

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'études*

*En vue d'obtention du diplôme master en génie civil.*

*Option : constructions civiles et industrielles.*

## *Thème*

*Etude d'une Structure R+9 à usage d'habitation à*

*Ossature mixte contreventée par voile*



Etudié par : *M' Messahel Fateh*

Dirigé par : *BAIDI F.*

Année universitaire : 2020/2021

# Remerciement

*Si je suis arrivé à ce stade c'est grâce tout d'abord au bon dieu qui m'a guidé soigneusement et il m'a éclairé la voie d'apprendre et de comprendre ce qui se passe autour de ce monde.*

*Au deuxième lieu mes parents qui m'ont donné tous ce qui les fils rêve de posséder, l'amour, le soutien, le courage, compréhension.....*

*Mon Professeur M<sup>me</sup> : BAIDI qui m'a donné un apprentissage et une vue plus claire de Génie Civil à travers ces cours et ces conseils. Et à présent je porte mes propres lunettes pour mieux regarder le Génie Civil.*

*Enfin, je remercie tout particulièrement ma famille et mes amis pour leur soutien constant et leur encouragement*

# Dédicace

*Messahel Fateh*

*Je dédie ce travail au premier lieu à ma famille, mon père Said, ma mère Hdjila, à mes sœur Ouiza, Nouara, et ma belle-sœur Djouhra et mon cher frère Mohand ouali et bien sur ma grand-mère Yamma Noura.*

*A toute ma famille et mes amis (Salim larbaoui , Melissa, da idir, Mounira, Dahbia, Amar,, Radouane, djimi, Khaled, faouzi, Larbi, lawal Nassim, Madjid, Mhamad)*

# Sommaire

*Introduction générale.*

**Chapitre I : Présentation de l'ouvrage.....1**

**Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments.....12**

**Chapitre III : Modélisation de la structure et vérification de RPA.....23**

**Chapitre IV : Ferrailages des poteaux.....55**

**Chapitre V : Ferrailages des poutres.....79**

**Chapitre VI : Ferrailages des voiles.....91**

**Chapitre VII : Etude de l'infrastructure.....98**

*Conclusion générale*

*Bibliographie*

*Annexe.....123*

## Liste des tableaux

- Tableau I.B.1 : Caractéristiques des aciers utilisés.....	8
- Tableau II.1 : vérification des conditions exigées par le RPA.....	16
- Tableau III.1 : valeur de la charge permanente $G_t$ du plancher terrasse.....	25
- Tableau III.2 : Valeur de charge permanente $G_t$ .....	26
- Figure III.3 : Valeur de charge permanente $G_t$ .....	27
- Tableau III.4 : Valeur de la charge permanente de la maçonnerie (mur extérieure)...	28
- Tableau III.5 : valeurs des pénalités $P_q$ .....	40
- <b>Tableau III.6 : coefficient d'accélération de zone (RPA99/2003.Tableau.4.1).....</b>	<b>44</b>
- <b>Tableau.III.7 : valeurs de <math>T_1</math> et <math>T_2</math> (RPA99/2003.Tableau 4.7).....</b>	<b>45</b>
- <b>Tableau.III.8: valeurs de <math>\xi</math> (%) (RPA99/2003.Tableau 4.2).....</b>	<b>45</b>
- Tableau III.9 : poids de chaque étage.....	46
- Tableau III.10 : Déplacement relatifs sous l'action $E_x$ et $E_y$ .....	48
- Tableau III.11 : excentricité suivant x-x.....	52
- Tableau III.12 : Excentricité suivant y-y.....	52
- Tableau IV.1 : Caractéristique de calcul en situation durable et accidentelle.....	55
- Tableau.IV.2 : Le ferrailage des Poteaux 50x50.....	66
- Tableau.IV.3 : Le ferrailage des Poteaux 45x45.....	66
- Tableau.IV.4 : Le ferrailage des Poteaux 40x40.....	67
- Tableau.IV.5 : Le ferrailage des Poteaux 30x30.....	67
- Tableau IV.6 : vérification de la condition de non fragilité.....	74
- Tableau.V.1 : Situations et coefficients de calcul.....	79
- Tableau.V.2 : Le ferrailage des poutres.....	82
- Tableau.V.3 : Poutre Principale.....	88
- Tableau.V.4 : Poutre secondaire.....	88
- Tableau VII.1 : Détermination de la résultante des charges.....	100
- Tableau VII.2 : surface de la semelle filante sous voiles longitudinaux.....	101
- Tableau VII.3 : Surface de la semelle filante sous voiles transversaux.....	102
- Tableau VII.4 : Dimensionnement de radier général.....	103
- Tableau VII.5 : Surface du radier général.....	103
- Tableau VII.6 : Sollicitations à la base du radier.....	104
- Tableau VII.7 : Vérification de la stabilité du radier sens longitudinal.....	106
- Tableau VII.8 : Vérification de la stabilité du radier sens transversal.....	107

- Tableau VII.9 : Chargement de la dalle radié à l'ELU et l'ELS respectivement.....108
- Tableau VII.10 : Moments de la dalle du radier à l'ELU et l'ELS respectivement....109
- Tableau VII.11 : Ferrailage de la dalle de radier à l'ELU.....110
- Tableau VII.12 : Ferrailage du débord à l'ELU.....112
- Tableau VII.13 : répartitions simplifiées des chargements.....113
- Tableau VII.14 : Le ferrailage adopté pour la nervure.....120

## **Annexe**

- Tableau.1 : Récapitulatif pour une poutre à 12 travées.....138
- Tableau.2 : Récapitulatif pour une poutre à 6 travées.....139
- Tableau.3 : Récapitulatif pour une poutre à 4 travées.....139
- Tableau.4 : Récapitulatif pour une poutre à 2 travées.....140
- Tableau.5 : Les moments pour une poutre à 12 travées.....145
- Tableau.6 : Les moments pour une poutre à 6 travées.....145
- Tableau.7 : Les moments pour une poutre à 2 travées.....145
- Tableau.8 : Les moments pour une poutre à 4 travées.....146
- Tableau.D.4.1 : les charges de la volée.....161
- Tableau.D.4.2 : les charges du palier.....161

## Liste des figures :

- Figure I-1: diagramme de calcul des contraintes-déformation du béton.....	5
- Figure I-2 : diagramme des contraintes-déformation du béton.....	6
- Figure I.B.1 : Diagramme contrainte déformation de l'acier.....	9
- Figure I.B.2 : diagramme contrainte-déformation de calcul.....	9
- Figure. II.1 : coupe transversale d'un plancher en corps creux.....	13
- Figure II.2 : dimension des poutres.....	16
- Figure II.3. Coffrage des poteaux.....	18
- Figure II.4 : coupe de voile en plan.....	20
- Figure II.5 : coupe de voile en plan.....	20
- Figure.II.6:coupe d'un voile en élévation.....	21
- Figure III.4.a.1 : coupe transversal du plancher terrasse inaccessible.....	24
- Figure III.4.a.2 : Coupe transversal du plancher en corps creux.....	25
- Figure II.4.a.3 : Coupe transversale du plancher dalle pleine.....	26
- Figure III.6 : Coupe vertical du mur.....	27
- Figure III.7 : l'effort tranchant à la base l'action de EX.....	41
- Figure III.8 : l'effort tranchant à la base sous l'action de EY.....	42
- Figure III.9 : Logiciel donnant les caractéristiques réponses de calcul.....	43
- Figure III.10 : Vérification des déplacements selon Ex.....	49
- Figure III.11 : Vérification des déplacements selon Ey.....	50
- Figure V.1 : ferrailages des poutres principales et secondaires.....	89

## Annexe

- Figure.A.1 : coupe verticale de l'acrotère.....	124
- Figure.A.2 : Diagramme des efforts internes.....	125
- Figure.A.3 : Les armatures réelles.....	126
- Figure.A.4 : Ferrailage de l'acrotère.....	131
- Figure.B.1 : Treille soudée de 15x15 cm <sup>2</sup> .....	133
- Figure.B.2 : Construction de la section en T.....	134
- Figure.B.3 : Ferrailage de la poutrelle.....	150
- Figure.C.1 : schéma statique du balcon.....	151
- Figure.C.2 : Plan de ferrailage du balcon.....	158
- Figure.D.1 : Schéma général d'une volée d'un escalier droit.....	157
- Figure.D.2 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU.....	164

- Figure.D.3 : Diagramme des efforts tranchant et des moments fléchissant à l'ELS.....	170
- Figure.E.1 : Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchant.....	176
- Figure.E.2 : Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchant.....	180
- Figure.E.3 : Ferrailage de poutre palier.....	183

*Introduction*  
*Générale*

# INTRODUCTION GENERALE

*Le Génie civil représente l'ensemble des techniques concernant les constructions civiles. Les Ingénieurs en génie civil s'occupent de la conception, de la réalisation, de l'exploitation et de la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures 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.*

*Tout ouvrage en génie civil doit être calculé d'une manière à assurer la stabilité et la résistance de ses éléments structuraux et aussi la sécurité des usages pendant et après la réalisation.*

*Pour cela, nos calculs seront vérifiés selon les règlements en vigueur, à savoir le règlement parasismique Algérien RPA (version 2003) et les règlements du béton aux états limites BAEL 91 modifiée 99.*

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

*D'ailleurs comme la méthode manuelle est lente on a préféré utiliser le logiciel ETABS pour la modélisation de notre structure.*

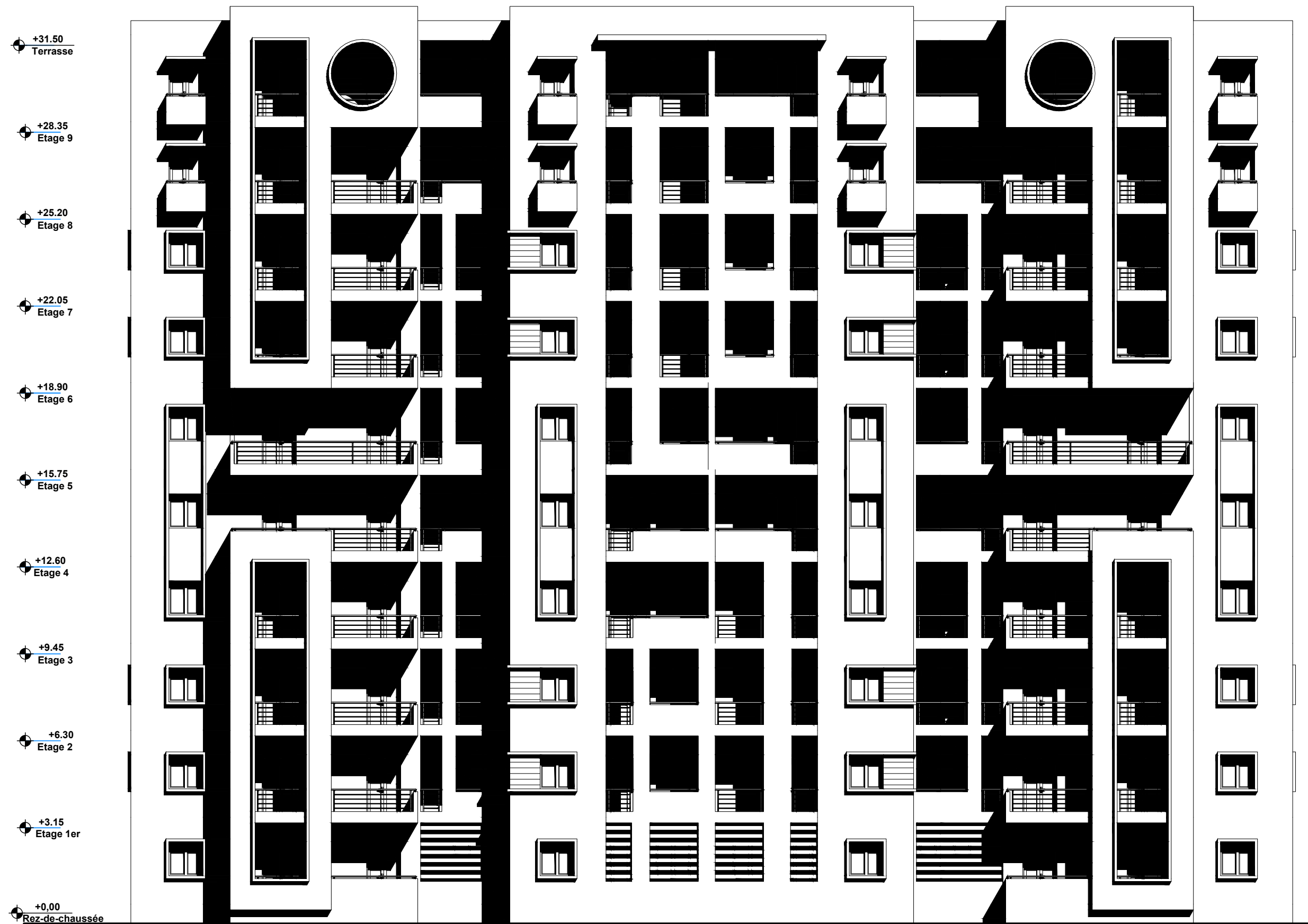
*Nous étudiants en fin de cycle, dans le but de mettre en pratique les connaissances acquises durant le cycle de formation en génie civil, nous avons choisi l'étude d'une structure (R +9) à usage d'habitation, ossature mixte contreventée par voiles.*

*Nos calculs seront faits de manière à assurer la stabilité de l'ouvrage et la sécurité des usagers avec moindre coût.*

