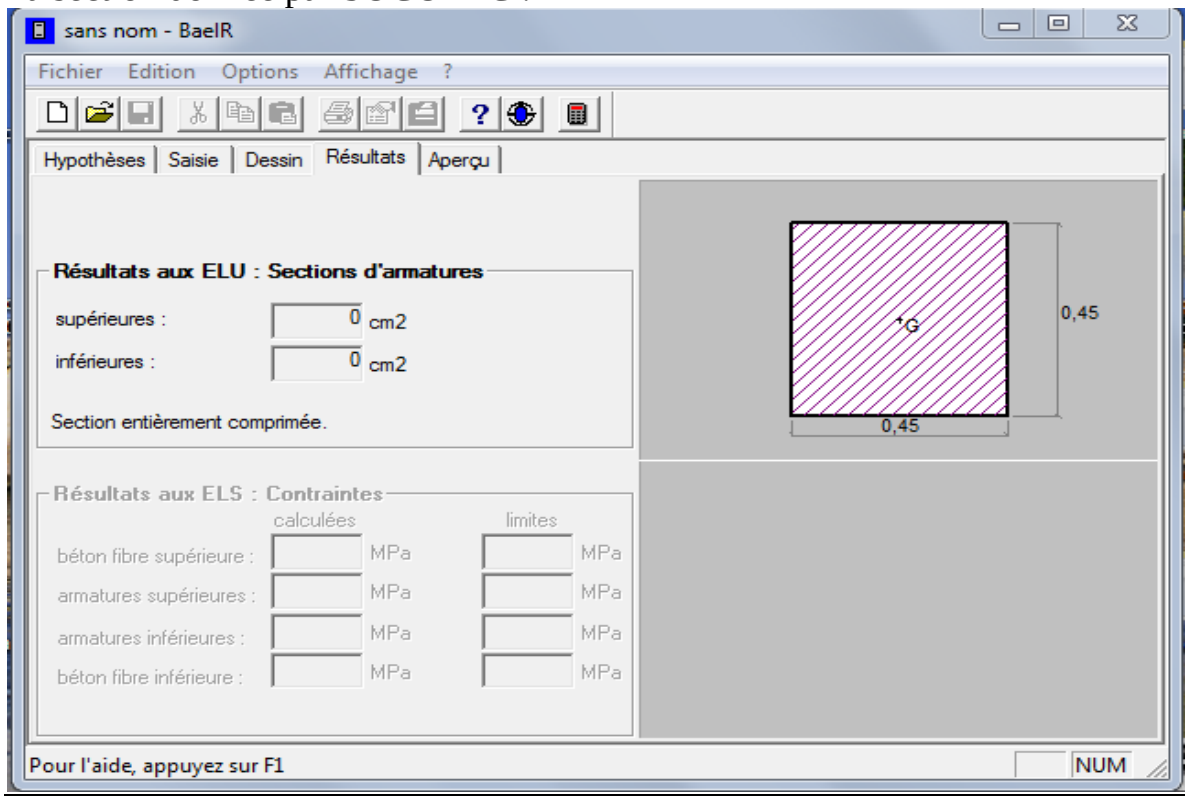
$$A_s = 0$$

Exemple de calcul avec SOCOTEC :

On introduit les caractéristiques de nos matériaux et nos efforts :



La section donnée par SOCOTEC :



<u>Remarque</u> :

le résultat trouvé manuellement est le même trouvé avec le logiciel SOCOTEC.

Nous allons ferrailler par zones à l'aide de logiciel SOCOTEC et les résultats sont donnés dans les tableaux suivants :

Par Rapport à XX'									
Niveaux	***Poteaux RDC/3***			***Poteaux 4/6***			***Poteaux 7/9***		
Section (cm^2)	***(45×45)***			***(40×40)***			***(35×35)***		
N (KN)	N_{max}	N_{min}	N_{cor}	N_{max}	N_{min}	N_{cor}	N_{max}	N_{min}	N_{cor}
	1692.81	***450.54***	***556.26***	***986.09***	***46.14***	***393.83***	***488.29***	***18.46***	***96.19***
M (KN.m)	M_{cor}	M_{cor}	M_{max}	M_{cor}	M_{cor}	M_{max}	M_{cor}	M_{cor}	M_{max}
	2.331	***4.698***	***77.935***	***1.893***	***15.955***	***69.484***	***2.737***	***0.856***	***56.304***
e_u(cm)	***0.14***	***1.04***	***14.01***	***0.19***	***34.57***	***17.63***	***0.56***	***4.63***	***58.53***
(h/2-c') (cm)	***19.5***	***19.5***	***19.5***	***17***	***17***	***17***	***14.5***	***14.5***	***14.5***
Obs	***SEC***	***SEC***	***SEC***	***SEC***	***SPC***	***SPC***	***SEC***	***SEC***	***SPC***
A_s (cm^2)	***0.00***	***0.00***	***0.00***	***0.00***	***0.55***	***0.46***	***0.00***	***0.00***	***4.07***
A_s' (cm^2)	***0.00***	***0.00***	***0.00***	***0.00***	***0.00***	***0.00***	***0.00***	***0.00***	***0.00***
$A_{adopté}$ (cm^2)	***20.60***			***14.20***			***10.68***		
Ferraillage adopté	***4HA20+4HA16***			***4HA16+4HA14***			***4HA14+4HA12***		

Tableau. VII.1.4: Ferraillage des poteaux suivant le sens x-x

Par Rapport à YY'									
Niveaux	***Poteaux RDC/3***			***Poteaux 4/6***			***Poteaux 7/9***		
Section (cm^2)	***(45×45)***			***(40×40)***			***(35×35)***		
N (KN)	N_{max}	N_{min}	N_{cor}	N_{max}	N_{min}	N_{cor}	N_{max}	N_{min}	N_{cor}
	1692.81	***450.54***	***40,84***	***986.09***	***46.14***	***66,49***	***488.29***	***18.46***	***104,68***
M (KN.m)	M_{cor}	M_{cor}	M_{max}	M_{cor}	M_{cor}	M_{max}	M_{cor}	M_{cor}	M_{max}
	0,725	***0,208***	***23,835***	***16,579***	***18,72***	***43,778***	***15,124***	***1,61***	***36,147***
e_u(cm)	***0.04***	***0.05***	***58.36***	***1.68***	***40.57***	***65.84***	***3.09***	***8.72***	***34.53***
(h/2-c') (cm)	***19.5***	***19.5***	***19.5***	***17***	***17***	***17***	***14.5***	***14.5***	***14.5***
Obs	***SEC***	***SEC***	***SPC***	***SEC***	***SPC***	***SPC***	***SEC***	***SEC***	***SPC***
A_s (cm^2)	***0.00***	***0.00***	***1.04***	***0.00***	***0.78***	***2.54***	***0.00***	***0.00***	***1.87***
A_s' (cm^2)	***0.00***	***0.00***	***0.00***	***0.00***	***0.00***	***0.00***	***0.00***	***0.00***	***0.00***
$A_{adopté}$ (cm^2)	***20.60***			***14.20***			***10.68***		
Ferraillage adopté	***4HA20+4HA16***			***4HA16+4HA14***			***4HA14+4HA12***		

Tableau. VII.1.5: Ferraillage des poteaux suivant le sens y-y

VII.1.6-Vérification à l'ELU :

VII.1.6.1-Armatures longitudinales : (Art 7.4.2.1/RPA99V03)

Caractéristiques des barres		***Haute adhérence (HA)***
		Droites et sans crochets
		$\emptyset_{min}$ ***= 12 (mm)***
L'espacement maximal dans une face du poteau (cm)		***25***
Les jonctions par recouvrement		***A l'extérieur des zones nodales (si possible)***
Longueur minimale des recouvrements $\mathbf{L_r^{min} = 40 \times \emptyset_l}$ ***(cm)***	***Poteaux RDC/3 : (45×45)***	$L_{r\,1} = 40 \times 2.0 = 80$
		$L_{r\,2} = 40 \times 1.6 = 64$
	Poteaux 4/6 : (40×40)	$L_{r\,1} = 40 \times 1.6 = 64$
		$L_{r\,2} = 40 \times 1.4 = 56$
	Poteaux 7/9: (35×35)	$L_{r\,1} = 40 \times 1.4 = 56$
		$L_{r\,2} = 40 \times 1.2 = 48$

Tableau VII.1.6. Recommandations liées aux armatures longitudinales.

VII.1.6.2- Ancrage des armatures : (Art A.6.1.22/BAEL91V99)

$$L_s = \frac{\emptyset \times f_e}{4 \times \overline{\tau_s}}$$

$$\overline{\tau_s} = 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$
$$L_a = 0.4 \times L_s$$

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Niveaux	***Poteaux RDC/3 (45×45)***		***Poteaux 4/6 (40×40)***		***Poteaux 7/9 (35×35)***	
Diamètre des barres (mm)	$\emptyset = 20$	$\emptyset = 16$	$\emptyset = 16$	$\emptyset = 14$	$\emptyset = 14$	$\emptyset = 12$
L_s (cm)	***70.55***	***56.44***	***56.44***	***49.38***	***49.38***	***42.33***
$L_{s\ adopté}$ (cm)	***75***	***60***	***60***	***50***	***50***	***45***
L_a (cm)	***30***	***24***	***24***	***20***	***20***	***18***

Tableau VII.1.7. Recommandations liées aux armatures longitudinales.

VII.1.6.3- Armatures transversales : (Art 7.4.2.2/RPA99V03)

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$A_t = \frac{\rho_a \times T_u \times S_t}{h_t \times f_e}$$

avec :

ρ_a : Coefficient correcteur → Mode fragile de rupture par effort tranchant

$$\rho_a = \begin{cases} 2.50 : \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 3.75 : \text{si } \lambda_g \leq 5 \end{cases}$$

λ_g : Elancement géométrique du poteau dans la direction considérée

$$\lambda_g = \frac{l_f}{i}$$

$$l_f \text{ (Longueur de flambement du poteau)} = 0.7 \times l_0$$

$$i \text{ (Rayon de giration)} = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{\frac{b \times h^3}{12}}{b \times h}} = \frac{h}{\sqrt{12}}$$

$$S_t \text{ (Zone II}_a\text{)} \rightarrow \begin{cases} \text{Zone nodale} \rightarrow St \leq \min(10 \times \emptyset_l, 15 \text{ cm}) \\ \text{Zone courante} \rightarrow St \leq 15 \times \emptyset_l \\ \text{Avec : } \emptyset_l = \emptyset_{min} \text{ des armatures longitudinales} \end{cases}$$

$$\text{Zone nodale} \rightarrow h' = \max\left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60 \text{ cm}\right)$$

$$A_t^{min} \rightarrow \begin{cases} \lambda_g \geq 5 \rightarrow A_t = 0.003 \times S_t \times b \\ \lambda_g \leq 3 \rightarrow A_t = 0.008 \times S_t \times b \\ 3 < \lambda_g < 5 \rightarrow A_t = \text{(Interpolation)} \end{cases}$$

$\emptyset_{At}^{min}$ → Diamètre minimal des armatures transversales :

$$\text{(Art A. 8.1.3/BAEL91V99)} \rightarrow \emptyset_{At}^{min} \geq \frac{1}{3} \times \emptyset_l^{max}$$

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Niveaux		*Poteaux RDC*	*Poteaux 1/3*	*Poteaux 4/6*	*Poteaux 7/9*
Section (cm^2)		*(45×45)*		*(40×40)*	*(35×35)*
l_0 *(cm)*		*408*	*306*		
l_f *(cm)*		*285.6*	*214.2*		
i (cm)		*12.99*		*11.55*	*10.10*
λ_g		*21.99*	*16.49*	*18.55*	*21.21*
ρ_a		*2.5*	*2.5*	*2.5*	*2.5*
T_u *(KN)*		*26.33*	*26.33*	*27.47*	*31.41*
$\emptyset_l^{min}$ *(cm)*		*1.6*	*1.6*	*1.4*	*1.2*
h_e *(cm)*		*368*	*266*	*266*	*266*
Zone nodale h' (cm)		*65*	*60*	*60*	*60*
Zone nodale	S_t *(cm)*	*10*	*10*	*10*	*10*
	A_t *(cm^2)*	*0.37*		*0.43*	*0.56*
	A_t^{min}	*1.35*		*1.2*	*1.05*
Zone courante	S_t *(cm)*	*15*	*15*	*15*	*15*
	A_t *(cm^2)*	*0.55*		*0.64*	*0.84*
	A_t^{min}	*1.68*		*1.8*	*1.575*
$A_{t\ adopté}$ *(cm^2)*		*2.01*	*2.01*	*2.01*	*2.01*
Ferraillage adopté		*2 cadres en T8*	*2 cadres en T8*	*2 cadres en T8*	*2 cadres en T8*

Tableau. VII.1.8: Les sections transversales et leur espacement.

VII.1.6.4.Vérification des contraintes tangentielles :

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante:

On doit vérifier :

$$\tau_b \leq \overline{\tau}_{bu}$$

$$\overline{\tau}_{bu} = \rho_b \times f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{T_u}{bd}$$

Avec :

$$\begin{cases} \lambda_g \geq 5 \longrightarrow \rho_b = 0.075 \longrightarrow \bar{\tau}_{bu} = 1.875MPa \\ \lambda_g < 5 \longrightarrow \rho_b = 0.04 \longrightarrow \bar{\tau}_{bu} = 1MPa \end{cases}$$

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Niveaux	*Poteaux RDC/3*	*Poteaux 4/6*	*Poteaux 7/9*
Section (cm^2)	*(45×45)*	*(40×40)*	*(35×35)*
b (mm)	*450*	*400*	*350*
d (mm)	*420*	*370*	*320*
$T_u \times 10^3$ *(N)*	*26.33*	*27.47*	*31.41*
τ_{bc} *(MPa)*	*0.139*	*0.145*	*0.166*
$\bar{\tau}_{bc}$ *(MPa)*	*1.875*	*1.875*	*1.875*
Observation	*CV*	*CV*	*CV*

Tableau. VII.1.9:Vérification des contraintes tangentielles.

VII.1.7-Vérification à l'ELS :

- **Condition de non fragilité** : (Art A.4.2,1/BAEL 91 Modifiée 99) :

La condition de non fragilité dans le cas de la flexion composée est :

O doit vérifier que : $A_s \geq A_{min} = \frac{0,23\, f_{t28}}{f_e} \cdot \frac{e_s - 0,455d}{e_s - 0,185d} \cdot b \cdot d$

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Niveaux	*comb*	*Sens*	*Effort normal* N_S *(KN)*	*Moment fléchissant (KN.m)*	$e_s = \frac{M_S}{N_S}$ *(m)*	A_{smin} (cm^2)	$A_{adoptée}$ (cm^2)	*Observation*
Zone I	*ELS*	*X-X*	$N_{max} = -1228.34$	$M_x^{cor} = 1.681$	*0,00*	*5.61*	*20.60*	*Vérifiée*
			$N_{min} = -238.61$	$M_x^{cor} = -0.815$	*0,00*	*5.61*		*Vérifiée*
			$N_x^{cor} = -529.32$	$M_x^{max} = -28.775$	*0,05*	*5.63*		*Vérifiée*
		Y-Y	$N_{max} = -1228.34$	$M_y^{cor} = 0.53$	*0,00*	*5.61*		*Vérifiée*
			$N_{min} = -238.61$	$M_y^{cor} = 0.48$	*0,00*	*5.61*		*Vérifiée*
			$N_y^{cor} = -1087.24$	$M_y^{max} = -17.559$	*0,02*	*5.62*		*Vérifiée*
Zone II	*ELS*	*X-X*	$N_{max} = -715.14$	$M_x^{cor} = 1.341$	*0,00*	*4.40*	*14.20*	*Vérifiée*
			$N_{min} = -110.82$	$M_x^{cor} = -0.523$	*0,00*	*4.40*		*Vérifiée*
			$N_x^{cor} = -197.27$	$M_x^{max} = -29.007$	*0,15*	*4.45*		*Vérifiée*
		Y-Y	$N_{max} = -715.14$	$M_y^{cor} = -11.915$	*0,01*	*4.40*		*Vérifiée*
			$N_{min} = -110.82$	$M_y^{cor} = 0.281$	*0,00*	*4.40*		*Vérifiée*
			$N_y^{cor} = -343.58$	$M_y^{max} = 18.758$	*0,05*	*4.41*		*Vérifiée*
Zone III	*ELS*	*X-X*	$N_{max} = -354.64$	$M_x^{cor} = 1.95$	*0,00*	*3.33*	*10.68*	*Vérifiée*
			$N_{min} = -7.15$	$M_x^{cor} = 0.611$	*0,08*	*3.35*		*Vérifiée*
			$N_x^{cor} = -47.19$	$M_x^{max} = -30.682$	*0,65*	*3.57*		*Vérifiée*
		Y-Y	$N_{max} = -354.64$	$M_y^{cor} = -10.871$	*0,03*	*3.34*		*Vérifiée*
			$N_{min} = -7.15$	$M_x^{cor} = 0.257$	*0,04*	*3.34*		*Vérifiée*
			$N_x^{cor} = -116.84$	$M_x^{max} = 20.605$	*0,18*	*3.39*		*Vérifiée*

Tableau. VII.1.10: Vérification de la contrainte de non fragilité a L'ELS.

VII.1.7.1-Etat limite d'ouverture des fissures : (Art A.4.5.3/BAEL91V99)

La fissuration est considérée comme étant peu nuisible
→ Aucune vérification n'est requise

VII.2.5.1-Vérification des contraintes : (Art A.4.5.2/BAEL91V99)

On doit vérifier que :

$\boldsymbol{\sigma_{st}} \leq \overline{\boldsymbol{\sigma_{st}}}$ Les contraintes dans les aciers,

$\boldsymbol{\sigma_{bc}} \leq \overline{\boldsymbol{\sigma_{bc}}}$ Les contraintes dans le béton.

- **Vérification d'une Section partiellement comprimée :**

Pour calculer la contrainte du béton on détermine la position de l'axe neutre :

$$y_1 = y_2 + l_c$$

Avec :

$\boldsymbol{y_1}$**:** La distance entre l'axe neutre à l'ELS et la fibre la plus comprimé.
$\boldsymbol{y_2}$ **:** La distance entre l'axe neutre à l'ELS et le centre de pression Cp.
$\boldsymbol{l_c}$**:** La distance entre le centre de pression Cp et la fibre la plus comprimée.

$\boldsymbol{y_2}$ **:** est obtenu avec la résolution de l'équation suivante : $y_2^3 + p.y_2 + q = 0$

Avec :
$$\begin{cases} l_c = \frac{h}{2} - e_s \\ p = -3.l_c^2 - 6n.\bar{A}_u.\frac{l_c - c'}{b} + 6n.A_u.\frac{d - l_c}{b} \\ q = -2.l_c^3 - 6n.\bar{A}_u.\frac{(l_c - c')^2}{b} - 6n.A_u.\frac{(d - l_c)^2}{b} \end{cases}$$

Pour la résolution de l'équation, on calcul : $\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}$

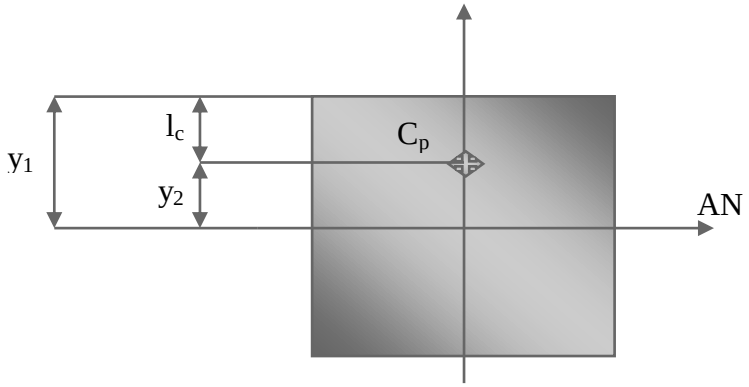
-Si $\Delta \geq$ **0**: $t = 0{,}5(\sqrt{\Delta} - q)$; $u = \sqrt[3]{t}$; $y_2 = u - \frac{p}{3u}$

-Si $\Delta <$ 0: L'équation admet trois racines :

$y_2^1 = a\cos\left(\frac{\alpha}{3}\right)$; $y_2^2 = a\cos\left(\frac{\alpha}{3} + \frac{2\pi}{3}\right)$; $y_2^3 = a\cos\left(\frac{\alpha}{3} + \frac{4\pi}{3}\right)$

$\alpha = a\cos\left(\frac{3q}{2p} \times \sqrt{\frac{-3}{p}}\right)$; $a = 2\sqrt{\frac{-p}{3}}$

On tiendra pour y_2 la valeur positive ayant un sens physique tel que :



$0 < y_1 = y_2 + l_c \quad < h \quad donc: y_1 = y_2 + l_c$

I=$\frac{b \times y_1^3}{3} + 15[A_s \times (d - y_1)^2 + A'_s \times (y_1 - c')^2]$

Finalement la contrainte de compression dans le béton est :

$$\sigma_{bc} = \frac{b \times N_s}{I} Y_1 \leq \overline{\sigma_{bc}}$$

❖ Vérification d'une section entièrement comprimée :

- On calcul l'aire de la section homogène totale : $S = bh + 15(A_s + A'_s)$
- On détermine la position du centre de gravité qui est situé à une distance $X_G$au-dessus du CDG géométrique :

$$X_G = 15.\frac{A'_s(0{,}5h - d') - A_s(d - 0{,}5h)}{bh + 15(A_s + A'_s)}$$

- On calcul l'inertie de la section homogène totale :

$$I = \frac{bh^3}{12} + bh.X_G{}^2 + 15[A'_s(0{,}5h - d' - X_G)^2 + A_s(d - 0{,}5h + X_G)^2]$$

Les contraintes dans le béton valent :

Au niveau de la fibre supérieure: $\sigma_{sup} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{N_{ser}(e_s - X_G)(\frac{h}{2} - X_G)}{I}$

Au niveau de la fibre inférieur: $\sigma_{inf} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{N_{ser}(e_s - X_G)(\frac{h}{2} + X_G)}{I}$

En fin ; on vérifie **:** $\boldsymbol{max}(\sigma_{sup}; \sigma_{inf}) \leq \overline{\sigma_{bc}}$

Les contraintes obtenues sont :

σ_{bsup} : Contrainte max dans la fibre supérieure du béton.

σ_{asup} : Contrainte max dans les aciers supérieure.

σ_{binf} : Contrainte max dans la fibre inférieure du béton.

σ_{ainf} : Contrainte max dans les aciers inférieure.

- **Tableau récapitulatif des vérifications de contraintes calculées en utilisant logiciel [SOCOTEC]**

  sens (x-x)

Niveaux	*Poteaux RDC/3*			*Poteaux 4/6*			*Poteaux 7/9*		
Section (cm^2)	*(45×45)*			*(40×40)*			*(35×35)*		
N (KN)	N_s^{max}	N_s^{min}	N_s^{cor}	N_s^{max}	N_s^{min}	N_s^{cor}	N_s^{max}	N_s^{min}	N_s^{cor}
	-1228.34	*-238.61*	*-529.32*	*-715.14*	*-110.82*	*-197.27*	*-354.64*	*-7.15*	*-47.19*
M (KN.m)	M_s^{cor}	M_s^{cor}	M_s^{max}	M_s^{cor}	M_s^{cor}	M_s^{max}	M_s^{cor}	M_s^{cor}	M_s^{max}
	1.681	*-0.815*	*-28.775*	*1.341*	*-0.523*	*-29.007*	*1.95*	*0.611*	*-30.682*
e_s(cm)	*0.14*	*0.34*	*5.44*	*0.18*	*0.47*	*14.70*	*0.55*	*8.55*	*65.01*
Obs	*SEC*	*SEC*	*SEC*	*SEC*	*SEC*	*SEC*	*SEC*	*SEC*	*SPC*
σ_{bsup} (MPa)	*4.71*	*0.93*	*3.13*	*3.61*	*0.58*	*2.82*	*2.47*	*0.01*	*3.77*
σ_{binf} (MPa)	*4.58*	*0.87*	*0.88*	*3.45*	*0.52*	*0.00*	*2 .12*	*0.00*	*0.00*
$\overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)	*15*	*15*	*15*	*15*	*15*	*15*	*15*	*15*	*15*
Obs	*CV*	*CV*	*CV*	*CV*	*CV*	*CV*	*CV*	*CV*	*CV*
σ_{asup} (MPa)	*70.60*	*14.00*	*44.60*	*54.00*	*8.60*	*37.80*	*36.60*	*1.39*	*43.70*
σ_{ainf} (MPa)	*68.90*	*13.10*	*15.40*	*51.90*	*7.81*	*-12.40*	*32.20*	*-0.01*	*-80 .90*
$\overline{\sigma_s}$ (MPa)	*348*	*348*	*348*	*348*	*348*	*348*	*348*	*348*	*348*
Obs	*CV*	*CV*	*CV*	*CV*	*CV*	*CV*	*CV*	*CV*	*CV*

Tableau. VII.1.11:Vérifications des contraintes dans les poteaux à l'ELS sens (x-x)

sens (y-y)

Niveaux	*Poteaux RDC/3*			*Poteaux 4/6*			*Poteaux 7/9*		
Section (cm^2)	*(45×45)*			*(40×40)*			*(35×35)*		
N (KN)	N_s^{max}	N_s^{min}	N_s^{cor}	N_s^{max}	N_s^{min}	N_s^{cor}	N_s^{max}	N_s^{min}	N_s^{cor}
	-1228.34	*-238.61*	*-1087.3*	*-715.14*	*-110.82*	*-343.58*	*-354.64*	*-7.15*	*-116.84*
M (KN.m)	M_s^{cor}	M_s^{cor}	M_s^{max}	M_s^{cor}	M_s^{cor}	M_s^{max}	M_s^{cor}	M_s^{cor}	M_s^{max}
	0.53	*0.48*	*-17.559*	*-11.915*	*0.281*	*18.758*	*-11.871*	*0.257*	*20.605*
e_s(cm)	*0.04*	*0.20*	*1.61*	*1.67*	*0.25*	*5.46*	*3.35*	*3.59*	*17.64*
Obs	*SEC*	*SEC*	*SEC*	*SEC*	*SEC*	*SEC*	*SEC*	*SEC*	*SPC*
σ_{bsup} *(MPa)*	*4.67*	*0.92*	*4.80*	*4.24*	*0.56*	*2.81*	*3.41*	*0.07*	*2.94*
σ_{binf} *(MPa)*	*4.63*	*0.88*	*3.43*	*2.82*	*0.53*	*0.58*	*1.19*	*0.02*	*0.00*
$\overline{\sigma_{bc}}$ *(MPa)*	*15*	*15*	*15*	*15*	*15*	*15*	*15*	*15*	*15*
Obs	*CV*	*CV*	*CV*	*CV*	*CV*	*CV*	*CV*	*CV*	*CV*
σ_{asup} *(MPa)*	*70.00*	*13.80*	*70.60*	*62.00*	*8.42*	*39.70*	*47.80*	*0.98*	*36.50*
σ_{ainf} *(MPa)*	*69.40*	*13.30*	*52.80*	*43.90*	*7.99*	*11.20*	*20.70*	*0.40*	*-25.30*
$\overline{\sigma_s}$ *(MPa)*	*348*	*348*	*348*	*348*	*348*	*348*	*348*	*348*	*348*
Obs	*CV*	*CV*	*CV*	*CV*	*CV*	*CV*	*CV*	*CV*	*CV*

Tableau. VII.1.12: Vérifications des contraintes dans les poteaux à l'ELS sens (y-y)

VII.2-Les Poutres :

VII.2.1-Introduction :

$$\text{Ferraillage} \rightarrow \begin{cases} \text{Calcul} \rightarrow \text{ELU} \rightarrow \text{Flexion simple} \\ \text{Vérification} \rightarrow \text{ELS} \end{cases}$$

$$\text{Sollicitations maximales} \rightarrow \text{Combinaisons} \rightarrow \begin{cases} (\text{BAEL91V99}) \rightarrow \begin{cases} 1.35\text{G} + 1.5\text{Q} \rightarrow \text{ELU} \\ \text{G} + \text{Q} \rightarrow \text{ELS} \end{cases} \\ (\text{RPA99V03}) \rightarrow \begin{cases} 0.8\text{G} \pm \text{E} \\ \text{G} + \text{Q} \pm \text{E} \end{cases} \rightarrow \text{Acc} \end{cases}$$

VII.2.2-Recommandations et exigences (RPA99V03) :

VII.2.2.1-Armatures longitudinales : (Art 7.5.2.1/RPA99V03)

Le pourcentage total et minimal des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de : (0.5%) en toute section.

- $(\text{Poutres principales})\{\text{RDC/9 } (30 \times 40) \rightarrow A_{min} = 0.005 \times 30 \times 40 = 6 \text{ cm}^2$
- $(\text{Poutres secondaires})\{\text{RDC/9 } (30 \times 35) \rightarrow A_{min} = 0.005 \times 30 \times 35 = 5.25 \text{ cm}^2$

Le pourcentage total et maximal des aciers longitudinaux est de : (4%) en zone courante et (6%) en zone de recouvrement.

- $(\text{Poutres principales}) \begin{cases} \text{Zc} \rightarrow \{\text{RDC/9 } (30 \times 40) \rightarrow A_{max} = 0.04 \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2 \\ \text{Zr} \rightarrow \{\text{RDC/9 } (30 \times 40) \rightarrow A_{max} = 0.06 \times 30 \times 40 = 72 \text{ cm}^2 \end{cases}$
- $(\text{Poutres secondaires}) \begin{cases} \text{Zc} \rightarrow \{\text{RDC/9 } (30 \times 35) \rightarrow A_{max} = 0.04 \times 30 \times 35 = 42 \text{ cm}^2 \\ \text{Zr} \rightarrow \{\text{RDC/9 } (30 \times 35) \rightarrow A_{max} = 0.06 \times 30 \times 35 = 63 \text{ cm}^2 \end{cases}$

La longueur minimale des recouvrements est de :

- Zone (II) $\rightarrow L_r^{min} = 40 \times \emptyset$

L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures : est effectué au nivaux des poteaux de rive, au moyen des crochets d'angle droit (90°).

	Section maximal (A max= cm²)		section minimal (A min = cm²)
	Zone courante	Zone de recouvrement	
poutre principal (30x40)	48	72	6
poutre secondaire (30x35)	42	63	5,25

Les sections des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du **RPA 99/version 2003** sont rapportées dans le tableau précédant:

VII.2.2.2-Armatures transversales : (Art 7.5.2.2/RPA99V03)

- La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par : $\boldsymbol{A_t = 0,003.S_t.b}$
- L'espacement maximum entre les armatures transversales est de :

$$\begin{cases} S_t^{max} = \min(\frac{h}{4}; 12\Phi) \text{ ; En zone nodale ; si les armatures comprimées sont nécessaires.} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \quad \text{; En zone courante.} \end{cases}$$

Avec :

Φ : Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures longitudinales et dans le cas d'une section en travée avec des armatures comprimée, c'est le plus petit diamètre des aciers comprimés.

-Les premières armatures transversales doivent être disposée à $5cm$ au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

❖ Dispositions constructives :

Conformément au CBA 93 annexe E_3, concernant la détermination de la longueur des chapeaux et des barres inférieures de second lit, il y'a lieu d'observer les recommandations suivantes qui stipulent que :

La longueur des chapeaux à partir des murs d'appuis est au moins égale :

- À $\frac{1}{5}$de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui n'appartenant pas à une travée de rive.
- À $\frac{1}{4}$ de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui intermédiaire voisin d'un appui de rive.
- La moitié au moins de la section des armatures inférieures nécessaire en travée est prolongées jusqu' aux appuis et les armatures de second lit sont arrêtées à une distance des appuis au plus égale à $\frac{1}{10}$ de la portée.

- **Sollicitation de calcul:**

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement de notre modèle, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

types			*Poutres principales (30x40)*		*poutres secondaires (30x35)*	
niveaux	*Localisation*	*Combinaison*	*Moment (KN.m)*	*Effort tranchant (KN)*	*Moment (KN.m)*	*Effort tranchant (KN)*
Terrasse	*Travée*		*43.80*	*-3.99*	*24.492*	*7.67*
	Appui		*-70.26*	*-67.61*	*-52.485*	*8.48*
8	*Travée*		*39.098*	*-0.01*	*26.146*	*8.25*
	Appui		*-74.48*	*-70.38*	*-57.079*	*5.66*
7	*Travée*		*39.98*	*-1.45*	*24.005*	*7.02*
	Appui		*-75.724*	*-70.63*	*-56.845*	*4.30*
6	*Travée*		*38.55*	*-0.93*	*21.975*	*5.98*
	Appui		*-76.094*	*-71.23*	*-56.711*	*1.64*
5	*Travée*		*37.552*	*-1.02*	*19.875*	*4.63*
	Appui		*-77.174*	*-71.94*	*-56.409*	*-0.46*
4	*Travée*		*37.455*	*-2.47*	*16.674*	*2.71*
	Appui		*-75.956*	*-71.04*	*-53.935*	*-1.69*
3	*Travée*		*36.375*	*-3.06*	*13.26*	*0.83*
	Appui		*-72.20*	*-69.61*	*-49.88*	*-3.18*
2	*Travée*		*35.587*	*-3.95*	*10.061*	*-1.18*
	Appui		*-67.998*	*-67.65*	*-45.135*	*-3.58*
1	*Travée*		*35.117*	*-5.41*	*7.181*	*-0.59*
	Appui		*-60.562*	*-66.46*	*-37.606*	*-2.54*
RDC	*Travée*		*35.316*	*-7.73*	*5.81*	*-0.35*
	Appui		*-49.752*	*-61.81*	*-27.694*	*-41.23*

Tableau VII.2.1 : Les efforts dans les poutres.

VII.2.3.Calcul des armatures :

VII.2.3.1.Calcul des armatures longitudinales:

Les poutres sont ferraillées en flexion simple. Elles sont calculées en travées puis au appuis sous les sollicitations les plus défavorables**.**

- **Calcul des moments réduit ultime :**

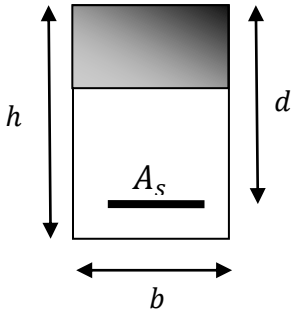
$$\begin{cases} \mu = \frac{M_u}{b.d^2 f_{bu}} \\ f_{bc} = \frac{0{,}85.f_{c28}}{\theta.\gamma_b} \quad ; \quad \gamma_b = 1.5 \; ; \qquad f_{bc}=14.2 \text{ MPA} \end{cases}$$

Selon la valeur du moment réduit par rapport à celle du moment réduit limite, on distingue les deux cas suivants :

- $\mathbf{1^{er}cas}$: $\mu \leq \mu_l = 0{,}392$ La section est simplement armée (**S.S.A**), et les armatures comprimées ne sont pas nécessaires (A'_u=0).

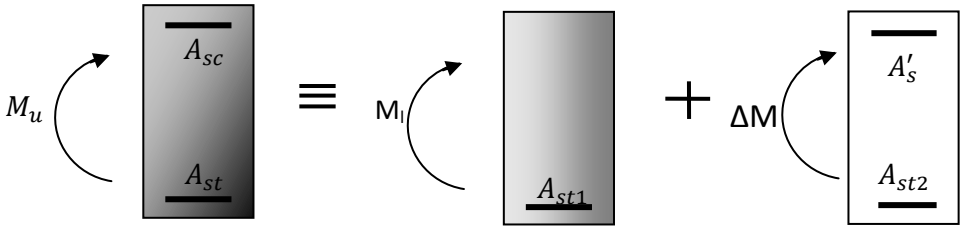
La section d'armatures tendues est donnée par la formule suivante :

$$\begin{cases} A_s = \dfrac{M_u}{\beta . d . \sigma_{st}} \\ \sigma_{st} = \dfrac{f_e}{\gamma_s} \end{cases}$$



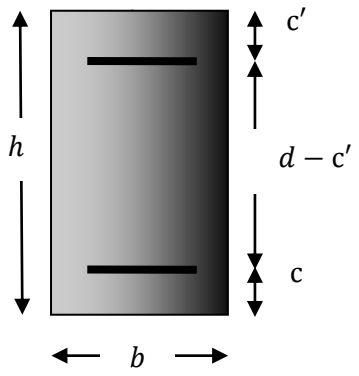
- $\mathbf{2^{er}cas}$: $\mu > \mu_l = 0{,}392$ La section est simplement armée (**S.D.A**)

La section d'armatures tendues est donnée par la formule suivante :



La section réelle est équivalente à la somme de deux sections fictives.

$$\begin{cases} M_u = \mu_l . b . d^2 . f_{bu} \\ \Delta M = M_u - M_l \end{cases}$$



Armature tendues : $A_{st} = A_{st1} - A_{st2}$

avec : $\begin{cases} A_{st1} = \dfrac{M_l}{\beta_l . d . \sigma_{st}} \\ A_{st2} = \dfrac{\Delta M}{(d - c').\sigma_{st}} \end{cases}$

Armature comprimées : $A_{sc} = A'_s$ avec : $A'_s = \dfrac{\Delta M}{(d - c').\sigma_{st}}$

VII.2.3.2. les armatures transversales :

La section minimale des aciers transversaux doit vérifier : $\frac{A_t}{b_0.S_t} f_e \geq \frac{\tau_u}{2} 0{,}4\ MP_a$

L'espacement est de : $S_t \leq min\{0{,}9d\ ; 40cm;\ 15\emptyset_{lmin}'\}$ avec : $15\emptyset_{lmin}'$ si $A_{sc} = 0$

Diamètre des armatures transversales : $\emptyset_t \leq \left\{\frac{h}{35}\ \frac{b}{10}\ ;\ \emptyset_{l\,min}\right\}$

Soit :

A_{st} : Section d'acier inférieure tendue ou bien la moins comprimée selon le cas.
A_{sc} : Section d'acier supérieure la plus comprimée.
M_u : Moment de flexion.

Tableau récapitulatif des contraintes selon les situations :

	γ_b	γ_s	f_{c28}(MPa)	f_{bu}(MPa)	f_e(MPa)	σ_{st}(MPa)
Situation durable	***1,5***	***1,15***	***25***	***14,2***	***400***	***348***
Situation accidentelle	***1,15***	***1***	***25***	***18,48***	***400***	***400***

Tableau VII.2.2 : Coefficients de sécurité en situation accidentelle et courante

- **Ferraillage :**
  - ***Exemple de calcul :***

a) les poutres principales :

En travée :

La plus grande valeur du moment en travées est de 43.80KN.m obtenue au 9eme étage en situation courante.

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{43.80 \times 10^6}{300 \times 370^2 \times 14.2} = 0.075 < \mu_l = 0.392$$

$\Longrightarrow$ La section est simplement armée (S.S.A)

$$\mu = 0.075 \xRightarrow{\text{tableau}} \beta = 0{,}960$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{43.80 \times 10^2}{0.960\ \times 37 \times 34.8} = 3.54\ cm^2$$

On opte pour une section d'armature 3HA14 $\Longrightarrow A_{adp} = 4.62\ cm^2$

Aux appuis :

La plus grande valeur du moment en appuis est de 77.174.KN.m obtenue au 5eme étage en situation accidentelle.

$$\mu_u = \frac{M_a}{bd^2 f_{bu}} = \frac{77.174 \times 10^6}{300 \times 370^2 \times 14.2} = 0.132 < 0.392$$

$\Longrightarrow$ La section est simplement armée (S.S.A)

$$\mu_u = 0.132 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0{,}929$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{77.174 \times 10^2}{0.929 \times 37 \times 34.8} = 6.45\ cm^2$$

On opte pour une section d'armature $3HA14 + 3HA12 \Longrightarrow A_{Ap} = 8.01 cm^2$

b) Les poutres secondaires:

En travée :

La plus grande valeur du moment en travées est de 26.146KN.m obtenue au 8eme étage en situation courante.

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{26.146 \times 10^6}{300 \times 320^2 \times 14.2} = 0.060 < \mu_l = 0.392$$

$\Longrightarrow$ La section est simplement armée (S.S.A)

$$\mu = 0.060 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0{,}969$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{26.146 \times 10^2}{0.969 \times 32 \times 34.8} = 2.42\ cm^2$$

On opte pour une section d'armature $3HA12 \Longrightarrow A_{adp} = 3.39\ cm^2$

Aux appuis :

La plus grande valeur du moment en appuis est de 57.079 KN.m obtenue au 8eme étage en situation accidentelle.

$$\mu_u = \frac{M_a}{bd^2 f_{bu}} = \frac{57.079 \times 10^6}{300 \times 320^2 \times 14.2} = 0.131 < 0.392$$

$\Longrightarrow$ La section est simplement armée (S.S.A)

$$\mu_u = 0.131 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0{,}929$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{57.079 \times 10^2}{0.929 \times 32 \times 34.8} = 5.52\ cm^2$$

On opte pour une section d'armature $3HA12 + 3HA12 \Longrightarrow A_{Ap} = 6.78cm^2$

Le tableau qui suivant résume les calculs et le ferraillage des poutres de notre structure :

a) les poutres principales :

- **En travée:**

Niveaux	*Comb*	M_U *(KN.m)*	μ	μ_l	*obs*	β	A_s *[cm²]*	$A_{adoptée}$ *[cm²]*	*Ferraillage*
terrasse	*ELU*	*43.80*	*0.075*	*0.392*	*SSA*	*0.960*	*3.54*	*4.62*	*3HA14*
8	*ELU*	*39.098*	*0.067*		*SSA*	*0.965*	*3.14*	*4.62*	*3HA14*
7	*ELU*	*39.98*	*0.069*		*SSA*	*0.964*	*3.33*	*4.62*	*3HA14*
6	*ELU*	*38.55*	*0.066*		*SSA*	*0.966*	*3.10*	*4.62*	*3HA14*
5	*ELU*	*37.552*	*0.064*		*SSA*	*0.967*	*3.02*	*4.62*	*3HA14*
4	*ELU*	*37.455*	*0.064*		*SSA*	*0.967*	*3.01*	*4.62*	*3HA14*
3	*ELU*	*36.375*	*0.062*		*SSA*	*0.968*	*2.92*	*4.62*	*3HA14*
2	*ELU*	*35.587*	*0.061*		*SSA*	*0.968*	*2.86*	*4.62*	*3HA14*
1	*ELU*	*35.117*	*0.060*		*SSA*	*0.969*	*2.81*	*4.62*	*3HA14*
RDC	*ELU*	*35.316*	*0.060*		*SSA*	*0.969*	*2.83*	*4.62*	*3HA14*

Tableau VII.2.3 : Ferraillage des poutres principales en travée en situation courante.

- **aux appuis :**

Niveaux	Comb	M_U (KN.m)	μ	μ_l	obs	β	A_s [cm²]	A_{adopt} [cm²]	Ferraillage
terrasse	$0.8G \pm E$ $G + Q \pm E$	-70.26	0.120	0.392	SSA	0.939	5.81	8 .01	3HA14+ 3HA12
8	$0.8G \pm E$ $G + Q \pm E$	-74.48	0.128		SSA	0.931	6.21	8 .01	3HA14+ 3HA12
7	$0.8G \pm E$ $G + Q \pm E$	-75.724	0.130		SSA	0.930	6.32	8 .01	3HA14+ 3HA12
6	$0.8G \pm E$ $G + Q \pm E$	-76.094	0.130		SSA	0.930	6.35	8 .01	3HA14+ 3HA12
5	$0.8G \pm E$ $G + Q \pm E$	-77.174	0.132		SSA	0.929	6.45	8 .01	3HA14+ 3HA12
4	$0.8G \pm E$ $G + Q \pm E$	-75.956	0.130		SSA	0.930	6.34	8 .01	3HA14+ 3HA12
3	$0.8G \pm E$ $G + Q \pm E$	-72.20	0.124		SSA	0.934	6.00	8 .01	3HA14+ 3HA12
2	$0.8G \pm E$ $G + Q \pm E$	-67.998	0.117		SSA	0.937	5.64	8 .01	3HA14+ 3HA12
1	$0.8G \pm E$ $G + Q \pm E$	-60.562	0.104		SSA	0.945	4.98	8 .01	3HA14+ 3HA12
RDC	$0.8G \pm E$ $G + Q \pm E$	-49.752	0.085		SSA	0.955	4.05	8 .01	3HA14+ 3HA12

Tableau VII.2.4 : Ferraillage des poutres principales aux appuis en situation accidentelle.

a) Les poutres secondaires:

- **En travée :**

Niveaux	Comb	M_U (KN.m)	μ	μ_l	obs	β	A_s [cm²]	$A_{adoptée}$ [cm²]	Ferraillage
terrasse	ELU	24.492	0.056	0.392	SSA	0.971	2.27	3.39	3HA12
8	ELU	26.146	0.060		SSA	0.969	2.42	3.39	3HA12
7	ELU	24.005	0.055		SSA	0.971	2.22	3.39	3HA12
6	ELU	21.975	0.050		SSA	0.974	2.03	3.39	3HA12
5	ELU	19.875	0.046		SSA	0.976	1.83	3.39	3HA12
4	ELU	16.674	0.038		SSA	0.981	1.53	3.39	3HA12
3	ELU	13.26	0.030		SSA	0.985	1.21	3.39	3HA12
2	ELU	10.061	0.023		SSA	0.988	0.91	3.39	3HA12
1	ELU	7.181	0.016		SSA	0.992	0.65	3.39	3HA12
RDC	ELU	5.81	0.013		SSA	0.993	0.53	3.39	3HA12

Tableau VII.2.5 : Ferraillage des poutres secondaires en travée en situation courante.

- **aux appuis :**

Niveaux	*Comb*	M_U *(KN.m)*	μ	μ_l	*obs*	β	A_s *[cm²]*	A_{adopt} *[cm²]*	*Ferraillage*
terrasse	$0.8G \pm E$ $G + Q \pm E$	*-52.485*	*0.120*	*0.392*	*SSA*	*0.936*	*5.04*	*6.78*	*3HA12+ 3HA12*
8	$0.8G \pm E$ $G + Q \pm E$	*-57.079*	*0.131*		*SSA*	*0.929*	*5.52*	*6.78*	*3HA12+ 3HA12*
7	$0.8G \pm E$ $G + Q \pm E$	*-56.845*	*0.130*		*SSA*	*0.930*	*5.49*	*6.78*	*3HA12+ 3HA12*
6	$0.8G \pm E$ $G + Q \pm E$	*-56.711*	*0.130*		*SSA*	*0.930*	*5.48*	*6.78*	*3HA12+ 3HA12*
5	$0.8G \pm E$ $G + Q \pm E$	*-56.409*	*0.129*		*SSA*	*0.930*	*5.45*	*6.78*	*3HA12+ 3HA12*
4	$0.8G \pm E$ $G + Q \pm E$	*-53.935*	*0.124*		*SSA*	*0.934*	*5.19*	*6.78*	*3HA12+ 3HA12*
3	$0.8G \pm E$ $G + Q \pm E$	*-49.88*	*0.114*		*SSA*	*0.939*	*4.77*	*6.78*	*3HA12+ 3HA12*
2	$0.8G \pm E$ $G + Q \pm E$	*-45.135*	*0.103*		*SSA*	*0.945*	*4.29*	*6.78*	*3HA12+ 3HA12*
1	$0.8G \pm E$ $G + Q \pm E$	*-37.606*	*0.086*		*SSA*	*0.955*	*3.54*	*6.78*	*3HA12+ 3HA12*
RDC	$0.8G \pm E$ $G + Q \pm E$	*-27.694*	*0.063*		*SSA*	*0.967*	*2.57*	*6.78*	*3HA12+ 3HA12*

Tableau VII.2.6 : Ferraillage des poutres secondaires aux appuis en situation accidentelle.

VII.2.4. Vérifications à l'ELU :

VII.2.4.1.La condition de non fragilité: (Art A.4.2.1/BAEL91V99)

On doit satisfaire la condition : $A_{st} \geq A_{st}^{min}$

Avec : $\begin{cases} A_{st}^{min} \geq \dfrac{0.23\, bdf_{t28}}{f_e} \\ f_{t28} = 0{,}6 + 0{,}06 \times f_{c28} = 2{,}1 \text{ MPa.} \end{cases}$

a) les poutres principales :

$$A_{st}^{min} \geq \frac{0{,}23 \times 30 \times 37 \times 2{,}1}{400} = 1.34 \text{ cm}^2$$

En travée : $A_T = 4.62 \geq$ **1.34cm².** $\Longrightarrow$ **Condition vérifiée.**

Aux appuis : $A_a = 8.01 \geq$ **1.34 cm².** $\Longrightarrow$ **Condition vérifiée.**

b) les poutres secondaires :

$$A_{st}^{min} \geq \frac{0{,}23 \times 30 \times 32 \times 2{,}1}{400} = 1.16\ \text{cm}^2$$

En travée : $A_T = 3.39 \geq$ **1.16cm².** ⟹ **Condition vérifiée.**

Aux appuis : $A_a = 6.78 \geq$ **1.16 cm².** ⟹ **Condition vérifiée.**

VII.2.4.2.Vérification de l'effort tranchant : (Art A.5.1.1/BAEL91V99)

$$\tau_u < \overline{\tau_u}$$

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

$$\tau_u = \frac{T_u}{b\ d}$$

poutres	Poutres principales	Poutres secondaires
	PP RDC/9 (30×40)	PS RDC/9 (30×35)
$T_u \times 10^3$ (N)	71.94	41.23
b (mm)	300	300
d (mm)	370	320
τ_u (MPa)	0.65	0.43
$\overline{\tau_u}$ (MPa)	3.33	3.33
Observation	CV	CV

Tableau VII.2.7 :Vérification aux cisaillements.

Donc il n'y a pas de risque de cisaillement.

VII.2.4.3-Influence de l'effort tranchant sur le béton :

(Art A.5.1.313 BAEL91V99)

$$T_u \leq \overline{T_u}$$

$$\overline{T_u} = \frac{0.4 \times fc_{28} \times 0.9 \times b \times d}{\gamma_b}$$

poutres	Poutres principales	Poutres secondaires
	PP RDC/9 (30×40)	PS RDC/9 (30×35)
T_u (N)	71.94	41.23
b (mm)	300	300
d (mm)	370	320
$\overline{T_u}$ (KN)	666	576
Observation	CV	CV

Tableau VII.2.8 : Influence de l'effort tranchant sur le béton

VII.2.4.4.Influence de l'effort tranchant sur les aciers :

(Art A.5.1.321/BAEL91V99)

$$\begin{cases} A_a \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times \left(T_u + \frac{M_a}{0.9 \times d}\right) \\ M_a \text{ (signe algébrique)} \end{cases} \rightarrow \left(T_u + \frac{M_a}{0.9 \times d}\right) < 0 \rightarrow CV$$

VII.2.4.5.Vérification de la contrainte d'adhérence :

L'adhérence des barres doit vérifier la relation :

$$\boldsymbol{\tau_{se} \leq \overline{\tau_{sc}}}$$

Avec : $\overline{\tau_{sc}} = \Psi_s f_{t28} = 1{,}5 \times 2{,}1 = 3{,}15\ MPa$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0{,}9\ d \sum U_i}$$

$$\sum U_i = n \times \pi \times \emptyset_l$$

poutres	Poutres principales	Poutres secondaires
	PP RDC/9 (30×40)	PS RDC/9 (30×35)
$T_u \times 10^3$ (N)	71.94	41.23
d (mm)	370	320
$\sum U_i$ (mm)	244.92	226.08
τ_{se} (MPa)	0.88	0.63
$\overline{\tau_{se}}$ (MPa)	3.15	3.15
Observation	CV	CV

Tableau VII.2.9 : Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entrainement des barres.

Donc il n y a pas de risque d'entrainement des barres.

VII.2.4.6.Ancrage des armatures : (Art A.6.1.22/BAEL91V99)

$$L_s = \frac{\emptyset \times f_e}{4 \times \overline{\tau_s}}$$

$$\overline{\tau_s} = 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_a = 0.4 \times L_s$$

Diamètre des barres (mm)	$\emptyset = 12$	$\emptyset = 14$
L_s (cm)	***42.33***	***49.38***
$L_{s\ adopté}$ (cm)	***45***	***50***
L_a (cm)	***18***	***20***

Tableau VII.2.10: Vérification de l'ancrage des armatures.

VII.2.4.7.Armatures transversales : (Art 7.5.2.2/RPA99V03)

$$\mathbf{A_t = 0.003 \times S_t \times b}$$

Zone nodale ($L' = 2 \times h$)

$$S_t \rightarrow \begin{cases} \text{Zone nodale (en travée)} \rightarrow S_t = \min\left(\frac{h}{4}\ ;\ 12\emptyset\right) \\ \text{Avec : } \emptyset = \emptyset_{min} \text{ des armatures longitudinales} \\ \text{Zone courante} \rightarrow S_t \leq \frac{h}{2} \end{cases}$$

Poutres		*Poutres principales*	*Poutres secondaires*
		PP RDC/9 (30×40)	*PS RDC/9 (30×35)*
b (cm)		***30***	***30***
h (cm)		***40***	***35***
L' : zone nodale (cm)		***80***	***70***
$\emptyset_{min}$ (cm)		***1.2***	***1.2***
Zone nodale	*S_t (cm)*	***10***	***8.75***
	A_t (cm^2)	***0.90***	***0.79***
Zone courante	*S_t (cm)*	***15***	***15***
	A_t (cm^2)	***1.35***	***1.35***
$A_{t\ adopté}$ (cm^2)		***2.01***	***2.01***
Ferraillage adopté		***1cadre+1étrier en T8***	***1cadre+1étrier en T8***

Tableau VII.2.11 : Récapitulatif du calcul des armatures transversales.

VII.2.5.Vérification à l'ELS :

VII.2.5.1-Vérification des contraintes : (Art A.4.5.2/BAEL91V99)

On doit vérifier que :

$\boldsymbol{\sigma_{st}} \leq \overline{\boldsymbol{\sigma_{st}}}$ Les contraintes dans les aciers,

$\boldsymbol{\sigma_{bc}} \leq \overline{\boldsymbol{\sigma_{bc}}}$ Les contraintes dans le béton.

Avec :

$\overline{\boldsymbol{\sigma_{bc}}}$ **= 0.6 x f_{c28} = 15Mpa.**

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st};\ K = \frac{1}{K_1}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_S}{A_t \beta_1\, d}$$

β_1, k_1 : sont tirés du tableau des sections rectangulaires en flexion simple sans armatures Comprimées en fonction de ρ qui égale a :

$$\boldsymbol{\rho = \frac{100 \times A_t}{bd}}$$

Pour le Ms → Tableaux → Moments → Combinaisons (ELS) → Résultat

Type	*Section (cm²)*	*Localisation*	*Moment (KN.m)*
Poutre principale	***30x40***	***Travée***	***31.873***
		Appui	***-49.025***
Poutre secondaire	***30x35***	***Travée***	***18.896***
		Appui	***-28.897***

Tableau VII.2.12 : Les moments dans les poutres a L'ELS.

❖ **Vérification :**

Poutres principales		PP RDC/9 (30×40)		PS RDC/9(30×35)	
		Aux appuis	En travée	Aux appuis	En travée
Dans Les Aciers	$M_s \times 10^6$ (N.mm)	49.025	31.873	28.897	18.896
	$A_{st} \times 10^2$ (mm^2)	4 .62	8.01	3.39	6.78
	b (mm)	300		300	
	d (mm)	370		320	
	ρ_1	0.416	0.722	0.353	0.706
	β_1	0.901	0.876	0.907	0.877
	σ_s (MPa)	318.30	122.76	293.69	99.30
	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)	348	348	348	348
	Observation	CV	CV	CV	CV
Dans Le Béton	K_1	35.50	25.32	38.76	25.65
	σ_{bc} (MPa)	8.96	4.84	7.57	3.87
	$\overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)	15	15	15	15
	Observation	CV	CV	CV	CV

Tableau VII.2.13 : Vérification des contraintes dans le béton et les aciers.

VII.2.5.2.Vérification de la flèche : (Art B.6.5.3/BAEL91V99)

On doit justifier l'état limite de déformation par un calcul de flèche, qui ne doit pas dépasser la valeur limite $\bar{f}$.

$$f \leq \bar{f} = \frac{l}{500}$$

f → Flèche donnée par ETABS

$\bar{f}$ → Flèche admissible donnée par le (BAEL91V99) pour $l \leq 5$ m

l : Portée maximale des poutres dans le sens principal et secondaire

- **Poutres Principales (30x40) :**

$$\begin{cases} \bar{f} = \frac{l_x}{500} = \frac{480}{500} = 0.96\ cm \\ f = 0.13\ cm \quad \text{La valeur trouvée par } \textbf{ETABS} \end{cases}$$

D'OU : $f = 0.13cm \leq \bar{f} = 0.96\ cm$ ⟹ condition vérifiée.

- **Poutres secondaires (30x35) :**

$$\begin{cases} \bar{f} = \frac{l_y}{500} = \frac{405}{500} = 0.81\ cm \\ f = 0.072\ cm \quad \text{La valeur trouvée par } \textbf{ETABS} \end{cases}$$

D'OU : $f = 0.072\ cm \leq \bar{f} = 0.81\ cm \Longrightarrow$ condition vérifiée.

✓ **Donc la flèche est vérifiée.**

VII.3. Ferraillage des voiles :

Introduction :

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et des forces horizontales ; donc le ferraillage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q) ainsi que sous l'action des sollicitations horizontales dues au séisme.

Pour faire face à ces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures :

- Armatures verticales. Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

Le calcul du ferraillage des voiles se fera selon la longueur de voile, et la hauteur d'étage, on adopte le même ferraillage pour un certain nombre de niveaux.

Nous allons ferrailler par zone :

Zone I : RDC, $1^{ èr}$, 2eme, et 3eme étage.

Zone II : 4eme, 5eme, et 6eme étage.

Zone III : 7EME, 8eme, et 9eme.

VII.3.1. Combinaisons d'actions :

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre sont données ci-dessous :

BAEL.91/modifié 99 :	**RPA.99/modifié 2003 :**
ELU : 1.35 G +1.5 Q	**0.8 G + E**
ELS : G + Q	**G + Q + E**

VII.3.2. Ferraillage des voiles :

Le calcule se fera par la méthode des tronçons de la **RDM**, qui se fait pour une bande de largeur (d).

Exposé de la méthode de calcul :

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables **(N, M)** en utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_{max} = \frac{N}{B} + \frac{M \times V}{I} \qquad \sigma_{min} = \frac{N}{B} - \frac{M \times V'}{I}$$

Avec : **B** : section du voile. , B = L× e**.**

I : moment d'inertie du voile considéré.

V=**V'** : bras de levier du voile : V = $\frac{L}{2}$

Le calcul se fera par bandes de longueur **(d)** donnée : $d \leq \min\left(\frac{h_e}{2} ; \frac{2}{3} L_c\right)$

RPA 99 (Art.7.7.4)**.**

Avec : h_e : hauteur entre nus du plancher et du voile considéré.

L_c : la longueur de la zone comprimée, avec $L_c = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} \times L$

L_t = L - L_C avec L_t : longueur de la zone tendue.

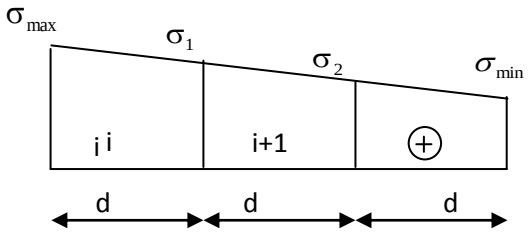
En fonction des contraintes agissant sur le voile, **trois** cas peuvent se présenter :

1. Section entièrement tendue (SET).
2. Section partiellement comprime (SPC).
3. section entièrement comprime (SEC).

- **Section entièrement tendu :**

$$N_i = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$$



Avec : e : épaisseur du voile

- La section d'armature d'une section entièrement tendue est égale à : $A_V = \frac{N_i}{\sigma_s}$

- **Armatures verticales minimales :**

$A_{min} \geq \frac{Bf_{t28}}{f_e}$ (Condition non fragilité **BAEL art A4.2.1**).

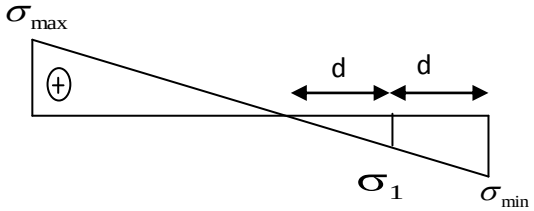
$A_{min} \geq 0.002\,B$ (Section min du **RPA art 7.7.4.1**).

B : section du tronçon considéré

➢ **Section partiellement comprimée :**

$$N_i = \frac{\sigma_{min} + \sigma_1}{2} \times d \times e_v$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e_V$$



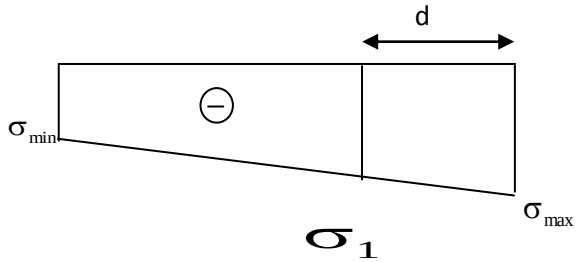
- La section d'armature est égale à $A_V = \frac{N_i}{\sigma_s}$

- **Armatures verticales minimales :** Même conditions que celles d'une section entièrement tendue.

➢ **Section entièrement comprimée :**

$$N_i = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \times d \times e_v$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_{min}}{2} \times d \times e_V$$



La section d'armature d'une section entièrement comprimé est égale à : $A_v = \frac{N_i - B \cdot f_{bc}}{\sigma_s}$

B : section du tronçon considéré ;

- Situation accidentelle **:** σ_s = 400 MPa ; f_{bc} = 18.48 Mpa
- Situation courante : σ_s = 348 MPa ; f_{bc} = 14.20 Mpa.

- **Armatures minimales : (Art. A.8.1, 2 BAEL91/modifié 99) :**

- $A_{min} \geq 4\ cm^2$ par mètre de parement mesuré perpendiculaire à ces armatures.

- $0.2\ \% \leq \frac{A_{min}}{B} \leq 0.5\ \%$ avec B : section du béton comprimée.

- **Armatures horizontales :**

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10 Φ.

- D'après le **BEAL modifié 99** : $A_H = \frac{A_v}{4}$
- D'après **le RPA 2003** : $A_H \geq 0.15\ \% \cdot B$

-Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

-Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 0.1 de l'épaisseur du voile.

➢ **Exigences de RPA 2003(article 7.7.4.3/RPA99 version 2003)**

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 15 %.

- En zone courantes 0.10 %.

- **Armatures transversales : (article 7.7.4.3 du RPA 2003)**

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends.

Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'article **7.7.4.3 du RPA 2003.**

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingle au mètre carré.

- **Armatures de coutures :**

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1.1\frac{T}{f_e}$$ (Article 7.7.4.3/RPA99 version 2003)

$$T = 1.4\ V_u$$

$\mathbf{V_u}$: Effort tranchant calculée au niveau considéré

Cette quantité doit **s'ajouter** à la **section d'aciers tendus** nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

- **Potelet :**

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est $\geq$ **4HA10.**

- **Espacement :**

D'après l'**art 7.7.4.3** du **RPA 99 modifié 2003**, l'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$S \leq 1.5e$

$S \leq 30$ cm

Avec : e = épaisseur du voile

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur (**0.1**) de la longueur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à (**15 cm).**

- **Longueur de recouvrement :**

Elles doivent être égales à :

- ✓ **40Φ** pour les barres situées dans les zones où le recouvrement du signe des efforts est possible.
- ✓ **20Φ** pour les barres situées dans les zones comprimées sous action de toutes les combinaisons possibles de charges.

- **Diamètre minimal :**

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser **(0.10)** de l'épaisseur du voile.