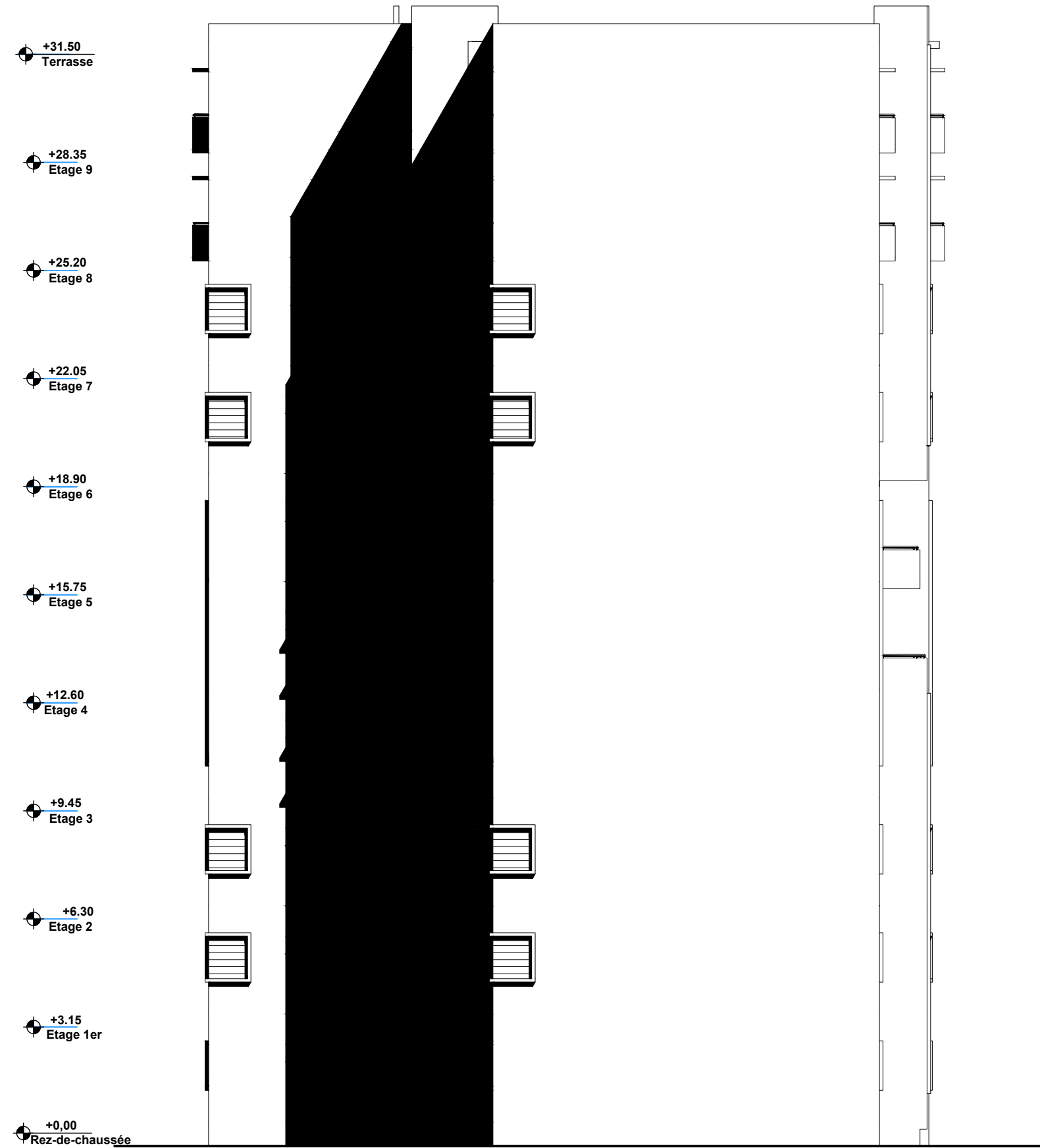
# BATIMENT BARRE R+9



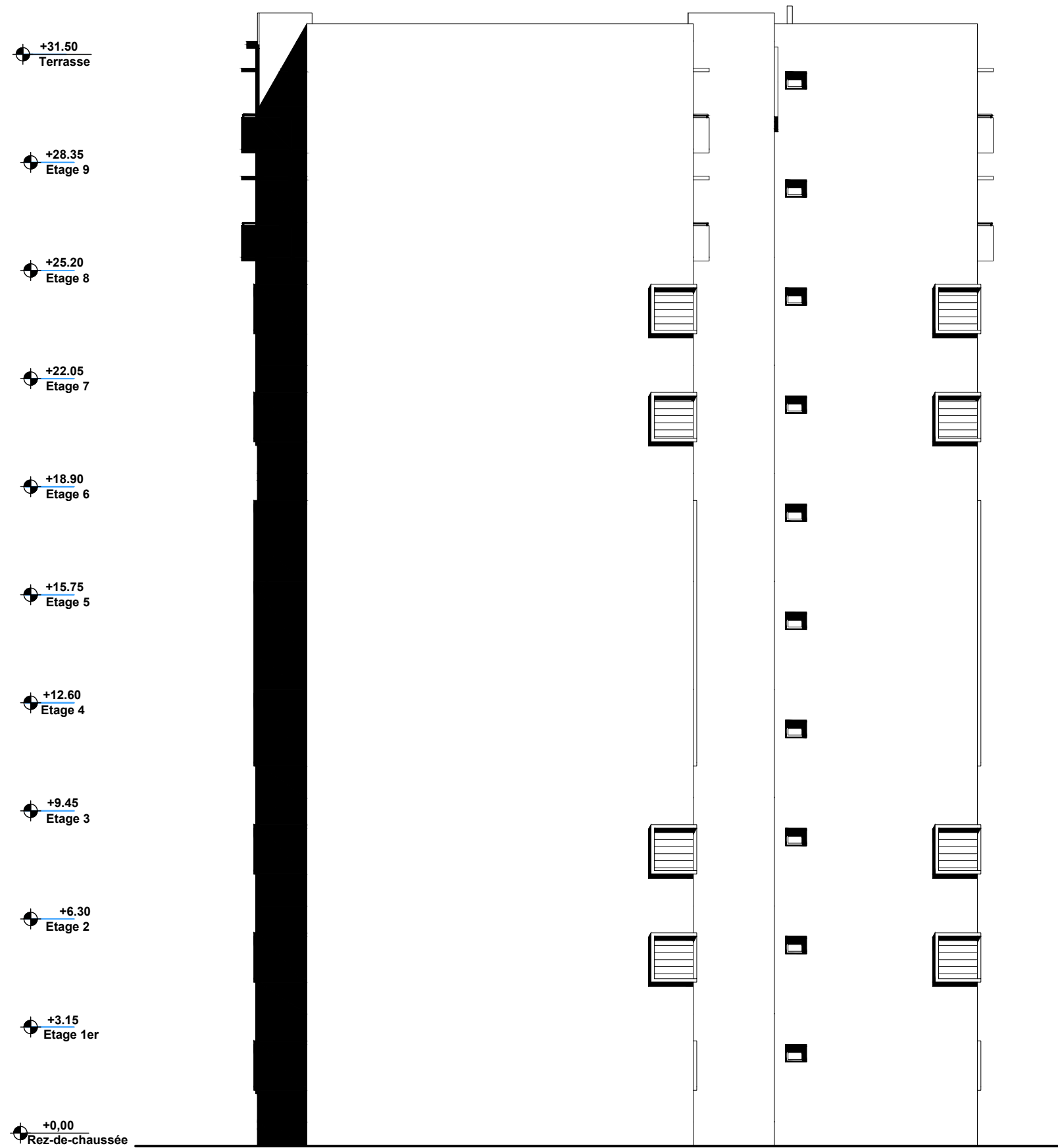
# BATIMENT BARRE R+9



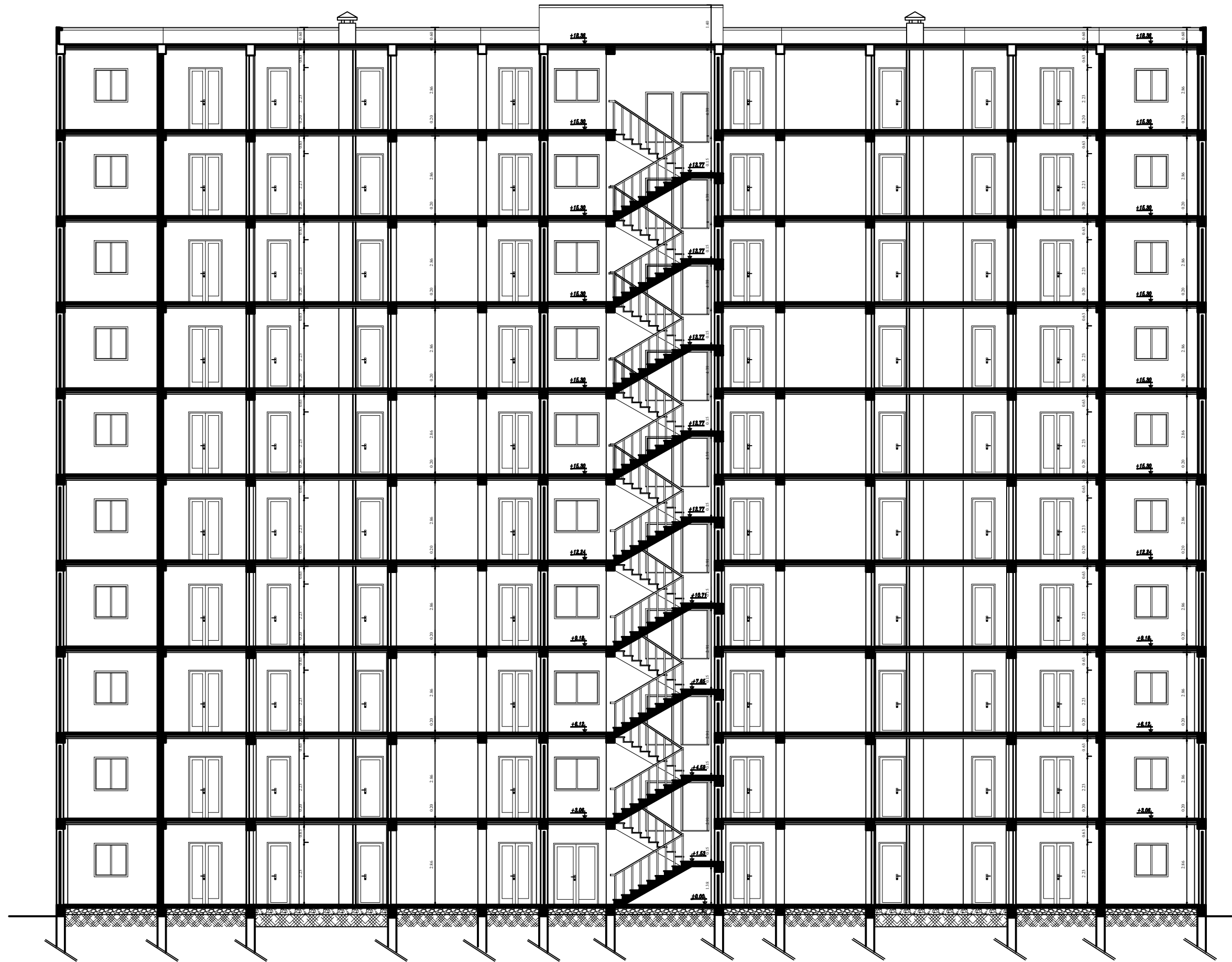
# BATIMENT BARRE R+9



# BATIMENT BARRE R+9

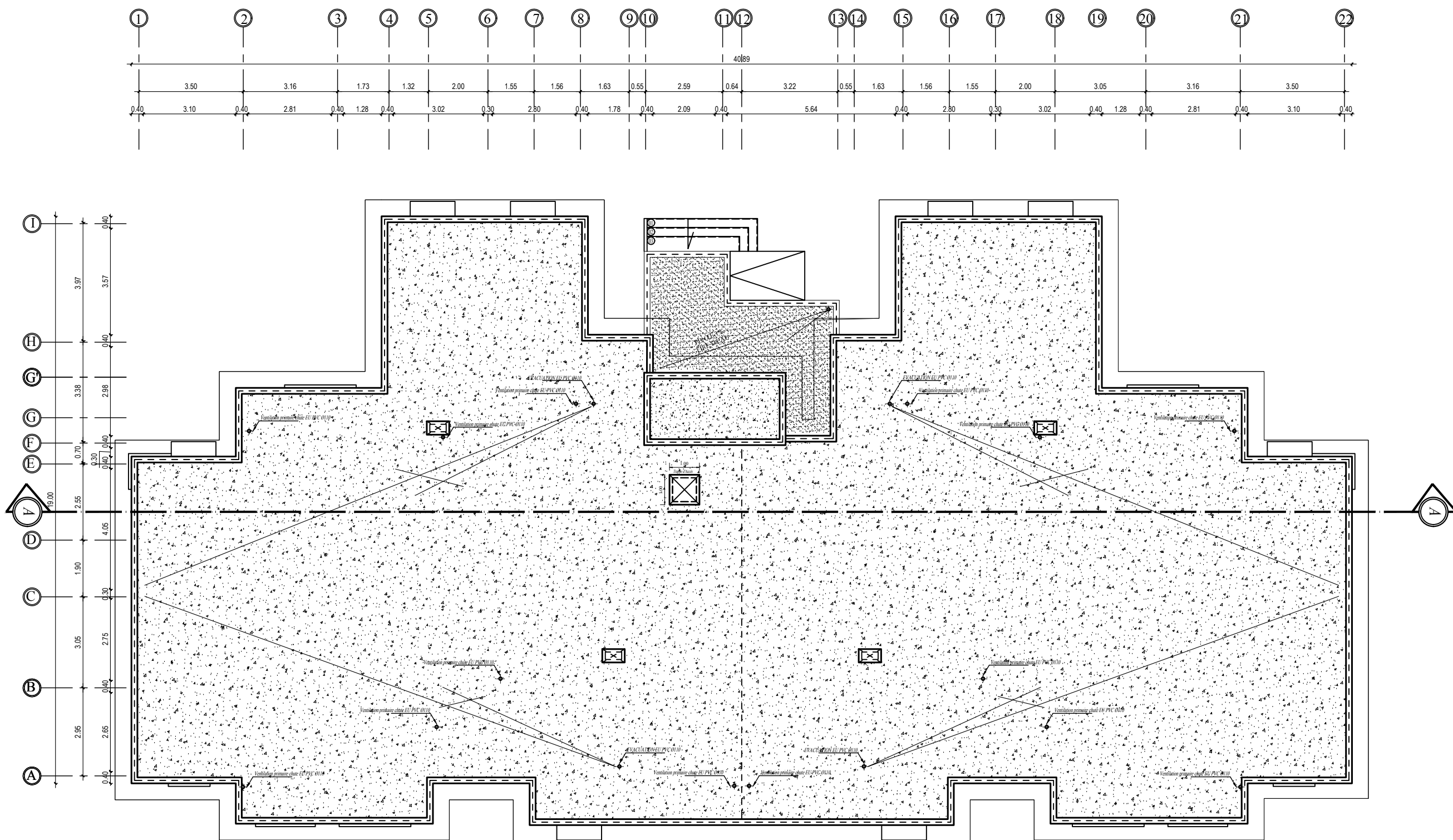


# BATIMENT BARRE R+9



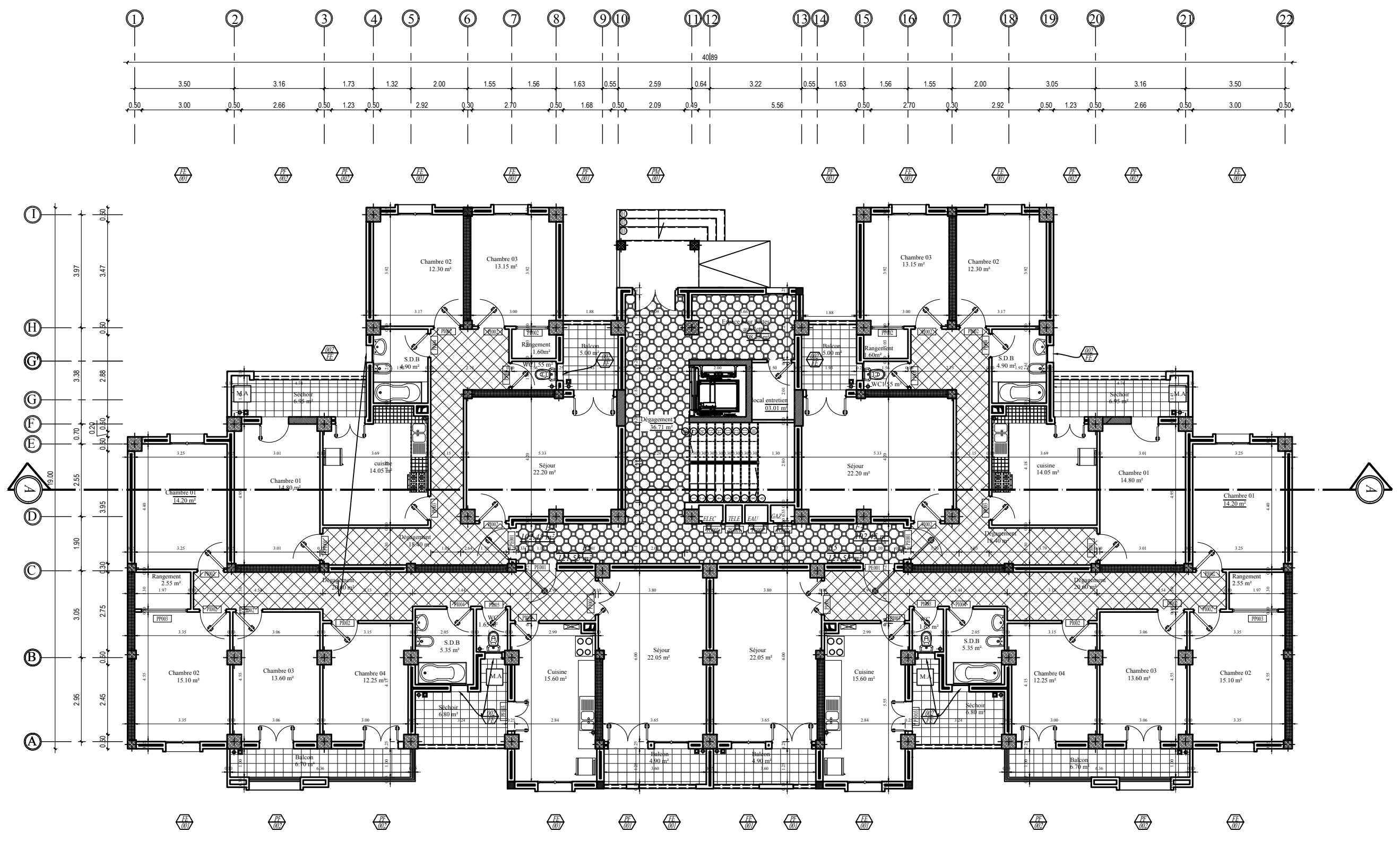
**COUPE  
D'ESCALIER**

# BATIMENT BARRE R+9



## PLAN TERRASSE

# BATIMENT BARRE R+9



## PLAN REZ DE CHAUSSEE

*CHAPITRE I :*  
*Présentation de*  
*l'ouvrage*

**Introduction :**

L'étude de Génie Civil nous permet de faire un calcul de manière à assurer la stabilité de l'ouvrage ainsi que le pré dimensionnement des éléments en tenant compte de la réglementation et des méthodes connues qui s'appuient sur la connaissance des matériaux (béton et acier).

**I.1 Description de l'ouvrage :**

Ce projet consiste à la réalisation d'un bloque R+9 avec contreventements mixte portiques et voiles en béton armé. Ce bâtiment il est implanté dans la wilaya d'Alger précisément à (Rouïba).

Cet ouvrage entre dans la classe du groupe 2 (ouvrage courant ou d'importance moyenne), et selon le rapport du sol, le site est de classe en S3 d'une contrainte admissible 2 bar.

**I.2 Caractéristiques géométrique :****a) Dimensions en élévation :**

- Hauteur totale du bâtiment.....31.50m
- Hauteur du rez-de-chaussée.....3.15m
- Hauteur de l'étage courant.....3.15m

**b) dimension en plan :**

- longueur total.....40.40m
- largeur total.....19.85m

**I.3. Eléments de l'ouvrage :****I.3.a. ossature :**

Le contreventement de la structure est assuré par des portiques (poteaux-poutre) en béton armé et des voiles (structure mixte) disposée dans les deux sens longitudinal et transversal ;

Les poteaux et les poutres doivent être disposés d'une façon à reprendre les charges et surcharges verticales et partie des surcharges horizontale et les transmettre directement les efforts aux fondations.

Les éléments verticaux (voiles) disposés dans les deux sens transversal et longitudinal, ils assurent :

Le transfert des charges verticales aux fondations porteuses et d'autre part la stabilité sous l'action des charges horizontales ainsi ils minimisent les effets de torsion.

### **I.3.b Les planchers :**

Sont des éléments horizontaux limitant les différents niveaux d'un bâtiment. Ils sont capables de supporter les charges et de les transmettre aux éléments porteurs horizontaux et verticaux, et ils assurent une isolation thermique et acoustique entre les différents étages.

Dans notre bâtiment nous avons deux types de planchers :

- Plancher en corps creux avec dalle de compression, des poutrelles préfabriquées disposées suivant le sens de la petite portée qui assurent la transmission des charges aux éléments horizontaux (poutres) et ensuite aux éléments verticaux ( poteaux).
- Plancher en dalle pleine coulé sur place en béton armé s'appuyant directement sur les poteaux et les voiles.

### **I.3.c. Les escaliers :**

Sont des éléments en béton armé qui assurent l'accès d'un à niveau un autre. Dans notre cas les escaliers seront constitués des paillasses et des paliers de repos en béton armé coulé sur place du niveau RDC jusqu'à dernier niveau.

### **I.3.d. ascenseur :**

C'est un appareil automatique élévateur installé, comportant une cabine dont les dimensions et la constitution permettant l'accès des personnes et de matériels aux différents niveaux.

### **I.3.e. Maçonnerie :**

Les maçonneries sont constituées de deux types de murs à simple et double cloisons :

- Les murs extérieurs seront réalisés en double cloisons de brique creuse de 10cm d'épaisseur séparés par une lame d'air de 5cm d'épaisseur.
- Les murs de séparation seront en simple cloison de brique de 10cm d'épaisseur.

## **I.3.f. Revêtement :**

- Mortier de ciment de 2cm d'épaisseur pour les murs de façade et extérieurs.
- Enduit en plâtre de 2cm d'épaisseur pour les cloisons intérieur et plafond.
- Carrelage pour les planchers et les escaliers.
- Céramique pour les cuisines et les salles d'eaux.

## **I.3.g. Acrotère :**

La terrasse sera entourée d'un acrotère de 0.50m de hauteur, réalise en béton armé coulée sue place, elle joue un rôle de sécurité et de garde du corps.

## **I.3.h. coffrage :**

On utilise un coffrage métallique pour les voiles, de façon à faire limite le temps d'exécution et un coffrage classique en bois pour les portiques.

## **I.3.e Les voiles :**

Un voile est un élément en béton armé, il assure la stabilité et l'équilibre de la structure vis-à-vis des charges horizontales, il reprend une partie des charges provenant de la structure pour soulager les poteaux et les poutres.

## **I.3.f Fondation :**

La fondation est l'élément de transition entre les éléments porteur d'une construction au sol, elle assure la transmission des charges et les surcharges au sol. Le choix et le type de fondation se fait après calcul des différents efforts.

## **I.4. caractéristique mécaniques des matériaux :**

Les matériaux utilisés pour la conception de l'ouvrage le béton l'acier doivent répondre aux normes de RPA99/2003 ainsi qu'aux règles techniques de la construction et de calcul des ouvrages en béton armé BAEL 91/99, CBA93.

### **I.4.a. béton :**

Le béton est un matériau composé d'un mélange de ciment, granulats et d'eau suivant une étude de composition établie par laboratoire, il est défini du point de vue mécanique par sa résistance à la compression qui varie avec la granulométrie, le dosage et l'âge du béton.

**Résistance caractéristique du béton a la compression :**

Le béton est défini du point de vue mécanique par une valeur de résistance de la compression a l'âge de 28 jours dite : valeur caractéristique requise notée  $f_{c28}$ , elle est déterminé par un essai d'écrasement des éprouvette cylindrique (16\*32) cm par compression axial après 28 jours, la résistance du béton non traite thermiquement suit approximativement les lois suivant : BAEL91, CBA93 (art : a.2.1.11).

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83j} f_{c28} \quad \text{Pour : } f_{c28} \leq 40 \text{ MPA}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1.40+0.95j} f_{c28} \quad \text{Pour : } f_{c28} \geq 40 \text{ MPA}$$

- Après avoir écrasé les éprouvettes on prendra la résistance caractéristique du béton a la compression a l'âge de 28 jours est  $f_{c28} = 25 \text{ MPA}$ .

**Résistance caractéristique a la traction : (Art.2.1.12/BAEL91,CBA93)**

La résistance du béton a la traction est faible, elle représente 10% de la résistance à la compression, notée  $f_{t28}$  et qu'on peut la obtenir à partir de la relation suivante :

$$f_{tj} = 0.6+0.06.f_{cj} \quad \text{pour : } f_{cj} < 60 \text{ MPA}$$

$$\text{A } j=28j \text{ on a: } f_{t28} = 0.6+0.06(25) = 2.1 \text{ MPA} \quad f_{t28}=2.1 \text{ MPA}$$

**Contraintes limites du béton :****a) Etat limite ultime :**

Il correspond à la valeur maximale de la capacité portante vis-à-vis de l'équilibre statique, la contrainte limite du béton à l'ELU correspond à l'état limite de compression, elle est donnée pas la formule suivante :

$$f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} \quad \text{En MPA (art.A.4.3.41/BEAL91,CBA93)}$$

Le coefficient de sécurité  $\gamma_b$  a pour valeurs :

$$\gamma_b = 1.50 \text{ en situation courante} \longrightarrow f_{bc} = 14.2 \text{ MPA}$$

$$\gamma_b = 1.15 \text{ en situation accidentelle} \longrightarrow f_{bc} = 18.48 \text{ MPA}$$

$\theta$  : Coefficient de durée d'application de a la combinaison d'action, il a pour valeurs :

$\theta = 1$   $\longrightarrow$  si la durée d'application est supérieure à 24h ( $t > 24$  h)

$\theta = 0.9$   $\longrightarrow$  si la durée d'application est entre 1h et 24h ( $1 < t < 24$ h)

$\theta = 0.85$   $\longrightarrow$  si la durée d'application est inférieure à 1h ( $t < 1$ h)

**b) Etat limite de service :**

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

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

$$\sigma_{bc} = 0.60 f_{c28} \text{ en MPA} \quad (\text{art 4.5.2 BAEL91/CBA93})$$

D'ou:  $\sigma_{bc} = 15$  MPA

**Diagrammes des contraintes déformations:**

**1) AL'ELU :**

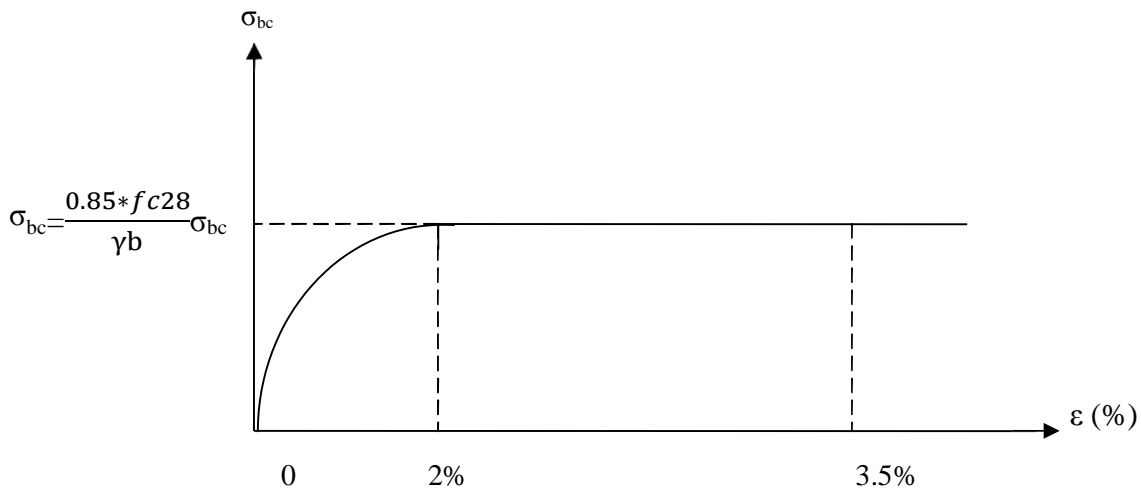


Figure I-1: diagramme de calcul des contraintes-déformation du béton.

$\sigma_{bc}$  : déformation relative de service du béton en compression.

**2) AL'ELS :**

Le béton est considéré comme élastique et linéaire la relation, les conditions normales d'exploitation et de durabilité des structures ne sont plus satisfaites.

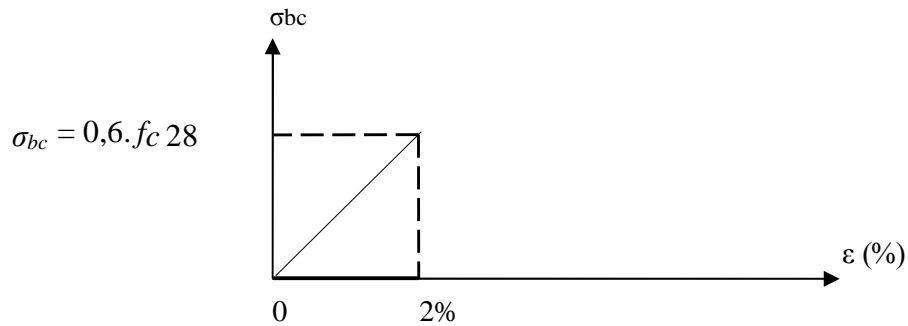


Figure I-2 : diagramme des contraintes-déformation du béton.

$\tan \alpha = E_b = \text{constant}$  (module d'élasticité).

**Contrainte limite ultime de cisaillement : (Art. A.5.1.BAEL91, CBA 93)**

La contrainte de cisaillement est donnée par l'expression suivante :  $\tau_u = \frac{V_u}{b_o \cdot d}$

$V_u$  : effort tranchant ultime agissant sur la section de cisailée.

$b_o$  : largeur de l'âme.

$d$  : hauteur utile (d-c).

Cette contrainte ne doit pas dépasser les valeurs de suivantes :

**. Cas de fissuration préjudiciable (peu nuisible) :**

$$\tau_u \leq \min \left\{ \frac{0.2f_{cj}}{\gamma_b} ; 5\text{MPa} \right\}$$

**.cas de fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :**

$$\tau_u \leq \min \left\{ \frac{0.15f_{cj}}{\gamma_b} ; 4\text{MPa} \right\}$$

**Module d'élasticité :**

Le module d'élasticité est le rapport de la contrainte normale sur la déformation engendrée.

Selon la durée de l'application de la contrainte, on distingue deux sortes de module :

**1) Module de déformation longitudinale :**

Ce module est connu sous le nom de module de Young ou bien module de déformation longitudinale, il est défini sous l'action des contraintes normales d'une longue durée ou courte durée d'application.

**a. Module d'élasticité instantané « $E_{ij}$ »: (Art. A.2.1.21 /BAEL91, CBA93)**

La durée d'application de la contrainte normale est inférieure à 24h à l'âge de jours.

$$E_{ij} = 1100 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ en MPa}$$

$$\text{D'où : pour } f_{c28} = 25 \text{ MPa} \quad E_{i28} = \mathbf{32164,195 \text{ MPa}}$$

**b. Module d'élasticité différé « $E_{vi}$ » (Art. A.2.1.22/BEAL91,CBA 93)**

Il permet de calculer la déformation finale du béton, qui est défini par :

$$E_{vi} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}}$$

$$\text{Avec : } f_{c28} = 25 \text{ MPa} \quad E_{vj} = \mathbf{10818.86 \text{ MPa}}$$

**2) Module de déformation transversale :**

Le module de déformation transversale noté « $G$ » est donné par la formule suivante:

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \text{ MPa}$$

Avec  $E$  : le module de Young

$\nu$  : coefficient de poisson

** Coefficient de poisson : (Art A.2. 1. 3.BAEL91, CBA 93)**

C'est le rapport des déformations transversales et longitudinales, il sera égale a :

$$\vartheta = 0 \text{ A l'état limite ultime.}$$

$$\vartheta = 0.2 \text{ A l'état limite de service.}$$

**I.4.B. Aciers :**

L'acier est un alliage fer carbone à faible pourcentage, son rôle c'est de reprendre les efforts de traction, de cisaillement et de torsion qui ne peuvent pas être repris par le béton seul.