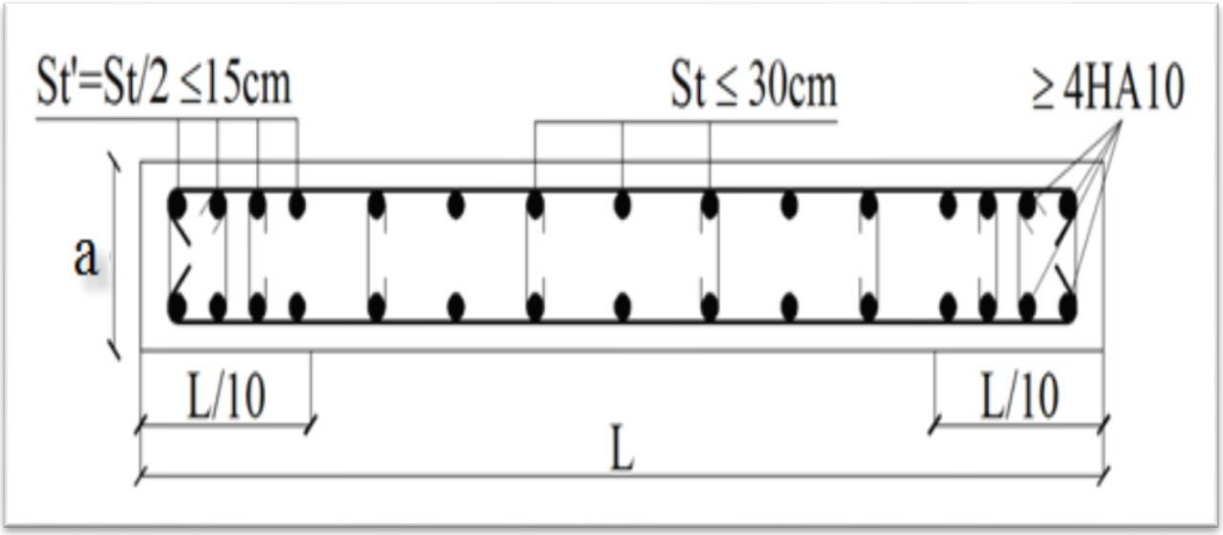


Figure VII.3.1 *:* Disposition des armatures verticales dans les voiles

VII.3.3. Vérification :

a) Vérification à L'ELS :

Pour cet état, il considère l'effort : $N_{ser} = G + Q$

$N_{ser} = G + Q$

$$\sigma_b = \frac{N}{B + 15 \cdot A} \leq \overline{\sigma}_b$$

$$\overline{\sigma}_b = 0.6 \cdot f_{c28} = 15\,MPa$$

Avec : N_{ser} : Effort normal applique ;

B : Section du béton ;

A : Section d'armatures adoptée.

b) Vérification de la contrainte de cisaillement :

- **D'après le RPA 2003**

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \cdot f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \cdot d}$$

$$V = 1.4 \cdot V_{u,calcul}$$

Avec :b_0 : Epaisseur du linteau ou du voile .

d : Hauteur utile (d = 0.9 h) .

h :Hauteur totale de la section brute.

- **D'après le BAEL / modifié 99 *:***

Il faut vérifier que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d}$$

τ_u : Contrainte de cisaillement

$\bar{\tau}_u = \min\left(0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 4MPa\right)$; Pour la fissuration préjudiciable.

VII.3.4. Exemple de calcul :

✓ **Ferraillage de voile longitudinal plein VL1 en Zones I (SPC):**

Caractéristiques géométriques :

avec :

$$\begin{cases} L = 1.80\,m \quad ; \quad e = 0.20\,m \quad ; \quad B = 0.36\,m^2 \\ I = \frac{e \times l^3}{12} = 0.097\ m^4 \quad ; \quad V = V' = \frac{l}{2} = 0.90\ m \end{cases}$$

$$\begin{cases} \sigma_{max} = 3237{,}09 KN/m^2. \\ \sigma_{min} = -6320{,}3 KN/m^2. \end{cases}$$

$\Longrightarrow$ Selon les contraintes donnée par ETABS ; la section est partiellement comprimé

-Largeur de la zone comprimée :

$$\boldsymbol{L_c} = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max}-\sigma_{min}} \times L = \frac{3237.09}{3237.09+6320.3} \times 1{,}80 = 0.61\ m \Longrightarrow \boldsymbol{L_c} = 0.61\ m\ .$$

-Largeur de la zone tendue :

$$\boldsymbol{L_t} = L - L_c = 1{,}80 - 0{,}61 = 1{,}19\ m \Longrightarrow \boldsymbol{L_t} = 1{,}19\ m$$

- Le découpage de diagramme est en deux bandes de longueur (d).

$$\boldsymbol{d} \leq min\left(\frac{h_e}{2}\ ;\ \frac{2}{3}\ L_c\right) = \boldsymbol{d} \leq min\left(\frac{4.08}{2}\ ;\ \frac{2}{3}\ x0.61\right) \Longrightarrow \boldsymbol{d} = 0{,}41\ m$$

B.1.Calcul des armatures :

- **Ferraillage de la partie tendue :**

Soit un tronçon $d = 0{,}595\ m$

a. Armatures verticales :

1ére bande : $d = 0{,}595\ m$

$$\begin{cases} \sigma_1 = \frac{\sigma_{min}.(L_t-d)}{L_t} = \frac{6320.30\times0.595}{1.19} = 3160{,}150\ KN/m^2. \Longrightarrow \boldsymbol{\sigma_1} = 3160{,}150\ KN/m^2 \\ N_1 = \frac{\sigma_{min}+\sigma_1}{2}.(L_t-d).e = \frac{6320.30+3160{,}150}{2} \times 0{,}595 \times 0{,}20 \Longrightarrow \boldsymbol{N_1} = 564{,}25 KN\ . \\ A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_s} = \frac{564{,}25}{40} = \boldsymbol{14{,}11} cm^2 \Longrightarrow \boldsymbol{A_{v1}} = \boldsymbol{14{,}11}\ cm^2\ . \end{cases}$$

b. Armatures minimales :

$$A_{min} = max\left(0{,}2\%\ B\ ;\ \frac{B.f_{t28}}{f_e}\right)$$ Avec : B = d.e

$$A_{min} = max\left(0{,}002x59.5x20\ ;\ \frac{59.5x20x2{,}1}{400}\right) = 6.25$$ avec : B= 0.119cm^2

c. Ferraillage :

$$A_{v\ calculé} = \frac{A_{min}.L}{2d} = \frac{6.25\times1.80}{2\times0{,}595} = 9.45\ cm^2 \Longrightarrow \boldsymbol{A_{v\ calculé}} = 9.45\ cm^2$$

- **Le ferraillage a adopté sur toute la surface de la bande du voile est :**

$\boldsymbol{A_{v\ calculé}} = 9.45\ cm^2 \quad /bande$

$\boldsymbol{A_{v\ calculé}} = 4.73\ \ /bande/nappe$

$\boldsymbol{A_{v\ calculé}} = 9.45\ cm^2/nappe \Longrightarrow A_{adopté} = 2 * 4HA16 = 16.08\ cm^2/nappe$

- **Ferraillage de la partie comprimée :**

Soit un tronçon $d = 0{,}595m$

a. Armatures verticales :

$\boldsymbol{1^{ére}\ bande}$: $d = 0{,}595\ m$

$$\begin{cases} \sigma_1 = (L_c - d)\dfrac{\sigma_{max}}{L_c} \\ \sigma_1 = (0{,}61 - 0{,}595).\dfrac{3237{,}09}{0{,}61} = 79{,}60KN/m^2 \end{cases}$$

$$\begin{cases} N_1 = \dfrac{\sigma_{max}-\sigma_1}{2}.d.e \\ N_1 = \dfrac{\sigma_{max}-\sigma_1}{2}.d.e = \dfrac{3237{,}09-79{,}60}{2} \times 0{,}595 \times 0{,}20 = 187.87\ KN \end{cases}$$

$A_{v1} = \frac{N_1 - B.f_{t28}}{\sigma_s} = \frac{187.87x10^3 - 2380}{400} = 4{,}64cm^2 \Longrightarrow \boldsymbol{A_{v1}} = 4{,}64\ cm^2.$

D'où le ferraillage totale du voile :

Soit : $A_{adopté/bande} = 16{,}08\ \ cm^2(8HA16)$ avec : $S_t = 15\ \ cm$.

- **Armatures horizontales :**
  - D'après le BAEL 91 :

$A_H = \max(\frac{A_v}{4}; 0.15\%B)$

$A_H = \frac{A_v}{4} = \frac{16{,}08}{4} = 4{,}02cm^2$

  - D'après le RPA révise 2003 :

$A_H > 0{,}15\ \%$. B = 0,0015(180x20) =5,40cm^2

Soit : 5HA12=5 ,65 cm^2 /1m de hauteur

- **Armatures transversales :**

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au minimum par (04) épingles au mètre carré soit HA8.

- **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

  - **D'après le RPA99 (Art 7.7.2. RPA 99 version 2003)**

$$\begin{cases} \tau_b = \frac{1.4\times V_u}{b\times d} = \frac{1,4\times 179,16\times 10^3}{200\times 0,9\times 1800} = 0,774MPa \\ \overline{\tau_b} = 0,2\, f_{c28} = 5\ MPa \end{cases}$$

$d'ou$: $\tau_b \leq \overline{\tau_b}\ MPa$ $\Longrightarrow$ Condition vérifiée

  - **D'après le BAEL (Art 5.1, 1/BAEL91 modifiées 99)**

$$\begin{cases} \tau_u = \frac{V_u}{b\times d} = \frac{179,16\times 10^3}{200\times 0,9\times 1800} = 0,553MPa \\ \overline{\tau_u} = \mathbf{min}\left\{\frac{\mathbf{0,15}.f_{c28}}{\gamma_b}; 4\ MP_a\right\} = 3,3MP_a\ ;\ \text{(fissuration préjudiciable).} \end{cases}$$

$d'ou$: $\tau_u \leq \overline{\tau_u}$ $\Longrightarrow$ Condition vérifiée.

- **Vérifications à l'ELS :**

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{B+15\times A} = \frac{695.62x\mathbf{10^3}}{1800\times 200+15\times 16.08x\mathbf{10^2}} = 1,75\ MP_a \\ \overline{\sigma_{bc}} = 0,6xf_{c28} = 15\ MP_a \end{cases}$$

$d'ou$: σ_{bc} = 1,75 MPa ≤ σ_{bc}= 15 MPa $\Longrightarrow$ Condition vérifiée

Les résultats de ferraillage sont donnés dans les tableaux suivants :

- Tableau VII.3.1 : Ferraillage du voile longitudinal 1(VL1).
- Tableau VII.3.2 : Ferraillage du voile longitudinal 2(VL2).
- Tableau VII.3.3 : Ferraillage du voile longitudinal 3(VL3).
- Tableau VII.3.4 : Ferraillage du voile transversale 1(VT1).
- Tableau VII.3.5 : Ferraillage du voile transversale 2(VT2).
- Tableau VII.3.6 : Ferraillage du voile transversale 3(VT3).

❖ **Ferraillage des Voiles longitudinales** :

VL1 Zones			Zone I	Zone II	zone III
Caractéristiques géométriques	**L (m)**		1,8	1,8	1,8
	e (m)		0,2	0,2	0,2
	B (m)		**0,36**	**0,36**	**0,36**
Sollicitations de calcul	**σ_{max} [KN/m²]**		3237,09	236,89	554,06
	σ_{min} [KN/m²]		-6320,3	-2002,93	-1450,5
	Nature de la section		**SPC**	**SPC**	**SPC**
	V_u (kN)		179,16	122,19	94,38
	L_t(m)		1,19	1,61	1,30
	L_c(m)		0,61	0,19	0,50
	d (m)		0,595	0,805	0,651
	σ_1 [KN/m²]		3160,150	1001,465	725,250
	N (kN)	**N_1**	564,25	241,80	141,69
		N_2	188,083	80,599	47,231
	A_v (cm^2)	**A_{V1}**	**14,11**	**6,04**	**3,54**
		A_{V2}	**4,70**	**2,01**	**1,18**
	A_{vj} (cm^2)		6,90	4,70	3,63
	A (cm^2)	**A1=A_{v1}+A_{vj}/4**	**15,83**	**7,22**	**4,45**
		A2=A_{v2}+A_{vj}/4	**6,43**	**3,19**	**2,09**
	A_{min} (cm^2)		6,25	8,45	6,84
	$A_{v\ adopté}$ (cm^2)	**Bonde1**	**16,08**	**9,05**	**9,05**
		Bonde 2	**9,05**	**9,05**	**9,05**
Ferraillage des voiles	**Choix des barres**	**Bonde1**	**2x 4HA16**	**2x 4HA12**	**2x 4HA12**
		Bonde 2	**2x 4HA12**	**2x 4HA12**	**2 x 4HA12**
	S_t (cm)	**Bonde1**	10 et 20 cm	10 et 20 cm	10 et 20 cm
		Bonde 2	20 cm	20 cm	20 cm
	A_{Hmin}=0,0015*B (cm2)/bande		5,40	5,40	5,40
	A_H /nappe (cm^2)		4,02	2,26	2,26
	Choix des barres/nappe (cm^2)		**5HA12/nappe**	**5HA12/nappe**	**5HA12/nappe**
	ep =20cm		**(A=5,65 cm^2)**	**(A=5,65 cm^2)**	**(A=5,65 cm^2)**
Vérification des contraintes	**Armature transversal**		**4 Epingles HA8/m^2**		
	contrainte	**τ_u(MPa)**	**0,553**	**0,377**	**0,291**
		τ_b(MPa)	**0,774**	**0,528**	**0,408**
	ELS	**N_s (kN)**	695,62	447,07	234,8
		σ_b(MPa)	**1,75**	**1,15**	**0,65**

Tableau VII.3.1:Ferraillage du voile longitudinal 1(VL1)

VL2 Zones			Zone I	Zone II	zone III
Caractéristiques géométriques	L (m)		3	3	3
	e (m)		0,2	0,2	0,2
	B (m)		**0,6**	**0,6**	**0,6**
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m²]		2425,72	1158,52	2590,34
	σ_{min} [KN/m²]		-6530,37	-3109,05	-2989,35
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	V_u (kN)		335,56	231,01	143,16
	L_t(m)		2,19	2,19	1,61
	L_c(m)		0,81	0,81	1,39
	d (m)		1,094	1,093	0,804
	σ_1 [KN/m²]		3265,185	1554,525	1494,675
	N (kN)	N_1	1071,37	509,63	360,35
		N_2	357,123	169,878	120,117
	A_v (cm²)	A_{V1}	**26,78**	**12,74**	**9,01**
		A_{V2}	**8,93**	**4,25**	**3,00**
	A_{vj} (cm²)		12,92	8,89	5,51
	A (cm²)	$A1=A_{v1}+A_{vj}/4$	**30,01**	**14,96**	**10,39**
		$A2=A_{v2}+A_{vj}/4$	**12,16**	**6,47**	**4,38**
	A_{min} (cm²)		11,48	11,47	8,44
	$A_{v\ adopté}$ (cm²)	Bonde1	**32,16**	**18,1**	**18,1**
		Bonde 2	**13,56**	**13,56**	**13,56**
Ferraillage des voiles	Choix des barres	Bonde1	**2x8HA16**	**2x 8HA12**	**2x 8HA12**
		Bonde 2	**2x 6HA12**	**2x 6HA12**	**2 x 6HA12**
	S_t (cm)	Bonde1	10 et 20 cm	10 et 20 cm	10 et 20 cm
		Bonde 2	20 cm	20 cm	20 cm
	A_{Hmin}=0.0015*B (cm2)/bande		9,00	9,00	9,00
	A_H /nappe (cm²)		8,04	4,53	4,53
	Choix des barres/nappe (cm²)		**8HA12/nappe**	**8HA12/nappe**	**8HA12/nappe**
	ep =20cm		**(A=9,05cm²)**	**(A=9,05cm²)**	**(A=9,05cm²)**
Vérification des contraintes	Armature transversal		**4 Epingles HA8/m²**		
	contrainte	τ_u(MPa)	**0,621**	**0,428**	**0,265**
		τ_b(MPa)	**0,870**	**0,599**	**0,371**
	ELS	N_s (kN)	1492,25	942,1	495,27
		σ_b(MPa)	**2,23**	**1,46**	**0,82**

Tableau VII.3.2 : Ferraillage du voile longitudinal 2(VL2).

VL3 Zones			Zone I	Zone II	zone III
Caractéristiques géométriques	L (m)		1,6	1,6	1,6
	e (m)		0,2	0,2	0,2
	B (m)		**0,32**	**0,32**	**0,32**
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m²]		687,62	67,3	67,55
	σ_{min} [KN/m²]		-4720,65	-2179,69	-1257,49
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	V_u (kN)		195,58	136,5	81,29
	L_t(m)		1,40	1,55	1,52
	L_c(m)		0,20	0,05	0,08
	d (m)		0,698	0,776	0,759
	σ_1 [KN/m²]		2360,325	1089,845	628,745
	N (kN)	N_1	494,45	253,73	143,21
		N_2	164,818	84,576	47,735
	A_v (cm^2)	A_{V1}	**12,36**	**6,34**	**3,58**
		A_{V2}	**4,12**	**2,11**	**1,19**
	A_{vj} (cm^2)		7,53	5,26	3,13
	A (cm^2)	$A1=A_{v1}+A_{vj}/4$	**14,24**	**7,66**	**4,36**
		$A2=A_{v2}+A_{vj}/4$	**6,00**	**3,43**	**1,98**
	A_{min} (cm^2)		7,33	8,15	7,97
	$A_{v\ adopté}$ (cm^2)	Bonde1	**15,39**	**11,3**	**11,3**
		Bonde 2	**9,04**	**9,04**	**9,04**
Ferraillage des voiles	Choix des barres	Bonde1	**2x 5HA14**	**2x 5HA12**	**2x 5HA12**
		Bonde 2	**2x 4HA12**	**2x 4HA12**	**2 x 4HA12**
	S_t (cm)	Bonde1	7,5 et 15 cm	7,5 et 15 cm	7,5 et 15 cm
		Bonde 2	15 cm	15 cm	15 cm
	A_{Hmin}=0.0015*B (cm2)/bande		4,80	4,80	4,80
	A_H /nappe (cm^2)		3,85	2,83	2,83
	Choix des barres/nappe (cm^2)		**5HA12/nappe**	**5HA12/nappe**	**5HA12/nappe**
	ep =20cm		**(A=5,65cm^2)**	**(A=5,65cm^2)**	**(A=5,65cm^2)**
Vérification des contraintes	Armature transversal		**4 Epingles HA8/m^2**		
	contrainte	τ_u(MPa)	**0,679**	**0,474**	**0,282**
		τ_b(MPa)	**0,951**	**0,664**	**0,395**
	ELS	N_s (kN)	779,76	512,53	280,74
		σ_b(MPa)	**2,19**	**1,46**	**0,87**

Tableau VII.3.3 : Ferraillage du voile longitudinal 3(VL3).

❖ Ferraillages des Voiles transversales :

VT1 Zones			Zone I	Zone II	zone III
Caractéristiques géométriques	L (m)		2,5	2,5	2,5
	e (m)		0,2	0,2	0,2
	B (m)		**0,5**	**0,5**	**0,5**
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m²]		4088,32	421,27	816,34
	σ_{min} [KN/m²]		-7233,27	-2222,2	-1880,68
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	V_u (kN)		303,96	208,38	122,54
	L_t(m)		1,60	2,10	1,74
	L_c(m)		0,90	0,40	0,76
	d (m)		0,799	1,051	0,872
	σ_1 [KN/m²]		3616,635	1111,100	940,340
	N (kN)	N_1	866,49	350,26	245,89
		N_2	288,830	116,754	81,964
	A_v (cm²)	A_{V1}	**21,66**	**8,76**	**6,15**
		A_{V2}	**7,22**	**2,92**	**2,05**
	A_{vj} (cm²)		11,70	8,02	4,72
	A (cm²)	$A1=A_{v1}+A_{vi}/4$	**24,59**	**10,76**	**7,33**
		$A2=A_{v2}+A_{vi}/4$	**10,15**	**4,92**	**3,23**
	A_{min} (cm²)		8,39	11,03	9,15
	$A_{v\ adopté}$ (cm²)	Bonde1	**24,63**	**18,1**	**18,1**
		Bonde 2	**11,3**	**11,3**	**11,3**
Ferraillage des voiles	Choix des barres	Bonde1	**2x 8HA16**	**2x 8HA12**	**2x 8HA12**
		Bonde 2	**2x 5HA12**	**2x 5HA12**	**2 x 5HA12**
	S_t (cm)	Bonde1	10 cm	10 cm	10 cm
		Bonde 2	20 cm	20 cm	20 cm
	A_{Hmin}=0.0015*B (cm2)/bande		7,50	7,50	7,50
	A_H /nappe (cm²)		6,16	4,53	4,53
	Choix des barres/nappe (cm²)		**7HA12/nappe**	**7HA12/nappe**	**7HA12/nappe**
	ep =20cm		**(A=7,92cm²)**	**(A=7,92cm²)**	**(A=7,92cm²)**
Vérification des contraintes	Armature transversal		**4 Epingles HA8/m²**		
	contrainte	τ_u(MPa)	**0,675**	**0,463**	**0,272**
		τ_b(MPa)	**0,946**	**0,648**	**0,381**
	ELS	N_s (kN)	950,3	615,47	321,37
		σ_b(MPa)	**1,72**	**1,13**	**0,64**

Tableau VII.3.4 : Ferraillage du voile transversale 1(VT1).

VT2 Zones			Zone I	Zone II	zone III
Caractéristiques géométriques	L (m)		1,5	1,5	1,5
	e (m)		0,2	0,2	0,2
	B (m)		**0,3**	**0,3**	**0,3**
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m²]		1626,95	2481,35	4252,17
	σ_{min} [KN/m²]		-6293,27	-4714,71	-4875,79
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	V_u (kN)		106,55	78,09	60,78
	L_t(m)		1,19	0,98	0,80
	L_c(m)		0,31	0,52	0,70
	d (m)		0,596	0,491	0,401
	σ_1 [KN/m²]		3146,635	2357,355	2437,895
	N (kN)	N_1	562,56	347,51	293,00
		N_2	187,520	115,837	97,667
	A_v (cm²)	A_{V1}	**14,06**	**8,69**	**7,33**
		A_{V2}	**4,69**	**2,90**	**2,44**
	A_{vj} (cm²)		4,10	3,01	2,34
	A (cm²)	$A1=A_{v1}+A_{vj}/4$	**15,09**	**9,44**	**7,91**
		$A2=A_{v2}+A_{vj}/4$	**5,71**	**3,65**	**3,03**
	A_{min} (cm²)		6,26	5,16	4,21
	$A_{v\ adopté}$ (cm²)	Bonde1	**18,46**	**13,56**	**13,56**
		Bonde 2	**9,04**	**9,04**	**9,04**
Ferraillage des voiles	Choix des barres	Bonde1	**2x 6HA14**	**2x 6HA12**	**2x 6HA12**
		Bonde 2	**2x 4HA12**	**2x 4HA12**	**2 x 4HA12**
	S_t (cm)	Bonde1	7 cm	7 cm	7 cm
		Bonde 2	14 cm	14 cm	14 cm
	A_{Hmin}=0.0015*B (cm2)/bande		4,50	4,50	4,50
	A_H /nappe (cm²)		4,62	3,39	3,39
	Choix des barres/nappe (cm²)		5HA12/nappe	5HA12/nappe	5HA12/nappe
	ep =20cm		(A=5,65cm²)	(A=5,65cm²)	(A=5,65cm²)
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m²		
	contrainte	τ_u(MPa)	**0,395**	**0,289**	**0,225**
		τ_b(MPa)	**0,552**	**0,405**	**0,315**
	ELS	N_s (kN)	936,73	622,78	345,39
		σ_b(MPa)	**2,74**	**1,87**	**1,15**

Tableau VII.3.5 : Ferraillage du voile transversale 2(VT2).

VT3 Zones			Zone I	Zone II	zone III
Caractéristiques géométriques	L (m)		1,6	1,6	1,6
	e (m)		0,2	0,2	0,2
	B (m)		**0,32**	**0,32**	**0,32**
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m²]		1727,14	27,7	272,95
	σ_{min} [KN/m²]		-5628,64	-2212,08	-1459,05
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	V_u (kN)		114,31	90,32	73,78
	L_t(m)		1,22	1,58	1,35
	L_c(m)		0,38	0,02	0,25
	d (m)		0,612	0,790	0,674
	σ_1 [KN/m²]		2814,320	1106,040	729,525
	N (kN)	N_1	516,84	262,17	147,49
		N_2	172,281	87,389	49,165
	A_v (cm²)	A_{V1}	**12,92**	**6,55**	**3,69**
		A_{V2}	**4,31**	**2,18**	**1,23**
	A_{vj} (cm²)		4,40	3,48	2,84
	A (cm²)	$A1=A_{v1}+A_{vj}/4$	**14,02**	**7,42**	**4,40**
		$A2=A_{v2}+A_{vj}/4$	**5,41**	**3,05**	**1,94**
	A_{min} (cm²)		6,43	8,30	7,08
	$A_{v\ adopté}$ (cm²)	Bonde1	**15,38**	**11,3**	**11,3**
		Bonde 2	**9,04**	**9,04**	**9,04**
Ferraillage des voiles	Choix des barres	Bonde1	**2x 5HA14**	**2x 5HA12**	**2x 5HA12**
		Bonde 2	**2x 4HA12**	**2x 4HA12**	**2 x 4HA12**
	S_t (cm)	Bonde1	7,5 et 15 cm	7,5 et 15 cm	7,5 et 15 cm
		Bonde 2	15 cm	15 cm	15 cm
	A_{Hmin}=0.0015*B (cm2)/bande		4,80	4,80	4,80
	A_H /nappe (cm²)		3,85	2,83	2,83
	Choix des barres/nappe (cm²)		**5HA12/nappe**	**5HA12/nappe**	**5HA12/nappe**
	ep =20cm		**(A=5,65cm²)**	**(A=5,65cm²)**	**(A=5,65cm²)**
Vérification des contraintes	Armature transversal		**4 Epingles HA8/m²**		
	contrainte	τ_u(MPa)	**0,397**	**0,314**	**0,256**
		τ_b(MPa)	**0,556**	**0,439**	**0,359**
	ELS	N_s (kN)	770,53	503,59	278,04
		σ_b(MPa)	**2,16**	**1,4**	**0,87**

Tableau VII.3.6 : Ferraillage du voile transversale 3(VT3).

VIII .1. Introduction :

Les fondations sont des éléments de la structure ayant pour objet la transmission des efforts apportés par la structure au sol. Ces efforts consistent en :

- Un effort normal : charge et surcharge verticale centrée ;
- Une force horizontale : résultante de l'action sismique ;
- Un moment qui peut être de valeur variable qui s'exerce dans les plans différents.

On distingue deux types de fondation selon leurs modes d'exécution et selon la résistance aux sollicitations extérieures :

- **Fondations superficielles** : Elles sont utilisées pour des sols de bonne capacité portante.

Elles sont réalisées près de la surface, (semelles isolées, semelles filantes et radier).

- **Fondations profondes :** Elles sont utilisées dans le cas de sols ayant une faible capacité portante ou dans les cas où le bon sol se trouve à une grande profondeur, (pieux, puits).

VIII.1.1.Etude géotechnique du sol :

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude détaillée du sol qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier. Les résultats de cette étude sont :

- La contrainte admissible du sol est σ_{sol} = 2 bars profondeur à 1m.
- Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux.

VIII.1.2.Choix du type de fondation :

Le type de fondation est choisi essentiellement selon les critères suivants :

- La résistance du sol.
- Le tassement du sol.

Le choix de la fondation doit satisfaire les critères suivants :

- Stabilité de l'ouvrage (rigidité)
- Facilité d'exécution (coffrage)
- Economie

VIII.2. Dimensionnement :

a) Semelles isolées :

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal ser N qui est obtenu à la base de tous les poteaux du RDC.

$$A \times B \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K = 1 \Rightarrow A = B$ (Poteau carré).

D'où $B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\overline{\sigma}_{sol}}}$

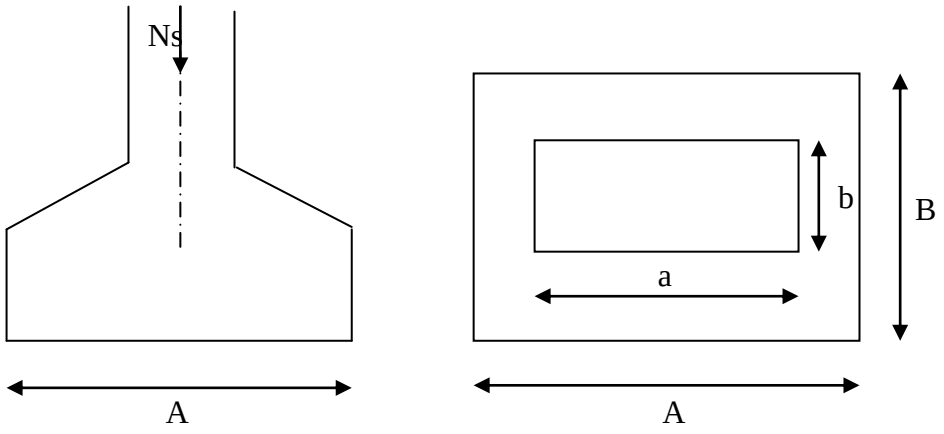


Fig. VIII .1: Dimensionnement d'une fondation

Exemple de calcul :

$N_{ser} = 1228{,}47\,KN$, $\overline{\sigma}_{sol} = 200\,KN/m^2$ $\Rightarrow$ $B = 2.48\,m$

Remarque :

L'importance des dimensions des semelles expose nos fondations au chevauchement, alors il faut opter pour des semelles filantes.

b) semelles filantes :

- **Semelles filantes sous voiles :**

Elles sont dimensionnées à **l'ELS** sous l'effort normal **N**, données par la condition la plus défavorable.

Avec : $\mathbf{N_s = G+Q}$

La largeur B de la semelle est déterminée par la formule suivante :

$$\frac{N_s}{S} \leq \overline{\sigma}_{sol} \Rightarrow \frac{G+Q}{B \times L} \leq \overline{\sigma}_{sol} \Rightarrow B \geq \frac{G+Q}{L \times \sigma_{sol}}$$

Avec : B : Largeur de la semelle ;

L : Longueur de la semelle sous voile ;

G : Charge permanente à la base du voile considéré ;

Q : Surcharge d'exploitation a la base du voile considéré ;

$\overline{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol.

Les résultats de calcul sont donnés sur le tableau suivant :

- **Sens longitudinal :**

voile	Ns(KN)	L(m)	B(m)	S=BxL (m^2)
VL1	1169,25	1,8	3,25	5,85
VL2	1182,98	1,8	3,29	5 ,91
VL3	1218,01	3	2,03	6,09
VL4	1249,26	1,6	3,9	6,24
VL5	1228 ,96	3	3,84	11,52
VL6	1195,07	1,8	3,32	5,97
VL7	1197,84	1,8	3,33	5,99
				47,58

- **Sens transversal :**

Voile	Ns(KN)	L(m)	B(m)	S=BxL(m^2)
VT1	1169,25	2,5	2,34	5,85
VT2	1182,98	2,5	2,36	5,91
VT3	1249,26	1,6	3,90	6,25
VT4	774,53	1,6	2,42	3,87
VT5	1024,05	1,5	3,41	5,12
VT6	1064,45	1,5	3,55	5,32
VT7	1195,07	2,5	2,39	5,97
VT8	1197 ,84	2,5	2,39	5,97
				44,27

Tableau VIII-1 : surface des semelles filantes sous voiles.

La somme des surfaces des semelles sous voiles est :

$S_v = \sum S_i =$ 47,58 + 44,27 => $\mathbf{S_v = 91,85\ m^2}$

➢ **Semelles filantes sous poteaux :**

❖ **Hypothèses de calcul :**

La semelle infiniment rigide engendre une répartition linéaire des contraintes sur le sol.

Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que le centre de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

❖ **Etape de calcul :**

- Détermination de la résultante des charges $R = \sum N_i$
- Détermination de la Coordonnée de la résultante des forces : $e = \dfrac{\sum N_i \times e_i + \sum M_i}{R}$
- Détermination de la Distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle :

Si : $e < \dfrac{L}{6} \Rightarrow$ Répartition trapézoïdale.

Si : $e > \dfrac{L}{6} \Rightarrow$ Répartition triangulaire

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \times \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L}\right) \qquad q_{\max} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L}\right) \qquad q_{(L/4)} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right)$$

On fera le calcul sur le portique transversal (fil de poteaux le plus sollicité).

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Poteaux	N=G+Q (KN)	M(KN.m)	e_i	N × e_i
2	616,89	7,867	5,88	3627,31
7	1228,47	-1,7	-1,28	-1572,44
12	1050,21	-3,29	-2,47	-2594,02
17	883,95	3,045	2,27	2006,57
22	1200,24	1,947	1,45	1740,35
27	612,07	-7,854	-5,89	-3605,09
total	5591,83	1,07	/	-397,32

Tableau VIII-2 : surface des semelles filantes sous poteaux.

- **Détermination de la coordonnée de la résultante des forces:**

$$e = \frac{\sum N_i \times e_i + \sum M_i}{R} = \frac{-397{,}32 + 1{,}07}{5591{,}83} = -0.07m$$

- **Détermination de la distribution par mètre linéaire de la semelle**

On a : e = -0,07 m < $\frac{L}{6}$ = 21,1 / 6 = 3,52 m => Répartition trapézoïdale

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \times (1 - \frac{6e}{L}) = \frac{5591{,}83}{21{,}1} \times (1 - \frac{6 \times (-0{,}07)}{21{,}1}) = 270{,}29 KN/ml$$

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \times (1 + \frac{6e}{L}) = \frac{5591{,}83}{21{,}1} \times (1 + \frac{6 \times (-0{,}07)}{21{,}1}) = 259{,}74 KN/ml$$

$$q_{(L/4)} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right) = \frac{5591{,}83}{21{,}1} \times (1 + \frac{3 \times (-0{,}07)}{21{,}1}) = 262{,}38 KN/ml$$

- **Détermination de la largeur de la semelle :**

$$B \geq \frac{q(L/4)}{\bar{\sigma}_{sol}} = \frac{262{,}38}{200} = 1{,}31m$$

Donc on opte pour **B = 1,5 m.**

On aura : **S = 1,5×21,1 = 31,65 m²**

Nous aurons la surface totale des semelles sous poteaux **:** $S_p = S \times n$

n : Nombre de portique dans le sens considéré.

S_p = (31,65 × 5) = 158,25 m^2

$S_t = S_p + S_v$ = 158,25 + 91,85 = 250,10m^2

La surface totale de la structure : $S_{bât} = (21{,}10 \times 16{,}10) = 339{,}71 m^2$

Le rapport de la surface des semelles sur la surface de la structure est :

$$\frac{S_t}{S_{bat}} = \frac{250{,}10}{339{,}71} = 0{,}74$$

La surface totale des semelles représente 74% de la surface de bâtiment.

Donc : **S_t > 50 % $S_{bât}$**

Conclusion :

Puisque les semelles représentent plus de 50% de la surface totale de bâtiment, on opte pour un radier nervuré comme fondation de notre bâtiment.

VIII.3.Etude du radier général :

Un radier est défini comme étant une fondation travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol diminuée du poids propre du radier.

Le radier est :

- Rigide en son plan horizontal ;
- Permet une meilleure répartition de la charge sur le sol de fondation (répartition linéaire) ;
- Facilité de coffrage ;
- Rapidité d'exécution ;
- Semble mieux convenir face aux désordres ultérieurs qui peuvent provenir des tassements éventuels.

VIII.3.1.Pré dimensionnement du radier :

Condition de vérification de la longueur élastique :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}} \geq \frac{2}{\pi} \times L_{max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie

$L_{max} \leq \frac{\pi}{2} \times L_e \rightarrow$ ce qui conduit à $h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times L_{max}\right)^4 \times \frac{3 \times K}{E}}$

Avec :

L_e : Longueur élastique ;

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface K= 40 MPa pour un sol moyen ;

I : L'inertie de la section du radier (bonde de 1 m) ;

E : Module de déformation longitudinale déférée

$E = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818{,}865 MPa$

L_{max} : Distance maximale entre deux voiles successifs.

D'où

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times 4{,}8\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10818{,}865}} = 0{,}98m$$, On prend h =1m.

❖ **Dalle**

La dalle du radier doit satisfaire la condition suivante

➢ ***Sous poteaux :***

$h_d \geq \frac{L_{max}}{20}$, avec un minimum de 25cm

$h_d \geq \frac{480}{20} = 24cm$ Soit h_d = 30cm

➢ ***Sous voiles :***

$\frac{L_{max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{max}}{5} \Rightarrow 60 \leq h \leq 96$ Soit h_r = 100cm.

➢ ***Epaisseur de la dalle :***

$\frac{L_{max}}{50} \leq h \leq \frac{L_{max}}{40} \Rightarrow 9{,}6 \leq h \leq 12$ Soit h_t = 10 cm.

❖ **Nervure (poutre)**

Elle doit vérifier la condition suivante

$h_n \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{480}{10} = 48cm$ Soit h_n= 85cm.

et $0{,}4\ h_n \leq b_n \leq 0{,}7\ h_n$ $34 \leq b_n \leq 59{,}5$ b_n=50 cm

Conclusion :

D'après les calculs précédents on adopte le dimensionnement suivant **:**

h_n = 85 cm (hauteur de la nervure)

h_d =30 cm (hauteur de la dalle)

b_n = 50 cm (largeur de la nervure)

VIII.3.2.Calcul de la surface nécessaire au radier :

Charge permanente G = 31690,85 KN

Charge d'exploitation Q = 5999,96 KN

a) Combinaison d'actions :

A l'ELU : $N_u = 1{,}35 \cdot G + 1{,}5 \cdot Q = 51782{,}59 KN$

A l'ELS : $N_s = G + Q = 37690{,}81 KN$

b) Détermination de la surface du radier :

A l'ELU $S_{nec}^{ELU} \geq \frac{N_u}{1{,}33 \times \sigma_{SOL}} = \frac{51782{,}59}{1{,}33 \times 200} = 194{,}67\, m^2$

A l'ELS $S_{nec}^{ELS} \geq \frac{N_s}{\sigma_{SOL}} = \frac{37690{,}81}{200} = 188{,}45 m^2$

D'où :

$$S_{rad} = \max\left(S_{nec}^{ELU} ; S_{nec}^{ELS}\right) = 194{,}67 m^2$$

$$S_{bat} = 339{,}71 m^2 > S_{rad} = 194{,}67\, m^2$$

Remarque

Etant donné que la surface nécessaire du bâtiment est supérieure à celle du radier, donc on n'aura pas de débord. Mais en revanche les règles du BAEL, nous imposent un débord minimal qui sera calculé comme suit :

$$L_{déb} \geq \max\left(\frac{h_n}{2} ; 30\,\text{cm}\right) = \max\left(\frac{85}{2} ; 30\,\text{cm}\right) = 42{,}5\,\text{cm}$$

Soit un débord de $L_{déb}$= 50 cm.

S_{deb}= (21,1+16,1) x2x 0,50 = 37,2 m^2

Donc on aura une surface totale du radier :

$S_{rad} = S_{bat} + S_{deb}$= 339,71+ 37,2 = 376,91 m^2

VIII.3.3.Calcul des sollicitations à la base du radier :

a) Charges permanentes:

Poids de bâtiment : G = 31690,85 KN

- **Poids de radier :**

G= Poids de la dalle + poids de la nervure + poids de (T.V.O) + poids de la dalle flottante

- **Poids de la dalle:**

$P_{\text{de la dalle}} = S_{radier} \times h_d \times \rho_b$

$P_{\text{de la dalle}} = 376,91x0,3x25=2826,83$ KN

- **Poids des nervures:**

$P_{nerv} = b_n.(h_n - h_d).L.n.\rho_b$

$=0,50x(0,85-0,3)x(21,1x6+16,1x5)x25=1423,81$KN

- **Poids de TVO :**

$P_{TVO} = (S_{rad} - S_{ner}).(h_n - h_d).\rho$

$S_{ner}=b_n x L_x x n + b_n x L_y x n$

$= (0,50x21,1x6) + (0,50x16,1x5) = 103,55m^2$.

$P_{TVO} = [376,91 - 103,55]x(0,85-0,3)x17 = 2555,92$KN.

- **Poids de la dalle flottante:**

$P_{\text{dalle flottante}} = (S_{rad} - S_{ner}).e_p.\rho_b$ (ep =10 cm)

$= (376,91 - 103,55)x0,1x25=683,4$KN

$G_{rad\ tot} = P_{df} + P_{TVO} + P_{ner} + P_d = 7489,96$ KN

- **Poids total de l'ovrage**:

$G_T = G_{sup} + G_{rad} = 31690,85 + 7489,96 = 39180,81$ KN.

b) Surcharges d'exploitations:

Surcharge de bâtiment : Q = 5999,96 KN

Surcharge du radier : Q = 4x374,35 = 1871,75 KN

$Q_{tot} = 7871,71$ KN

VIII.3.4. Combinaison d'actions:

Etat Limite Ultime :

$Nu_{total} = 1.35G_{tot} + 1.5Q_{tot} = 64701,66$ KN.

Etat Limite de Service :

$Ns_{total} = G_{tot} + Q_{tot} = 47052,52$ KN.

VIII.4.Vérifications :

VIII.4.1.Vérification de l'effort de sous pression :

Cette vérification justifiée le non soulèvement de la structure sous l'effet de la pression hydrostatique.

$P \geq \alpha . S_{rad} . \Upsilon\omega . z$

Avec **: α** : Coefficient de sécurité vis à vis du soulèvement α = 1.5

ϒω : Poids volumique de l'eau (w g = 10 KN/m3).

z : profondeur de l'infrastructure (h = 0,85 m),

P = 39180,81 KN $\geq \alpha . S_{rad} . \Upsilon\omega . z$ =1,5 x 194,67 x10 x 0,85 = 2482,04 KN.

Pas de risque de soulèvement de la structure.

VIII.4.2. Vérification de la stabilité du radier :

a) Calcul du centre de gravité du radier :

$$X_G = \frac{lx}{2} = 10{,}55m \quad ; \qquad Y_G = \frac{ly}{2} = 8{,}05m$$

Avec : Si : Aire du panneau considéré.

Xi, Yi : Centre de gravité du panneau considéré.

b) Moment d'inertie du radier :

$$I_{XX} = \frac{bh^3}{12} = 6804{,}56m^4 \quad ;$$

$$I_{YY} = \frac{hb^3}{12} = 12290{,}39m^4$$

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

-Effort normal (N) du aux charges verticales.

-Moment de renversement (M) du au séisme dans le sens considéré

$$M_j = M_{j(K=0)} + T_{j(K=0)} \cdot h$$

Avec :

$M_{j(K=0)}$: Moment sismique à la base du bâtiment.

$T_{j(K=0)}$: Effort tranchant à la base du bâtiment.

Ixi, Iyi : Moment d'inertie du panneau considéré dans le sens considéré.

h : Profondeur de l'infrastructure.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne :

$$\sigma_m = \frac{3\cdot\sigma_1+\sigma_2}{4}$$

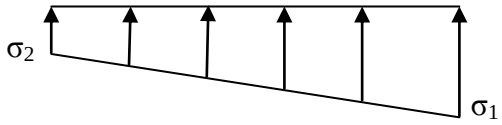


Fig. VIII.2: Diagramme des contraintes

Ainsi on doit vérifier que :

A l'ELU : $\sigma_m = \frac{3\cdot\sigma_1+\sigma_2}{4} \leq 2\cdot\sigma_{sol}$

A l'ELS : $\sigma_m = \frac{3\cdot\sigma_1+\sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I}\cdot V$$

➢

➢ **Sens longitudinal :**

N_u= 64070,68 KN ; N_s= 46879,55 KN.

M_{0X}= 33131,21 KN.m ; T= 1616,81 KN

Mx =33131,21 +(1616,81× 0,85) = 34505,50 KN.m

- ***A l'ELU:***

$$\sigma_1 = \frac{N_U}{S_{rad}} + \frac{M_X}{I_{YY}}\cdot X_G = \frac{64468,15}{368,07} + \frac{34505,5}{12290,39}\times 10,55 = 156,98 KN/m^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_U}{S_{rad}} - \frac{M_X}{I_{YY}}\cdot X_G = \frac{64468,15}{368,07} - \frac{34505,5}{12290,39}\times 10,55 = 97,75 KN/m^2$$

$$\sigma_m = \frac{3\cdot\sigma_1+\sigma_2}{4} = \frac{3\times 156,98+97,75}{4} = 142,17 KN/m^2$$

σ_m = 142,17 KN/m^2 < 1,33σ_{sol} = 266 KN/m^2 ……..Condition vérifiée

A l'ELS:

$$\sigma_{1.2} = \frac{N_S}{S_{rad}} \pm \frac{M_X}{I_{YY}}\cdot X_G = \frac{46897,55}{368,07} \pm \frac{34505,5}{12290,39}\times 10,55$$

σ_1 = 157,03 KN/m^2

σ_2 = 97,79 KN/m^2

σ_m = 142,22 KN/m^2 < σsol = 200 KN/m^2 …… Condition vérifiée

- **Sens transversal:**

M$_{0Y}$= 34911,34 KN.m ; T=1543,27 KN.

M_Y= 34911,34+(1543,27 × 0,85) = 36223,12 KN.m

- ***A l'ELU:***

$$\sigma_{1.2} = \frac{N_u}{S_{rad}} \pm \frac{M_Y}{I_{XX}} \cdot Y_G = \frac{64468,15}{368,07} \pm \frac{36223,12}{6804,56} \times 7,85$$

σ_1 = 216,94 KN/m^2

σ_2 = 133,36 KN/ m^2

σ_m = 196,04 KN/ m^2 < 1,33σ_{sol} = 266 KN/ m^2 …….. Condition vérifiée.

- ***A l'ELS:***

$$\sigma_{1.2} = \frac{N_s}{S_{rad}} \pm \frac{M_Y}{I_{XX}} \cdot Y_G = \frac{46879,55}{368,07} \pm \frac{36223,12}{6804,56} \times 7,85$$

σ_1 = 169,15 KN/ m^2

σ_2 = 85,63 KN/ m^2

σ_m = 148,27 KN/ m^2 < σ_{sol} = 200 KN/ m^2 …….. Condition vérifiée.

		ELU			ELS			Obs
Contrainte		**σ_1**	**σ_2**	**σ_m**	**σ_1**	**σ_2**	**σ_m**	
Sens	**Longitudinale (X-X)**	156,98	97,75	142,17	157,03	97,79	142,22	CV
	Transvarsale (Y-Y)	216,94	133,36	196,04	169,15	85,63	148,27	CV

Tableau VIII-3 : vérification des contraintes.

VIII.4.3.Vérification de la contrainte de cisaillement :

Nous devons vérifier que $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min\left\{\frac{0{,}15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa\right\} = 2{,}5MPa$$

$b = 100\,cm$; $d = 0{,}9 \times h_d = 0{,}9 \times 30 = 27$ cm

$$T_u^{max} = q_u \times \frac{L_{max}}{2} = \frac{N_u \times b}{S_{rad}} \times \frac{L_{max}}{2} = \frac{64468{,}15 \times 1}{368{,}07} \times \frac{4{,}8}{2} = 420{,}36KN$$

$$\tau_u = \frac{420{,}36 \times 10^3}{1000 \times 270} = 1{,}56MPA$$

τ_u =1,56 MPa $< \bar{\tau}$ = 2,5MPa …….. Condition vérifiée

VIII.4.4. Vérification au poinçonnement

Aucun calcul n'exigé si la condition suivante est satisfaite :

$$N_u \leq 0{,}045 \cdot \mu_c \cdot h \cdot f_{c28} / \gamma_b$$

Avec :

N_u : Charge de calcul à l'ELU pour le poteau

μ_c : Périmètre du pourtour cisaillé sur le plan du feuillet moyen du radier.

a : Epaisseur du voile ou du poteau.

b : Largeur du poteau ou du voile (une bonde de 1m)

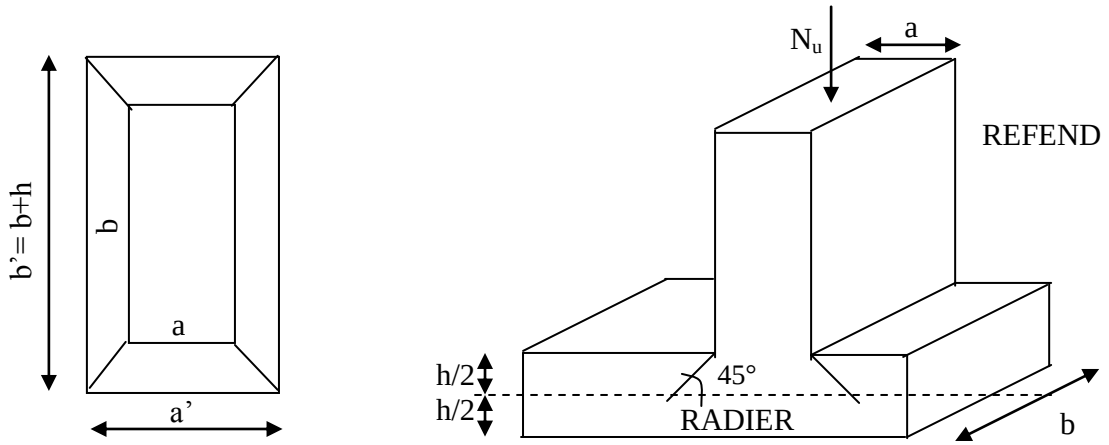


Fig. VIII.3: Périmètre utile des voiles et des poteaux

Calcul du périmètre utile μ_c

- ***Poteaux***

$$\mu_c = 2\cdot(a'+b') = 2\cdot(a+b+2\cdot h) = 2\times(0{,}45+0{,}45+2\times 0{,}85) = 5{,}20m$$

$$N_u = 1692{,}81 \text{ KN}$$

$$N_u < 0{,}045\times 5{,}20\times 0{,}85\times 25000/1.5 = 3315\ KN$$ …….. Condition vérifié

- ***Voile***

$$\mu_c = 2\cdot(a'+b') = 2\cdot(a+b+2\cdot h) = 2\times(0{,}2+3+2\times 0{,}85) = 9{,}8m$$

$$N_u = 2045{,}69\,KN$$

$$N_u < 0{,}045\times 9{,}8\times 0{,}85\times 25000/1{,}5 = 6247{,}5KN$$

……. Condition vérifié.

VIII.5.Ferraillage du radier:

VIII.5.1.Ferraillage de la dalle:

La dalle du radier sera étudiée comme une plaque rectangulaire soumise à un chargement uniforme et encastrée sur quatre côtés,

$\rho_x = \frac{l_x}{l_y} < 0{,}4 \Rightarrow$ La dalle travaille dans un seul sens.

$0{,}4 \leq \rho_x \leq 1 \Rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens.

Remarque :

Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins ; et afin d'homogénéiser le ferraillage et de faciliter la mise en pratique, on adopte la même section d'armatures, en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

a) Identification du panneau le plus sollicité :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4{,}05}{4{,}8} = 0{,}84$$

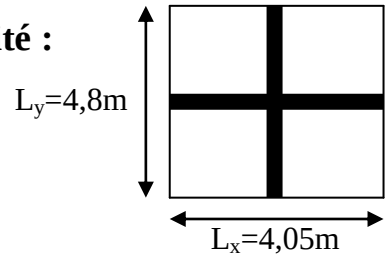


Fig. VIII.4:Entre axes du panneau le plus sollicité

$0,4 < \rho \leq 1 \rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens.

Pour le calcul du ferraillage, nous soustrairons de la contrainte maximale σ_m^{max}, la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

- ***La contrainte moyenne max à l'ELU :***
  $\sigma_m = \max(\sigma_u^x, \sigma_u^y) = \max(142,17;196,04) = 196,04 KN/m^2$
- ***La contrainte moyenne max à l'ELS :***
  $\sigma_m = \max(\sigma_s^x, \sigma_s^y) = \max(142,22;148,27) = 141,8 KN/m^2$

A l'ELU : $q_{um} = \sigma_m(ELU) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} \times 1ml = (196,04 - \frac{7316,99}{368,07})x1ml = 176,16 KN/ml$

A l'ELS : $q_{sm} = \sigma_m(ELS) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} \times 1ml = (141,8 - \frac{7316,99}{368,07})x1ml = 121,92 KN/ml.$

b) Calcul a l'état limite ultime:

Les tables de Pigeaud donnent la valeur des coefficients μ_x et μ_y :

$$\rho=0,84 \Longrightarrow \begin{cases} \mu_x=0,0520 \\ \mu_y=0,667 \end{cases}$$

Moment isostatique :

$M_{o-x} = \mu_x \times qu \times L_x^2$

$M_{o-y} = \mu_y \times M_{o-x}$

On aura donc : $M_{0x} = 0,0520 \times 176,16 \times 4,05^2 = 150,25 KN.m$

$M_{0Y} = 0,667 \times 150,25 = 100,22 KNm$

Afin de tenir compte de l'encastrement de la dalle au niveau des nervures, nous allons affecter aux moments isostatiques les coefficients réducteurs suivants :

0,75: pour les moments en travées de rives.

0,50: pour les moments sur appuis intermédiaires.

- ***Moments aux appuis intermédiaires:***

$M_{ax} = (0,5) \quad M_{0x} \Rightarrow M_{ax} = (0,5) \times 150,25 \Rightarrow M_{ax} = 75,12K5,$

$M_{ay} = (0,5) \quad M_{0y} \Rightarrow M_{ay} = (0,5) \times 100,22 \Rightarrow M_{ay} = 50,11 KNm$

- ***Moments en travée :***

$$M_{tx} = (0,75)\ M_{0x} \Rightarrow M_{tx} = (0,75)\times 150,25 \Rightarrow M_{tx} = 112,69KN.m$$

$$M_{ty} = (0,75)\ M_{0y} \Rightarrow M_{ty} = (0,75)\times 100,22 \Rightarrow M_{ty} = 75,16KN.m$$

VIII.5.2. Calcul des armatures

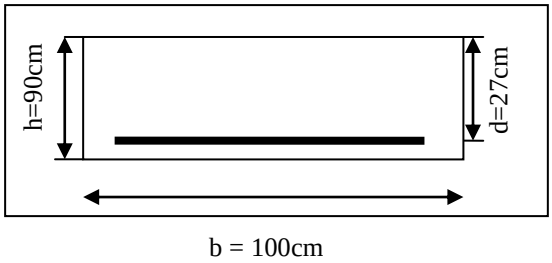


Fig. VIII.5 : Dimension de la section de calcul.

VIII.5.2.1. Ferraillage suivant x-x :

- **Aux appuis intermédiaires:**

$$\mu = \frac{Max}{b\times d^2\times f_{bu}} = \frac{75,12\times 10^6}{1000\times 270^2\times 14,2} = 0,072 < 0,392 \Rightarrow SSA \Rightarrow \beta = 0,963$$

$$A_{ax} = \frac{M_{ax}}{\beta\times d\times \sigma_{ST}} = \frac{75,12\times 10^6}{0,963\times 270\times 348\times 100} = 8,3cm^2$$

Soit : **5HA16 =10,05 cm²/ml** avec un espacement de 15cm.

- ***En travée :***

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b\times d^2\times f_{bu}} = \frac{112,69\times 10^6}{1000\times 270^2\times 14,2} = 0,108 < 0,392 \Rightarrow SSA \Rightarrow \beta = 0,943$$

$$A_{tx} = \frac{M_{tx}}{\beta\times d\times \sigma_{St}} = \frac{112,69\times 10^6}{0,943\times 270\times 348\times 100} = 12,72cm^2$$

Soit : **5HA20 = 15,7 cm²/ml** avec un espacement de 15 cm.

VIII.5.2.2.Ferraillage suivant y-y :

- **Aux appuis intermédiaires:**

$$\mu = \frac{May}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{50,11 \times 10^6}{1000 \times 270^2 \times 14,2} = 0,048 < 0,392 \Rightarrow SSA \Rightarrow \beta = 0,975$$

$$A_{ay} = \frac{M_{ay}}{\beta \times d \times \sigma_{ST}} = \frac{51,11 \times 10^6}{0,975 \times 270 \times 348 \times 100} = 5,58\ cm^2$$

Soit : **5HA14= 7,69 cm²/ml** avec un espacement de 15cm

- **En travée :**

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{75,16 \times 10^6}{1000 \times 270^2 \times 14,2} = 0,072 < 0,392 \Rightarrow SSA \Rightarrow \beta = 0,963$$

$$A_{ty} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{ST}} = \frac{75,16 \times 10^6}{0,963 \times 270 \times 348 \times 100} = 8,31 cm^2$$

Soit : **5HA16 = 10,05 cm²/ml** avec un espacement de 20 cm.

Récapitulatif du ferraillage de la dalle du radier

Sens	Zone	M (KN,m)	μ	Obs	β	A_u (cm^2)	Ferraillage	A_u adoptée	St
X-X	travée	112,69	0,108	SSA	0,943	12,72	5HA20	15,7	20
	appui	75,12	0,072	SSA	0,963	8,30	5HA16	10,05	20
y-Y	travée	75,16	0,072	SSA	0,963	8,31	5HA16	10,05	20
	appui	50,11	0,048	SSA	0,975	5,58	5HA14	7,69	20

Tableau VIII-4 :ferraillage des portées :

VIII.5.3. Vérification à l'état limite ultime :

VIII.5.3.1 Condition de non fragilité (BEAL 91, Art 4.2.1):

Armature parallèles à L_x

$$W_x = \frac{A_{tx}}{bd} \geq W_0 \frac{3-\rho}{2}$$

Avec :

W_x : Taux d'acier qui est égal au rapport de la section d'armature dans une direction donnée à la section totale de béton.

W_0 : Taux d'acier minimal.

W_0 =0.8‰ pour les HA de nuance *fe E400*.

$$W_x = \frac{12,72}{100 \times 30} = 0,00424 \geq 0,0008 \frac{3-0,84}{2} = 0,00086 \qquad condition \quad verifiée.$$

Armature parallèles à L_y

$$W_x = \frac{A_{ty}}{bd} \geq W_0$$

$$W_x = \frac{8,31}{100 \times 30} = 0,0028 \geq 0,0008 ..... condition \quad verifiée.$$

- **Vérification de la condition de non fragilité :**

Avec : $A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 27 \times 2,1}{400} = 3,26 cm^2$

		A (cm²)	Amin (cm²)	Observation
x-x	**ELU**	15,7	3,26	Condition Vérifiée
		10,05		Condition Vérifiée
y-y	**ELU**	10,05	3,26	Condition Vérifiée
		7,69		Condition Vérifiée

Tableau VIII.5 : vérification de la section minimale.

VIII.5.3.2. Vérification des espacements : (BAEL91/A8.2, 42)

Lorsque la fissuration est peu préjudiciable, l'écartement max des armatures d'une nappe est donné par :

Sens de la petite portée :

$S_t \leq \min\{3h; 33cm\} = \min\{3x85;33cm\} = 33$ cm.

$S_t = 15cm < 33cm$

Sens de la grande portée:

$S_t \leq \min\{4h; 45cm\} = 45cm$

$S_t = 15cm < 45cm$

VIII.5.3.3. Calcul et vérification à l'E.L.S :

- **Evaluation des moments Mx et M y**

$$\rho = 0{,}84 \Longrightarrow \begin{cases} \mu_x = 0{,}0589 \\ \mu_y = 0{,}764 \end{cases}$$

On aura donc :

$M_{x.} = 0{,}0589 \times 121{,}92 \times 4{,}05^2 = 117{,}79$kN.m

$M_y = 0{,}764 \times 103{,}99 = 79{,}45$ kN.m

Sens x-x :

Moments en appuis à **l'ELS** : Ma-x =117,79 x 0,5 = 58,89 kN.m.

Moments en travée à **l'ELS** : Mt-x = 117,79 x 0,75 = 88,34 kN.m.

Sens y-y :

Moments en appuis à **l'ELS** : Ma-y = 79,45 x 0,5 = 39,72 kN.m.

Moments en travée à **l'ELS** : Mt-y = 79,45 x 0,75 = 59,59 kN.m

➢ ***Vérification des contraintes dans le béton et l'acier :***

Exemple de calcul :
Sens x-x :
En travée
As = 10,05 cm² (section adoptée)

$\rho = \frac{100 A_s}{b.d}$ $\rho = \frac{100 \times 15,7}{100 \times 27} = 0,581$

β=0,887 k_1 = 29,25 k = 1 / k_1=1 / 29,25 = 0,034

$$\sigma_s = \frac{M_{st}^{ser}}{\beta_1 \times d \times A_{st}}$$

$$\sigma_s = \frac{88,34 \times 10^6}{0,887 \times 270 \times 1570} = 234,95 < \overline{\sigma s} = 400 \text{ MPa}$$

σ_{bc}= K.σs = 0,034 x 234,95 = 8,03 MPa< $\overline{\sigma_{bc}}$ =15 MPa ……**Condition vérifiée.**

VIII.5.4. Ferraillage du débord :

Le débord est assimilé à une console soumise à une charge uniformément repartie. Le calcul se fera pour une bande de 1mètre de longueur.

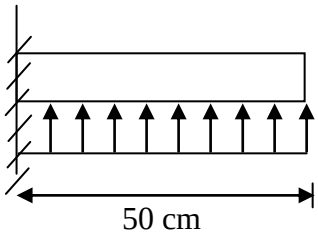


Fig. VIII.6 : Schéma statique du débord

VIII.5.4.1. Sollicitations de calculs :

➢ ***A l'ELU:***

$$M_u = \frac{q_u \quad L^2}{2} = \frac{176,16 \times 0,5^2}{2} = 22,02 \text{ KN.m}$$

➢ **A l'ELS:**

$$M_S = \frac{q_s \cdot L^2}{2} = \frac{121,92 \times 0,5^2}{2} = 15,24 \text{ KN.m}$$

VIII.5.4.2. Calcul des armatures :

a) Armatures principales :

b = 1 m ; d = 27 cm ; f_{bc}= 14,2 MPa ; σ_S = 348 MPa

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{22{,}02 \times 10^6}{1000 \times 270^2 \times 14{,}2} = 0{,}021 < \mu_r = 0{,}392$$

$\mu_u = 0{,}021 \rightarrow \beta_u = 0{,}990$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{22{,}02 \times 10^6}{0.992 \times 270 \times 348 \times 100} = 2{,}36 \ cm^2/ml$$

Soit : A_u = 5HA10/ml = 3,92 cm^2 Avec S_t = 20 cm.

b) Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{3{,}92}{4} = 0{,}98 cm^2/ml$$

Soit A_r = *2HA10 =1,57* cm^2/ml Avec S_t = 20cm.

VIII.5.4.3.Vérification à l'ELU :

Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{0{,}23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 1000 \times 270 \times 2{,}1}{400} = 3{,}26 \ cm^2$$

$A_u = 3{,}92 cm^2 > A_{min} = 3{,}26 cm^2$ ……condition vérifiée.