On distingue deux types d'aciers :

- Aciers doux ou mi-durs 0.15 à 0.25 % de carbone.
- Aciers durs pour 0.25 à 0.40 % de carbone.

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris à :  $E = 200\,000 \text{ MPa}$ .

Dans notre étude, les types d'aciers utilisés sont :

Tableau I.B.1 : Caractéristiques des aciers utilisés.

Type d'acier	Nomination	Symbol	Limite d'élasticité Fe en MPa	Résistance à la Rupture	Allongement relatif à la Rupture [%]	Coefficient de fissuration	Coefficient de scellement $\psi$
aciers en barre	Haute adhérence FeE400	H A	400	480	14%	1,6	1,5
Aciers en treillis	Treillis soudé (T S) TL 520( $\square < 6$ )	T S	520	550	8%	1,3	1

**Limite d'élasticité longitudinale :**

Le module d'élasticité longitudinale ( $E_s$ ), a une valeur constante quelle que soit la nuance de l'acier.  $E=200\ 000$  MPa (Art A.2.2.1/ BAEL91, CBA 93).

**La limite élastique garantie  $F_e$  :**

C'est la contrainte pour laquelle le retour élastique donne une déformation résiduelle de 2%.

**Diagramme contrainte déformation :**

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

Le diagramme contrainte déformation illustrée par la figure ci-dessous.

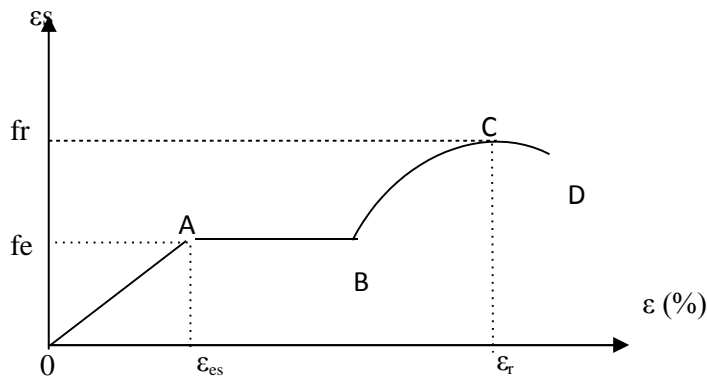


Figure I.B.1 : Diagramme réel des contraintes déformations de l'acier

Les paramètres représentés sur la figure sont définis comme suit :

- $f_r$  : Résistance à la rupture de l'acier.
- $f_e$  : Limite d'élasticité.
- $\epsilon_{es}$  : Allongement relatif correspondant à la limite élastique de l'acier.
- $\epsilon_r$  : Allongement à la rupture.

On distingue du diagramme précédent 04 parties :

- Zone 0A : Domaine élastique linéaire
- Zone AB : Domaine plastique
- Zone BC : Domaine de raffermissement
- Zone CD : domaine de striction

**✚ Diagramme contrainte déformation de calcul à (ELU) :**

Dans le calcul relatif aux états limites on utilisera le diagramme simplifié suivant :

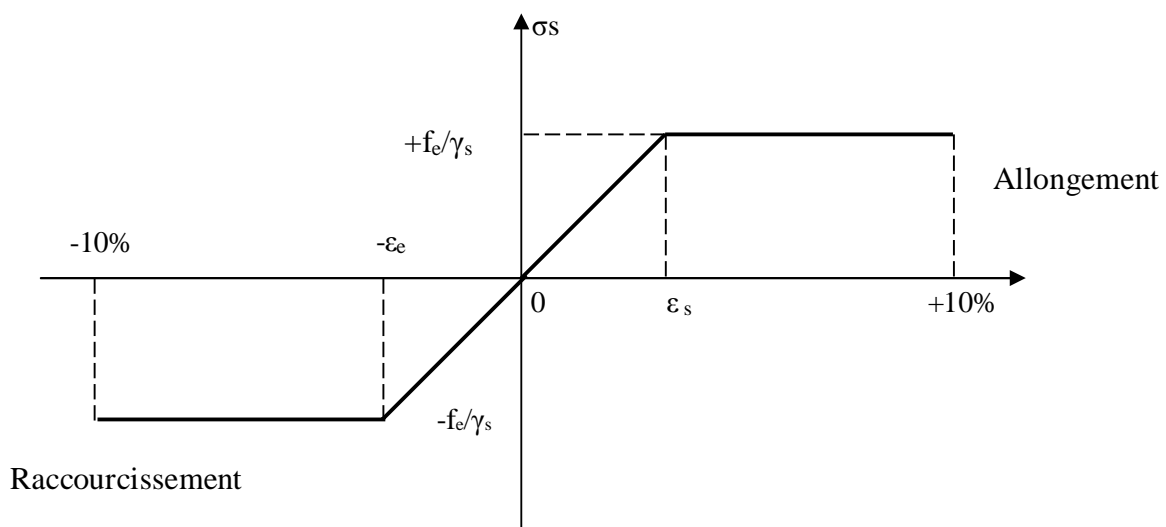


Figure I.B.2 : diagramme contrainte-déformation de calcul à L'ELU

**✚ Contraintes limites de l'acier :**

**a) Contrainte à l'ELU (Art.4.3.2/BAEL.91)**

$$\sigma_{st} = f_e / \gamma_s$$

Avec :

$\sigma_{st}$ : contrainte d'élasticité de l'acier

$\gamma_s$ : coefficient de sécurité

$\gamma_s = 1,15$  situation durable

$\gamma_s = 1$  situation accidentelle.

**Exemple :**

	$\gamma_s = 1.15$	$\gamma_s = 1$
$F_e = 400 \text{ Mpa}$	$\sigma_{st} = 348 \text{ Mpa}$	$\sigma_{st} = 400 \text{ MPa}$
$F_e = 520 \text{ Mpa}$	$\sigma_{st} = 450 \text{ Mpa}$	$\sigma_{st} = 520 \text{ Mpa}$

**b) La contrainte maximale de l'armature tendue à l'ELS :**

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 fissurations.

**1. Fissuration peu nuisible :** (BAEL91, CBA 93/Art. A. 4.5.32)

Cas des éléments situés dans les locaux couverts, dans ce cas il n'y a pas de vérification à effectuer.

**2. Fissuration préjudiciable :** (BAEL91, CBA 93/Art. A. 4.5.33)

C'est le cas des éléments exposés aux intempéries.

$$(\text{BAEL91, CBA 93 / Art 4.5.34}) < \sigma_{st} = \min (2/3 f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}}) \text{ en MPa.}$$

$F_e$  : désigne la limite d'élasticité des aciers utilisés.

$F_{t28}$  : résistance caractéristique à la traction.

$\eta$  : coefficient de fissuration tel que :

- $\eta = 1$   $\longrightarrow$  pour les aciers ronds lisses et treilles soudés.
- $\eta = 1.3$   $\longrightarrow$  pour les aciers de haute adhérence de diamètre  $\Theta < 6\text{mm}$
- $\eta = 1.6$   $\longrightarrow$  pour les aciers de haute adhérence de diamètre  $\Theta > 6\text{mm}$

La valeur de  $\bar{\sigma}_{st}$  obtenue pour  $f_{t28} = 2.1\text{MPa}$  et  $\eta = 1.6$  est  $\bar{\sigma}_{st} = 201.63\text{MPa}$

### **3. Fissuration très préjudiciable :** (BAEL91, CBA 93 / Art 4.5.34)

C'est le cas des milieux agressifs.

$$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} = \min(0.5 f_e, 90 \sqrt{\eta f_{t28}}) \text{ en MPa}$$

La valeur de  $\bar{\sigma}_{st}$  obtenu pour  $f_{t28} = 2.1\text{MPa}$  et  $\eta = 1.6$ ,  $\bar{\sigma}_{st} = 165\text{MPa}$

- **Protection des armatures :** (Art .A.7.2. 4 /BAEL91, CBA 93)

Pour un bétonnage de bonnes qualités et en évitent la corrosion des armatures, il est nécessaire de respecte certain paramètre d'enrobage (c) des armatures soit conforme aux prescriptions suivante :

- **C > 5 cm** : pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins ainsi que pour les éléments exposés aux atmosphères très agressives.
- **C > 3 cm** : pout les éléments situes aux contacte d'un liquide (réservoir, tuyaux, canalisations).
- **C > 1 cm** : pour les parois situes dans des locaux non exposes aux condensations.

*CHAPITRE II :*  
*Pré-dimensionnement*  
*de l'ouvrage*

**Introduction :**

Après avoir défini les caractéristiques géométriques de notre structure et les caractéristiques des matériaux utilisés, nous procédons au pré-dimensionnement des éléments porteurs du bâtiment : les planchers, les poutres, les poteaux et les voiles, en utilisant les règlements (RPA99/V2003) et BAEL99, CBA.

**II.I. Pré- dimensionnement des éléments :****II. I.A. Les planchers :**

Les planchers sont des éléments plans horizontaux de la structure des différents niveaux de bâtiment, ils assurent les deux fonctions suivantes :

- **Une fonction de résistance mécanique ;**

Qui consiste en la capacité du plancher de supporter son poids propre ainsi que les surcharges d'exploitation, et les transmettant aux éléments porteurs de la structure.

- **Une fonction d'isolation acoustique et thermique et d'étanchéité ;**

Qui peut être assuré par une étanchéité multicouches contre les eaux pluviales, un faux plafond complémentaire contre la température des périodes chaudes et des hourdis associés dans le cas de notre bâtiment, on distingue deux types de planches :

- ❖ **Plancher à corps creux :**

Il est constitué de corps creux posé sur des poutrelles préfabriqués servant de coffrage perdu d'une part, et d'isolation thermique d'autre part, le tout complété par une dalle de compression de 4 à 6 cm d'épaisseur réalisée en béton coulé sur place, armé par un treillis soudé de nuance (FE520) dans les mailles ne dépassant pas :

-20 cm pour les armatures perpendiculaire aux poutrelles.

-30 cm pour les armatures parallèle aux poutrelles.

Le pré-dimensionnement du plancher à corps creux se fait par la formule suivante :

$$ht \geq \frac{L}{22.5}$$

Avec :

ht : épaisseur de la dalle

L : portée libre maximale entre nus des appuis dans le sens des poutrelles.

**Remarque :**

En premiers temps, nous prendrons une section minimale de (30x30) cm<sup>2</sup> exigée par le RPA qui correspond à celle d'un poteau en zone III.

Dans notre cas : L= 504-30= 474cm

$$ht \geq \frac{474}{22.5} = \text{cm}$$

On prend ht= 21.06 cm

On optera pour un plancher d'une épaisseur de ht= (20+4) cm

20 cm : épaisseur du corps creux

4 cm : épaisseur de dalle compression

Il sera valable pour tous les planchers de la structure.

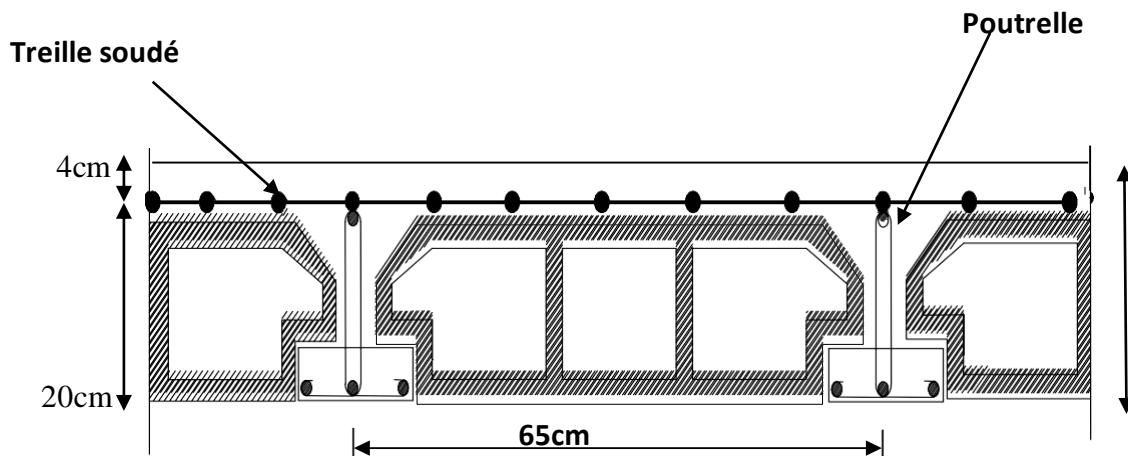


Figure. II.1 : coupe transversale d'un plancher en corps creux.

❖ **Dalle pleine :**

Le pré-dimensionnement d'une dalle pleine dépend des conditions essentielles de résistance et d'utilisations suivantes et des conditions d'appui.

1) **Condition de résistance à la flexion :**

L'épaisseur de la dalle des balcons est donnée par la formule :  $e \geq L_0/10$

$L_0$  : portée libre.

$e$  : épaisseur de la dalle

Dans notre cas :  $L_0=1\text{ m}$        $e_1 \geq 1\text{ m}/10=0.10\text{ m}$

Donc on obtiendra pour une épaisseur  $e=10\text{ cm}$

### 2) **Résistance au feu :**

Pour deux heures de coupe-feu, l'épaisseur minimale de la dalle pleine doit être à 11 cm  
 $e_2=11\text{ cm}$

### 3) **Isolation acoustique :**

D'après la loi de la masse, l'isolation acoustique ( $L$ ) est proportionnelle au logarithme de la masse ( $M$ ).

Pour assurer un minimum d'isolation acoustique, il exige d'avoir une masse surfacique minimal de  $350\text{ Kg/m}^2$ . D'où l'épaisseur de la dalle est :

$$e = \frac{M}{\gamma} = \frac{350}{2500} = 0.14 \quad e_3=14\text{ cm}$$

Tel que : poids volumique du béton armé qui égale à  $2500\text{ daN/m}^3$

On optera pour une épaisseur  $e : 15\text{ cm}$

### **II.1.B 1 Les poutres :**

La poutre est destinée à supporter les charges d'une partie de la construction et de les transmettre aux poteaux, son dimensionnement est donnée par référence au BAEL99 CBA93 comme suit :

#### **Hauteur de la poutre :**

$$L/15 \leq h_t \leq L/10$$

#### **Largueur de la base :**

$$0.4 h_t \leq b \leq 0.7 h_t$$

$h_t$  : hauteur totale de la poutre.

$b$  : largeur de la poutre.

L : longueur de la plus grande portée entre nue d'appuis de la travée considérée, l'article (7.5.1) du RPA exige les conditions suivantes en zone III :

$$\begin{cases} h \geq 30 \text{ cm} \\ b \geq 25 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{cases}$$

Dans les constructions en béton armé on distingue deux types de poutre :

-poutre principales (ou porteuse).

-poutre secondaires.

#### **A- Poutre principale :**

##### **Hauteur :**

On a  $L_{\max} = 505-30 \text{ cm}$

D'où  $475/15 \leq h_t \leq 475/10 \Rightarrow 31.66 \leq h_t \leq 47.5 \text{ cm}$

On prend :  $h_t = 45 \text{ cm}$

##### **Largeur :**

$0.4h_t \leq b \leq 0.7h_t \Rightarrow 18 \leq b \leq 31.5 \text{ cm}$

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

#### **b- Poutres secondaires :**

##### **Hauteur :**

On a  $L_{\max} = 504-30 \text{ cm}$

D'où :  $474/15 \leq h_t \leq 474/10 \Rightarrow 31.6 \leq h_t \leq 47.4 \text{ cm}$

On prend  $h_t = 40 \text{ cm}$

##### **Largeur:**

$0.4h_t \leq b \leq 0.7h_t \Rightarrow 16 \leq b \leq 30 \text{ cm}$

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

##### **Vérification:**

Tableau II.1 : vérification des conditions exigées par le RPA.

Conditions	Poutres principales	Poutres secondaires	Vérification
$h \geq 30 \text{ cm}$	45 cm	40 cm	Vérifiée
$b \geq 20 \text{ cm}$	30 cm	30 cm	Vérifiée
$h/b \leq 4$	1.5	1.33	Vérifiée

Les conditions sont vérifiées, alors les sections (b\*h) adoptées pour les poutres seront comme suit :

Poutres principales (30x45) cm

Poutres secondaires (30x40) cm

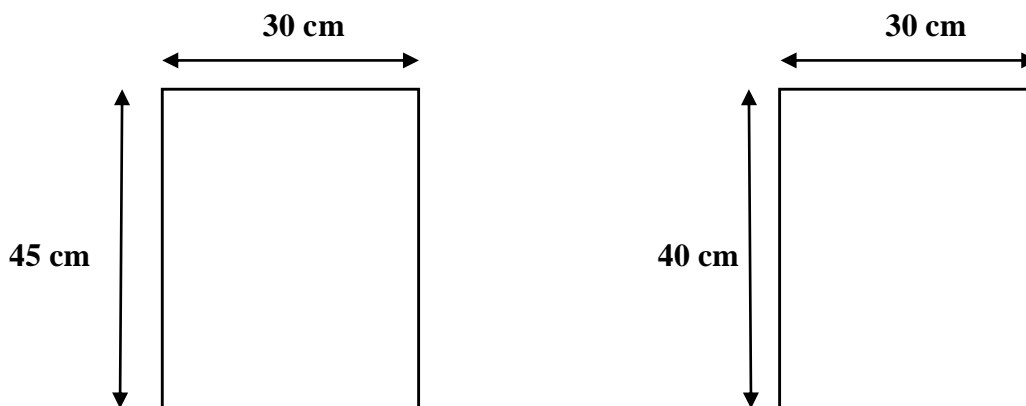


Figure II.2 : dimension des poutres

II.2. Les poteaux :

- Etape de pré-dimensionnement (calcul)

D'après le dimensionnement du nœud vis-à-vis des moments fléchissants résultant :  
Comme on ne connaît pas le moment on peut approcher par l'inertie :

$M_{spot} + M_{npot} > 1.25 (M_{epout} + M_{wpout})$  .pour éviter l'apparition de rotule plastique dans le poteau.

On a :  $\sigma = M/V/I \longrightarrow M = \sigma I/V$

$$\sigma \cdot I_{spot}/V + \sigma I_{npot}/V > 1.25(\sigma I_{epout}/V + \sigma I_{wpout}/V)$$

$$I_{spot} + I_{npot} > 1.25(I_{epout} + I_{wpout})$$

$$2I_{pot} > 1.25(2I_{pout})$$

$$I_{pot} > 1.25(I_{pout})$$

- La section de la poutre principale est (30x45) cm<sup>2</sup>.

$$I_{pout} = \frac{bxh^3}{12} = 0.3 \times 0.45^3 / 12 = 2.28 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$= 2.28 \times 10^5 \text{ cm} \times 1.25$$

$$= 2.85 \times 10^5 \text{ cm}^4$$

Il faut qu'on trouve :  **$I_{pot} \geq 2.85 \times 10^5 \text{ cm}^4$**

On commence par la condition minimale de RPA.

**(25x25) cm<sup>2</sup>**

$$I_{pot} = 25^4 / 12 = 3.25 \times 10^4 \text{ cm}^4 \longrightarrow \text{Condition non vérifiée.}$$

**(30x30) cm<sup>2</sup>**

$$I_{pot} = 30^4 / 12 = 6.75 \times 10^4 \text{ cm}^4 \longrightarrow \text{Condition non vérifiée.}$$

**(40x40) cm<sup>2</sup>**

$$I_{pot} = 40^4 / 12 = 2.13 \times 10^5 \text{ cm}^4 \longrightarrow \text{Condition non vérifiée.}$$

**(50x50) cm<sup>2</sup>**

$$I_{pot} = 50^4 / 12 = 5.2 \times 10^5 \text{ cm}^4 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Donc la section du poteau pour tous les niveaux est de **(50x50)**.

 **Vérification relative au coffrage :** (RPA 99 version 2003 Art 7.4.1)

**Poteaux :**

Les poteaux doivent être coulés sur toute leur hauteur ( $h_e$ )

Les dimensions de la section transversales des poteaux en zone III doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$\text{Min } (b_1, h_1) \geq 30 \text{ cm}$$

$$\text{Min } (b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20}$$

Avec  $h_e$  : la hauteur du poteau.

**poteau (50x50) :**

$$\text{Min } (50, 50) = 50 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$$

$$\text{Min } (50, 50) = 50 \text{ cm} \geq \frac{315}{20} = 15.75 \text{ cm}$$

$$= 50 \text{ cm} \geq 15.75 \text{ cm}$$

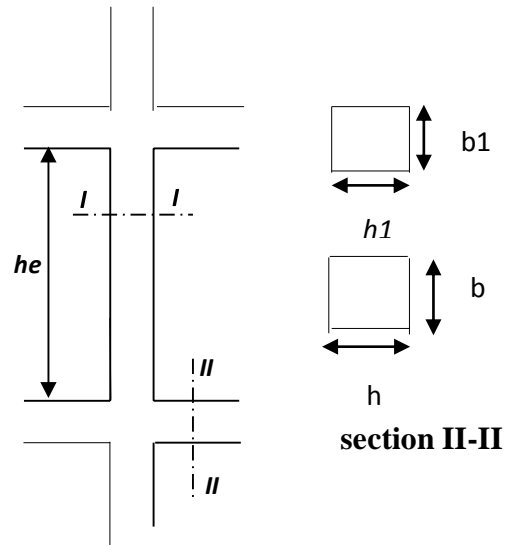


Figure II.3. Coffrage des poteaux.

$$\frac{1}{4} \leq \frac{30}{30} = 1 \leq 4$$

➡ Condition vérifiée.

**Conclusion :**

Toutes les conditions relatives à l'Art 7.4.1 du RPA 99 version 2003 sont vérifiées.

**✚ vérification au flambement :**

Le flambement est un phénomène d'instabilité de forme qui peut survenir dans les éléments comprimés des structures, Le calcul des poteaux au flambement, consiste à vérifier la condition suivante :

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \leq 50$$

$\lambda$  : Elancement du poteau

$l_f$  : Longueur du flambement ( $l_f = 0.7l_0$ )

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

I: Moment d'inertie du Poteau :  $I = bh^3/12$

B : Section transversal du poteau (Bxb).

$l_0$  : Longueur d'un poteau entre faces supérieures de deux planchers consécutifs.

$$\lambda = \frac{0.7l_0}{\sqrt{\frac{I}{B}}} = \frac{0.7l_0}{\sqrt{\frac{bh^3/12}{bh}}} = \frac{\sqrt{12} \cdot 0.7 \cdot l_0}{h}$$

**1) Poteaux du Rez-de chaussée jusqu'à 3eme étages : (50x50)**

$$l_f = 0.7 l_0 = 0.7 \times 3.15 = 2.205 \text{ m}$$

$$I = bh^3/12 = 0.50^4/12 = 5.20 \times 10^{-3}$$

$$B = 0.50 \times 0.50 = 0.25 \text{ m}^2$$

$$i = (5.20 \times 10^{-3} / 0.25)^{1/2} = 0.144 \text{ m}$$

Donc:  $\lambda = \frac{\sqrt{12} \cdot 0.7 \cdot l_0}{h} = \frac{\sqrt{12} \times 0.7 \times 3.15}{0.5} = 15.28 \leq 50 \dots\dots\dots$  vérifiée.