VIII.5.4.4. Vérification à l'ELS :

a) Vérification de la contrainte dans les aciers :

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} = K\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6\ x f_{c28} = 15\ MPa$

$$\rho_1 = \frac{100.\ A_s}{b.d} = \frac{100\ x\ 3{,}92}{100x37} = 0{,}145$$

$\rho_1 = 0{,}145 \rightarrow \beta_1 = 0{,}938 \rightarrow \alpha_1 = 0{,}186$

$$K = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)} = \frac{0{,}186}{15(1-0{,}186)} = 0{,}015 MPa$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta.d.\ A_{st}} = \frac{9{,}45\ x10^{-3}}{0{,}938x\ 0{,}27\ x\ 3{,}92x\ 10^{-4}} = 95{,}19\ MPa$$

$\sigma_{bc} = Kx\sigma_{st} = 0{,}015\ x\ 95{,}19 = 1{,}43\ MPa < \bar{\sigma}_{bc} = 15\ MPa \longrightarrow$ **Condition vérifiée.**

a) **Vérification de la contrainte dans les aciers :**

$\sigma_{st} = 95,19\ MPa \leq \bar{\sigma}_{st} = 348\ MPa$ ⟶ **Condition vérifiée.**

VIII.5.5. Ferraillage des nervures

- La nervure sera calculée comme une poutre continue sur plusieurs appuis.
- Le rapport 0,4 < ρ < 1 pour tous les panneaux constituants le radier, donc les charges transmises par chaque panneau se subdivisent en deux charges trapézoïdales et deux charges triangulaires..
- Pour le calcul des efforts internes maximums, on ramènera ces types de chargement à des répartitions simplifiées constituant des charges uniformément réparties.
- Cela consiste à trouver la largeur de dalle correspondant à un diagramme rectangulaire qui donnerait le même moment (Lm) et le même effort tranchant (Lt) que le diagramme trapézoïdal, dans ce cas le calcul devient classique.

a) Cas de chargement trapézoïdal

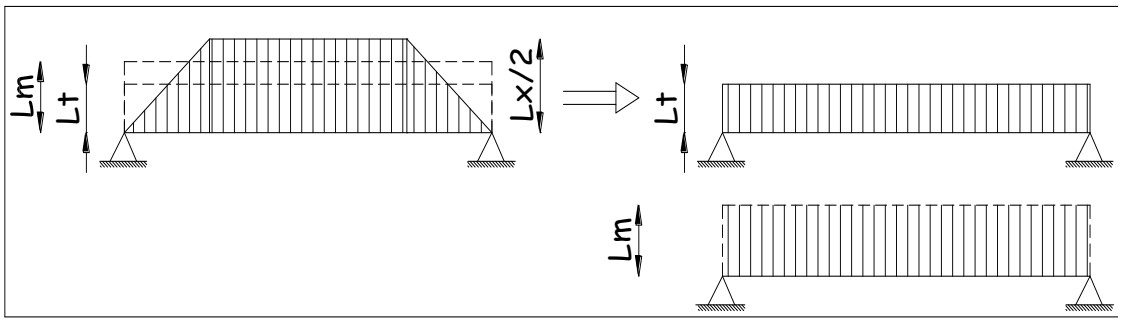


Fig. VIII.7:Présentation des chargements simplifiés

Deux types de chargement peuvent se présenter :

1er Cas : Chargement triangulaires

Moment fléchissant : Lm = 0,333 × Lx = 1,35.
Effort tranchant : Lt = 0,25 × Lx = 1,01.

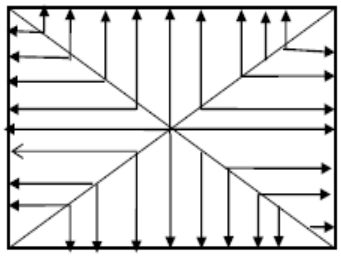


Fig. VIII.8: Répartition triangulaire.

2ème Cas : Chargement trapézoïdale

Effort tranchant :

$$l_t = l_x\left(0,5 - \frac{\rho^2}{4}\right) = 1,31.$$

Moment fléchissant :

$$L_m = L_x\left[0.5 - \frac{\rho_x^2}{6}\right] = 1,55.$$

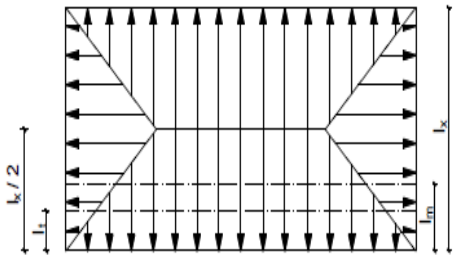


Fig. VIII.9: Répartition trapézoïdale

- **Pour les moments fléchissant :**

$$Q_U = q_u l_m$$
$$Q_S = q_S l_m$$

- **Pour les efforts tranchant :**

$$Q_U = q_u l_t$$
$$Q_S = q_S l_m$$

Remarque :

Pour calculer ces poutres, on va choisir la file la plus sollicitée dans les deux sens.

➢ **Détermination des charges :**

- **ELU :**

$$q_u = (\sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \frac{G_{ner}}{S_{ner}})$$

q_u= (196,04 – (7316,99 / 368,07) – (1410,06 / 102,55) = 189,91 KN.

- **ELS :**

$$q_S = (\sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \frac{G_{ner}}{S_{ner}})$$

q_s= (148,27 – (7316,99 / 368,07) – (1410,06 / 102,55) = 142,14 KN.

- **Charges à considérer:**
- Sens transversal:(5fils)

QMu = qu×Lm =189,91×1,55 = 294,36 KN/ml

QMs= qs. Lm =142,14× 1, 55 = 220, 32 KN/ml

QTu = qu. Lt =189,91×1,31 =248,78 KN/ml

QTs = qs. Lt =142,14×1,31 =186,2 KN/ml

- Sens longitudinale :(6fils)

QMu = qu×Lm =189,91×1,35 =256,38 KN/ml

QMs= qs. Lm =142,14 × 1, 35 = 191, 89 KN/ml

QTu = qu. Lt =189,91×1,01 =1901,81 KN/ml

QTs = qs. Lt =142,14×1,01 =143,56 KN/ml

VIII.5.5.1. Détermination des moments fléchissant et l'effort tranchant :

Pour le calcul des moments fléchissant et des efforts tranchant, on utilise le logiciel (**ETABS**)

- **Sens longitudinal**

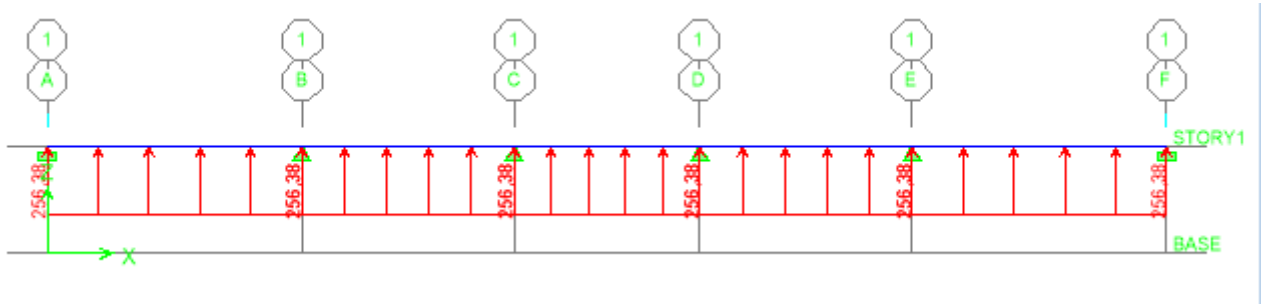
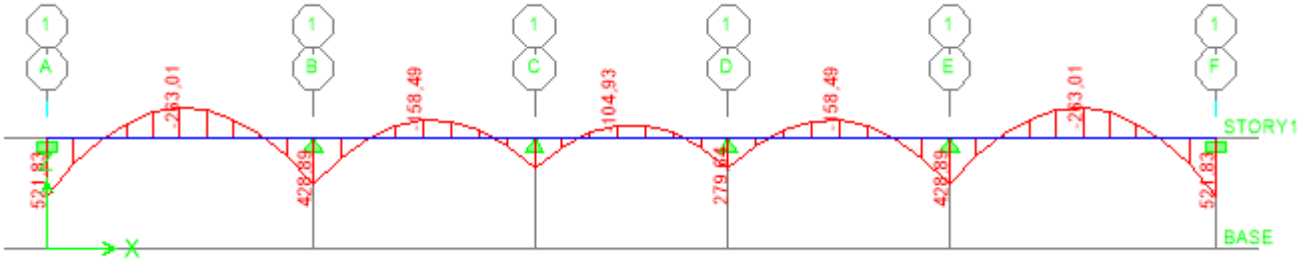


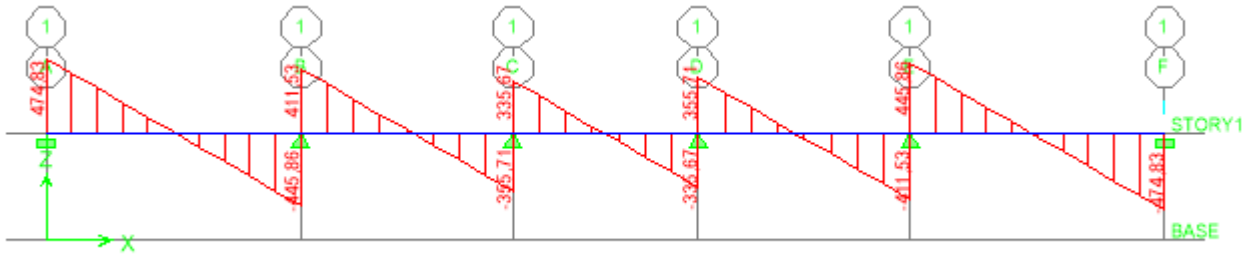
Fig. VIII.10 : Schéma statique de la nervure à (ELU)

KN/ml



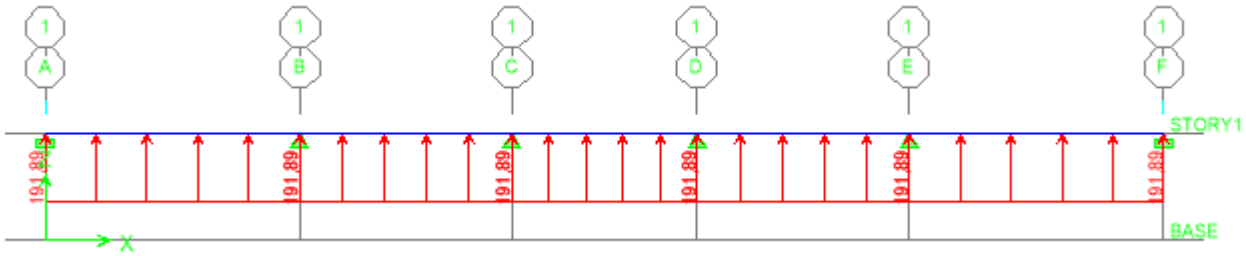
KN.m

Fig. VIII.11 : diagramme des moments fléchissant à (ELU)



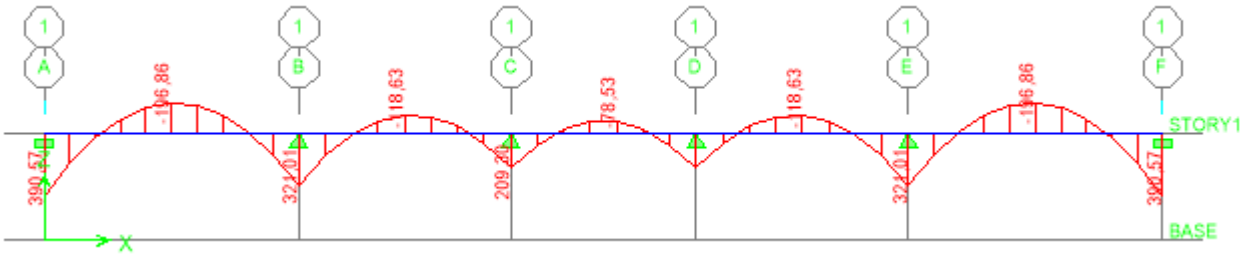
KN/ml

Fig. VIII.12 : Diagramme des efforts tranchants (ELU)



KN/ml

Fig. VIII.13: le chargement à l'ELS



KN.m

Fig. VIII.14: diagramme des moments fléchissant a l'ELS

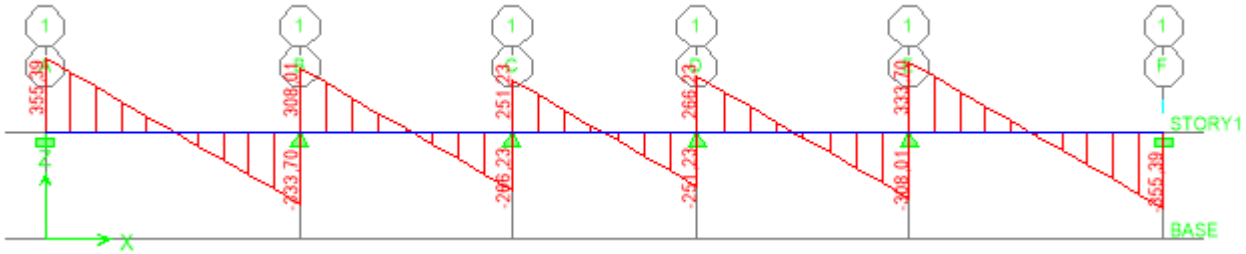


Fig. VIII.15 : Diagrammes des efforts tranchants à l'ELS (KN).

➢ **Sens transversal :**

KN .m

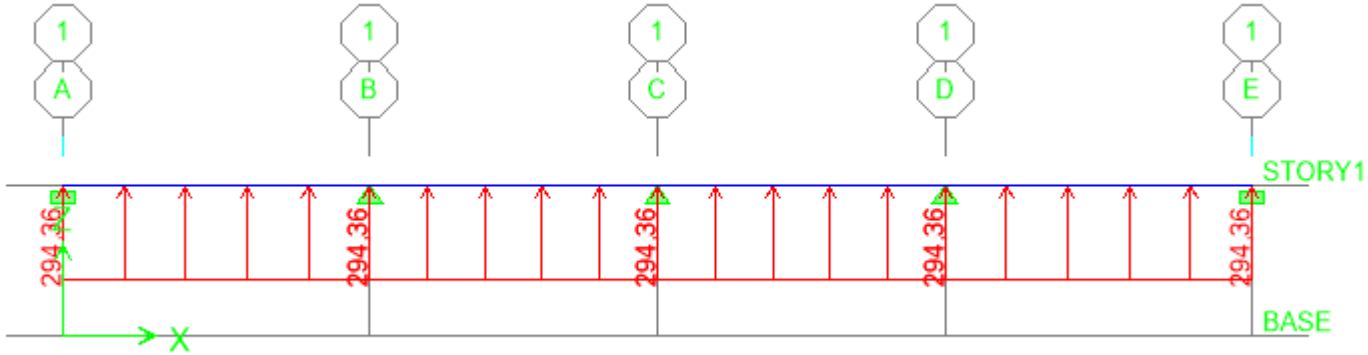


Fig. VIII.16 : Schéma statique de la nervure

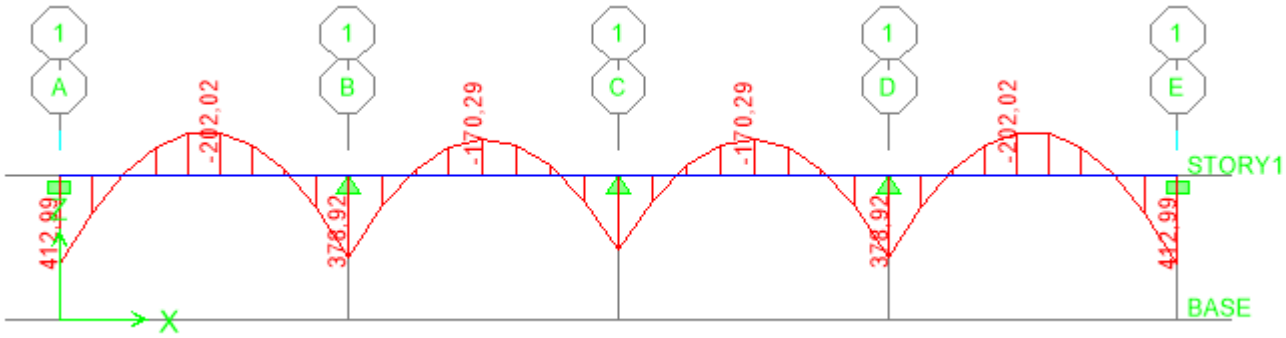


Fig. VIII.17 : diagramme des moments fléchissant a l'ELU.

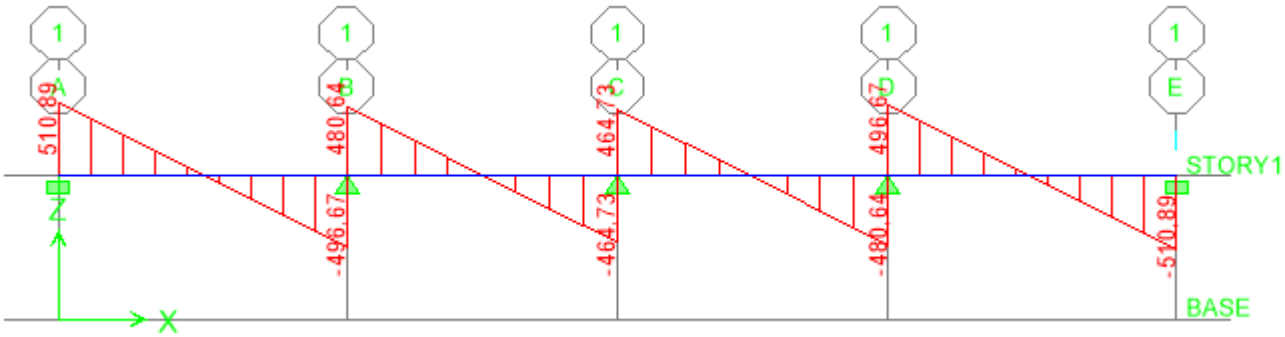
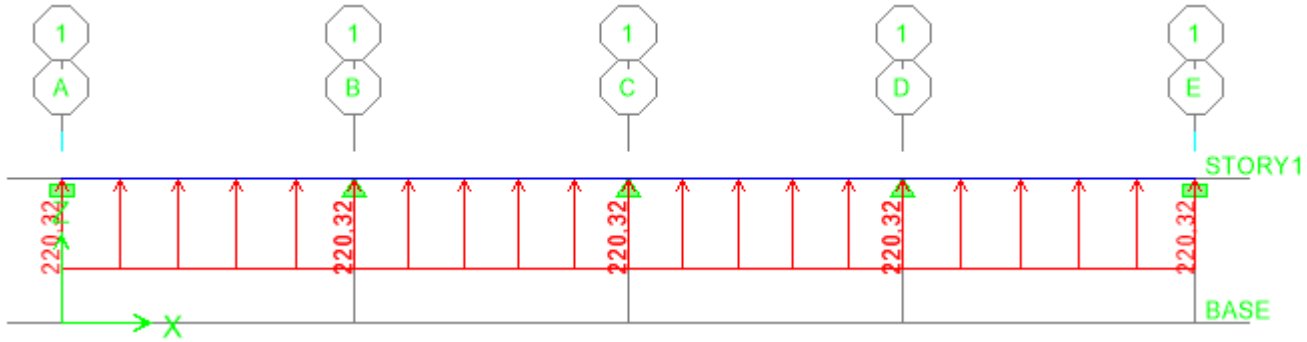
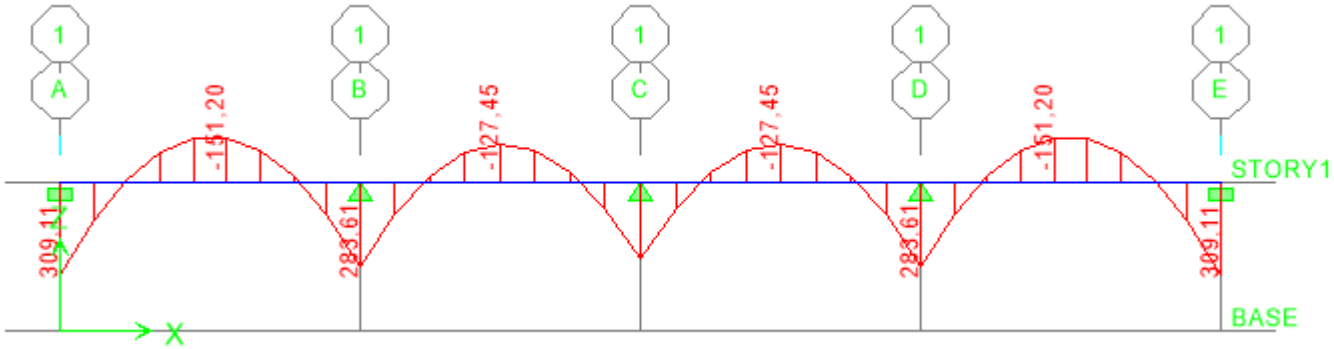


Fig. VIII.18:Diagramme des efforts tranchants (ELU)



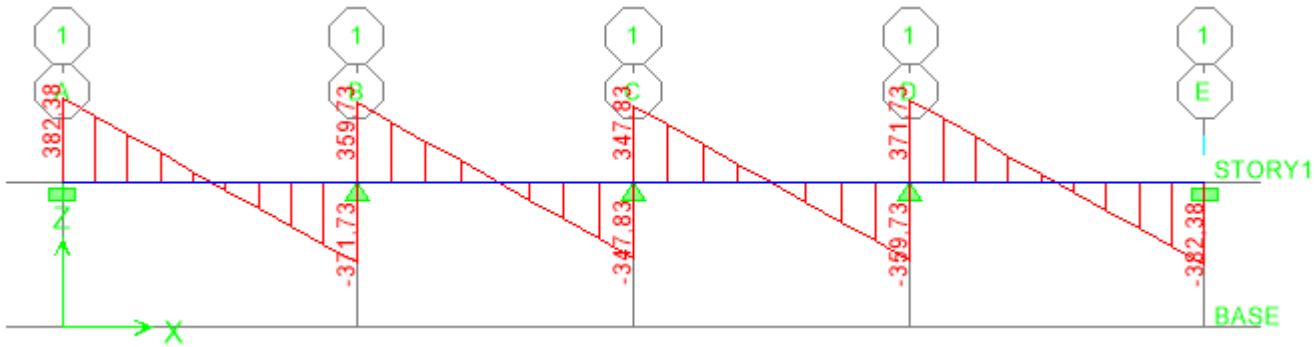
KN/ml

Fig. VIII.19:Le chargement à ELS



KN.m

Fig. VIII.20 : Diagramme des moments fléchissant (ELS)



KN

Fig. VIII.21:Diagramme des efforts tranchants (ELS)

Sollicitation maximales :

	sens longitudinal		sens transversal	
	ELU	ELS	ELU	ELS
M_{amax} (KN,m)	521,83	390,57	412,99	309,11
M_{tmax} (KN,m)	263,01	196,86	202,02	127,45
T_{max} (KN)	474,83	355,39	510,89	382,38

Tableau VIII-6:les efforts internes dans les nervures.

Le ferraillage :

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau ci-dessous.

B = 50 cm , h_r = 100 cm , d = 93 cm f_{bc} = 14.2 MPa , σ_{st} = 348 MPa.

Exemple de calcule :

$$\mu_u = \frac{M_{a\,max}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{521{,}83 \times 10^6}{500 \times 930^2 \times 14{,}2} = 0{,}084 < \mu_r = 0{,}392$$

$$\mu_u = 0{,}084 \rightarrow \beta_u = 0{,}956$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{521{,}83 \times 10^6}{0{,}956 \times 930 \times 348 \times 100} = 16{,}86 cm^2/ml$$

			M (KN,m)	μ	β	A_{cal} (cm^2)	Choix	A_{ado} (cm^2)
ELU	longitudinal	Appui	521,83	0,084	0,956	16,86	4HA20(fil)+4HA16(chap)	20,60
		Travée	263,01	0,042	0,979	8,30	4HA14(fil) + 4HA12 (chap).	10,67
	transversal	Appui	412,99	0,067	0,966	13,2	4HA16(fil)+4HA14(chap)	14,19
		Travée	202,02	0,032	0,984	6,34	4HA14(fil)+4HA12(chap)	10,67

Tableau VIII-7 : ferraillage des nervures à l'ELU.

- **Diamètre minimal :**

Selon le BAEL91, le diamètre minimal des armatures transversales doit vérifier :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{20}{3} = 6{,}67 \ mm$$

$$soit \ \phi_t = 8 \ mm$$

- **Espacement des armatures :**
  - En zone nodale :

$$S_t \leq \min\left\{\frac{h}{4}\ ;\ 12\phi_1\right\} = \min\{21{,}5\ ;24\}$$ Soit St =20 cm.

  - En zone courante :
    $S_t \leq h/2 = 42{,}5$ cm.
    Soit St = 20 cm.

- **Armatures transversales minimales :**
  $A_{min} = 0{,}003 S_t\, b = 3\ cm^2$.
  Soit A_t = 4HA10 = 3,14 cm^2 (2 cadres).

VIII.6. Vérification à l'ELU :

a) Condition de non fragilité (BAEL.91.arct :A.4.2)

$$A_{\min} = \frac{0.23 b\ d\ f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = \frac{0{,}23 \times 500 \times 820 \times 2{,}1}{400 \times 100} = 4{,}95 cm^2$$

Les sections d'armatures adoptées vérifient cette condition

Aux appuis :.

$A_{adopté}$ = 20,6 cm^2 > A_{min} = 4,95 cm^2 condition vérifiée.

En travées :

$A_{adopté}$ = 10,67 cm^2 > A_{min} = 4,95 cm^2 condition vérifiée.

b) Vérification de la contrainte de cisaillement (BAEL.91.arct :A.5.1, 211):

$$\tau_u = \frac{T_{u\ \max}}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left\{\frac{0{,}15\ f_{c28}}{\gamma_b}\ ;\ 4\ MPa\right\} = 2{,}5 MPa$$

Avec : $T_{u\ max}$ = 510,89 KN

$$\tau_u = \frac{510{,}89 \times 10^3}{500 \times 820} = 1{,}25\ \text{MPa}$$

τ_u =1,25MPa $\prec \bar{\tau}_u$ 2.5MPa …… condition vérifiée.

VIII.7. Vérification à L'ELS

Contrainte de compression dans le béton :

Sens x-x :

La fissuration étant peu nuisible, on doit vérifier

$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0,6\, f_{c28} = 15MPa.$

- **Appui :**

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{bd} = \frac{100 \times 20,60}{50 \times 82} = 0,502. \longrightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,894 \\ K_1 = 32,17 \\ K = \dfrac{1}{K_1} = 0,031 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{as}}{A\beta_1 d} = \frac{390,57 \times 10^3}{20,60 \times 0,894 \times 82} = 258,63[MPa].$$

$\sigma_{bc} = K\sigma_s = 0,031 \times 258,63 = 8,02MPa \prec 15MPa.$

$\sigma_{bc} = 8,02 < 15MPa \Rightarrow$ **……** (**Condition est vérifiée**).

- **En travée :**

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{bd} = \frac{100 \times 10,67}{50 \times 82} = 0,260 \longrightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,919 \\ K_1 = 46,73 \\ K = \dfrac{1}{K_1} = 0,021 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ts}}{A\beta_1 d} = \frac{196,86 \times 10^3}{10,67 \times 0,919 \times 80} = 250,95[MPa].$$

$\sigma_{bc} = 0,021 \times 250,95 = 5,27MPa$

$\sigma_{bc} = 5,27 < 15MPa \quad \Rightarrow$ **…….. (Condition vérifiée)**.

Sens y-y :

- **Appui :**

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{bd} = \frac{100 \times 14,19}{50 \times 82} = 0,346. \longrightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,909 \\ K_1 = 39,95 \\ K = \dfrac{1}{K_1} = 0,025 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{as}}{A\beta_1 d} = \frac{309{,}11\times10^3}{14{,}19\times0{,}909\times82} = 292{,}25[MPa].$$

$$\sigma_{bc} = K\sigma_s = 0{,}032\times292{,}25 = 7{,}31MPa \prec 15MPa.$$

$\sigma_{bc} = 7{,}31 < 15MPa \Rightarrow$ …… (**Condition vérifiée**).

➢ **En travée :**

$$\rho_1 = \frac{100\times A_t}{bd} = \frac{100\times10{,}67}{50\times82} = 0{,}260 \longrightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0.919 \\ K_1 = 46{,}73 \\ K = \dfrac{1}{K_1} = 0{,}021 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ts}}{A\beta_1 d} = \frac{127{,}45\times10^3}{10{,}67\times0{,}919\times82} = 158{,}51[MPa].$$

$$\sigma_{bc} = 0{,}023\times158{,}51 = 3{,}33MPa$$

$\sigma_{bc} = 3{,}33 < 15MPa \quad \Rightarrow$ …….. (**Condition vérifiée**).

Sens	Zone	As (cm^2)	M_s	ρ_1	β	K_1	σ_{st}	σ_b	$\overline{\sigma_b}$	Obs
X-X	Appuis	20,6	390,57	0,502	0,894	32,17	258,63	8,02	15	vérifié
	Travée	10,67	196,86	0,260	0,919	46,73	250,95	5,27	15	vérifié
Y-Y	Appuis	14,19	309,11	0,346	0,909	9,951	292,25	7 ,31	15	vérifié
	Travée	10,67	127,45	0,260	0,919	46,73	158,51	3,33	15	vérifié

Tableau VIII.8: Vérification des contraintes à l'ELS

Les armatures de peau (BAEL/Art B.6.6 ,2) :

Des armatures dénommées « armatures de peau » sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur. Leurs section est au moins égale à 3cm2 par mètre de longueur de paroi mesuré perpendiculairement à leur direction.

Dans notre cas, la hauteur de la poutre est de 800 cm, la quantité d'armatures de peau nécessaire est :

Ap=3cm^2 /ml = 3cm^2 par paroi.

Soit : 2HA14 = 3,08 cm^2.

Conclusion :

La condition est vérifiée, donc il n'est pas nécessaire de vérifier les contraintes du béton et de l'acier à l'ELS

BIBLIOGRAPHIE

Règlements **:**

- Règles parasismiques Algériennes RPA 99/ version 2003.
- Règles de conception et de calcul des structures en béton armé CBA 93.
- Règles de calcul de béton armé aux états limites BAEL 91.
- Document technique réglementaire (DTR B.C 2.2) : Charge permanentes et charges d'exploitation.

Logiciels **:**

- Logiciel ETABS version 9.6.0 (analyse des structures).
- Logiciel de ferraillage SOCOTEC.
- EXCEL 2007.
- WORD 2007.
- AUTOCAD 2016.

Ouvrages**:**

- Formulaire du béton armé de **Victor DAVIDOVICI**.
- Les abaques de **PIGEAUD**.
- Cours et TD des années précédentes (RDM, BETON, DDS...)
- Mémoire de fin d'études des promotions précédentes.

Conclusion-Générale

Au cours de notre projet de fin d'étude, on a pu apprendre toute la démarche à mettre en place sur un projet concret passant par la modélisation sous ETABS.

Les conclusions auxquelles a abouti le présent travail, sont illustrées dans les points suivants:

-cette étude nous a permis d'enrichir les connaissances acquises le long de notre cursus, et d'en faire un certain nombre de conclusions, parmi celle-ci, on a pu retenir ce qui suit:

-la modélisations numériques doit autant que possible englober tous les éléments de la structure(secondaires soient ils ou principaux) ceci permet d'avoir un comportement proche du réel.

-le choix de la disposition des voiles de contreventement, entête un rôle déterminant dans le comportement de la structure a ne pas négliger additionné à la réduction des efforts internes de flexion et de cisaillement au niveau des poteaux.

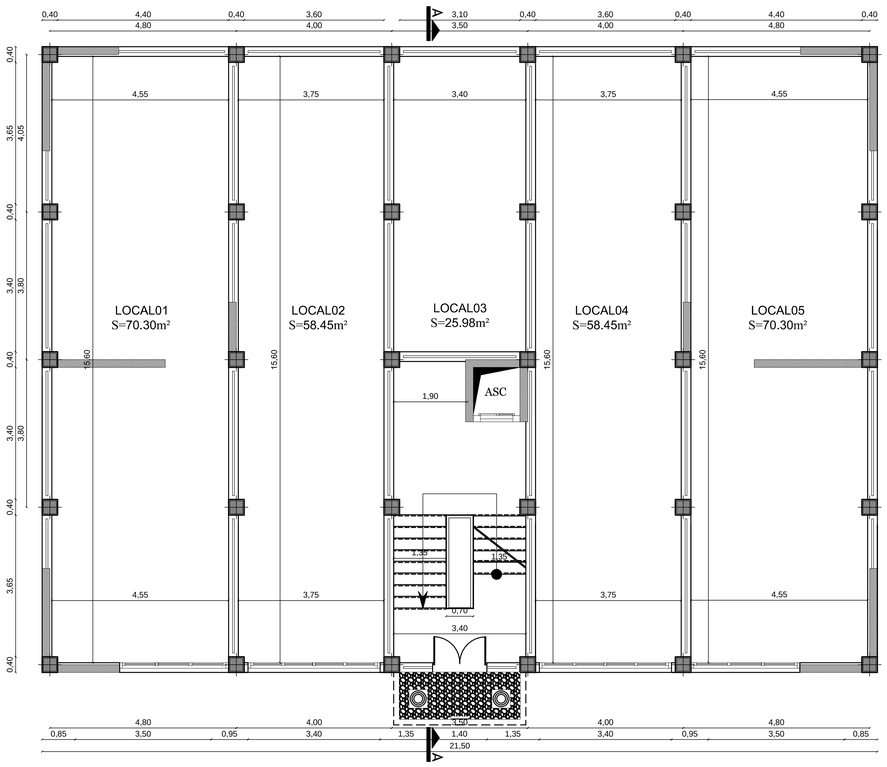
-la forme irrégulière et l'aspect architectural sont des facteurs qui peuvent rendre complexe le travail de l'ingénieur.

-outre la résistance, l'aspect économique est un point très important, susceptible d'etre concrétisé au niveau des éléments résistant, à travers le choix des sections (béton et acier), toute en restant conforme aux règlements adéquat.

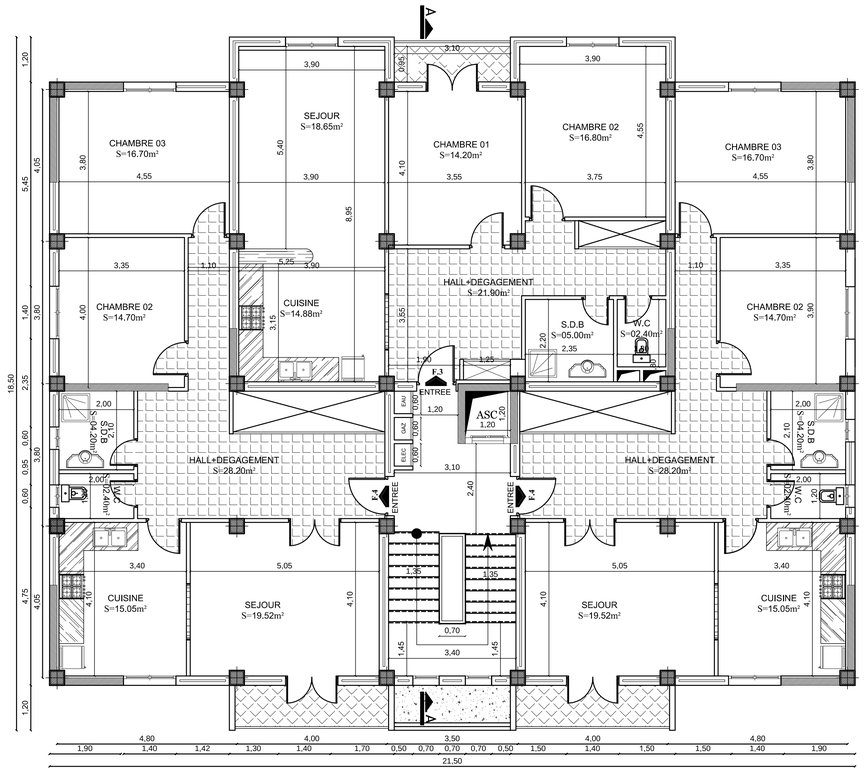
En dernier, on peut dire que ce travail nous a permis de bien mettre en pratique nos connaissances acquises durant notre formation de master en génie civil ainsi que leurs élargissement, chose qui nous aidera plus tard dans la vie professionnelle.

Espérons aussi que ce modeste travail va être d'un grand apport pour les prochaines promotions.

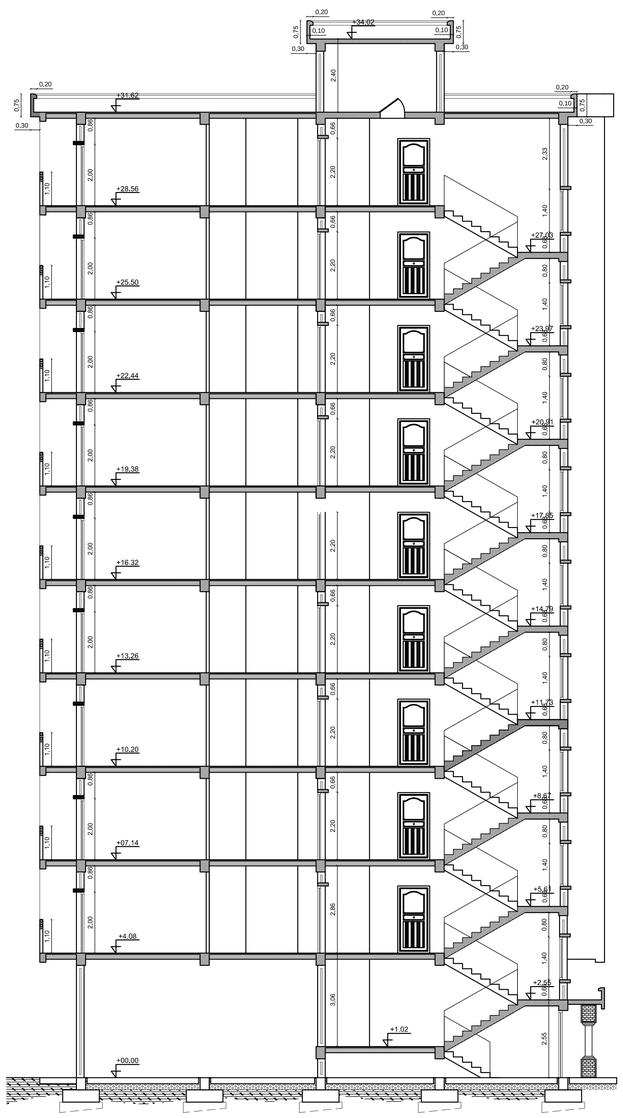
PLANS D'ARCHITECTURE



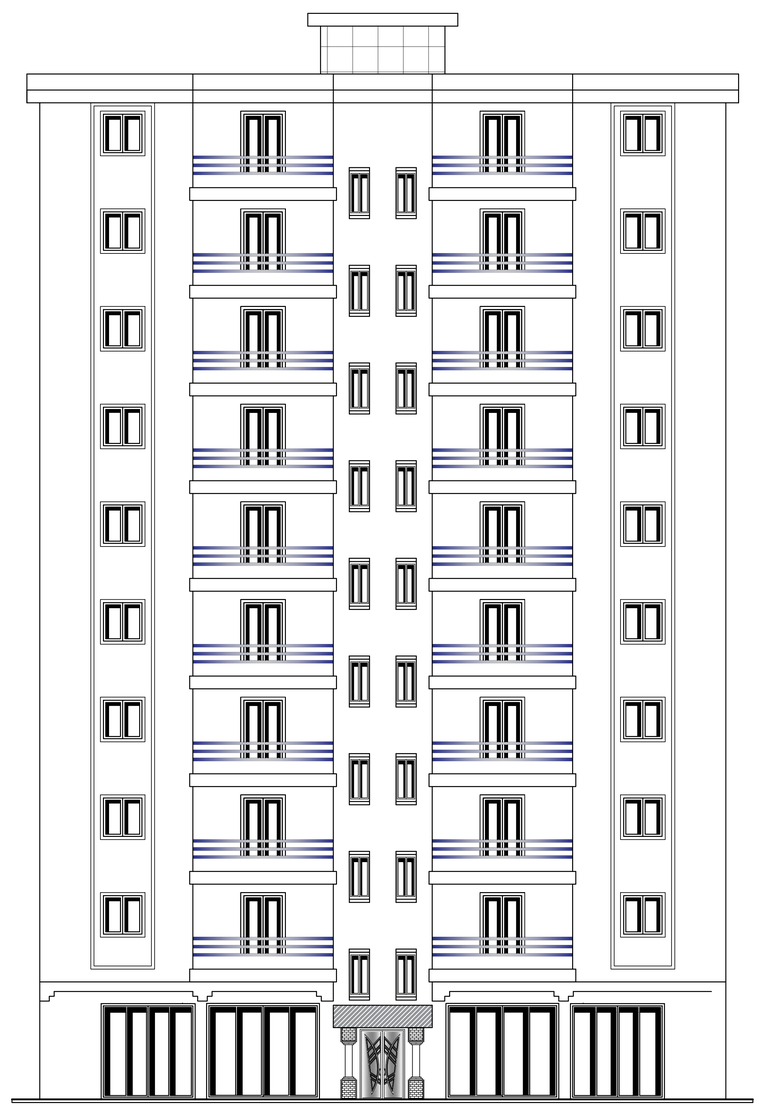
PLAN DE REZ-DE-CHAUSSÉE



PLAN DE L'ÉTAGE COURANT

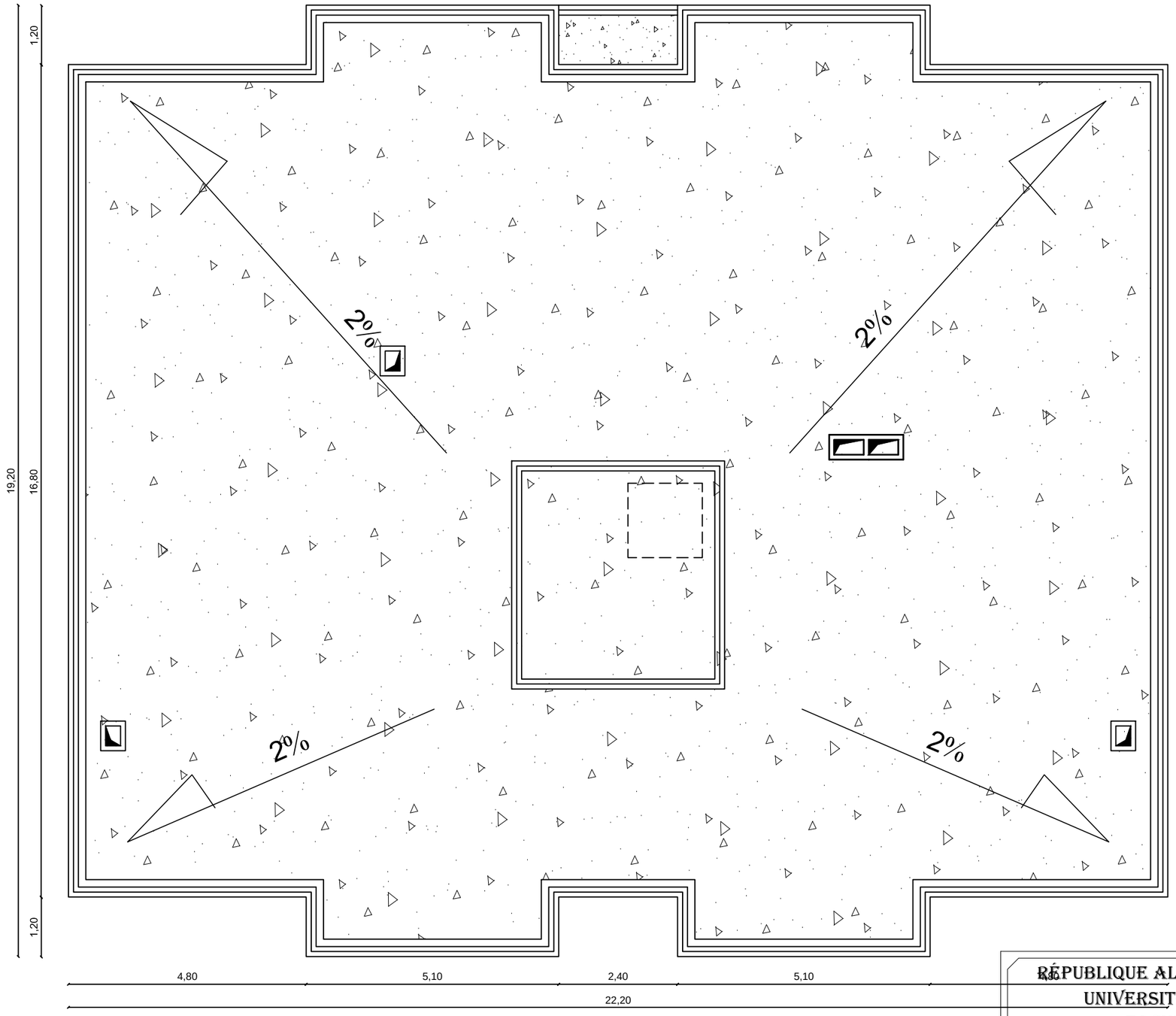


COUPE AA



FAÇADE PRINCIPALE

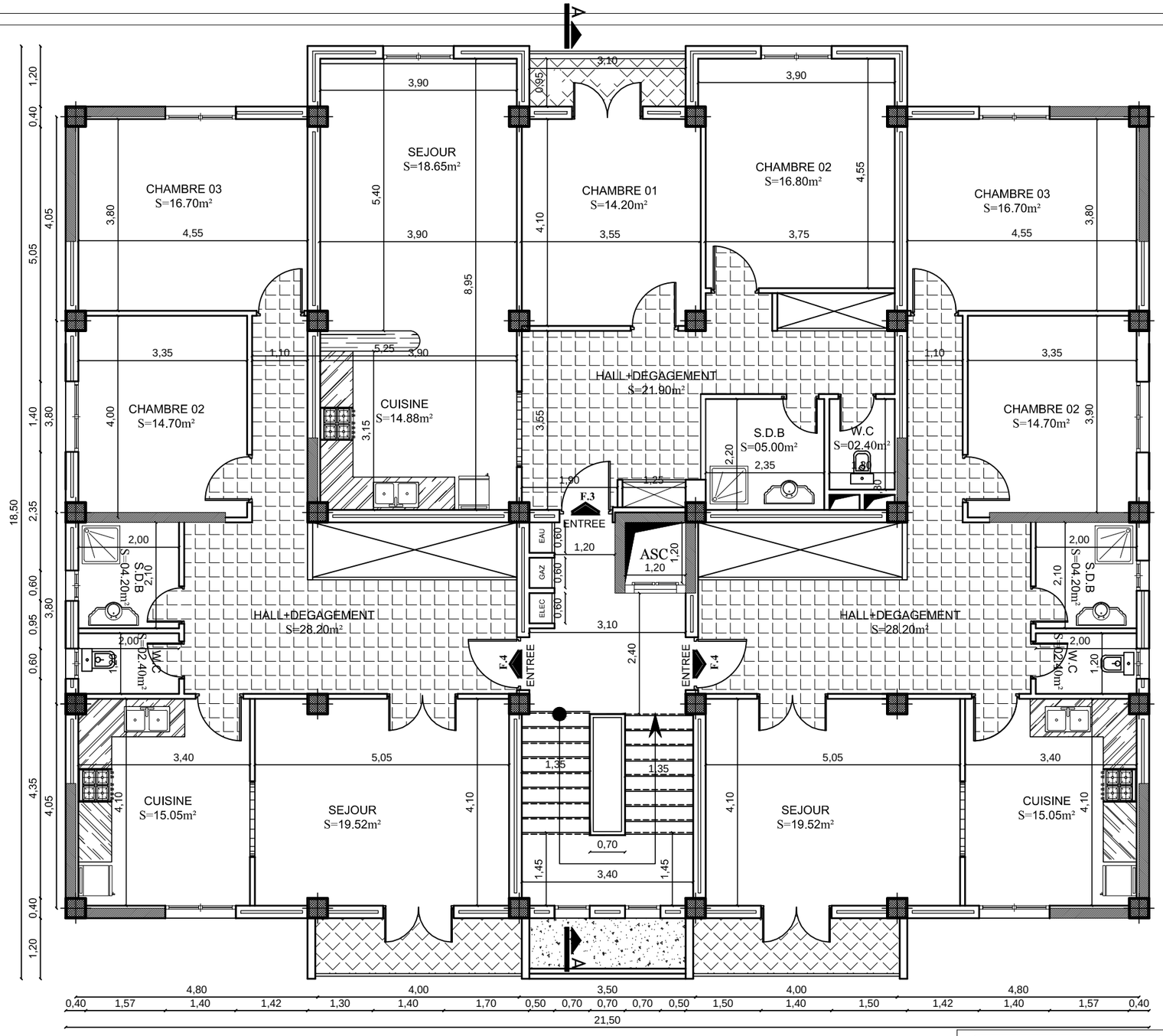
PLAN DE TERRASSE INACCESSIBLE



RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITÉ MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU
FACULTÉ GÉNIE DE LA CONSTRUCTION
DÉPARTEMENT GÉNIE CIVIL

Réalisé par : Melle : MOUZARINE Ouerdia	TITRE PLAN DE LA TERRASSE INACCESSIBLE
Dirigé par : Mr : ATLAOUI	
PROMOTION 2018/2019	Echelle : 1/75

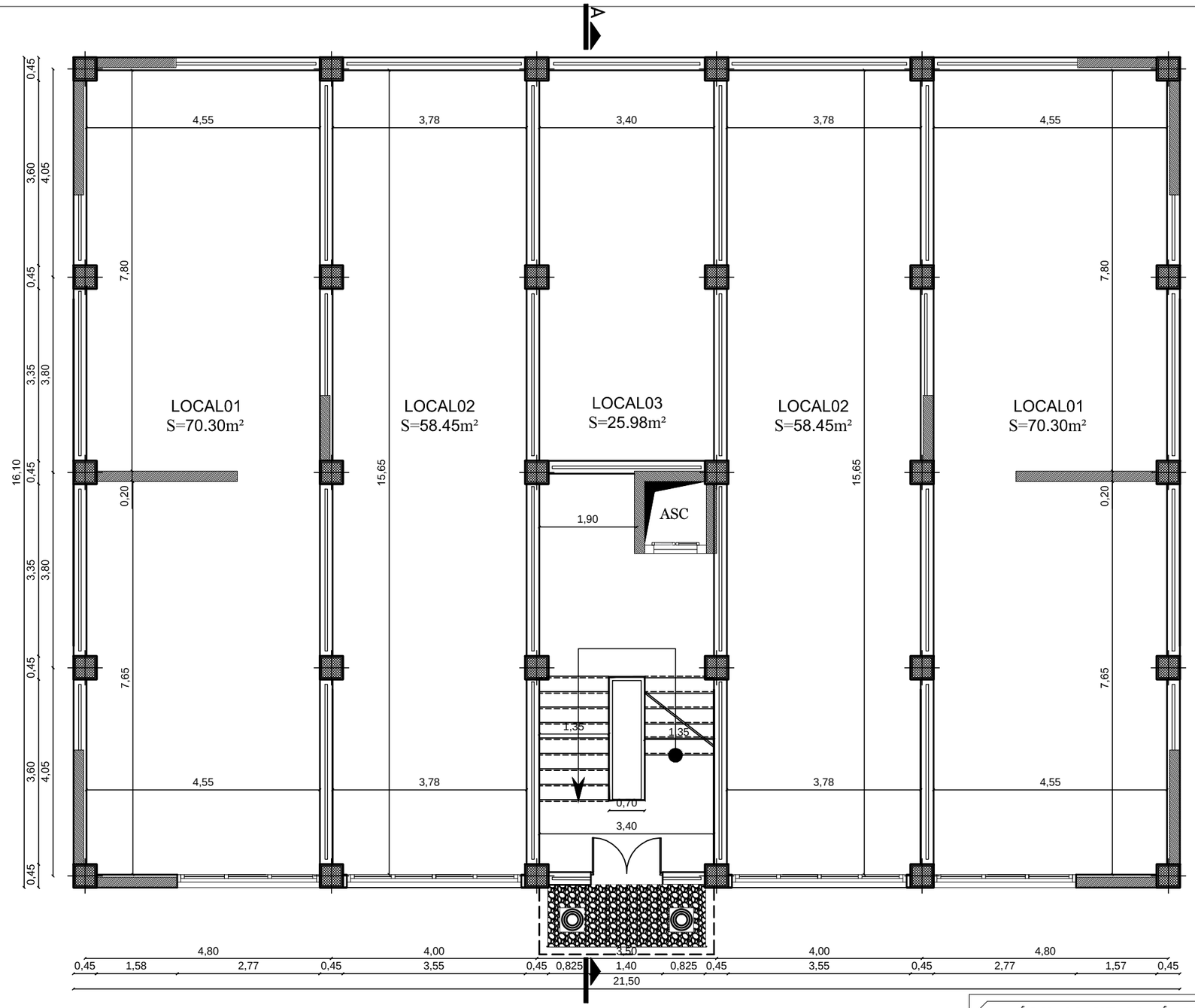
PLAN DE L'ÉTAGE COURANT



RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITÉ MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU
FACULTÉ GÉNIE DE LA CONSTRUCTION
DÉPARTEMENT GÉNIE CIVIL

Réalisé par : Melle : MOUZARINE Ouerdia	TITRE PLAN DE L'ÉTAGE COURANT
Dirigé par : Mr : ATLAOUI	
PROMOTION 2018/2019	Echelle : 1/75

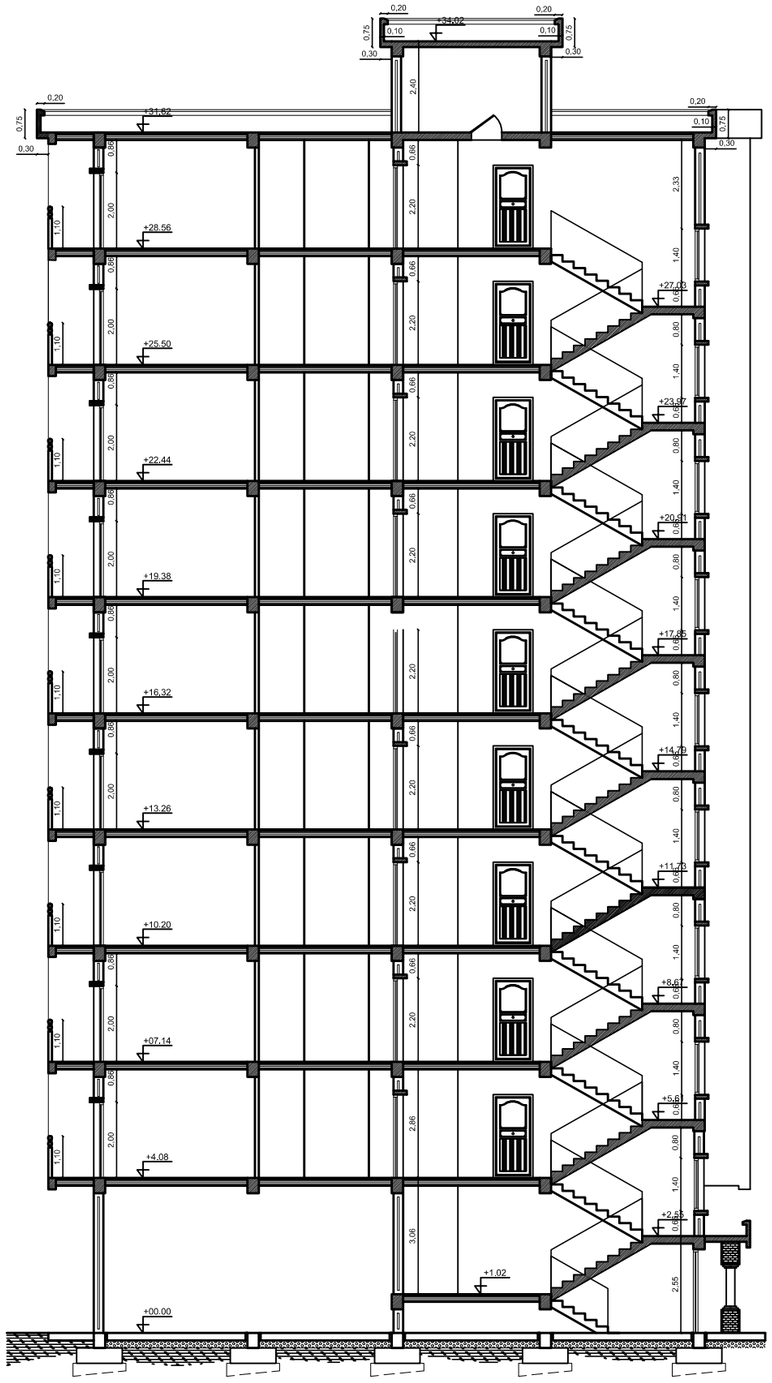
PLAN DE REZ-DE-CHAUSSÉE



RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITÉ MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU
FACULTÉ GÉNIE DE LA CONSTRUCTION
DÉPARTEMENT GÉNIE CIVIL

R®alis®par : Melle: MOUZARINE Ouerdia	TITRE PLAN DE REZ-DE-CHAUSSÉE
Dirig®par : M^{r}: ATLAOUI	
PROMOTION 2018/2019	Echelle : 1/75

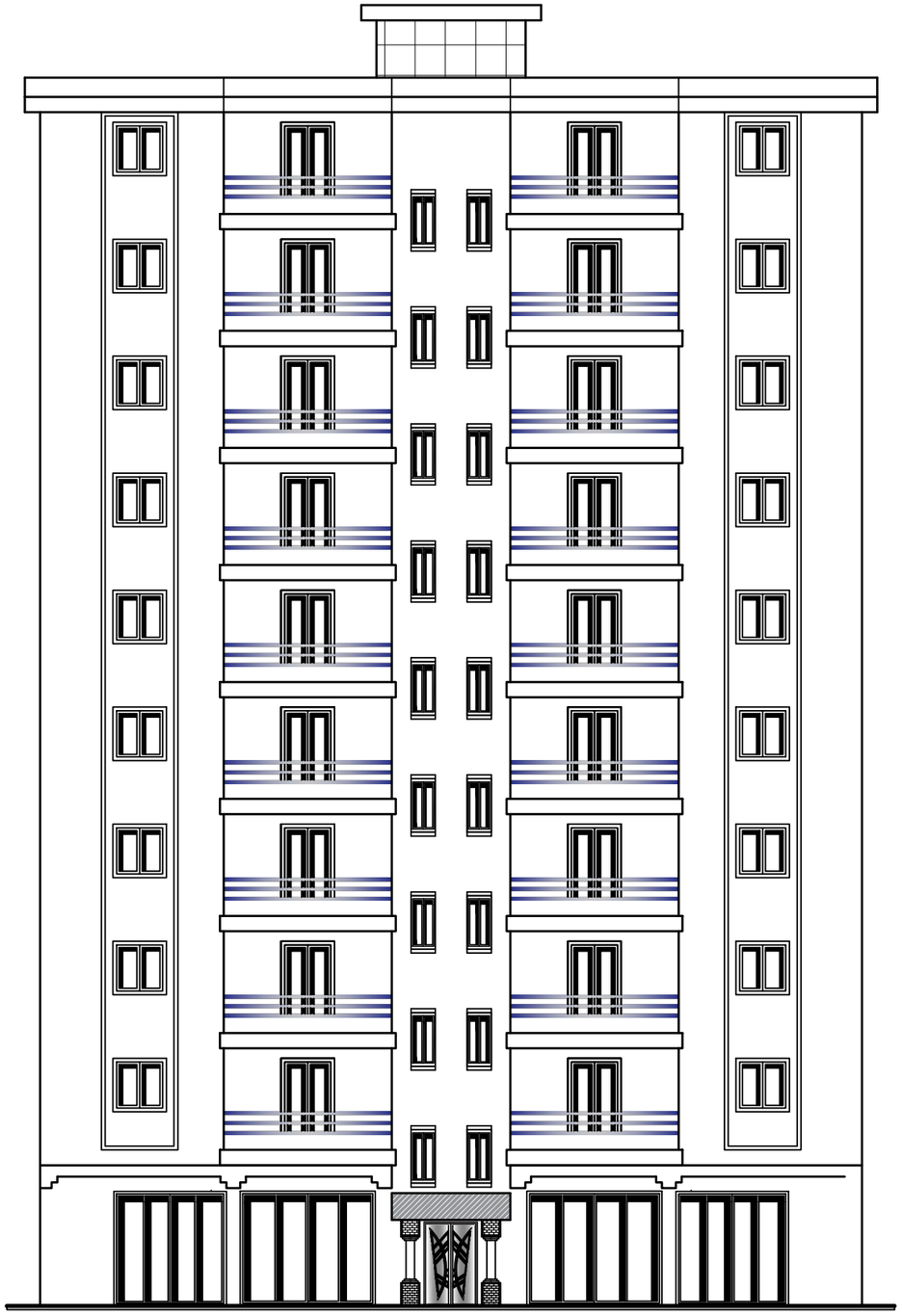
COUPE SUR ESCALIER



RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITÉ MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU
FACULTÉ GÉNIE DE LA CONSTRUCTION
DÉPARTEMENT GÉNIE CIVIL

Réalisé par : Melle : MOUZARINE Ouerdia	TITRE COUPE SUR ESCALIER
Dirigé par : Mr : ATLAOUI	
PROMOTION 2018/2019	Echelle : 1/75

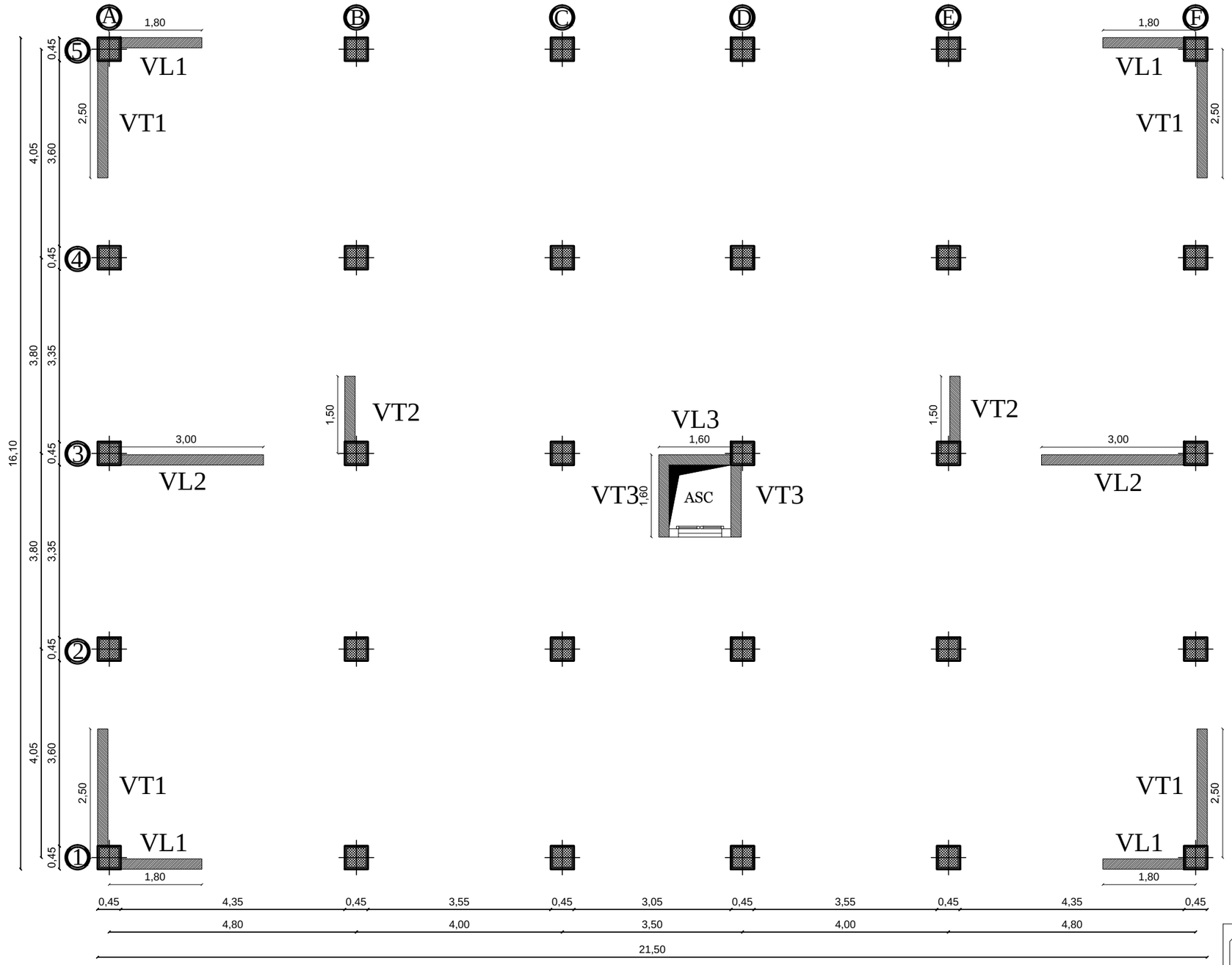
FAÇADE PRINCIPALE



RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITÉ MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU
FACULTÉ GÉNIE DE LA CONSTRUCTION
DÉPARTEMENT GÉNIE CIVIL

Réalisé par : Melle: MOUZARINE Ouerdia	TITRE FAÇADE PRINCIPALE
Dirigé par : Mr: ATLAOUI	
PROMOTION 2018/2019	Echelle : 1/75