**2) Poteaux du 4eme jusqu'à 6eme étages: (45x45)**

$$l_f = 0.7 l_0 = 0.7 \times 3.15 = 2.205 \text{ m}$$

$$I = bh^3/12 = 0.45^4/12 = 3.41 \times 10^{-3}$$

$$B = 0.45 \times 0.45 = 0.2025 \text{ m}^2$$

$$i = (3.41 \times 10^{-3} / 0.2025)^{1/2} = 0.129 \text{ m}$$

Donc:  $\lambda = \frac{\sqrt{12} \cdot 0.7 \cdot l_0}{h} = \frac{\sqrt{12} \times 0.7 \times 3.15}{0.45} = 16.97 \leq 50 \dots\dots\dots$  vérifiée.

**3) Poteaux du 7eme jusqu'à 10eme étages : (40x40)**

$$l_f = 0.7 l_0 = 0.7 \times 3.15 = 2.205 \text{ m}$$

$$I = bh^3/12 = 0.40^4/12 = 2.13 \times 10^{-3}$$

$$B = 0.40 \times 0.40 = 0.16 \text{ m}^2$$

$$i = (2.13 \times 10^{-3} / 0.16)^{1/2} = 0.115 \text{ m}$$

Donc:  $\lambda = \frac{\sqrt{12.0,7.l_0}}{h} = \frac{\sqrt{12 \times 0,7 \times 3.15}}{0.40} = 19.09 \leq 50 \dots\dots\dots$  Vérifiée.

**Conclusion :**

Pas de risque de flambement.

**-Pré-dimensionnement des voiles :** (Art 7.7.1/ RPA 99 version 2003)

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulé sur place ; ils ont destinés d'une part à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet de chargement horizontal, d'une autre part à reprendre une partie des charges verticales.

D'après le RPA99 version 2003 leurs pré-dimensionnements est fait comme suite :

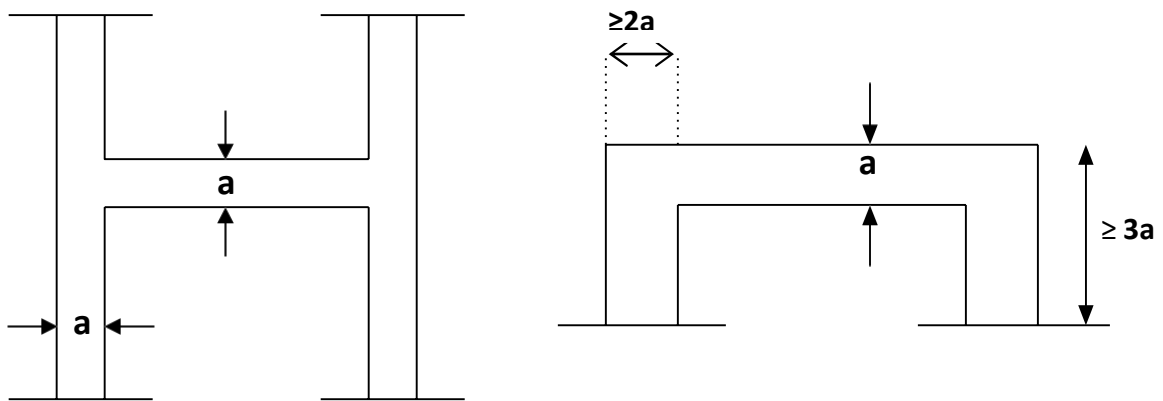
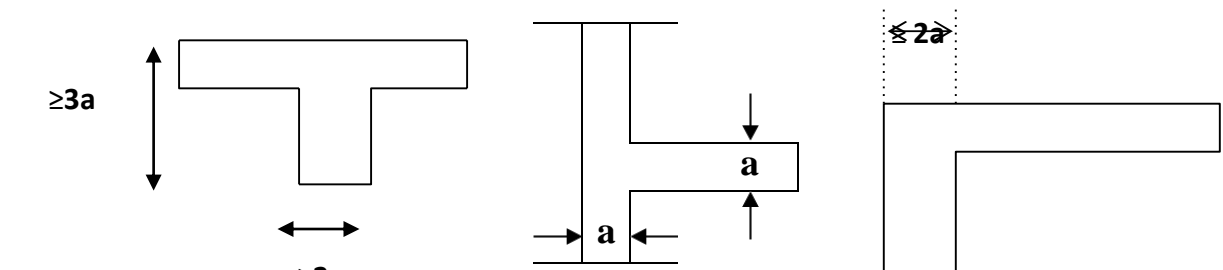


Figure II.4 : coupe de voile en plan.

$$a \geq \frac{he}{25}$$



$$a \geq \frac{he}{20}$$

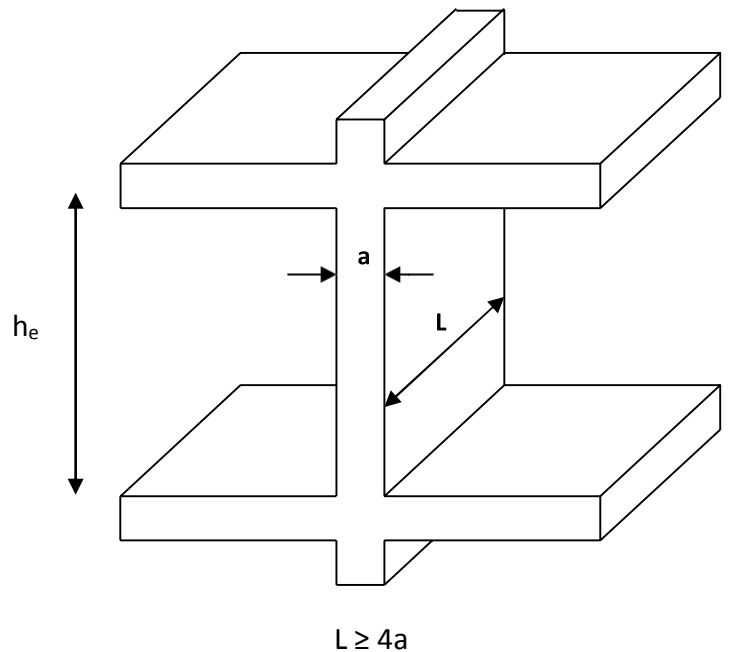
Figure II.5 : coupe de voile en plan.

$$a \geq \frac{he}{22}$$

L : Longueur du voile

a : épaisseur du voile

h<sub>e</sub> : hauteur de l'étage



$$a \geq \frac{h_e}{20}$$

**Pour le RDC et les étage courant :**

On a : h<sub>e</sub> = h - e<sub>p</sub>

$$h_e = 315 - 20 = 295 \text{ cm}$$

$$a \geq \frac{h_e}{20} \quad a \geq \frac{295}{20} = 14.75 \text{ cm}$$

$$a = 20 \text{ cm}$$

- a<sub>min</sub> ≥ 15 cm ; 20cm ≥ 15cm..... vérifié.

**Conclusion :**

Conformément à la réglementation en vigueur, les différentes règles, lois de document technique nous ont permis de pré-dimensionner les éléments de notre structure comme suit :

- ❖ Hauteur du plancher corps creux 24cm
- ❖ Epaisseur de la dalle pleine e= 15cm
- ❖ Epaisseur du voile  
RDC et l'étage courant a=20cm
- ❖ Section des poutres  
Poutre principale (30x45) cm  
Poutre secondaire (30x40) cm

- ❖ Section du poteau (50x50) cm
- ❖ Section du poteau (45x45) cm
- ❖ Section du poteau (40x40)
- ❖ Section du poteau (30x30) cm pour les voiles

*CHAPITRE III :*  
*Modélisation de*  
*La structure*

**Introduction :**

L'étude dynamique d'une structure vis-à-vis aux différentes sollicitations qui la mobilisent, en particulier l'effort sismique, demande des méthodes très rigoureuses ; pour cela, l'utilisation des méthodes numérique telle que la MEF est devenu indispensable.

En s'appuyant sur l'outil informatique, qui nous offre des résultats plus exacts et un travail facile.

**III.1.Description du logiciel ETABS :**

ETABS est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique simple et unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique avec des compléments de conception et de vérification de structures.

ETABS permet également le transfert de données avec d'autres logiciels tel que (AUTOCAD).

**III.2.choix des méthodes de calcul :**

- **Méthodes utilisables :**

Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- ✓ La méthode statique équivalente.
- ✓ La méthode d'analyse mode spectrale.
- ✓ La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

Pour le choix de la méthode à utiliser, on doit vérifier certains nombres de conditions suivant les règles en vigueur en Algérie (RPA99/2003).

Dans notre cas les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas toutes remplies, donc on utilise la méthode dynamique modale spectrale en utilisant le spectre de réponse défini par le RPA99 version 2003, pour certaines vérifications nécessaires il est indispensable de passer par la méthode statique équivalente.

**III.3 présentation de la méthode modale spectrale :**

C'est l'analyse dynamique d'une structure sous l'effet d'un séisme représenté par un spectre de réponse.

- **Principe :**

Par cette méthode, il est recherché par chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de calcul.

- **Hypothèses de calcul.**

- ✓ Les masses sont supposées concentrées au niveau du plancher.
- ✓ Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.
- ✓ Les planchers et les fondations doivent être rigides dans leur plan (vis-à-vis des déplacements horizontaux).

- **Caractéristique de la structure relativement à l'étude dynamique :**

- ✓ La structure est classée en groupe d'usage 2 (**RPA 99/2003 Art 3.2**).
- ✓ La structure est de la catégorie S3 (Meuble).
- ✓ La structure se trouve dans une zone de moyenne sismicité Zone III.
- ✓ La structure à étudiée fait **31.50 m** (RDC+9) de hauteur.

**III.4 Les charges permanentes et les surcharges :**

1. **plancher terrasse accessible**

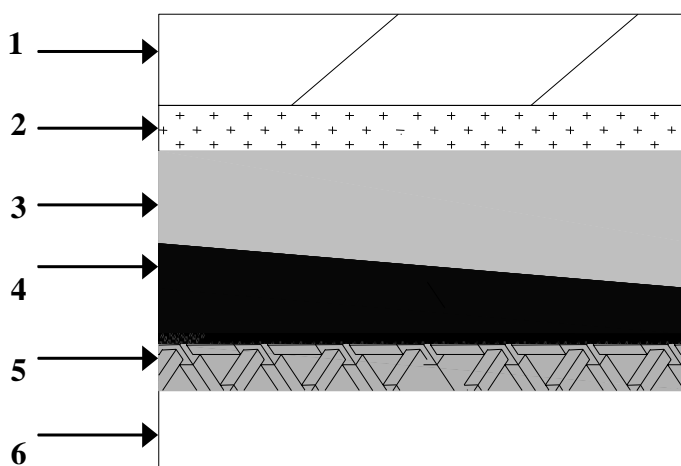


Figure III.4.a.1 : coupe transversal du plancher terrasse inaccessible

La légende se rapportant à la figure ci-dessus est donnée par le tableau suivant :

Tableau III.1 : valeur de la charge permanente  $G_t$  du plancher terrasse.

N°	Eléments	Poids volumique $\gamma$ (KN/m <sup>3</sup> )	Epaisseur e (m)	Charge $G_i$ (KN/m <sup>2</sup> )
01	Couche de gravier	17	0.05	0.85
02	Etanchéité multicouches	6	0.02	0.12
03	Béton en forme de pente	22	0.05	1.1
04	Hourdi et table de compression (20+4)	13	0.24	3.12
05	Isolation thermique	4	0.04	0.16
06	Enduit et sous plafond	12	0.02	0.24
				$G_i=5.59$

**Etage courant, RDC :**

1<sup>er</sup> cas : plancher en corps creux

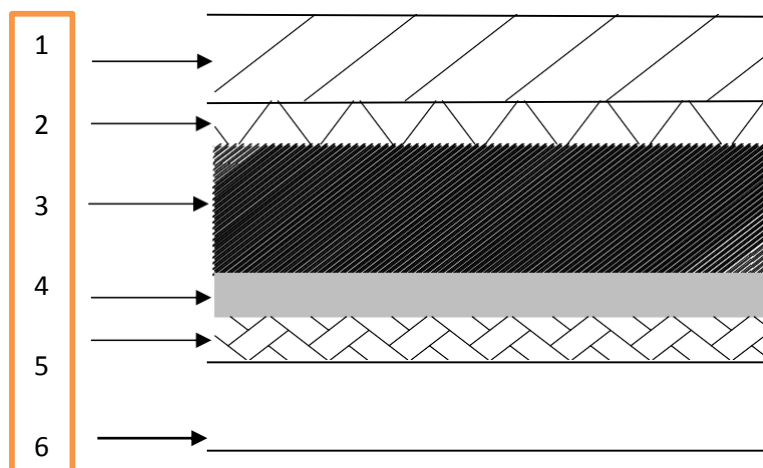


Figure III.4.a.2 : Coupe transversal du plancher en corps creux.

La figure ci-dessus est donnée par le tableau suivant :

Tableau III.2 : Valeur de charge permanente  $G_t$

Valeur i	Eléments	Poids volumique $\gamma$ (KN/m <sup>3</sup> )	Epaisseur	Charge $G_t$ (KN/m <sup>2</sup> )
01	Carrelage scellé	22	0.02	0.44
02	Mortier de pose	20	0.02	0.40
03	Couche de sable	18	0.02	0.36
04	Dalle en corps creux	14	0.2	2.80
05	Enduit en plâtre	10	0.02	0.20
06	Maçonnerie en brique creuse	/	/	1.00
				$G_t=5.20$

2<sup>eme</sup> cas : plancher en dalle pleine

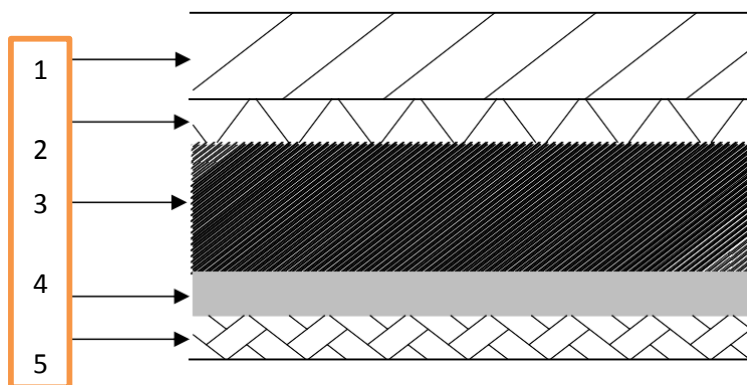


Figure II.4.a.3 : Coupe transversale du plancher dalle pleine.

La figure ci-dessus est donnée par le tableau suivant :

Figure III.3 : Valeur de charge permanente  $G_t$

N°	Eléments	Poids volumique $\gamma$ (KN/m <sup>3</sup> )	Epaisseur e (m)	Charge $G_i$ (KN/m <sup>2</sup> )
01	Carrelage scellé	22	0.02	0.44
02	Mortier de pose	20	0.02	0.4
03	Couche de sable	18	0.02	0.36
04	Dalle en béton armé	25	0.15	3.75
05	Enduit ciment	18	0.02	0.36
				$G_t=5.31$

**2. Maçonnerie :**

- **Mur extérieure :**

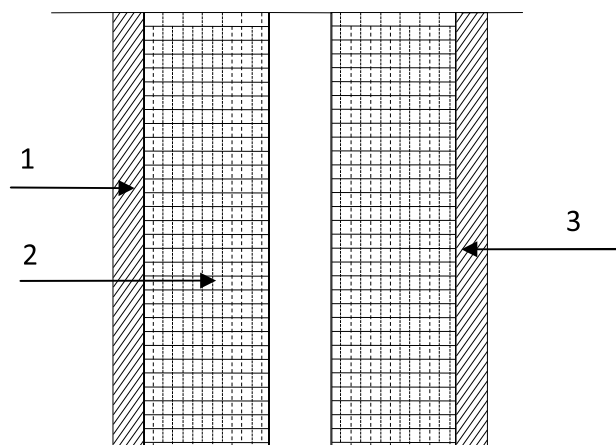


Figure III.6 : Coupe verticale du mur

La figure ci-dessus est donnée pas le tableau suivant :

Tableau III.4 : Valeur de la charge permanente de la maçonnerie (mur extérieure)

N°	Eléments	Poids volumique $\gamma$ (KN/m <sup>3</sup> )	Epaisseur e (m)	Charge G (KN/m <sup>2</sup> )
01	Mortier de ciment	20	0.02	0.40
02	Brique creuse	10	0.1x2	1.8
03	Enduit de plâtre	10	0.02	0.20
				G <sub>T</sub> =2.4

### II.3. Les surcharge d'exploitation :

Les surcharges d'exploitations sont données par le DTR comme suit :

Eléments	Surcharges Q (KN/m <sup>2</sup> )
Acrotères	1.18
Terrasse inaccessible	1.00
Planchers étages courant et porte à faux	1.5
Plancher RDC	1.5
Balcon	3.5
Escalier	2.5

### III.4.Etape de modélisation :

#### a) Première étape :

La première étape consiste à spécifier la géométrie de la structure à modéliser.

- Choix de l'unité :

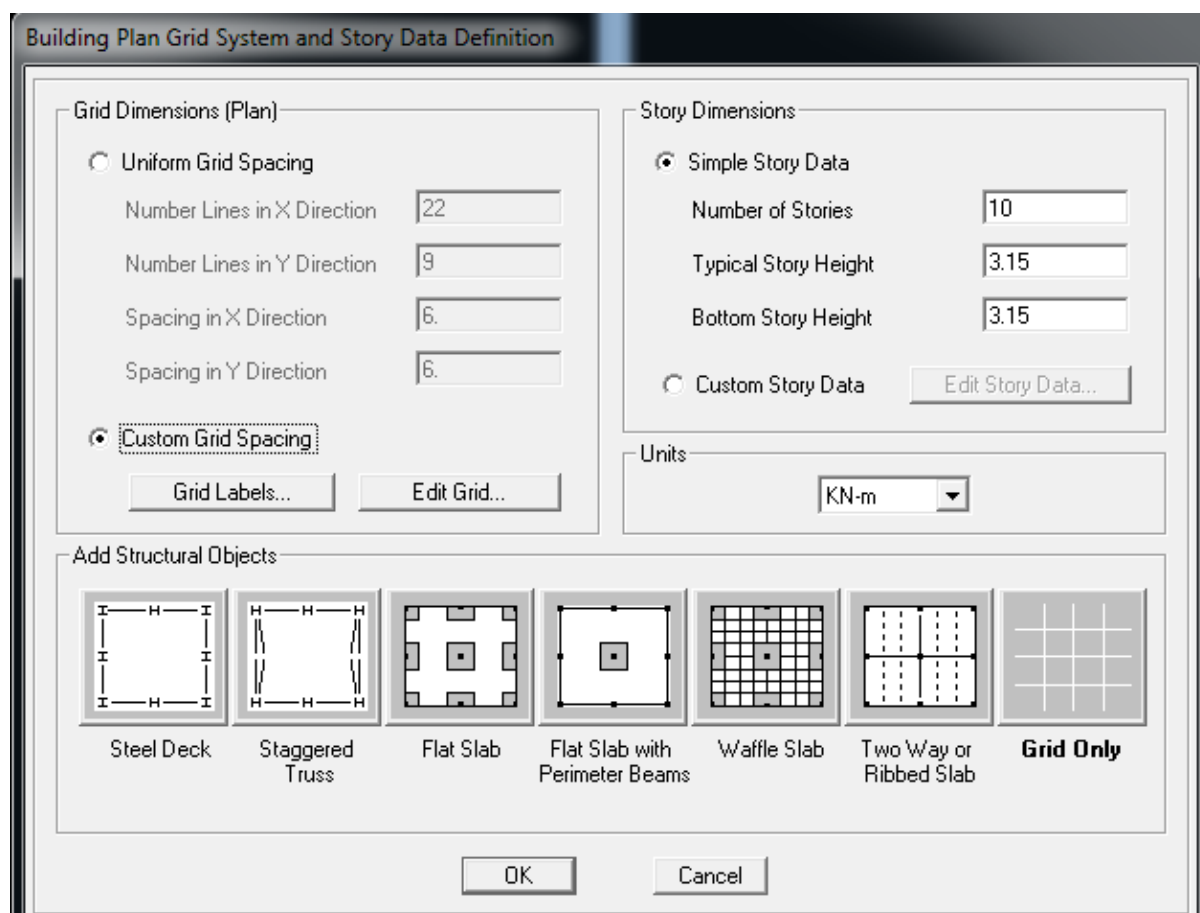
On doit choisir un système d'unité pour la saisie de données dans ETABS. En bas de l'écran on sélectionne KN-m comme unité de base.



- **Géométrie de base :**

Dans le menu déroulant en haut de l'écran, on sélectionne **File** puis **New model**, cette option permet d'introduire :

- Le nombre de portiques suivant x-x.
- Le nombre de portiques suivant y-y.
- Le nombre des étages.



Après validation de l'exemple on aura deux fenêtres présentant la structure, l'une en 3D et l'autre en 2D suivant l'un des plans choisis : X-Y, X-Z et Y-Z.

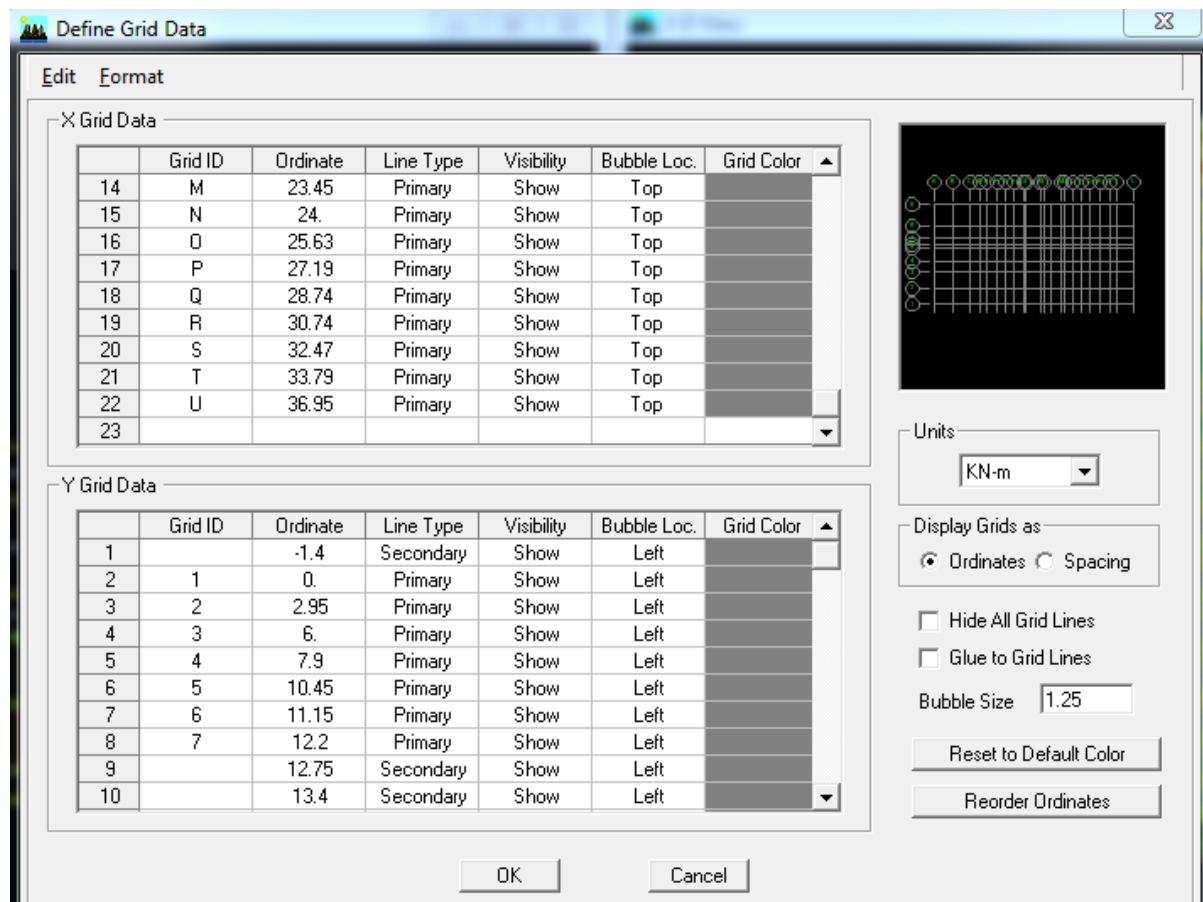
- **Modification de la géométrie de la base**

Nous allons procéder à la modification des longueurs de trames et des hauteurs des étages.