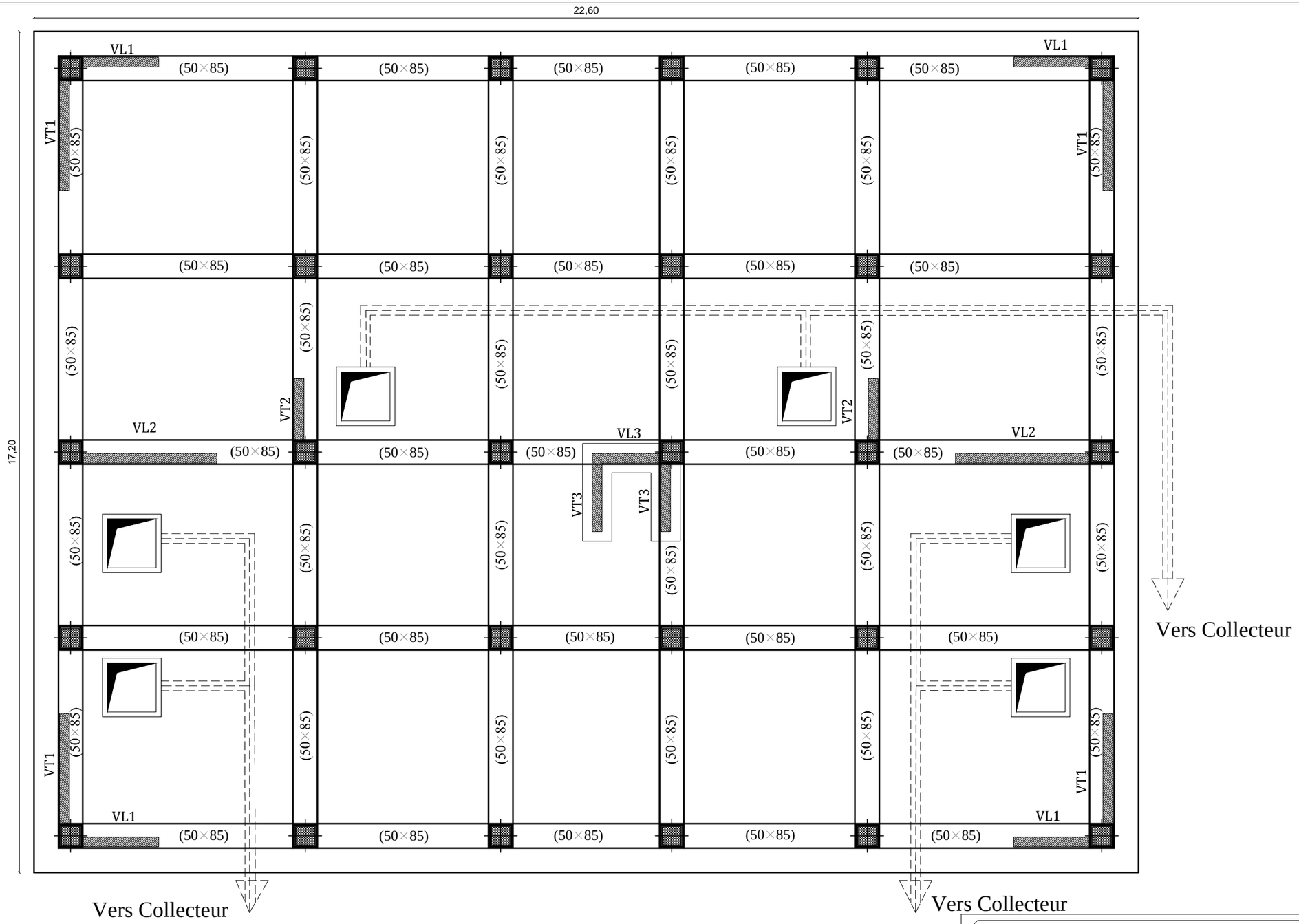
DISPOSITION DES VOILES



RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITÉ MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU
FACULTÉ GÉNIE DE LA CONSTRUCTION
DÉPARTEMENT GÉNIE CIVIL

Réalisé par : Melle : MOUZARINE Ouerdia	TITRE DISPOSITION DES VOILES
Dirigé par : Mr : ATLAOUI	
PROMOTION 2018/2019	Echelle : 1/75

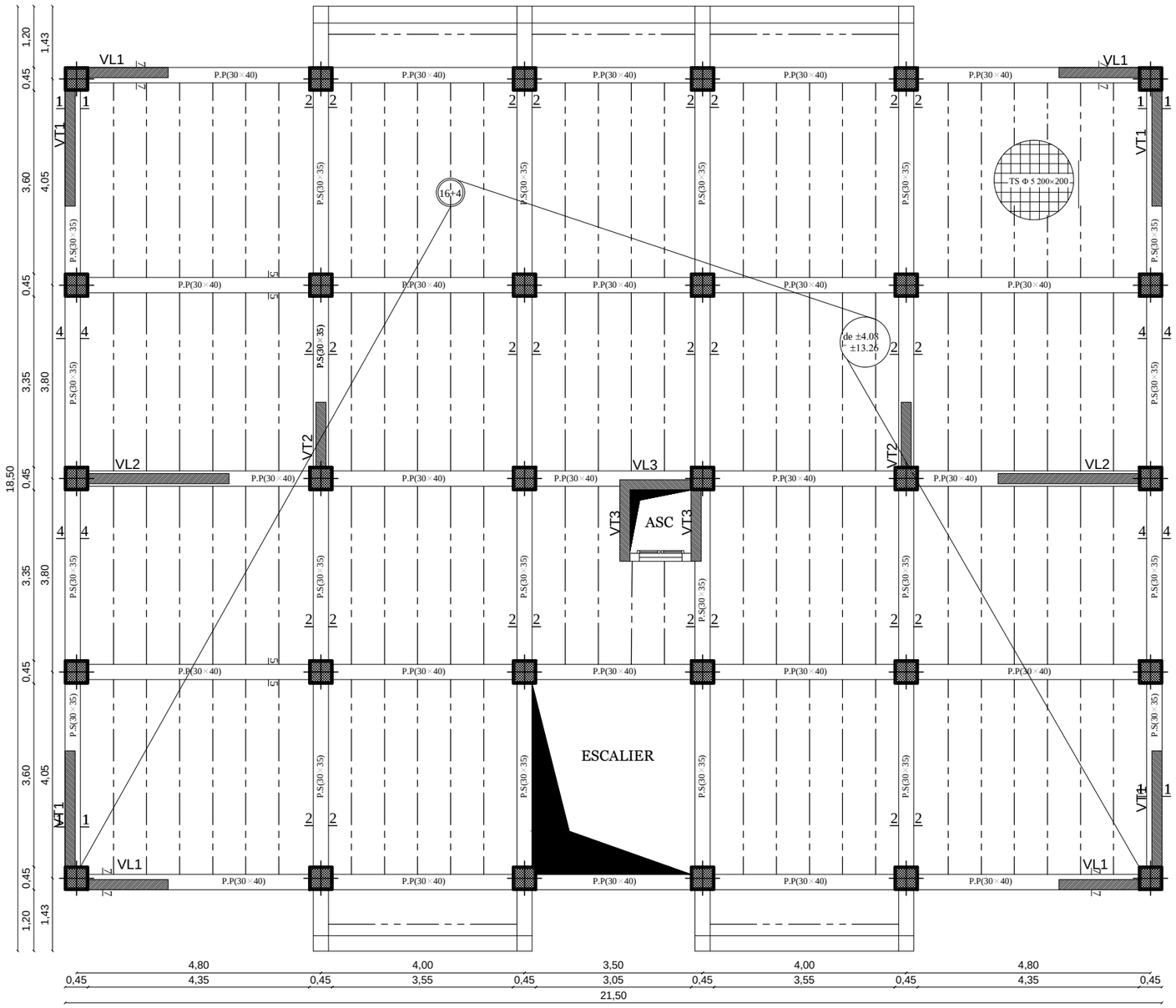
PLAN DE COFFRAGE DE LA FONDATION



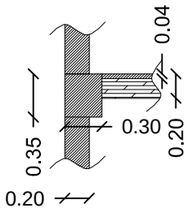
RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITÉ MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU
FACULTÉ GÉNIE DE LA CONSTRUCTION
DÉPARTEMENT GÉNIE CIVIL

R®alis®par : Melle: MOUZARINE Ouerdia	TITRE PLAN DE COFFRAGE DE LA FONDATION
Dirig®par : M^{r}: ATLAOUI	
PROMOTION 2018/2019	Echelle : 1/75

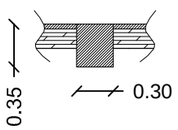
PLAN DE COFFRAGE DES PLANCHERS (1,2 ,3 ET 4)



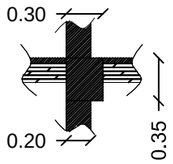
COUPE 1-1



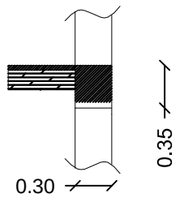
COUPE 2-2



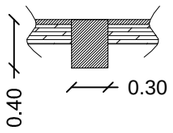
COUPE 3-3



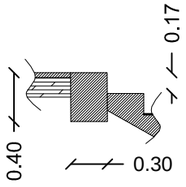
COUPE 4-4



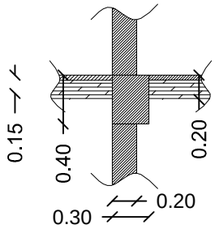
COUPE 5-5



COUPE 6-6



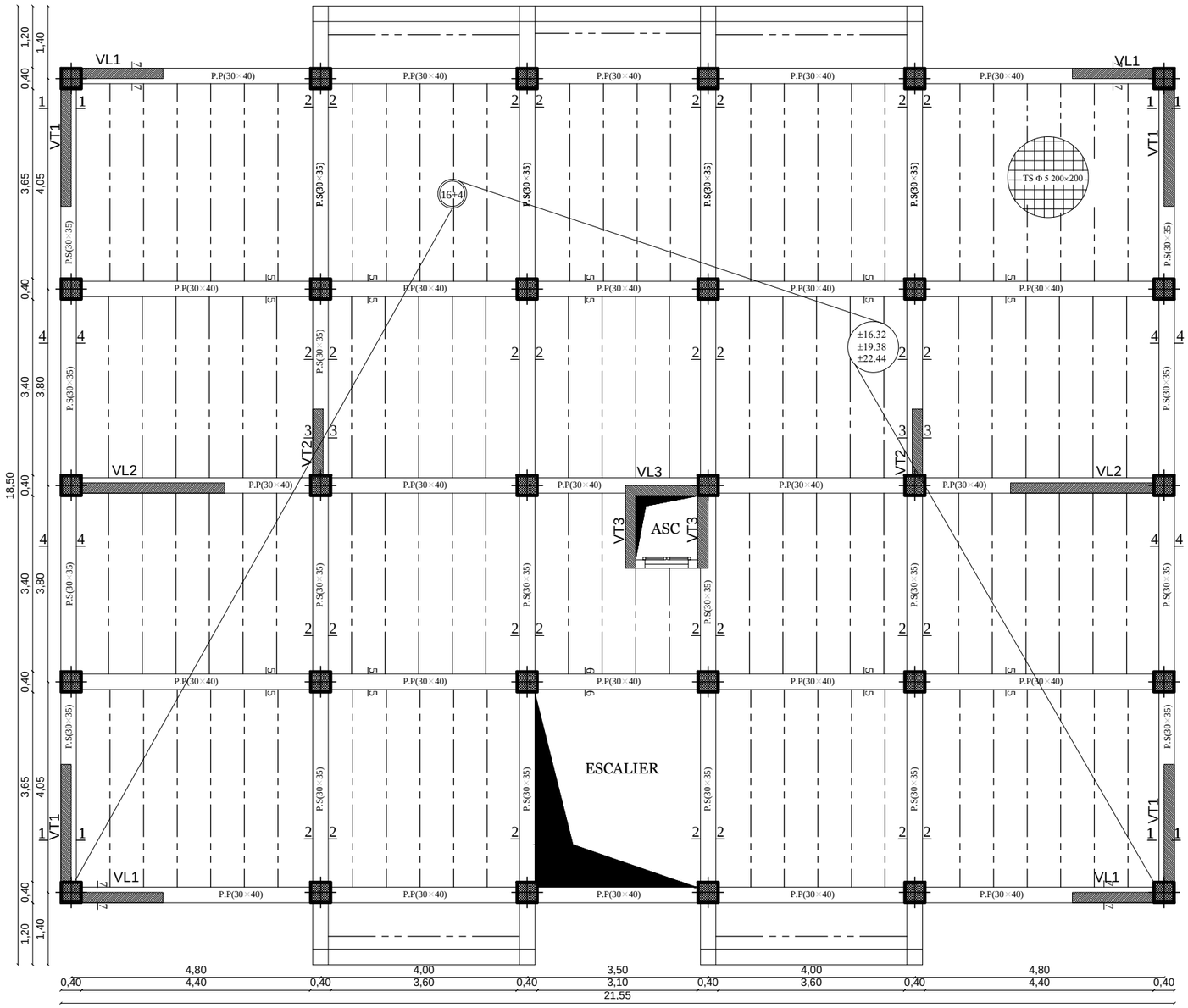
COUPE 7-7



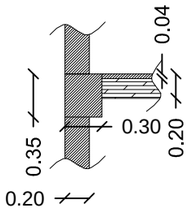
RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITÉ MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU
FACULTÉ GÉNIE DE LA CONSTRUCTION
DÉPARTEMENT GÉNIE CIVIL

Réalisé par : Melle : MOUZARINE Ouerdia	TITRE PLAN DE COFFRAGE DES PLANCHERS (1,2 ,3 ET 4)
Dirigé par : Mr : ATLAOUI	
PROMOTION 2018/2019	Echelle : 1/75

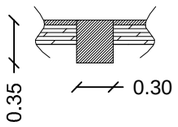
PLAN DE COFFRAGE DES PLANCHERS (5 , 6 ET 7)



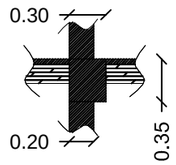
COUPE 1-1



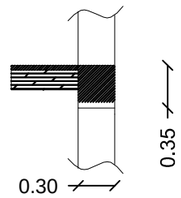
COUPE 2-2



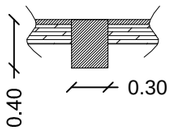
COUPE 3-3



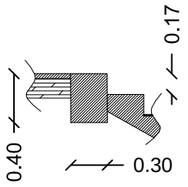
COUPE 4-4



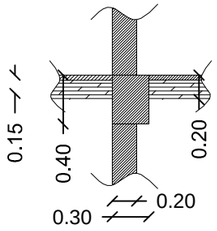
COUPE 5-5



COUPE 6-6



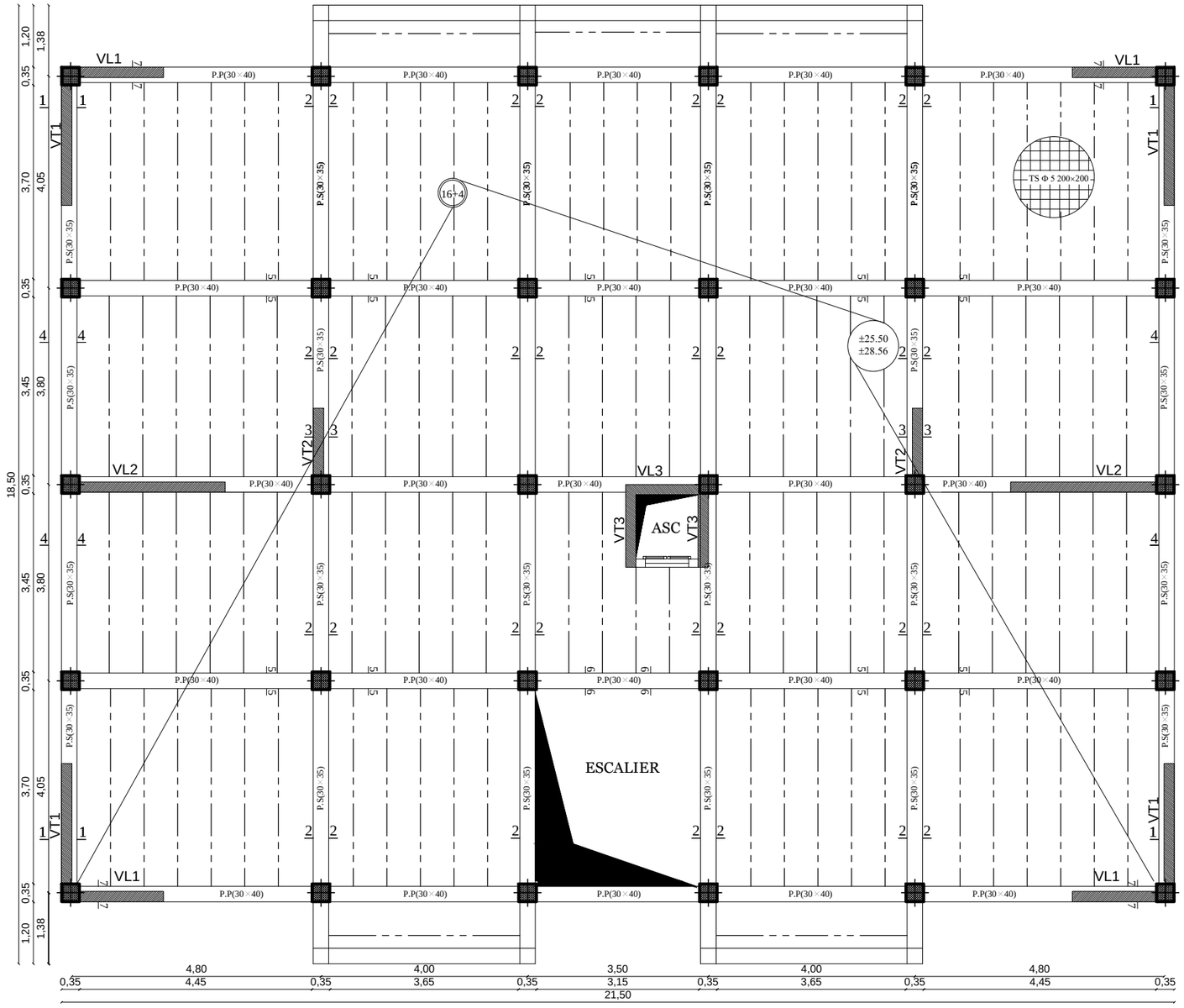
COUPE 7-7



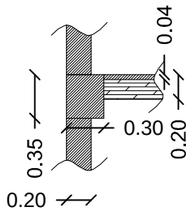
RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITÉ MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU
FACULTÉ GÉNIE DE LA CONSTRUCTION
DÉPARTEMENT GÉNIE CIVIL

Réalisé par : Melle : MOUZARINE Ouerdia	TITRE PLAN DE COFFRAGE DES PLANCHERS (5,6 ET 7)
Dirigé par : Mr : ATLAOUI	
PROMOTION 2018/2019	Echelle : 1/100

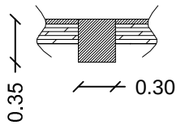
PLAN DE COFFRAGE DES PLANCHERS (8 ,9 ET 10)



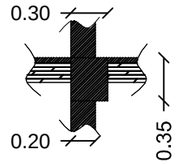
COUPE 1-1



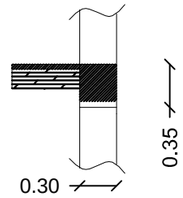
COUPE 2-2



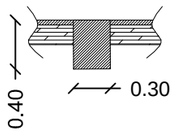
COUPE 3-3



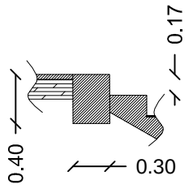
COUPE 4-4



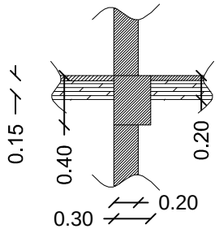
COUPE 5-5



COUPE 6-6



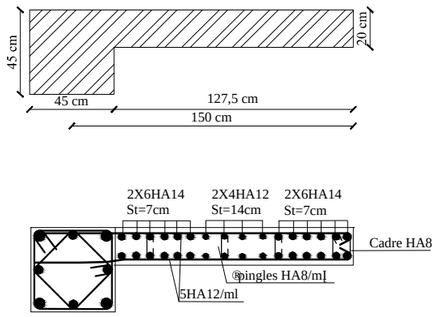
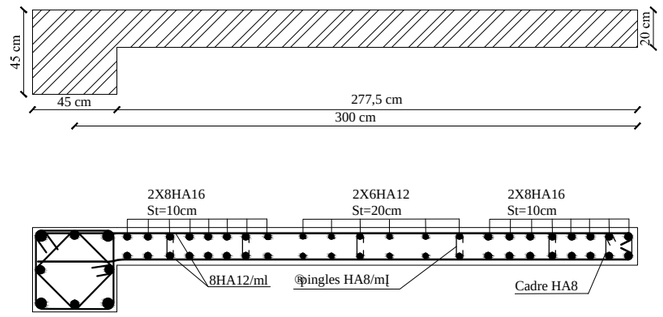
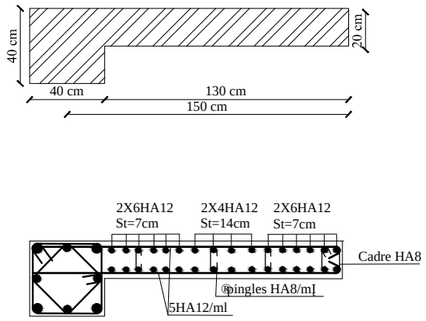
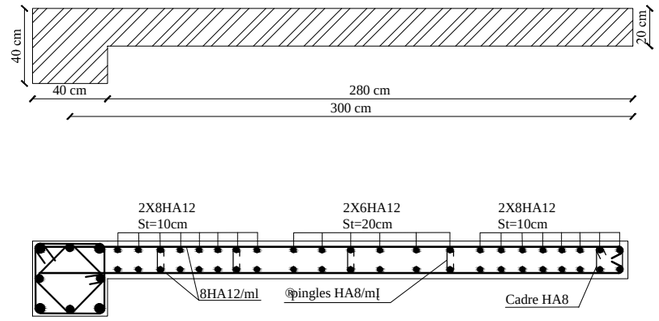
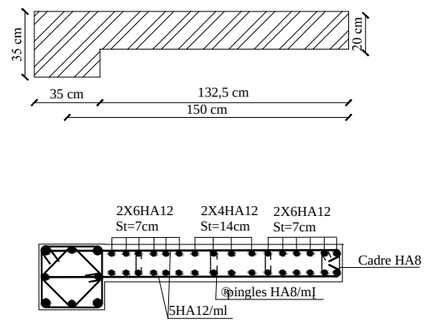
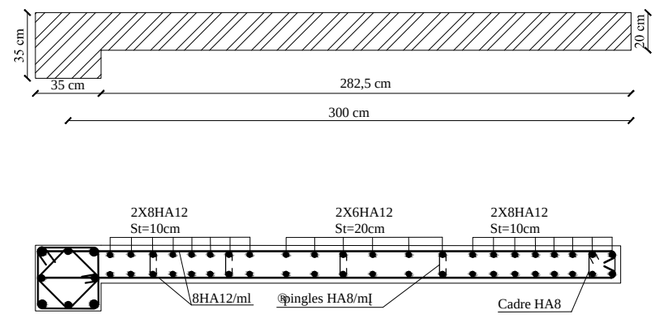
COUPE 7-7



RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITÉ MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU
FACULTÉ GÉNIE DE LA CONSTRUCTION
DÉPARTEMENT GÉNIE CIVIL

R®alis®par : Melle: MOUZARINE Ouerdia	TITRE PLAN DE COFFRAGE DES PLANCHERS (8 ,9 ET 10)
Dirig®par : M^{r}: ATLAOUI	
PROMOTION 2018/2019	Echelle : 1/100

FERRAILLAGE DES VOILE DE CONTREVENTEMENT

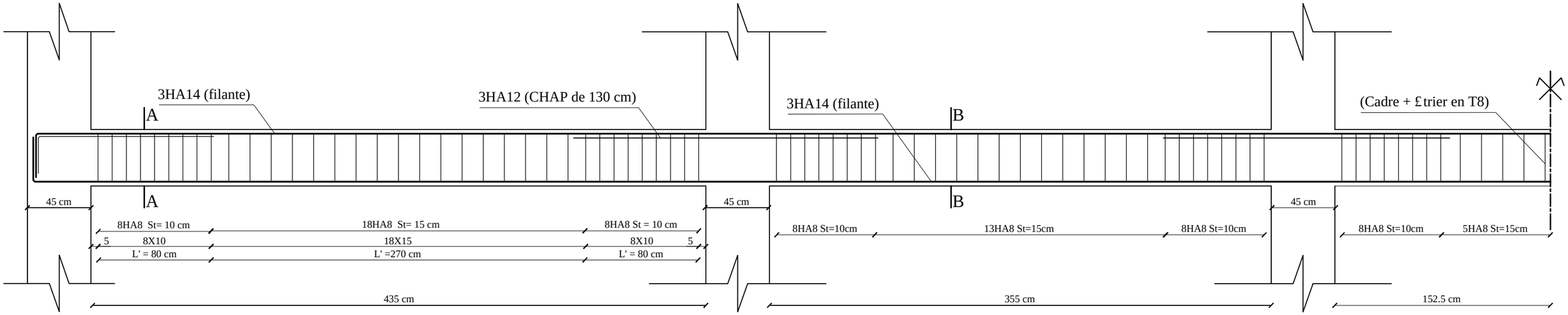
Zone	Voiles longitudinaux (VT2)	Voiles transversaux (VL2)
RDC/3		
4/6		
7/9		

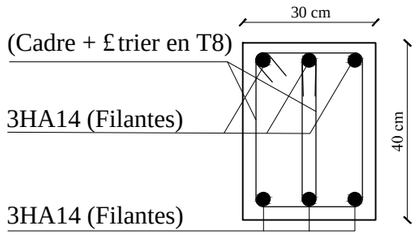
RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITÉ MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU
FACULTÉ GÉNIE DE LA CONSTRUCTION
DÉPARTEMENT GÉNIE CIVIL

R®alis®par : Melle: MOUZARINE Ouerdia	TITRE FERRAILLAGE DES VOILES DE CONTREVENTEMENT VL2/VT2
Dirig®par : M^{r}: ATLAOUI	
PROMOTION 2018/2019	Echelle : /

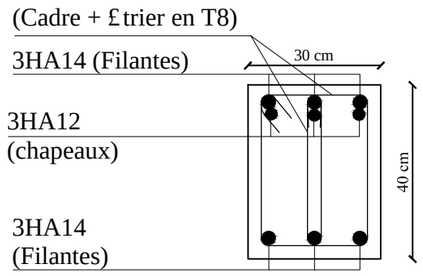
FERRAILLAGE DES POUTRES PRINCIPALES

POUTRES PRINCIPALES





Coupe B-B



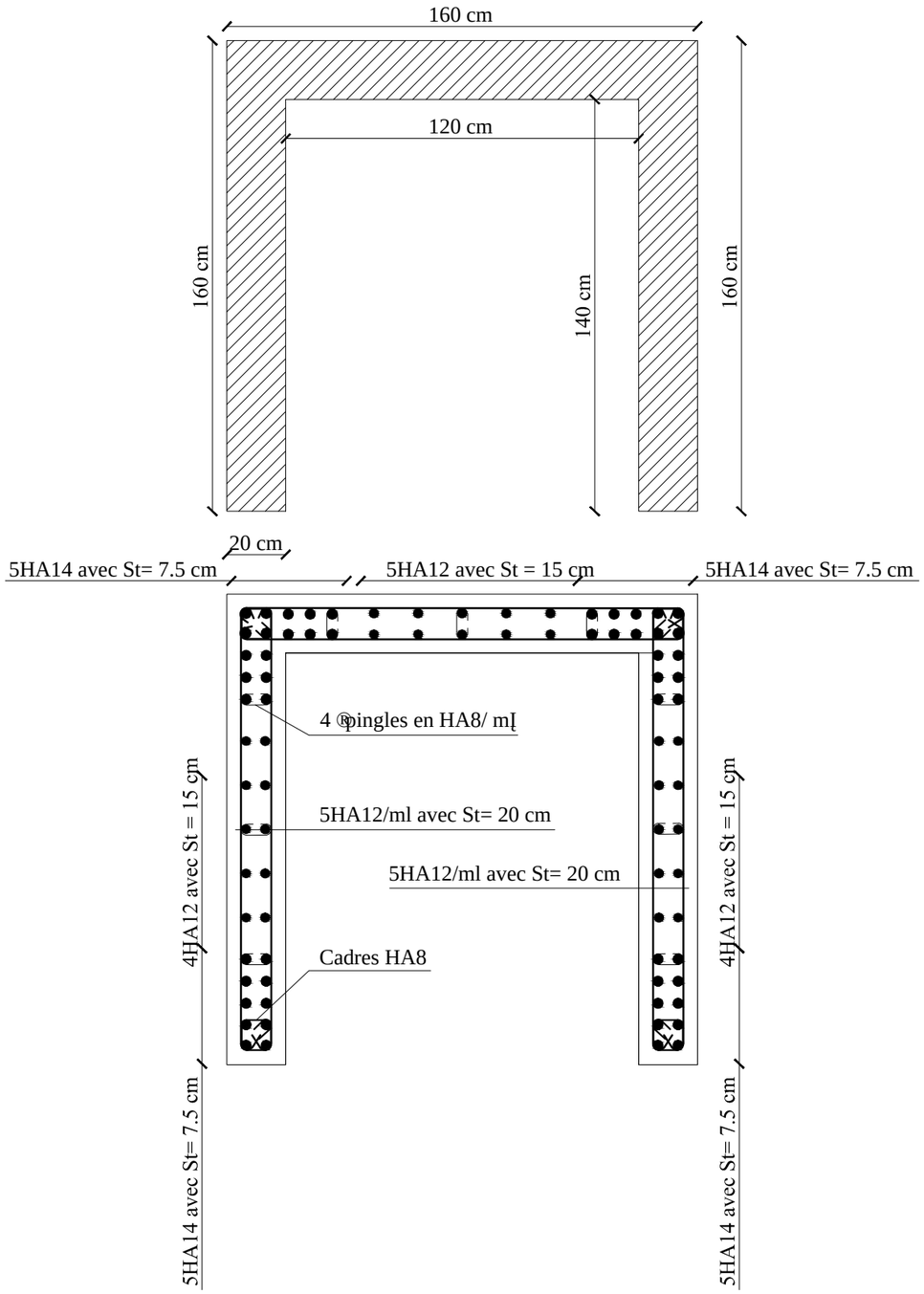
Coupe A-A

RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITÉ MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU
FACULTÉ GÉNIE DE LA CONSTRUCTION
DÉPARTEMENT GÉNIE CIVIL