- on clique sur le bouton droit de la souris.

- on introduit les distances cumulées puis on clique sur **ok**.

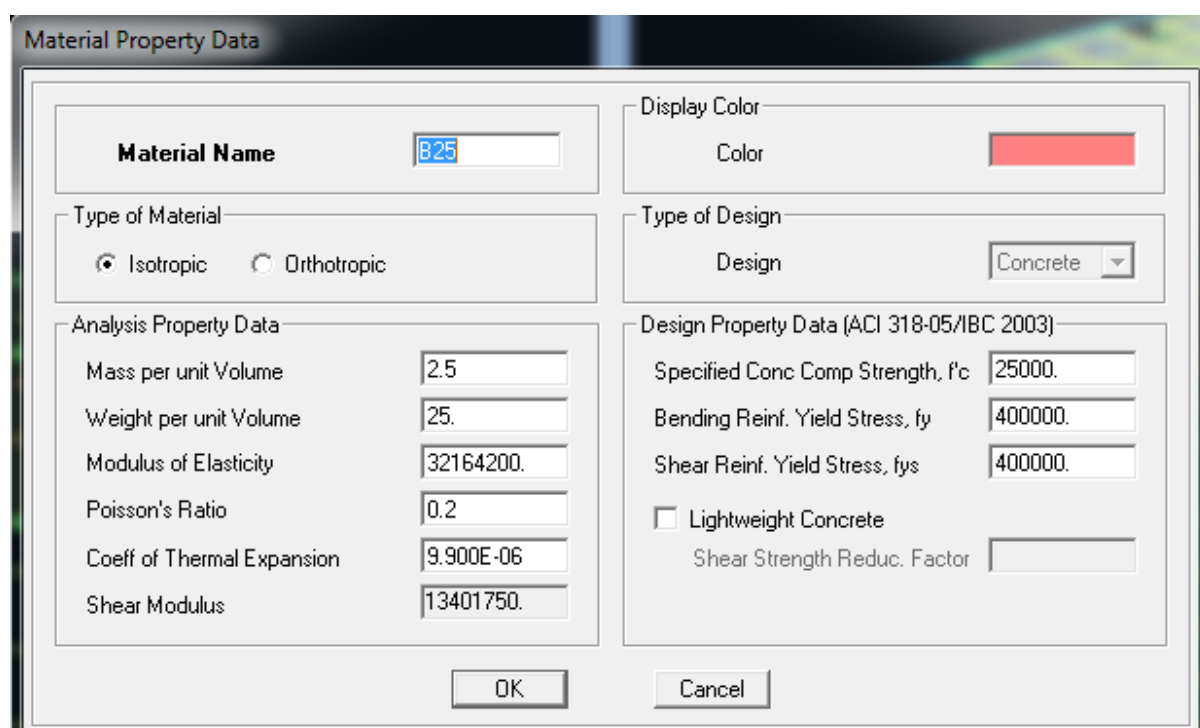
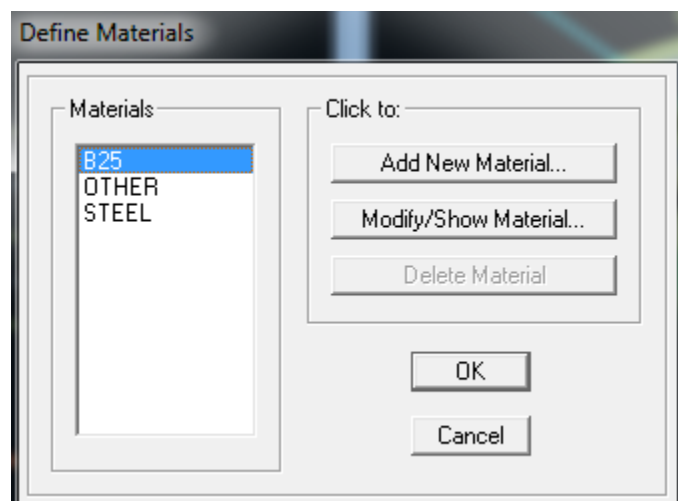
- Pour modifier la hauteur d'étages on clique sur le bouton droit de la souris puis **Edit story data**.



## b) Deuxième étapes

La deuxième étape consiste à la définition des propriétés mécaniques des matériaux en l'occurrence, l'acier et le béton.

On clique sur **define** puis **material proprietes** nous sélections le matériau CONC et on clique sur **modify/show material**, et on apporte les modifications inscrite dans la figure suivante :

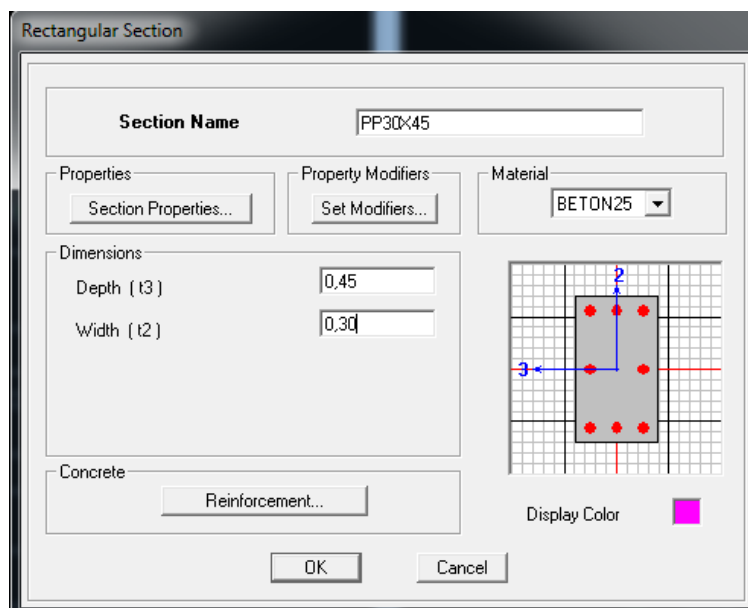


### c) Troisième étapes

La troisième étape consiste à l'affectation des **propriétés géométrique** des éléments (poteaux, poutres, dalle, voiles).

Nous commençons d'abord par affecter les sections des poutres principale (PP) et ceci de la manière suivante :

Nous choisissons le menu **define** puis **frame sections**, On clique sur la liste d'ajout de section et on sélectionne **AddRectangular** pour ajouter une section rectangulaire.



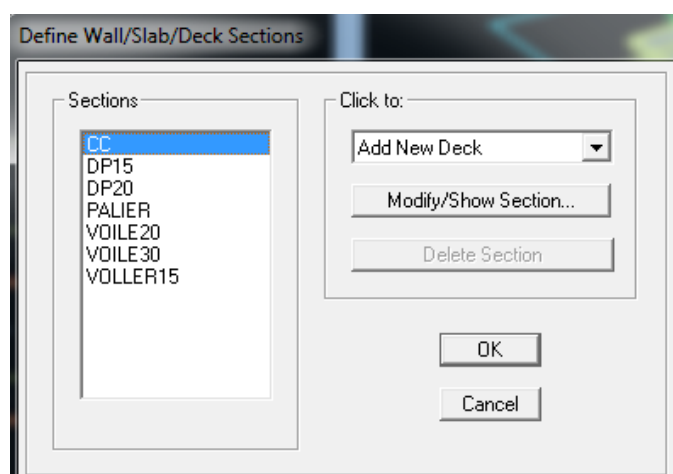
Le bouton **Reinforcement** conduit à une fenêtre qui permet de spécifier les propriétés des barres d'armatures.

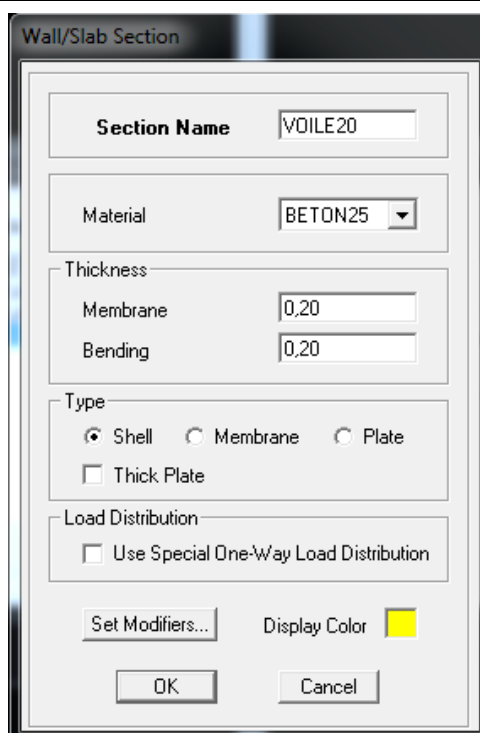
Si on clique sur le bouton **section propriété** on peut voir l'aire, les moments d'inerties, l'aire de cisaillement et autres propriétés calculés par **ETABS**.

Nous procéderont de la même manière pour les autres éléments.

Après modélisation les éléments barres (poutres et poteaux), nous allons passer aux éléments plat (voiles).

On choisit le menu **Difine well/slab**, on clique sur **Add new wall** et on spécifier le nom et l'épaisseur.





**d) Quatrième étapes : Charge dynamique (E)**

Pour le calcul dynamique de la structure on introduira un spectre de reponse.

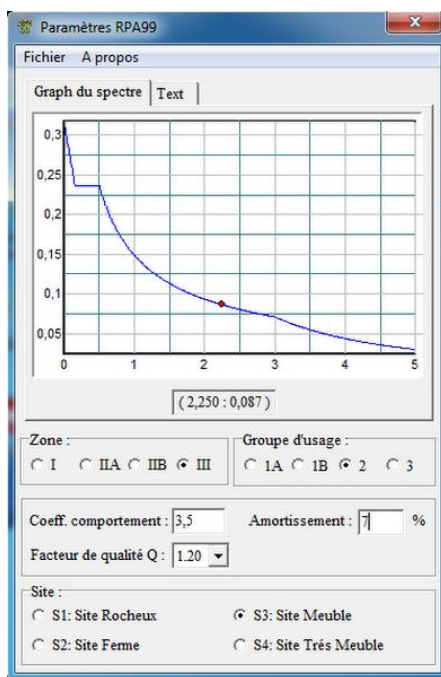
On ouvre le logiciel en cliquant sur l'icône.



Après avoir introduit les données dans leurs cases respectives, on clique sur l'onglet **Text**.

Pour injecter le spectre dans le logiciel on doit cliquer sur :

**Define Response Spectrum Functions**



Function name (nom de spectre) : RRA

- Le spectre étant introduit, nous allons passer à la prochaine étape qui consiste à la définition de chargement E (séisme), on clique sur :

**Define** → **Response Spectrum cases** → **Add new spectrum**

Direction	Function	Scale Factor
U1	RPA	9,81
U2		
UZ		

Dans la partie Input reponse sepectral, nous allons introduire le spectre à prendre en compte dans les deux directions principales (U1et U2).

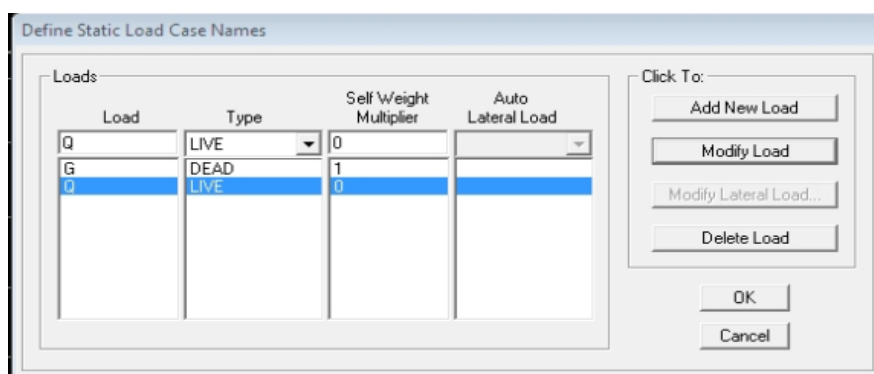
### Définie les charges

Avant de charger la structure il faut d'abord définir les charges appliquées à la structure modélisée.


### Charges statiques (G et Q)

La structure est soumise à des charges permanentes (G), et a des surcharges d'exploitations.

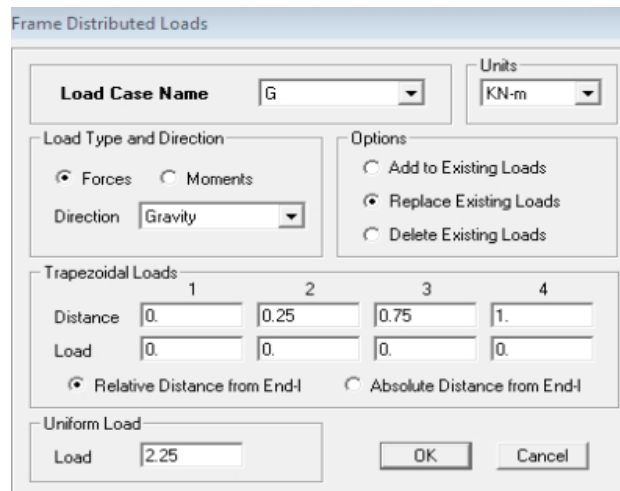
Q pour la définir on doit cliquer sur : **define load cases**.



### e) Cinquième étapes : chargement des poutres

Les charges statiques étant définies, on sélectionne chaque poutre et on introduit le chargement linéaire qui lui revient  on cliquant sur

Assing → Frame/line loads → Distrubuted.



Dans la **case load case Name** on spécifie le type de chargement (G ou Q), ensuite le charment linéaire est introduit dans a case load.

**f) Sixièmes étapes : Introductions des combinaisons d'action :**

La combinaison d'actions à considère pour les déterminations des sollicitations et déformations sont :

ELU :  $1.35G+1.5Q$

ELS :  $G+Q$

Combinaison définie pas PRA :

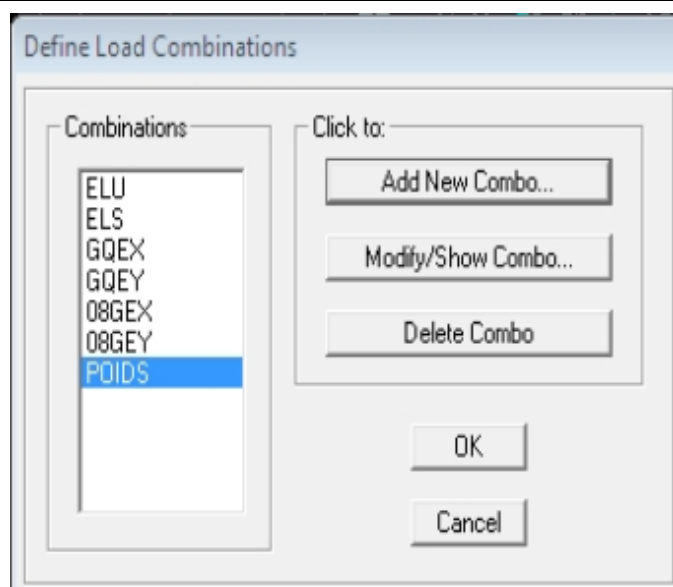
$G+Q+EX$

$G+Q+EY$

$0.8G+EX$

$0.8G+EY$

Combinaison poids



**✚ Masse source :**

On donne la valeur 1 pour la charge permanente

On donne la valeur de  $\beta$  suivant la nature de la structure pour Q

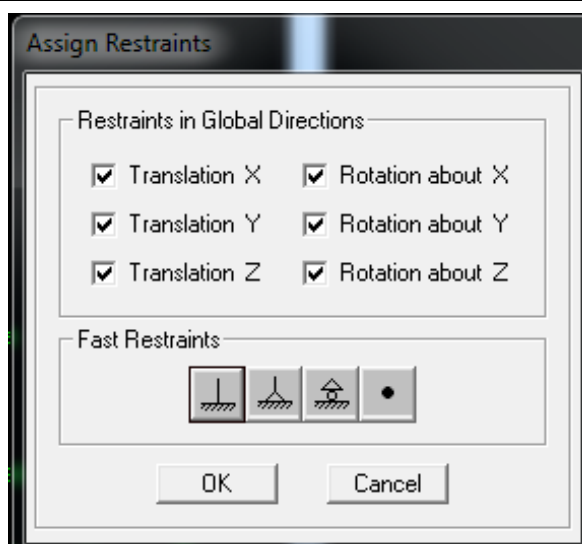
**g) Septième étape : spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes)**

Cette étape consiste à spécifier les conditions aux limites pour la structure modélisée.

**✚ Appuis :**

Les poteaux sont supposés **parfaitement encasté** dans les fondations, pour modéliser cet encastrement on sélectionne les nœuds de la base puis on clique sur :

**Assign** → **joint/point** → **Restraints**

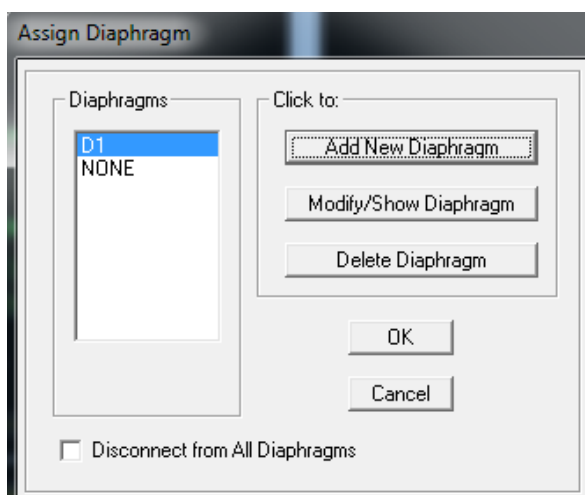


### Diaphragmes

Les planchers sont supposés infiniment rigides, on doit relier tous les nœuds d'un même plancher à un nœud maître de telle sorte qu'ils puissent former un diaphragme, ceci pour but de réduire le nombre d'équations à résoudre par le logiciel.

On sélectionne les nœuds du premiers plancher puis on clique sur :

**Assign** → **joint/point** → **diaphragm** → **Add new diaphragm**



On fera la même opération pour tous les autres planchers.

### h) Huitième étape : Analyses et visualisation des résultats

**Lancement de l'analyse :**

Pour lancer l'analyse de la structure, on se positionne sur l'onglet **Analyse** et on sélectionne **RunAnalyse**, ou bien on clique sur F5.

### i) Visualisations des résultats :

#### **Période et participation modale :**

Dans la fenêtre **display** → **show tables**, on clique sur **Modal information** et on sélectionne la combinaison <<Modal>>.

#### **Effort interne dans les éléments barres :**

##### ➤ Les poutres:

Pour extraire les efforts max, on commence par sélectionner les poutres ensuite on clique sur :

**Display** → **show tables**

Dans **element output** on sélectionne <<frame forces>> (efforts dans les barres).

On clique sur **select case/comb** pour choisir la combinaison d'action puis on clique sur **OK**.

##### ➤ Les poteaux :

Pour extraire la valeur des efforts dans les poteaux, on sélectionne ces derniers et on suit les mêmes étapes que pour les poutres.

#### **Efforts internes dans les voiles**

Pour extraire les contraintes dans les voiles, dans **Area output** on clique <<area forces and stresses>> et on sélectionne une combinaison d'action.

#### **Déplacements :**

Pour extraire les déplacements sous forme de tableau, on sélectionne tous les planchers de niveau considéré, on appuie sur **show tables** puis on coche <<Displacements>>.

Pour une meilleure visualisation on exporte le tableau sur **Excel**, la colonne  $U_x$  correspond au sens xx et  $U_y$  au sens yy.

#### **Effort tranchant à la base :**

Pour extraire les efforts à la base (fondation) on clique sur **show tables** on coche <<base Reactions>> en suite dans <<select cases/comb>> on choisit <<EX ou EY>>.

### ✚ Détermination des paramètres du spectre de repense de calcul :

- a) **Le site** : d'après le rapport de sol de notre structure, en constate que le site meuble S3 (Article 3.3.1 de RPA).
- b) **La zone** : zone III à wilaya d'Alger zone forte séismicité.
- c) **Le groupe d'usage** : groupe 2 selon (article 3.2 de RPA).
- d) **Remplissage** : dense d'après (tableau 4.2 de RPA).
- e) **Calcul du facteur de qualité Q** : défini par

$$Q = 1 + \sum P_a$$

### ✚ Tableau donnant les valeurs des pénalités $P_q$ :

#### ➤ Sens longitudinale

Tableau III.5 : valeurs des pénalités  $P_q$

Critère q	Pénalités
1. conditions minimales sur les files de contreventement	0.05
2. Redondance en plan	0
3. Régularité en plan	0.05
4. Régularité en élévation	0.05
5. contrôle de la qualité des matériaux	0
6. contrôle de la qualité de l'exécution	0.1

$$q = 1 + (0.05 + 0 + 0.05 + 0.05 + 0 + 0.1) = 1.25$$

#### ➤ Sens transversal

Critère q	Pénalités
1. conditions minimales sur les files de contreventement	0
2. Redondance en plan	0
3. Régularité en plan	0.05
4. Régularité en élévation	0.05
5. contrôle de la qualité des matériaux	0
6. contrôle de la qualité de l'exécution	0.1

$$q = 1 + (0 + 0 + 0.05 + 0.05 + 0.1) = 1.2$$

Note : Dans le spectre de réponse la valeur de q à introduire est la plus défavorable  $q = 1.25$ .

➤ Etudes de contreventement et calcul du coefficient de comportement R :

Les efforts horizontaux repris par le système de contreventement sont donnée par l'ETABS.

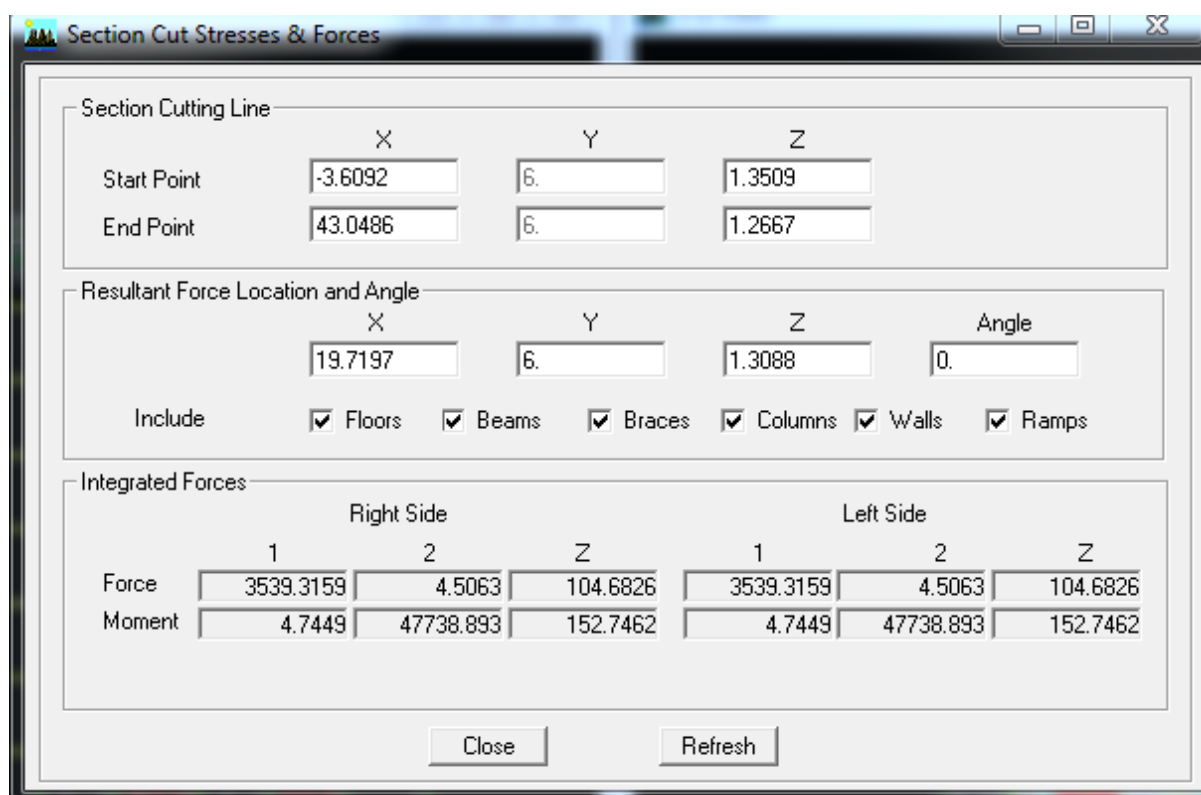


Figure III.7 : l'effort tranchant à la base l'action de EX

➤ **Sens x-x**

On a : 3539.3159 → 100%

3398.4416 → X

$$X = \frac{3398.4416 \times 100}{3539.3159} = 96.02\%$$

Donc : Effort repris par les voiles = 96.02%

Effort repris par les portiques = 5.98%

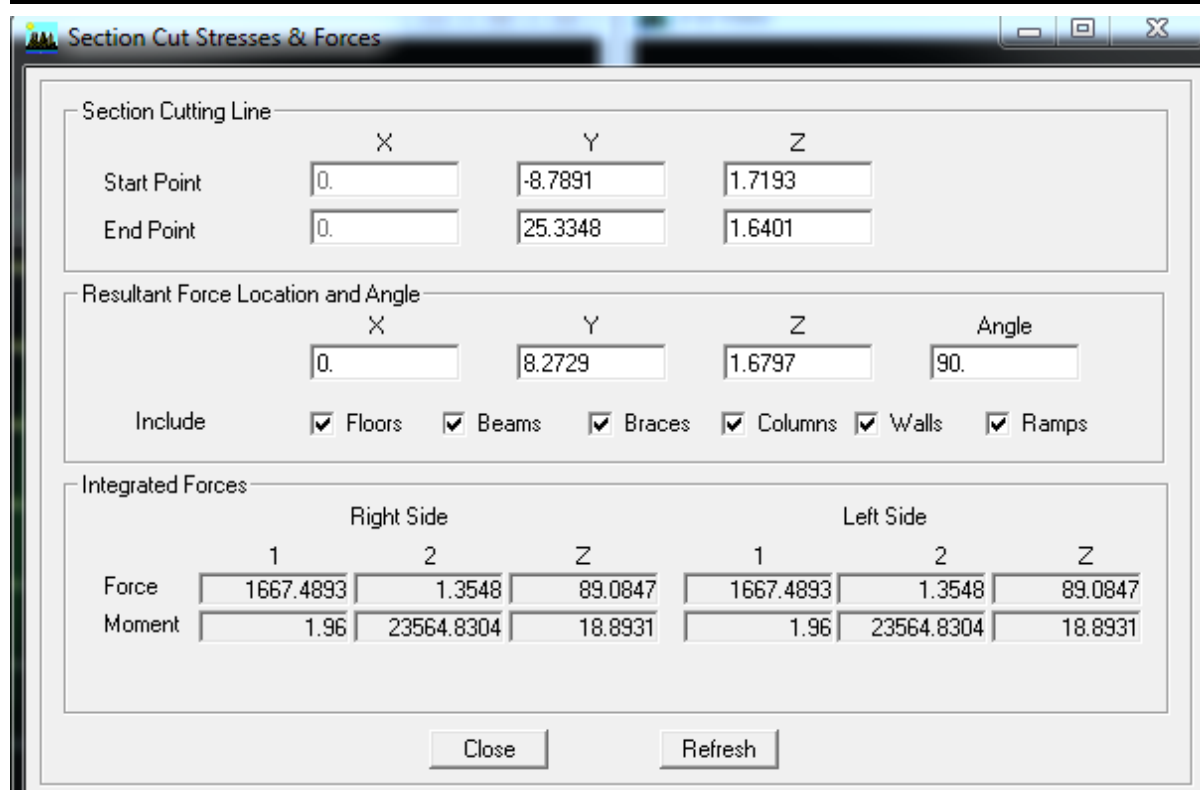


Figure III.8 : l'effort tranchant à la base sous l'action de EY

➤ Sens y-y :

On a : 1667.4893 → 100%

1625.1299 → X

$$X = \frac{170.64 \times 100}{75.854} = 96.02\%$$

Caractéristique	Désignation	Article de RPA
Le site	S3	Tableau 3.3.1
La zone	III	Annexe I
Le groupe d'usage	2	Article 3.2
Facteur de qualité	1.25	Tableau 4.4
Coefficient de comportement	3.5	Tableau 4.3

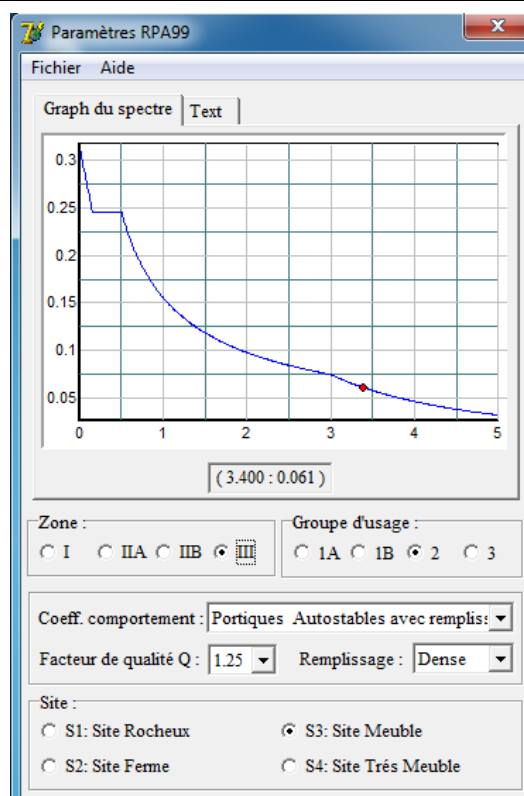


Figure III.9 : Logiciel donnant les caractéristiques réponses de calcul.

### III.6. vérification de l'effort tranchant à la base :

La résultante des forces sismiques à la base  $V_t$  obtenue par la combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismique déterminée par la méthode statique équivalente  $V$  pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si  $V_D \leq 0.8V_t$  ; il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments, .....)

#### ❖ Calcul de l'effort tranchant avec la méthode statique équivalente :

$$V_{st} = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W_T \text{ RPA99/2003 (formule 4-1)}$$

**A** : coefficient d'accélération donné par le tableau des règles RPA en fonction de la zone sismique et du groupe d'usage.

**R** : facteur de comportement dépendant de type du système de contreventement de la structure.

**D** : facteur d’amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d’amortissement et de période fondamentale de la structure.

**Q** : facteur de qualité, dépendant de la qualité du système structurel (régularité en plan, en élévation, contrôle de qualité des matériaux ..... etc.

**W** : poids de la structure.

**Application :**

- a) **A** : coefficient d’accélération de zone, donné par le tableau 4.1 de RPA suivant la zone sismique et le groupe d’usage du bâtiment.

**Tableau III.6 : coefficient d’accélération de zone (RPA99/2003.Tableau.4.1)**

Groupe/zone	I	II <sub>a</sub>	III <sub>b</sub>	III
1A	0.15	0.25	0.30	0.40
1B	0.12	0.20	0.25	0.30
2	0.10	0.15	0.20	0.25
3	0.07	0.10	0.14	0.18

**Donc : A=0.25**

- b) **D** : facteur d’amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie du site, du

Facteur de correction d’amortissement ( $\eta$ ) et de la période fondamentale de la structure ( $T$ ).

$$(4.2) \quad D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(T_2/3.0)^{2/3} (3.0/T)^{5/3} & T \geq 3.0s \end{cases}$$

$T_2$  période caractéristique, associée à la catégorie du site donnée par le tableau 4.7

**Tableau.III.7 : valeurs de T<sub>1</sub> et T<sub>2</sub> (RPA99/2003.Tableau 4.7)**

Site	S <sub>1</sub>	S <sub>2</sub>	S <sub>3</sub>	S <sub>4</sub>
T <sub>1</sub> (sec)	0.15	0.15	0.15	0.15
T <sub>2</sub> (sec)	0.30	0.40	0.50	0.70

T<sub>2</sub>(S<sub>3</sub>)= 0.5 sec

**η** : facteur de correction d’amortissement donné pas la formule :

$$\eta = \sqrt{7 / (2 + \xi)} \geq 0.7$$

**Tableau.III.8: valeurs de ξ (%) (RPA99/2003.Tableau 4.2)**

	portique		voiles ou murs
remplissage	béton arme	Acier	béton arme/maçonnerie
léger	6	4	10
dense	7	5	

Valeur du coefficient d’amortissement suivant le système structurel

Nous avons un contreventement voiles donc on prend **ξ = 10%**

D’où **η = 0.76 > 0.7**

**🚧 Estimation de la période fondamentale de la structure**

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de la formule empirique :

$$T = C_T h_N^{3/4}$$

*h<sub>N</sub>* : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu’au dernier niveau N.

*C<sub>T</sub>* : coefficient fonctions du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau 4.6 du RPA99/2003. Dans notre cas *C<sub>T</sub>* = 0.05

**D’où T=0.66 S**

**D’où D= 1.58**

**R** : coefficient de comportement global de la structure pour une structure en béton armé à contreventement par voiles ;

Donc **R= 3.5**

c) **Q** : facteur de qualité, défini par :

$$Q = 1 + \sum P_a$$

 **Sens longitudinal**

$$Q = 1 + (0.05 + 0 + 0.05 + 0.05 + 0 + 0.1) = 1.25$$

 **Sens transversal**

$$Q = 1 + (0 + 0 + 0.05 + 0.05 + 0.1) = 1.2$$

d) **W** : poids de la structure

Donc pour chaque niveau ‘i’ on aura  $W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$  d’où  $W_T = \sum I^{10} W_i$

$W_{Gi}$  : Le poids de niveau i revenant à la charge permanente.

$W_{Qi}$  : le poids de niveau i revenant à la charge exploitation.

$\beta$  : coefficient de pondération fonction de la structure et de la durée de la charge d’exploitation donné par le tableau 4.5 RPA99/2003.

Dans le nôtre cas et pour bâtiment d’habitation  $\beta = 0.2$ .

Pour avoir ces résultats on va introduire une nouvelle combinaison dans le logiciel.

**Poids : G + 0.2 Q**

Tableau III.9 : poids de chaque étage.

10	7278.06
9	7193.1
8	7193.09
7	7193.1
6	7343.7
5	7343.71

4	7343.71
3	7512.03
2	7512.03
1	7512.04
$W_t$	73424.57

$$V = \frac{A * D * Q * W}{R}$$

$$V_L = \frac{(0.25 * 1.58 * 1.25 * 73424.57)}{3.5} = 10358.11 \text{ KN}$$

$$V_T = \frac{(0.25 * 1.58 * 1.2 * 73424.57)}{3.5} = 9943.78 \text{ KN}$$

➤ **Sens x-x**

$$V_{\text{etabs}} = 8502.5 \text{ KN} > 0.8 * 10358.11 = 8286.488 \text{ KN}$$

➤ **Sens y-y**

$$V_{\text{etabs}} = 8938.87 \text{ KN} > 0.8 * 9943.78 = 7955.03 \text{ KN}$$

### **Conclusion :**

L'effort tranchant à la base est vérifié.

### **III.7.Déplacement relatifs :**

D'après le **RPA 99/2003 (Art 5.10)**, les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.

**Le déplacement horizontal :** à chaque niveau "k" de la structure est calculé comme suit d'après le **RPA 99/2003 (Art 4.4.3)** :  $\delta_k = R \times \delta_{ek}$

**Le déplacement relatif :** au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égale à :  $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$

Tableau III.10 : Déplacement relatifs sous l'action Ex et Ey.

niveau	$\delta_x$ (m)	$\delta_y$ (m)	$\Delta_k x$ (m)	$\Delta_k y$ (m)	1% h (m)	vérifications
10	0.0321	0.0302	0.0028	1E-04	0.0315	vérifiée
9	0.0293	0.0269	0.0031	0.0001	0.0315	vérifiée
8	0.0262	0.0234	0.0034	0.0001	0.0315	vérifiée
7	0.0228	0.0198	0.0037	1E-04	0.0315	vérifiée
6	0.0191	0.0161	0.004	0.0001	0.0315	vérifiée
5	0.0151	0.0124	0.004	0.0001	0.0315	vérifiée
4	0.0111	0.0089	0.0039	0.0001	0.0315	vérifiée
3	0.0072	0.0056	0.0034	0.0001	0.0315	vérifiée
2	0.0038	0.0029	0.0026	0.0001	0.0315	vérifiée
1	0.0012	0.0009	0.0012	0	0.0315	vérifiée

**Conclusion :** Nous constatant que le déplacement relatif dus aux efforts latéraux sont inferieure aux déplacements relatifs recommandés pas le RPA 99/2003 qui égale à 1% de la hauteur de l'étages.

**III.8. Déplcement maximal :**

On doit vérifier que le déplacement maximal que subit la structure vérifie la formule suivante :  $\delta_{max} \leq f = \frac{H_t}{500}$

f : la flèche admissible.

H<sub>t</sub> : La hauteur totale du bâtiment.

➤ **Sens l'action de EX :**

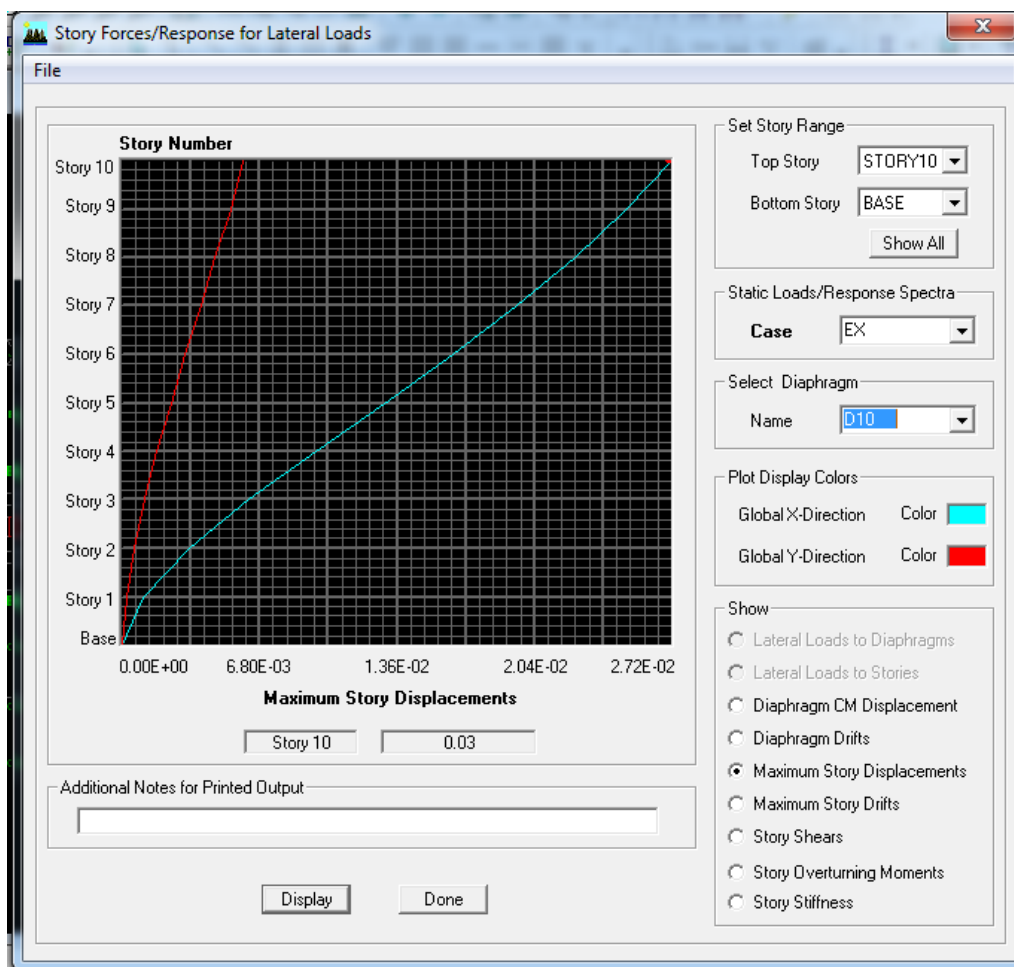


Figure III.10 : Vérification des déplacements selon Ex.

$$\delta_{\max} = 0.03 \leq f = \frac{Ht}{500} = \frac{31.50}{500} = 0.063 \text{ condition verifier.}$$

➤ Sens l'action Ey :

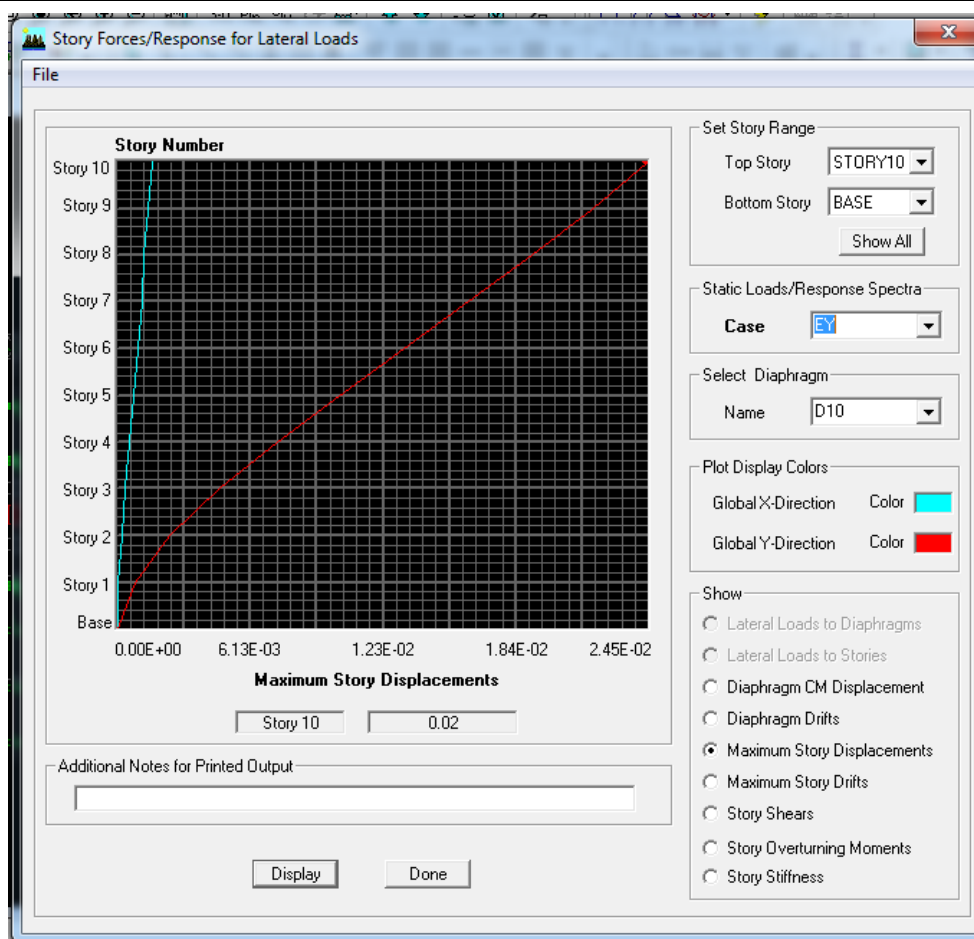


Figure III.11 : Vérification des déplacements selon Ey.

$$\delta_{\max} = 0.02 \leq f = \frac{Ht}{500} = \frac{31.50}{500} = 0.066 \text{ condition verifier.}$$

**III.9. Nombre de mode à considérer :** (Art 4.3.4 RPA99/2003)

La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure.

Tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Mode	Période	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY
1	0.764224	70.7275	0.1214	0	70.7275	0.1214
2	0.699905	0.0807	68.5025	0	70.8082	68.6239
3	0.629583	1.2125	0.2759	0	72.0207	68.8999
4	0.212856	14.3689	0.0049	0	86.3896	68.9048
5	0.172846	0.0041	17.6904	0	86.3937	86.5952
6	0.143493	0.0335	0.0199	0	86.4272	86.6151
7	0.09832	6.1581	0.0008	0	92.5853	86.616
8	0.076319	0.0004	6.6413	0	92.5858	93.2573
9	0.062126	0.0022	0.005	0	92.5879	93.2623
10	0.058053	3.2476	0.0001	0	95.8355	93.2624
11	0.045897	0.0001	3.2021	0	95.8356	96.4645
12	0.039647	1.8443	0.0001	0	97.6799	96.4646

La somme des masses totale dans le 8eme mode dépasse 90% de la masse totale du bâtiment.

Dans les deux directions la condition de RPA est vérifiée.

**III.10. Vérification de l'excentricité :**

D'après le RPA99/2003 (Art 4.3.7), dans le cas où il est procédé une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle-additionnelle-égale  $\pm 0.05L$  doit être appliquée au niveau du plancher considéré suivant chaque direction.