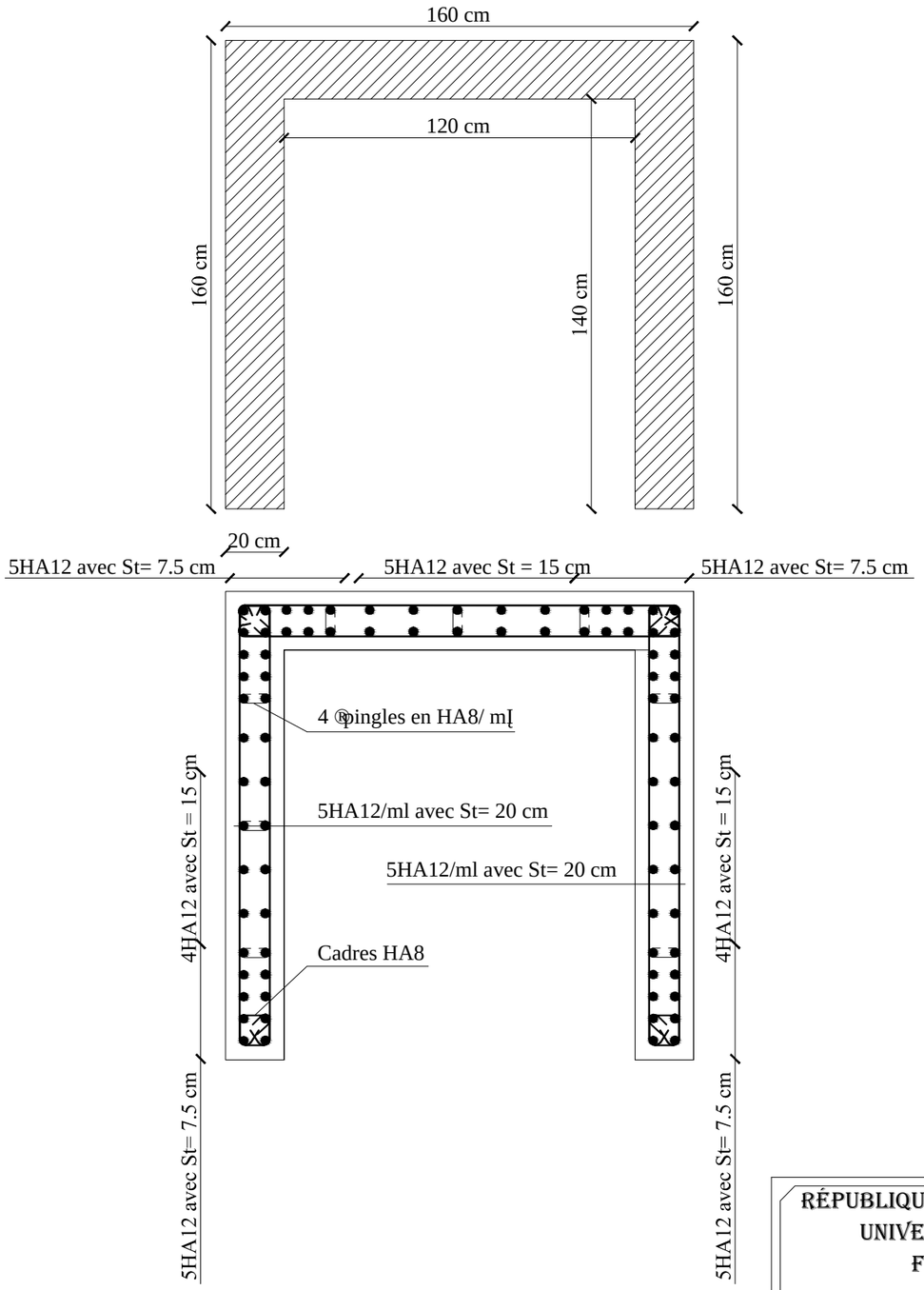
R®alis®par : Melle: MOUZARINE Ouerdia	TITRE FERRAILLAGE DES POUTRES PRINCIPALES
Dirig®par : M^{r}: ATLAOUI	
PROMOTION 2018/2019	Echelle : /

COFFRAGE ET FERRAILLAGE DES CLOISONS DE LA CAGE D'ASCENSEUR VL3 ET VT3

RDC/3



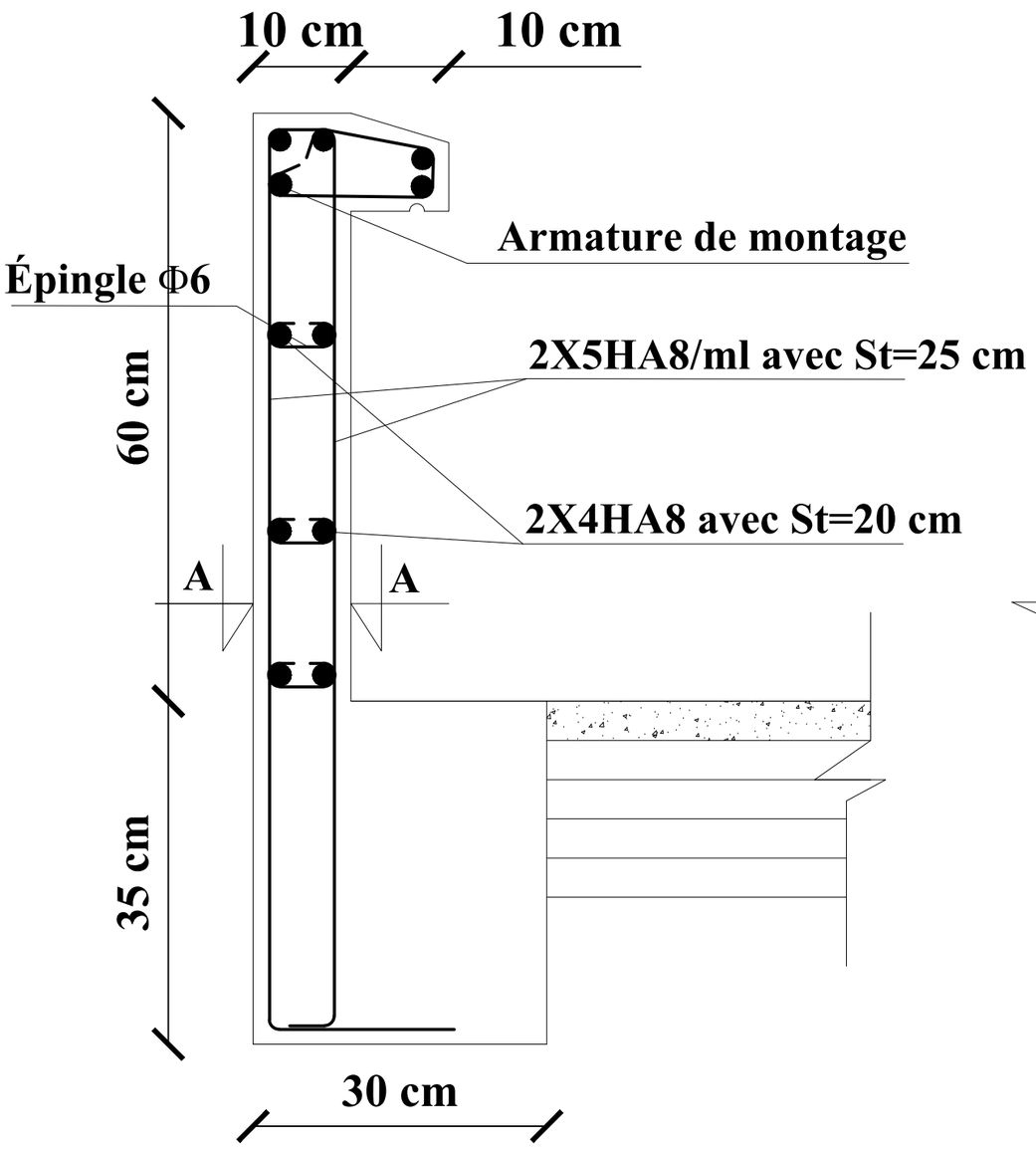
4/9

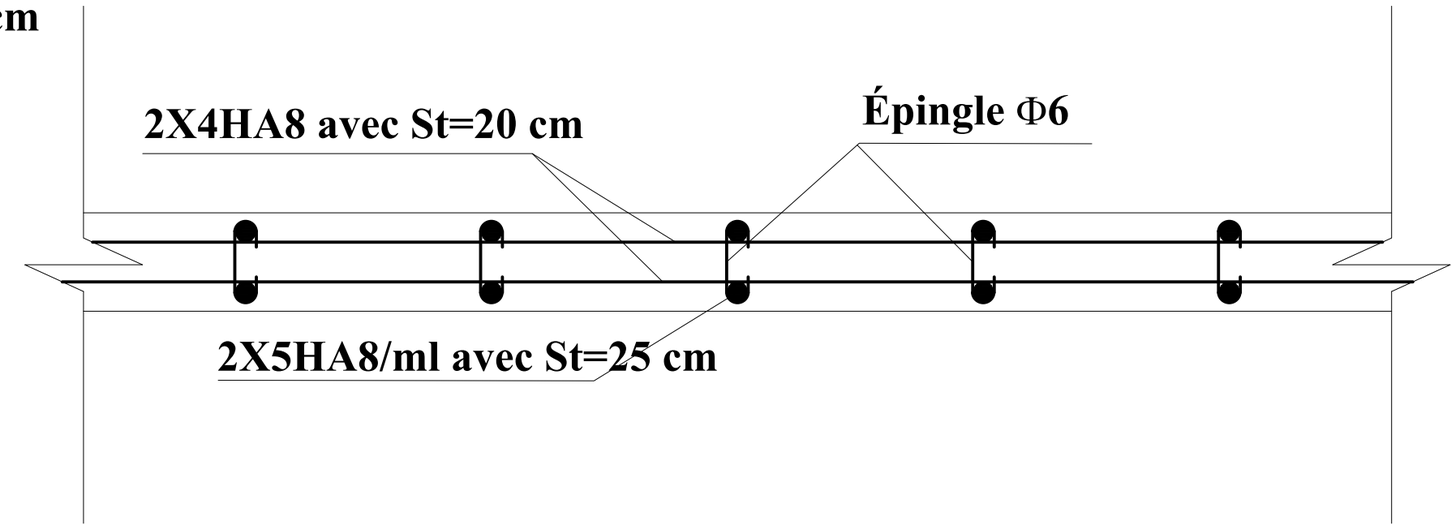


RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITÉ MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU
FACULTÉ GÉNIE DE LA CONSTRUCTION
DÉPARTEMENT GÉNIE CIVIL

R®alis®par : Melle: MOUZARINE Ouerdia	TITRE COFFRAGE ET FERRAILLAGE DES CLOISONS DE LA CAGE D'ASCENSEUR VL3 ET VT3
Dirig®par : M^{r}: ATLAOUI	
PROMOTION 2018/2019	Echelle : /

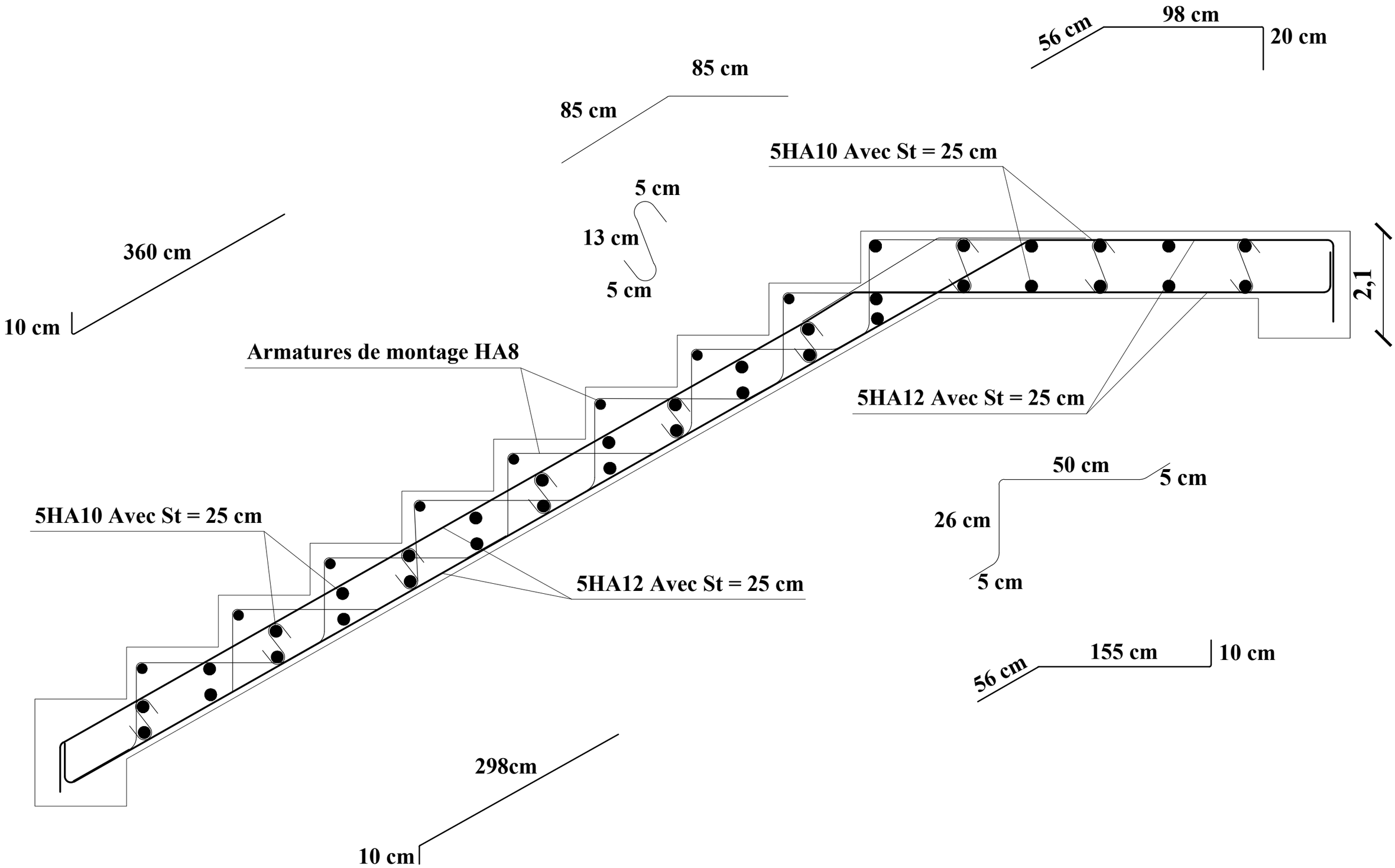
FERRAILLAGE DE L'ACROTÈRE



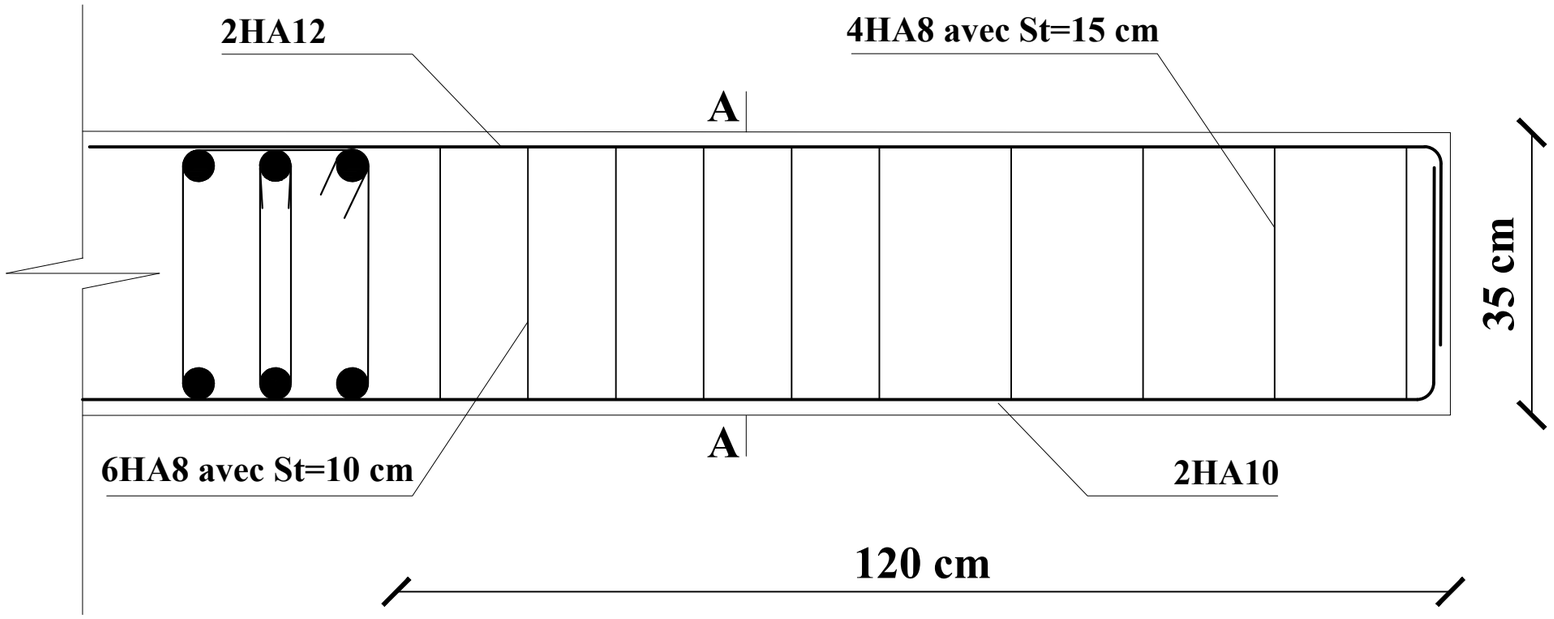


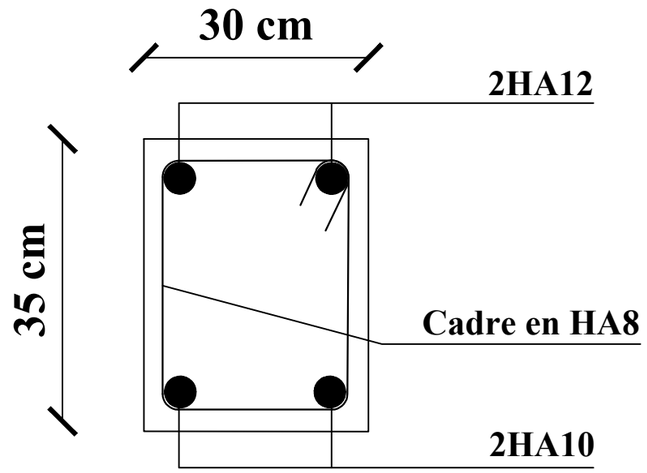
Coupe A - A

FERRAILLAGE DES ESCALIERS



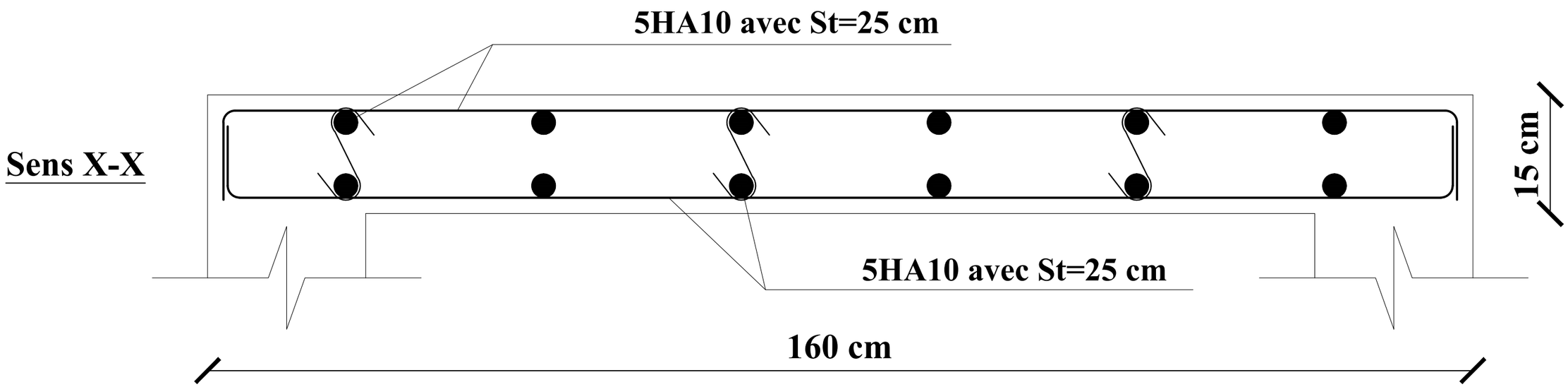
FERRAILLAGE DES CONSOLES

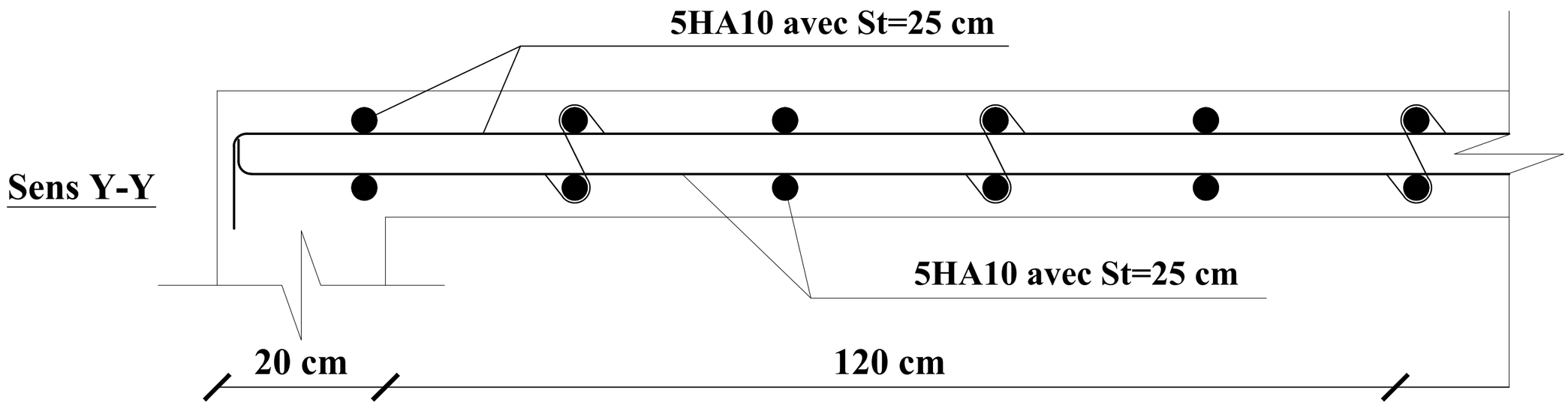




Coupe A - A

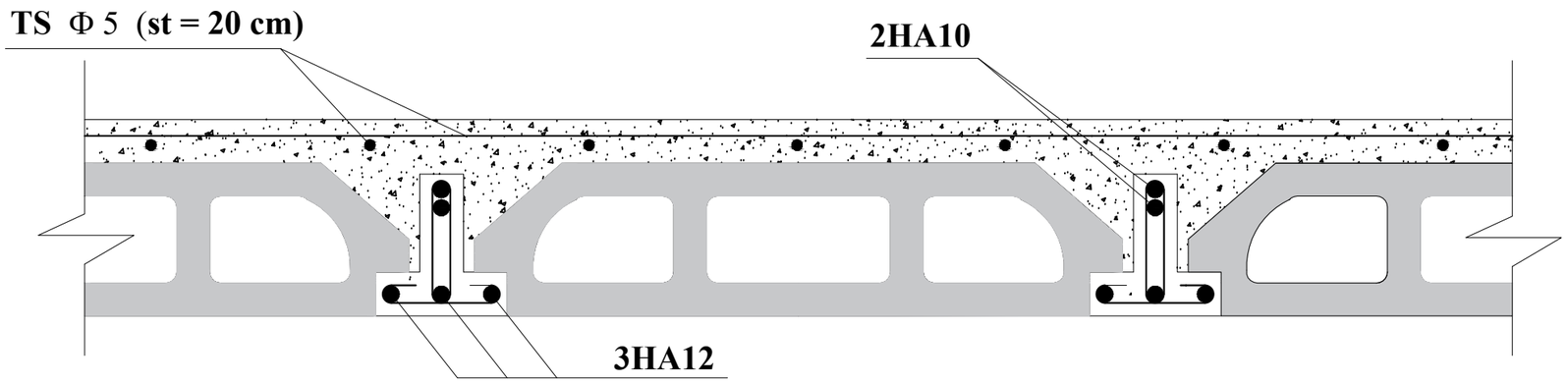
FERRAILLAGE DE LA DALLE SALLE MACHINE



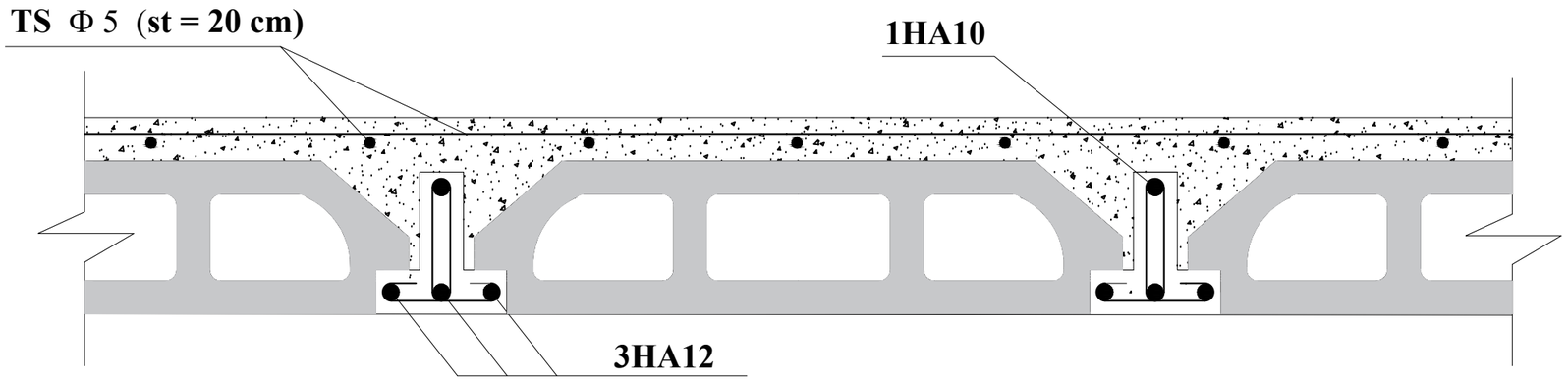


FERRAILLAGE DES PLANCHERS

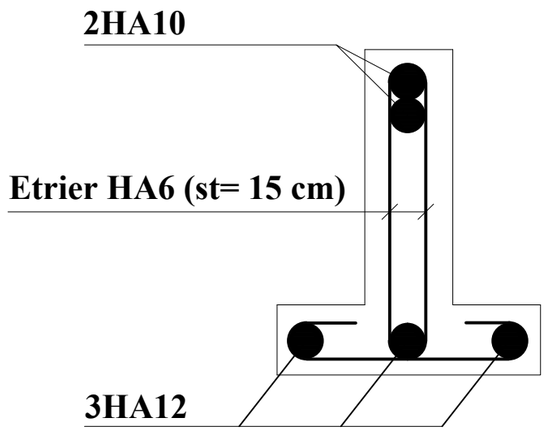
Coupe sur appuis



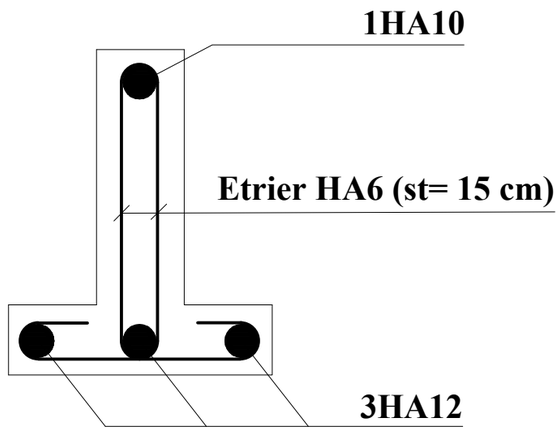
Coupe en travée



FERRAILLAGE DES POUTRELLES

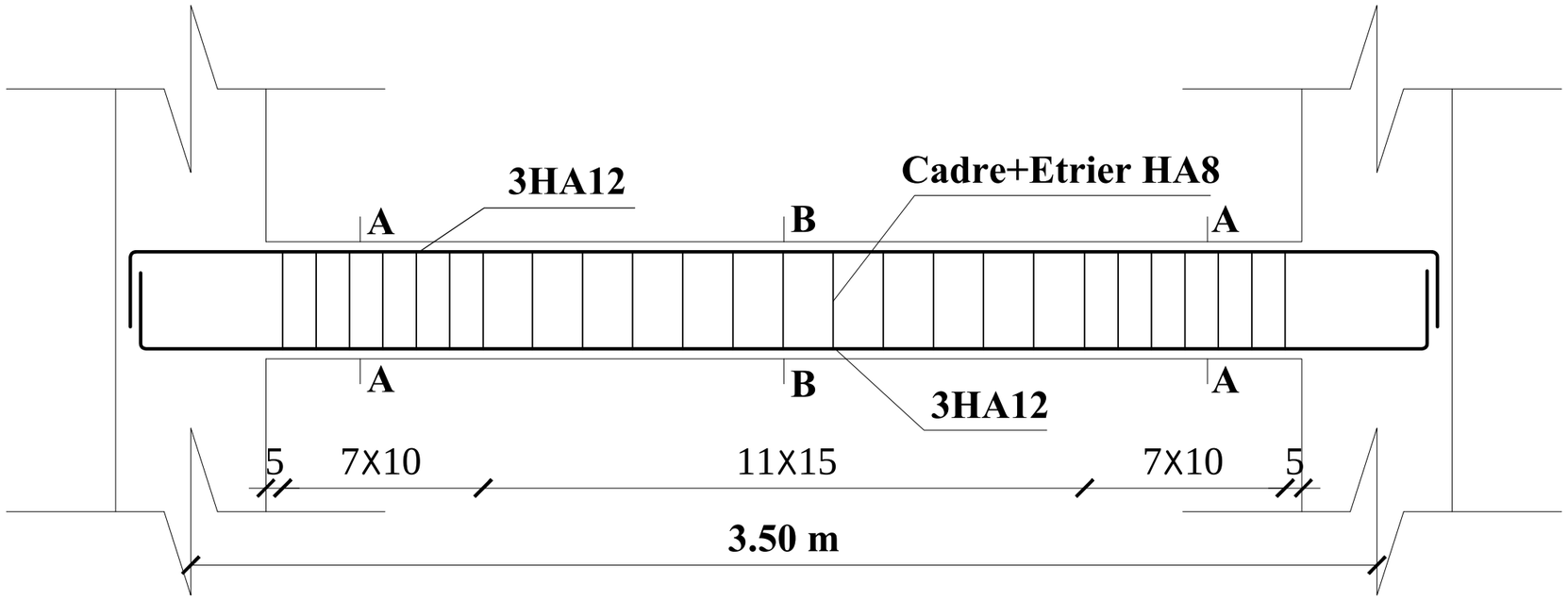


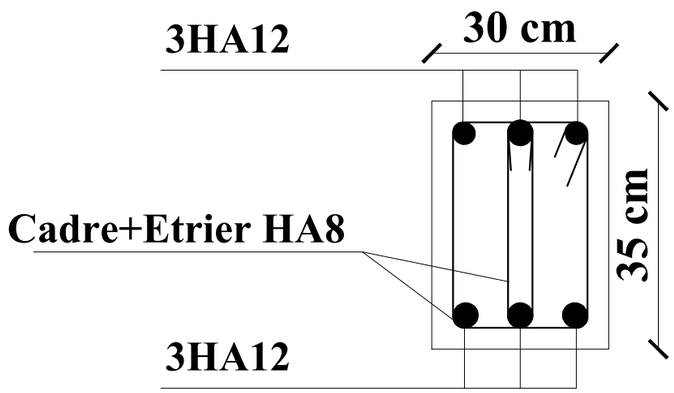
Ferraillage aux appuis



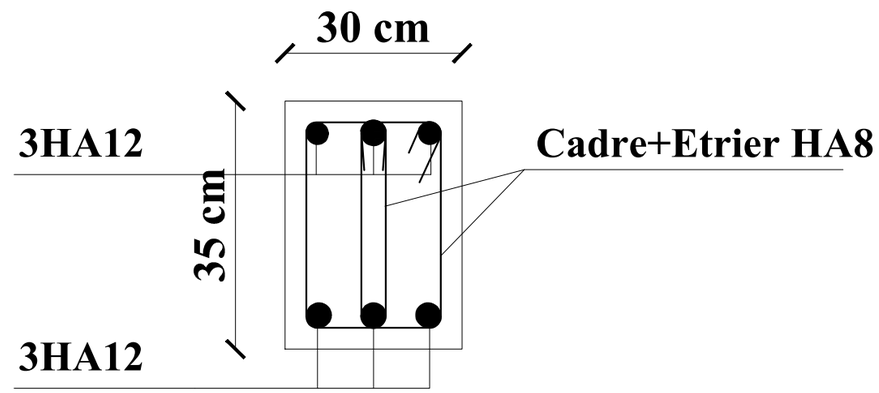
Ferraillage en travée

FERRAILLAGE DE LA POUTRE PALIÈRE





Coupe A - A



Coupe B - B