➤ **Suivant le sens x-x :  $L_x = 40.40m$**

On doit vérifier que :  $|X_{ccm} - X_{cr}| \leq 5\% L_x$

Tableau III.11 : excentricité suivant x-x.

Story	Diaphragme	XCCM	XCR	$ XCCM - XCR $	5%Lx	vérification
STORY1	D1	20.181	20.334	0.153	2.02	vérifiée
STORY2	D2	20.181	20.363	0.182	2.02	vérifiée
STORY3	D3	20.18	20.375	0.195	2.02	vérifiée
STORY4	D4	20.18	20.381	0.201	2.02	vérifiée
STORY5	D5	20.18	20.381	0.201	2.02	vérifiée
STORY6	D6	20.18	20.38	0.2	2.02	vérifiée
STORY7	D7	20.179	20.378	0.199	2.02	vérifiée
STORY8	D8	20.179	20.376	0.197	2.02	vérifiée
STORY9	D9	20.202	20.374	0.172	2.02	vérifiée
STORY10	D10	20.254	20.372	0.118	2.02	vérifiée

➤ **Suivant sens y-y : Lx = 40.40m**

On doit vérifier que :  $|Y_{ccm} - Y_{cr}| \leq 5\% Lx$

Tableau III.12 : Excentricité suivant y-y.

Story	Diaphragme	YCCM	YCR	$ YCCM - YCR $	5%Lx	vérification
STORY1	D1	7.579	8.4	0.821	2.02	vérifiée
STORY2	D2	7.579	8.265	0.686	2.02	vérifiée
STORY3	D3	7.579	8.243	0.664	2.02	vérifiée
STORY4	D4	7.578	8.247	0.669	2.02	vérifiée
STORY5	D5	7.578	8.254	0.676	2.02	vérifiée
STORY6	D6	7.578	8.263	0.685	2.02	vérifiée
STORY7	D7	7.577	8.275	0.698	2.02	vérifiée
STORY8	D8	7.577	8.285	0.708	2.02	vérifiée
STORY9	D9	7.555	8.294	0.739	2.02	vérifiée
STORY10	D10	7.489	8.295	0.806	2.02	vérifiée

## III.11. Justification vis-à-vis de l'effet $\Delta$ -p :

L'effet  $\Delta$ -p est présent dans chaque structure sa valeur dépend de :

- La valeur de la force axiale appliquée.
- La rigidité ou la souplesse de la structure globale.
- La souplesse des éléments de la structure.

En contrôlant la souplesse de la structure, la valeur de l'effet  $\Delta$ -p est souvent gérée de manière à ce qu'elle soit considérée << négligeable >> et donc ignorée dans le calcul.

Le règlement RPA99/2003 préconise que l'effet  $\Delta$ -p peuvent être négligé dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux de la structure.

$$\theta = P_k * \Delta_k / V_k * h_k \leq 0.10. \text{ RPA99 (Art 5.9)}$$

Avec  $P_k$ : poids total de la structure et des charges d'exploitations associés au-dessus du niveau (K) calculé comme suivant :

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W g_i + \beta W q_i)$$

$V_k$ : effort tranchant d'étage au niveau <<k>>

$\Delta_k$ : déplacement relatif du niveau <<k>> par rapport au niveau <<k-1>> en considérant la combinaison (G+Q+E). avec  $h_k$ : hauteur de l'étage <<k>>.

Story	$P_k$ (KN)	$\Delta_{kx}$ (m)	$\Delta_{ky}$ (m)	$V_{kx}$ (KN)	$V_{ky}$ (KN)	H (m)	$\theta_{k\xi}$	$\theta_{k\psi}$
STORY10	7278.06	0.0028	1E-04	1749.08	1913.2	3.15	0.00369874	0.00012077
STORY9	7193.1	0.0031	0.0001	3152.82	3456.18	3.15	0.00224527	6.6071E-05
STORY8	7193.09	0.0034	0.0001	4330.4	4678.37	3.15	0.0017929	4.881E-05
STORY7	7193.1	0.0037	1E-04	5340.68	5728.96	3.15	0.00158202	3.9859E-05
STORY6	7343.7	0.004	0.0001	6211.15	6609.24	3.15	0.00150139	3.5274E-05
STORY5	7343.71	0.004	0.0001	6941.85	7345.93	3.15	0.00134335	3.1736E-05
STORY4	7343.71	0.0039	0.0001	7533.64	7934.8	3.15	0.00120688	2.9381E-05
STORY3	7512.03	0.0034	0.0001	7985.87	8387.12	3.15	0.00101532	2.8434E-05
STORY2	7512.03	0.0026	0.0001	8317.5	8746.41	3.15	0.00074547	2.7266E-05
STORY1	7512.04	0.0012	0	8502.5	8938.87	3.15	0.00033658	0

On constate que  $\theta_{kx}$  et  $\theta_{ky}$  sont inférieurs à  $\ll 0.1 \gg$ , donc tous les niveaux sont vérifiés.

Tableau III.11. Justification vis-à-vis de l'effet  $\Delta$ -p dans les deux sens.

Donc l'effet  $\Delta$ -p peut être négligé dans notre structure.

### **Conclusion :**

D'après les résultats obtenus ci-dessus on peut conclure :

- La structure est contreventée par les portiques et voiles.
- L'effort tranchant à la base est vérifié.
- Le déplacement relatif et le déplacement max sont vérifiés.
- Le pourcentage de la participation massique est vérifié.
- L'excentricité est vérifiée.
- L'effet  $\Delta$ -p est vérifié.

Ce mode de structure présente toutes les caractéristiques recommandées par le règlement, donc on peut passer à l'extraction des efforts internes avec lesquels nous allons ferrailer les différents éléments structuraux.

*CHAPITRE IV :*  
*Ferraillage des*  
*Poteaux*

**Introduction :**

Les poteaux seront calculés en flexion composée dans les deux sens (longitudinal et transversal) puis vérifier à l'ELS pour les cas suivants :

Tableau IV.1 : Caractéristique de calcul en situation durable et accidentelle.

	$\gamma_b$	$\gamma_s$	$f_{c28}$ (MPa)	$f_{bu}$ (MPa)	$f_e$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)
Situation durable	1.5	1.15	25	14.16	400	348
Situation accidentelle	1.15	1	25	18.48	400	400

Les calculs se feront en tenant compte de trois types de sollicitations :

-Effort normal maximal et le moment correspondant ( $N_{max}-M_{corr}$ ).

-Effort normal minimum et le moment correspondant ( $N_{min}-M_{corr}$ ).

-Moment fléchissant maximal l'effort normal correspondant ( $M_{max}-N_{corr}$ ).

 **Combinaisons de calcul**

- **BAEL 91/modifiée 99**

ELU :  $1.35G+1.5Q$

ELS :  $G+Q$

- **RPA 99/modifiée 2003**

$G+Q\pm E$

$0.8G\pm E$

**IV.1.Recommandation du RPA99/2003 :**

a) **Les armatures longitudinales.**

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droite sans crochet.
- Les pourcentages d'armature recommandée par rapport à la section du béton sont :

Le pourcentage minimal sera de : 0.9% bxh en zone III.

Poteau (50x50)  $A_{\min} = 0.009 \times 50 \times 50 = 22.5 \text{ cm}^2$

Le pourcentage maximal en zone courante sera de : 4% bxh.

Poteau (50x50)  $A_{\max} = 0.04 \times 50 \times 50 = 100 \text{ cm}^2$

Le pourcentage maximal en zone de recouvrement sera de 6% bxh.

Poteau (50x50)  $A_{\max} = 0.06 \times 50 \times 50 = 150 \text{ cm}^2$

- Le diamètre minimum est de  $\phi 12$
- La longueur de recouvrement minimal est de  $L_R = 50\phi$  (zone III).
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser :

$L=20\text{cm}$  (en zone III)

- Les jonctions par recouvrement doivent être faite si possible, à l'extérieure des zones nodales (zones critiques).

**b) Les armatures transversales :**

Le rôle des armatures transversale consiste à :

- Empêcher les déformations transversales du béton et le flambement des armatures longitudinales.
- Reprendre les efforts tranchants et les sollicitations des poteaux au cisellement.
- Positionne les armatures longitudinales.

Leur calcul se fait à l'aide de la formule : **RPA99/2003.Art 7.4.2.2**

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a V_u}{h f_e}$$

$V_u$  : Effort tranchant de calcul.

$h$  : Hauteur total de la section brute.

$f_e$  : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversal.

$\rho_a$  : coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture de l'effort tranchant.

$$\rho_a = \begin{cases} 2.5 & \lambda_g \geq 5 \\ 3.75 & \lambda_g \leq 5 \end{cases}$$

$\lambda_g$  : l'élanement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a} \quad \text{ou} \quad \lambda_g = \frac{L_f}{b}$$

Avec : a et b dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

$L_f$  : la longueur de flambement des poteaux

$S_t$  : espacement des armatures transversales

$$\begin{cases} S_t \leq 10 \text{ cm en zone nodale III} \\ S_t \leq \text{Min} \left( \frac{b_1}{2}, \frac{h_1}{2}, 10\phi_1 \right) \text{ en zone III} \end{cases}$$

$\phi$  : est le diamètre des armatures longitudinales des poteaux.

- la quantité d'armatures transversales minimale  $\frac{A_t}{b \times S_t}$  en % est donnée comme suit :

$$\text{Si } \lambda_g \geq 5 \quad A_{\min} = 0.3\%$$

$$\text{Si } \lambda_g \leq 3 \quad A_{\min} = 0.8\%$$

$$\text{Si } 3 \leq \lambda_g \leq 5 \quad \text{Interpolation entre les valeurs limitent du poteau.}$$

- Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées en nombre et en diamètre suffisants  $\phi \geq 12\text{cm}$  pour permettre une bonne vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.
- Les cadres et les étriers doivent être fermés pas des crochets à  $135^\circ$  ayant une longueur droite de  $10\Phi$ .

#### **IV.2.calcul des armatures à l'ELU :**

Les calculs se font en flexion composée.

##### **➤ Calcul du centre de pression**

$$e_u = \frac{Mu}{Nu} \longrightarrow \text{deux cas peuvent se présenter.}$$

➤ **Section partiellement comprimé : (S.P.C)**

La section est partiellement comprimée si l'une des deux conditions suivantes est satisfaite :

$$\left\{ \begin{array}{l} eu \geq \left(\frac{h}{2} - c\right) \\ Nu \cdot (d - c') - Mf \leq (0.337 \cdot h - 0.81 \cdot c) \cdot b \cdot h^2 \cdot fbc \end{array} \right.$$

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

$M_f$  : moment fictif

➤ **Calcul des armatures**

$$\mu = \frac{Mf}{b \cdot d^2 \cdot fbc}$$

Si :  $\mu \leq \mu_1 = 0.392$ .....la section est simplement armée.

$$\mu \xrightarrow{\text{tableau}} \beta$$

$$A_f = \frac{Mf}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$

La section réelle d'armature est  $A_s = A_f - \frac{Nu}{\sigma_s}$

Si :  $\mu \geq \mu_1 = 0.392$ ..... section est doublement armée.

Et on calcul  $M_r = \mu_1 \cdot b \cdot d^2 \cdot fbc$

$$\Delta M = M_f - M_r$$

$$A_f = \frac{Mf}{\beta r \cdot d \cdot \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \cdot \sigma_s} \quad ; \quad A' = \frac{\Delta M}{(d - c') \cdot \sigma_s}$$

$$\text{Avec: } \sigma_s = \frac{fe}{\gamma_s} = 347.82 \text{ Mpa}$$

$M_r$  : moment ultime pour une section simplement armée

La section réelle d'armature :  $A_s' = A'$  ;  $A_s = A_f - \frac{Nu}{\sigma_s}$

➤ **Section entièrement comprimée : (S.E.C)**

La section est entièrement comprimée si la condition suivante est vérifiée :

$$\left\{ \begin{array}{l} eu \leq \left(\frac{h}{2} - c\right) \\ N_u \cdot (d - c') - M_f \geq \left(0.337 - 0.81 \cdot \frac{c'}{h}\right) b \cdot h^2 \cdot f_{bc} \end{array} \right.$$

Deux cas peuvent se présenter :

1) Si  $(0.337 \cdot h - 0.81 \cdot c') b \cdot h^2 \cdot f_{bc} < N_u \cdot (d - c') - M_f < \left(0.5 - \frac{c'}{h}\right) \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{bc}$

Les sections d'armatures sont :  $A_1 = \frac{N - \Psi \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{\sigma_s}$  ; A = 0

Avec :

$$\Psi = \frac{0.3571 + \frac{N(d - c') - Mu}{b \cdot h^2 \cdot f_{bc}}}{0.8571 - \frac{c'}{h}} ; f_{bc} \text{ en (MPa) } M \text{ en (N.m)}$$

2) Si  $N_u \cdot (d - c') - M_f \geq \left(0.5 - \frac{c'}{h}\right) \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{bc}$

Les sections d'armatures sont :  $A_1 = \frac{Mu - (d - 0.5h) \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{(d - c') \sigma_s}$  ;  $A_2 = \frac{N - b \cdot h \cdot f_{bc}}{\sigma_s} - A_1$

**Remarque :**

Si  $e_u = \frac{Mu}{Nu} = 0$  (excentricité nulle ; compression pure), le calcul se fera l'état limite de

stabilité de forme et la section d'armature sera  $A = \frac{Nu - B \cdot f_{bc}}{\sigma_s}$

Avec :

B : aire de la section du béton seul.

$\sigma_s$  : contrainte de l'acier.

**IV.3.calcul du ferraillage des poteaux :**

Le ferraillage des poteaux est fait par un calcul manuel et en utilisant un logiciel «SOCOTEC».

**a) Exemple de calcul manuel :****Poteau 50x50 :** situation accidentelle (08G+EY).

$$N_{\min} = -533.97\text{KN}$$

$$M_{\text{cor}} = 20.747\text{KN.m (traction)}$$

$$f_{\text{bu}} = 18.48 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = 400 \text{ Mpa}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{20.747}{533.97} = 0.0388\text{m} < \frac{h}{2} - c = 0.225\text{m}$$

**Section entièrement tendu**

$$g = h/2 - e - c$$

$$g = 0.5/2 - 0.0388 - 0.025 = 0.186$$

$$A_1 = \frac{N \cdot g}{(d - c') \cdot f_e / \gamma_s} = \frac{533.97 \times 0.186}{(0.475 - 0.025) \times \frac{400}{1.15} \times 10^{-1}}$$

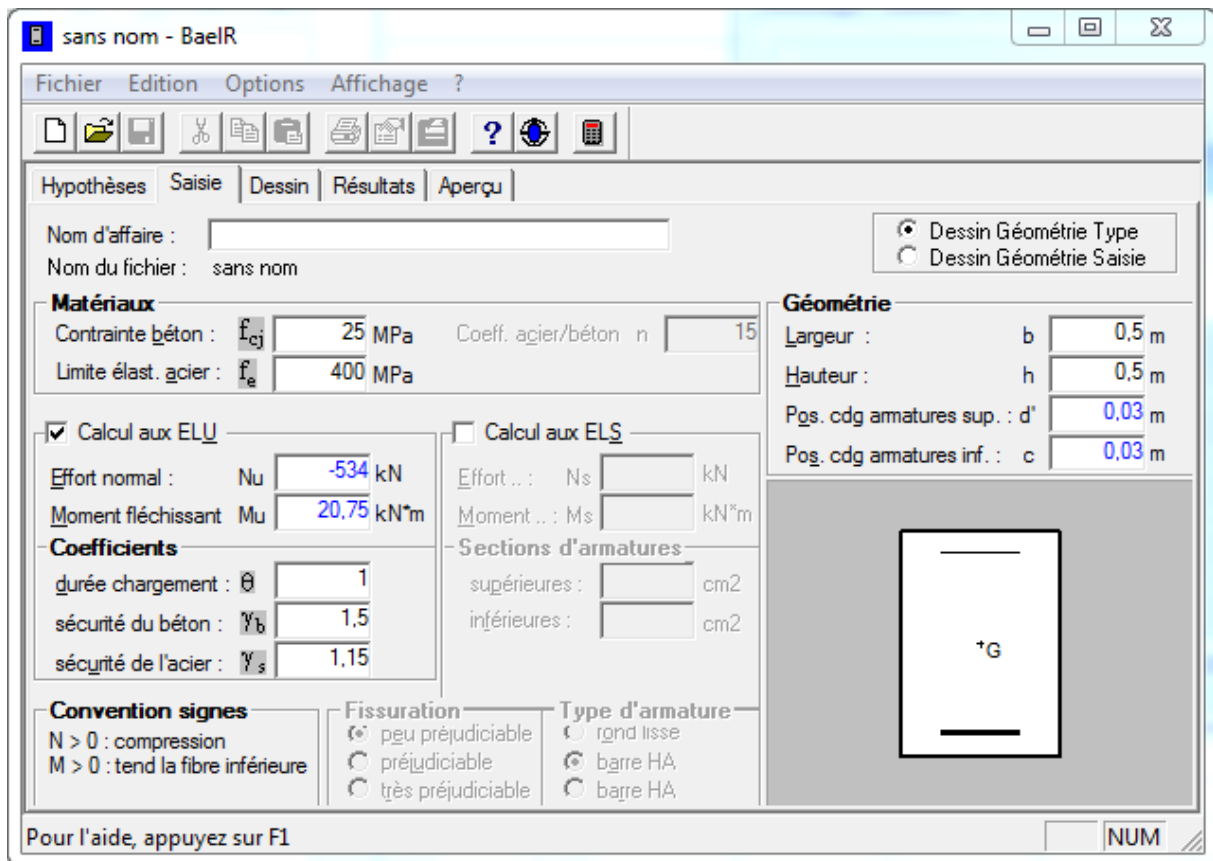
$$A_1 = 6.34\text{cm}^2$$

$$A_2 = \frac{Nu}{\frac{f_e}{1.15}} - A_1 = \frac{533.97}{34.8} - 6.34$$

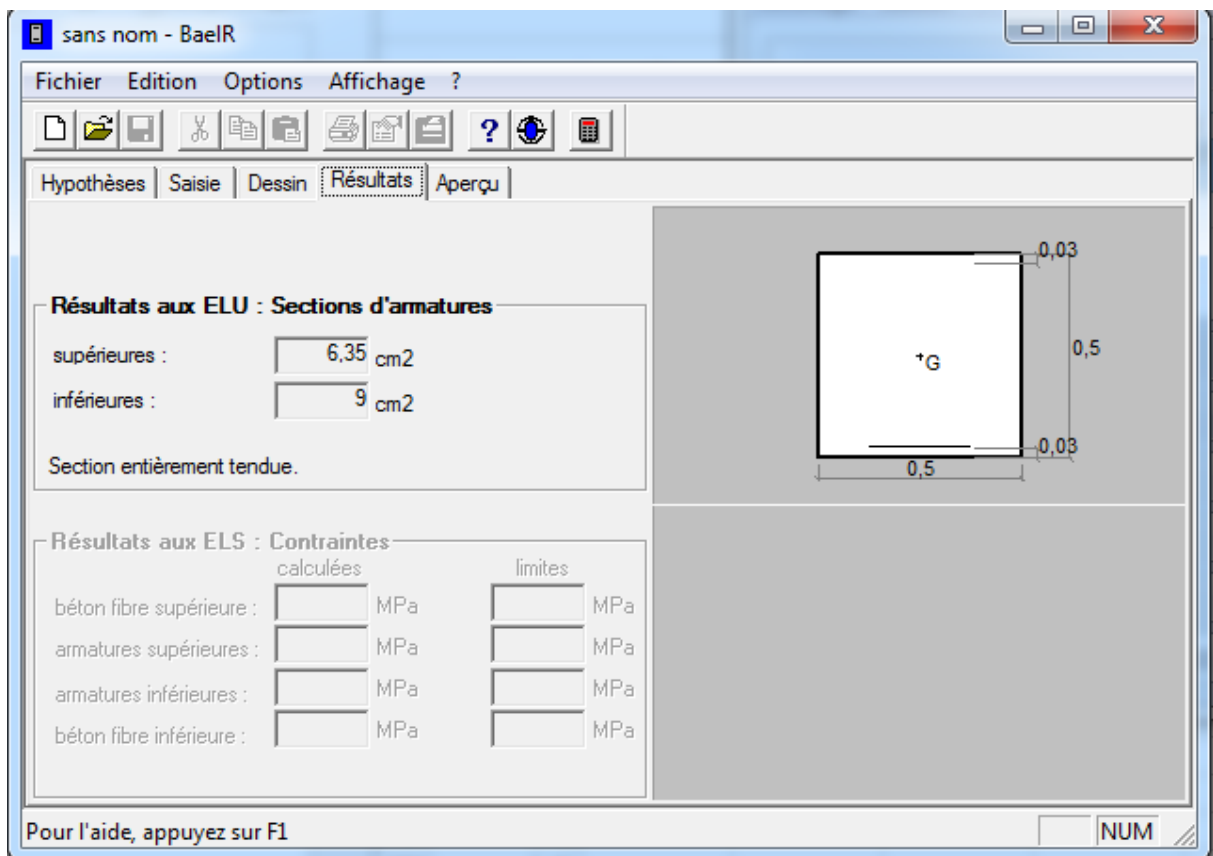
$$A_2 = 9\text{cm}^2$$

**b) Exemple de calcul avec SOCOTEC**

On introduit les caractéristiques de nos matériaux et nos efforts.



La section d'acier est donnée par SOCOTEX :



**Poteau 50x50 : situation accidentelle (GOEX) :**

$$N_{\min} = 1788.87 \text{ KN} \quad M_{\max} = 71.33 \text{ KN.m (compression)}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{71.33}{1788.87} = 0.04 < \frac{h}{2} - c = 0.225$$

$$M_f = N \times g \quad \text{avec : } g = e + \frac{h}{2} - c$$

$$g = 0.04 + 0.5/2 - 0.025 = 0.265$$

$$M_f = 1788.87 \times 0.265 = 474.05 \text{ KN.m}$$

$$(0.337 \cdot h - 0.81 \cdot c') \cdot b \cdot h \cdot f_{bc} > N \cdot (d - c') - M_f$$

$$(0.337 \times 0.5 - 0.81 \times 0.025) \times 0.5 \times 0.5 \times 14.48 \times 10^3 = 536.66$$

$$1788.87 (0.475 - 0.025) - 474.05 = 330.94$$

$$536.66 > 330.94 \quad \text{condition vérifiée (S.P.C)}$$

$$\mu = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{475.05}{0.5 \times 0.475^2 \times 14.48 \times 10^3}$$

$$\mu = 0.290$$

$$\mu < \mu_l = 0.392$$

Donc une section simplement armée (SSA)

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} \quad \text{avec } \beta = 0.824 \quad (\text{tableau})$$

$$A_f = \frac{474.05}{0.824 \times 0.475 \times 34.8} = 34.80$$

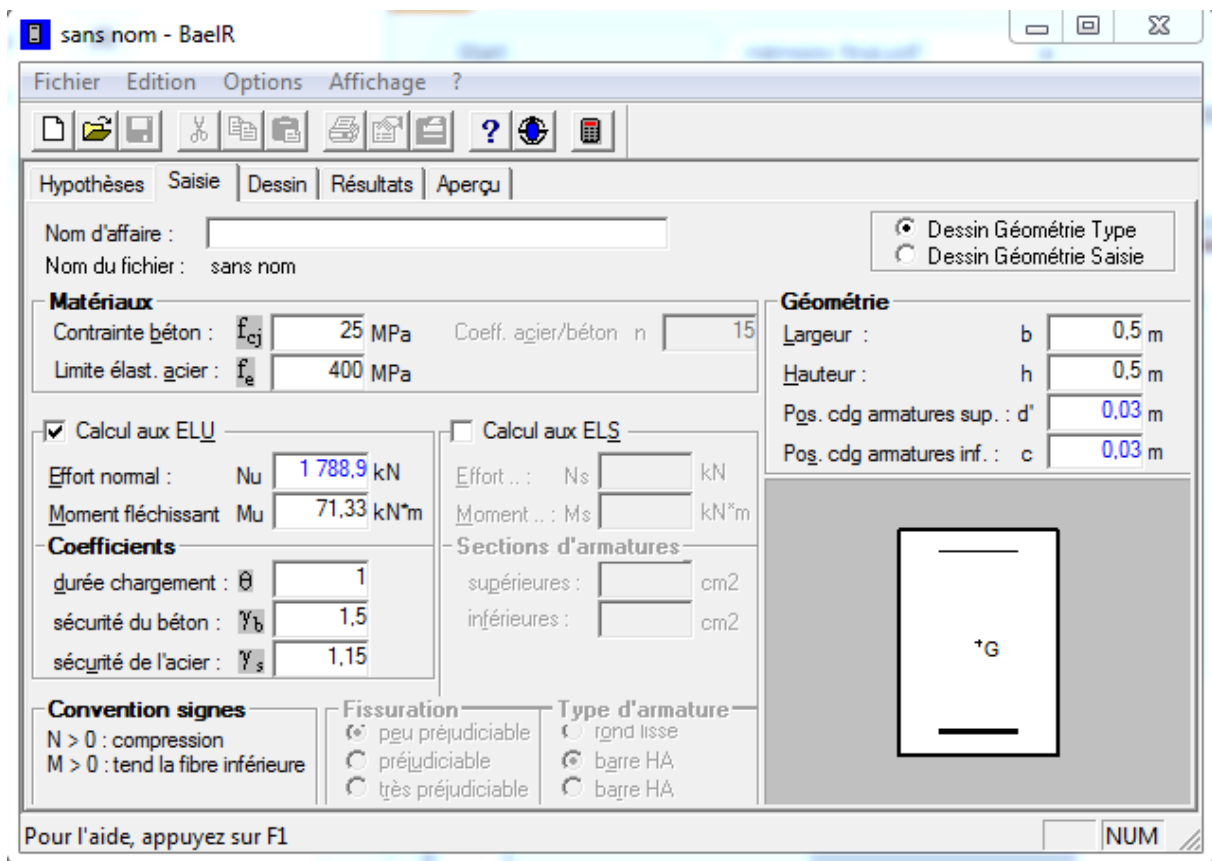
$$A'_f = 0$$

$$A = A_f - \frac{Nu}{f_e / \gamma_s} = 34.80 - \frac{1788.87}{34.8}$$

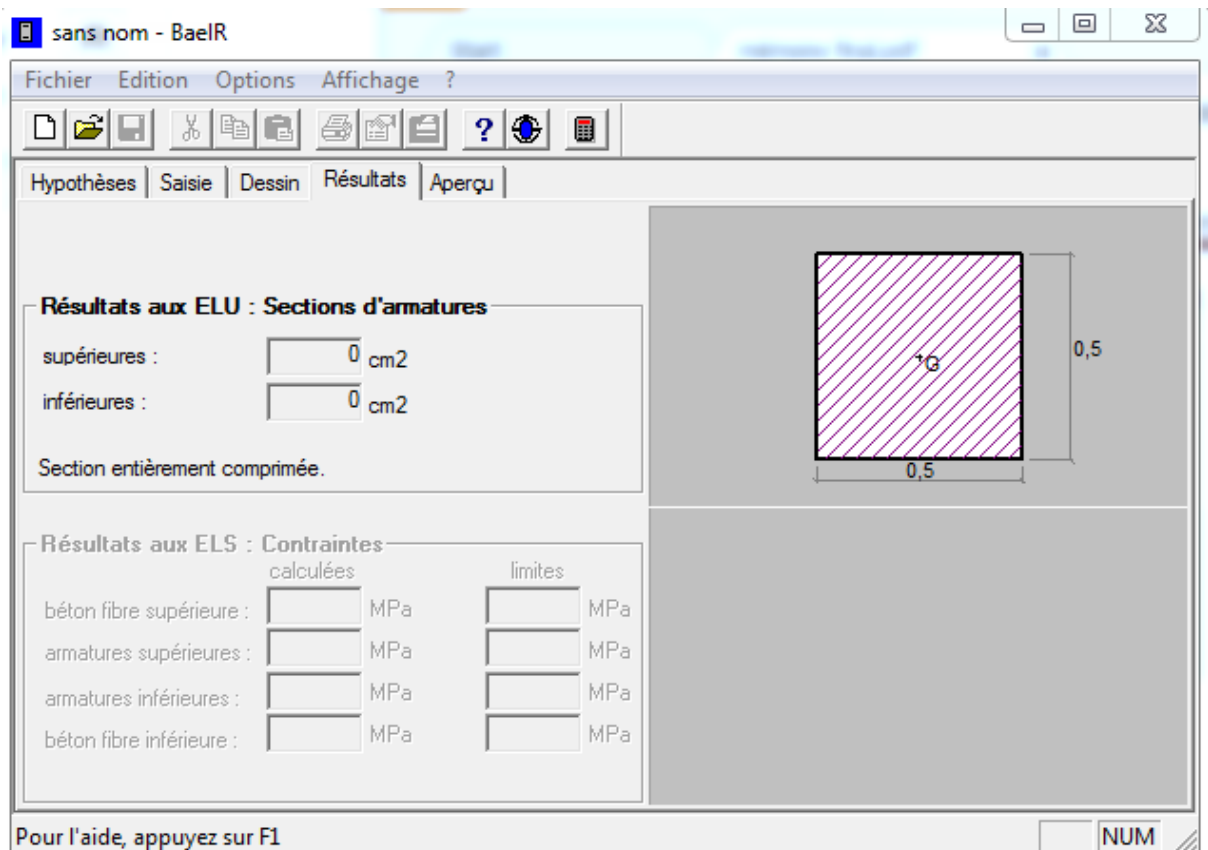
$$A = -16.60 \approx 0 \text{ cm}^2$$

$$A' = 0 \text{ cm}^2$$

Calcul avec SOCOTEC



Les résultats sont :



**Poteau 50x50 : (GQEY)**

$N_{max} = 1215.69 \text{ KN}$

$M_{corr} = 122.58 \text{ KN.m}$  (compression)

$$e = \frac{Mu}{Nu} = \frac{122.58}{1215.09} = 0.100 \text{ m}$$

$$M_f = N \times g \quad \text{avec: } g = e + \frac{h}{2} - c$$

$$g = 0.100 + \frac{0.5}{2} - 0.025 = 0.325 \text{ m}$$

$$M_f = 1215.69 \times 0.325 = 395.09 \text{ KN.m}$$

$$(0.337 \cdot h - 0.81 \cdot c') \cdot b \cdot h \cdot f_{bc} > N \cdot (d - c') - M_f$$

$$(0.337 \times 0.5 - 0.81 \times 0.025) \times 0.5 \times 0.5 \times 14.48 \times 10^3 = 536.66$$

$$1215.58 \times (0.475 - 0.025) - 395.09 = 151.921$$

$$536.66 > 498.27 \quad \text{condition vérifiée (S.E.C)}$$

$$(0.5 \cdot h - c') \cdot b \cdot h \cdot f_{bc} > N \cdot (d - c') - M_f$$

$$(0.5 \times 0.5 - 0.025) \times 0.5 \times 0.5 \times 14.48 \times 10^3 = 814.5$$

$$1215.58 \times (0.475 - 0.025) - 395.09 = 151.921$$

814.5 > 151.921 condition vérifiée

$$\Psi = \frac{0.3571 + \frac{N(d-c') - Mf}{b \cdot h^2 \cdot fbc}}{0.8571 - \frac{c'}{h}} = \frac{0.3571 + \frac{1215.58(0.475 - 0.025) - 395.09}{0.5 \times 0.5^2 \times 14.48 \times 10^3}}{0.8571 - \frac{0.025}{0.5}}$$

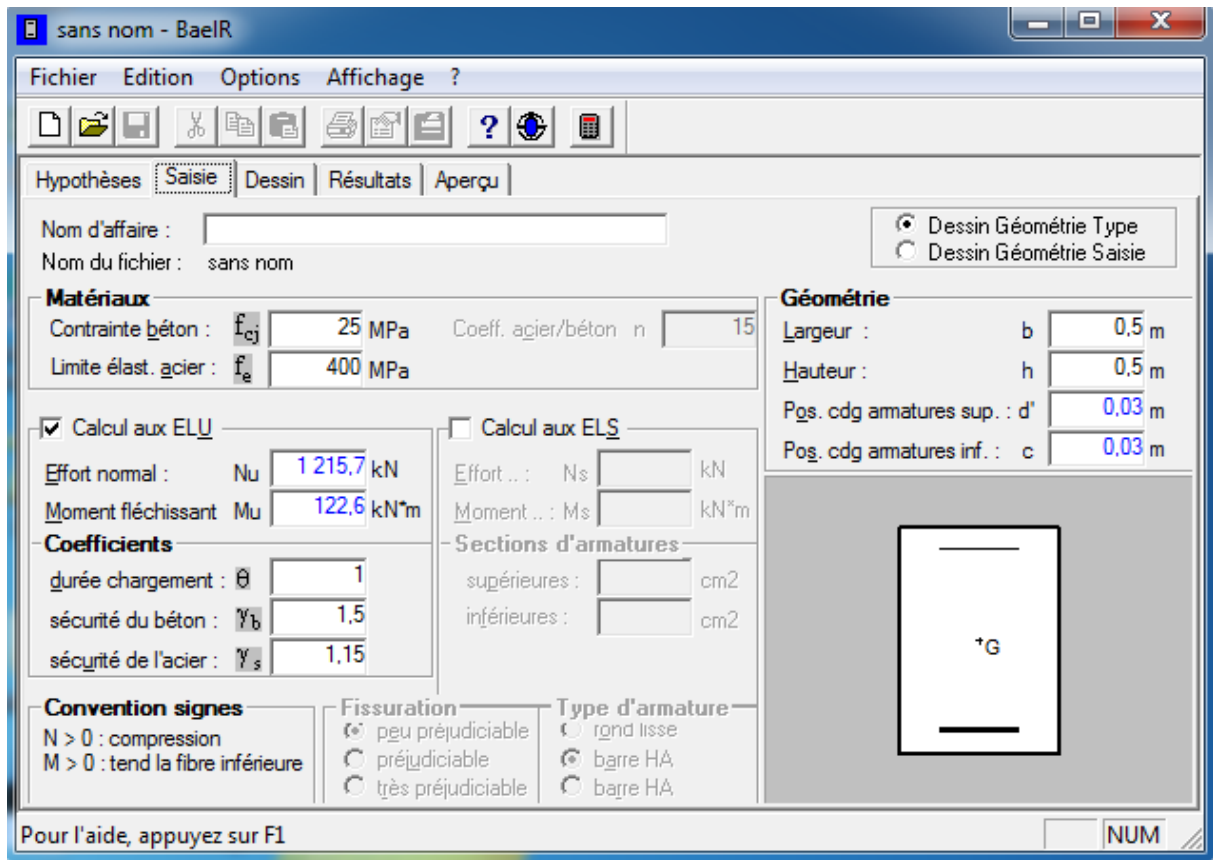
$$\Psi = 0.546$$

$$A_I = \frac{N - \Psi \cdot b \cdot h \cdot fbc}{\sigma_s} = \frac{1215.58 - 0.546 \times 0.5 \times 0.5 \times 14.48 \times 10^3}{34.8}$$

$$A_I = -21.89 \approx 0 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = 0 \text{ cm}^2$$

**Calcul avec SOCOTEC :**



Les résultats sont :

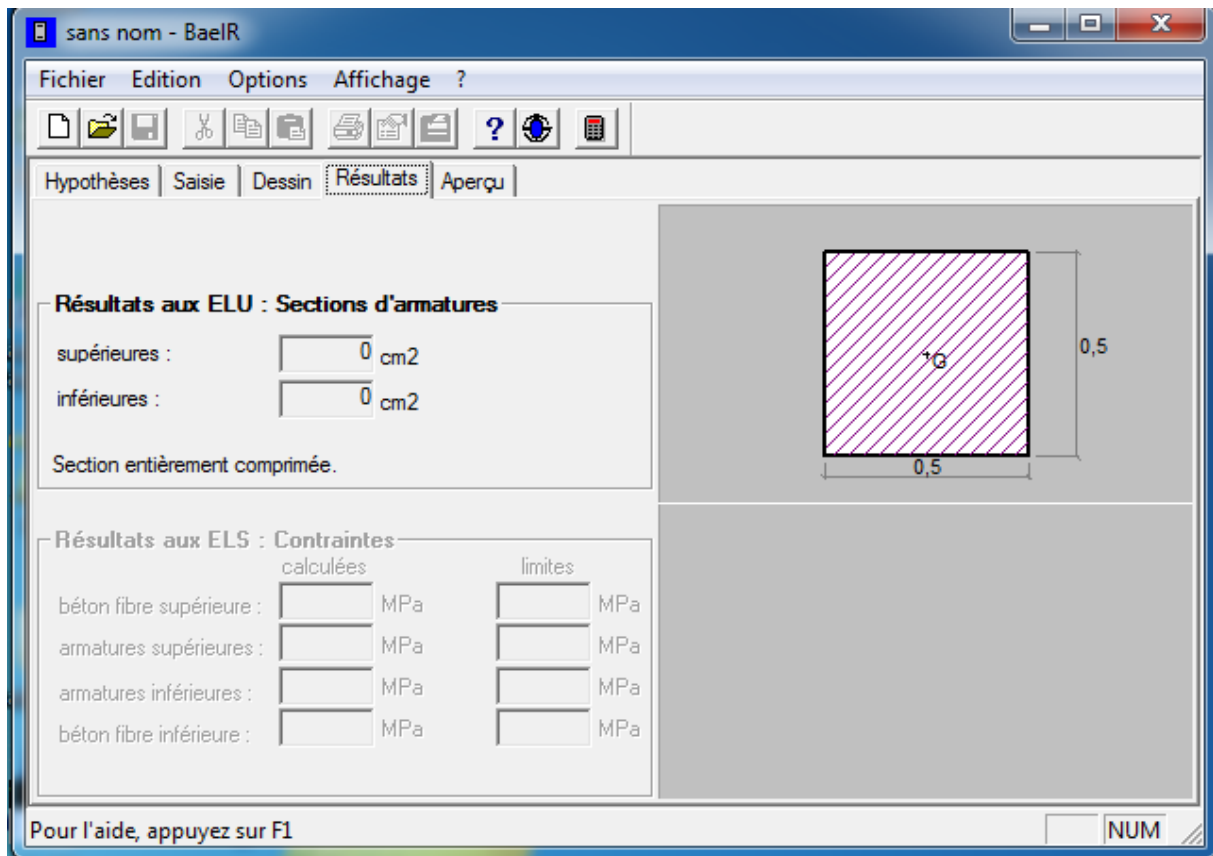


Tableau.IV.2 : Le ferrailage des Poteaux 50x50

niveau	N (KN)	M (KN.m)	sect (cm <sup>2</sup> )	obs	As (cm <sup>2</sup> )	As' (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A adopt (cm <sup>2</sup> )	choix des barres
RDC au 3 <sup>eme</sup> étage	N <sub>max</sub> = 1788.87	M <sub>corr</sub> = 71.334	50x50	S.E.C	0.00	0.00	22.5	25.12	8HA20
	N <sub>min</sub> = -533.94	M <sub>corr</sub> = 20.747		S.E.T	6.34	9		25.12	
	N <sub>min</sub> = 1215.69	M <sub>max</sub> = 122.57		S.P.C	0.00	0.00		25.12	

Tableau.IV.3 : Le ferrailage des Poteaux 45x45

niveau	N (KN)	M (KN.m)	sect (cm <sup>2</sup> )	obs	As (cm <sup>2</sup> )	As' (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A adopt (cm <sup>2</sup> )	choix des barres
4 au 6 <sup>eme</sup> étage	N <sub>max</sub> = 1148.49	M <sub>corr</sub> = 26.51	45x45	S.E.C	0.00	0.00	18.225	25.12	8HA20
	N <sub>min</sub> = -275.18	M <sub>corr</sub> = 67.557		S.P.C	0	8.25		25.12	
	N <sub>min</sub> = 328.31	M <sub>max</sub> = 122.44		S.E.C	0.00	3.31		25.12	

Tableau.IV.4 : Le ferraillage des Poteaux 40x40

niveau	N (KN)	M (KN.m)	sect (cm <sup>2</sup> )	obs	As (cm <sup>2</sup> )	As' (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A adopt (cm <sup>2</sup> )	choix des barres
6 au 10 <sup>eme</sup> étage	N <sub>max</sub> = 597.43	M <sub>corr</sub> = 15.836	40x40	S.E.C	0.00	0.00	14.4	16.08	8HA16
	N <sub>min</sub> = -63.52	M <sub>corr</sub> = 17.378		S.P.C	0	2.01		16.08	
	N <sub>min</sub> = 71.73	M <sub>max</sub> = 101.449		S.P.C	0.00	5.35		16.08	

Tableau.IV.5 : Le ferraillage des Poteaux 30x30

niveau	N (KN)	M (KN.m)	sect (cm <sup>2</sup> )	obs	As (cm <sup>2</sup> )	As' (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A adopt (cm <sup>2</sup> )	choix des barres
RDC au 10 <sup>eme</sup> étage	N <sub>max</sub> = 1757.45	M <sub>corr</sub> = 26.124	30x30	S.E.C	10.06	3.81	8.1	20.60	4HA20 + 4HA16
	N <sub>min</sub> = -1230.9	M <sub>corr</sub> = 10.559		S.P.C	18.96	16.43		20.60	
	N <sub>min</sub> = 77.18	M <sub>max</sub> = 73.576		S.P.C	8.34	0		20.60	

**IV.5. Vérification à l'ELU :**

**✚ Armatures transversales:**

Leur calcul se fait à l'aide de la formule (RPA99/2003, Art.7.4.2.2)

Elles sont calculées à l'aide de la formule suivante :  $\frac{At}{St} = \frac{\rho_a Vu}{h.f_e}$

L'élançement géométrique du poteau est donné par la relation :

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a} = \frac{L_f}{b}$$

Telle que

L<sub>f</sub> = longueur libre du poteau

l<sub>0</sub> = 315cm pour tous les étages

- **En zone nodale :**

$$S_t \leq 10 \text{ cm}$$

- **En zone courante :**

$$S_t \leq \text{Min} (b_1/2, h_1/2, 10\phi_1) = \text{Min} (25, 25, 20) \longrightarrow S_t = 20\text{cm}$$

- **Longueur de recouvrement :**

$$L_r = 50\Phi_t = 50 \times 20 = 100\text{cm}$$

- ❖ **Pour le cas le plus défavorable**

**Poteaux (50x50) :**  $V_u = 75.39\text{KN}$

- **Flambement :**

$$l = 0.7 \times 3.15 = 2.205 \text{ m}$$

$$\lambda_g = \frac{Lf}{b} = \frac{2.205}{0.50} = 4.41$$

$$\lambda_g > 5 \text{ d'ou } \rho = 2.5$$

- **La zone nodale :**

$$A_t = \left( \frac{\rho_a V_u}{h.f_e} \right) S_t = \frac{2.5 \times 75.39}{0.5 \times 400} \times 0.1 \times 10 = 0.94 \text{ cm}^2$$

Soit un cadre de  $8\Phi$   $A_t = 1.00 \text{ cm}^2$  (2 brins  $\Phi 8$ )

- **La zone courante :**

$$A_t = \left( \frac{\rho_a V_u}{h.f_e} \right) S_t = \frac{2.5 \times 75.39}{0.5 \times 400} \times 0.2 \times 10 = 1.88 \text{ cm}^2$$

Soit (un cadre + un étrier) de  $8\Phi$   $A_t = 2.00 \text{ cm}^2$  ( $4\Phi 8$ )

La section minimale de RPA est :

- **En zone nodale :**

$$A_{\min} = 0.003b.S_t = 0.003 \times 50 \times 10 = 1.5\text{cm}^2$$

- **En zone courante :**

$$A_{\min} = 0.003.b.St = 0.003 \times 50 \times 20 = 3 \text{ cm}^2$$

**Longueur d'ancrage :** (BAEL91 Art.A.6.1.221)

$$l_s = \frac{\varphi.f_e}{4\tau_{su}}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28} ; \tau_{su} = 0.6\Psi^2.f_{t28}$$

$\Psi_s = 1.5$  pour les aciers à haute adhérence.

$$\text{Pour les HA 20 : } l_s = \frac{\varphi.f_e}{4\tau_{su}} = \frac{2 \times 200}{4 \times (0.6 \times 1.5^2 \times 2.1)} = 35.27 \text{ cm}$$

**Longueur de recouvrement :**

Selon le RPA ; la longueur minimale de recouvrement est :  $L = 50\phi$

Pour les **HA20** :

$$L = 50 \times \phi = 50 \times 2 = 100 \text{ cm}$$

**Vérification au cisaillement :** (RPA99/2003 Art.7.4.3.2)

$$\tau_b = \frac{Vu}{bd} \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_b f_{c28}$$

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

$$\text{Et } \begin{cases} \lambda g \geq 5 & \rho_b = 0.075 \\ \lambda g \leq 5 & \rho_b = 0.04 \end{cases}$$

$$\tau_b = \frac{Vu}{bd} = \frac{75.39 \times 10^3}{500 \times 475} = 0.31 \text{ MPa}$$

$\tau_b = 0.31 \text{ MPa} \leq \tau_{bu} = \rho_b f_{c28} = 0.075 \times 25 = 1.875 \text{ MPa}$  ..... La condition est vérifiée.

**Délimitation de la zone nodale :**

Au niveau des poutres  $h' = 2xh$

$$h' = \max \{ h_e/6, b_1, h_1, 60 \text{ cm} \}$$

$$h' = \max \{ 80, 50, 50, 60 \text{ cm} \}$$

On aura  $h' = 80 \text{ cm}$

**Poteaux (45x45) :**  $V_u = 79.77\text{KN}$ - **Flambement :**

$$l = 0.7 \times 3.15 = 2.205 \text{ m}$$

$$\lambda_g = \frac{Lf}{b} = \frac{2.205}{0.50} = 4.41$$

$$\lambda_g > 5 \text{ d'ou } \rho = 2.5$$

- **La zone nodale :**

$$A_t = \left( \frac{\rho_a V_u}{h.f_e} \right) St = \frac{2.5 \times 79.77}{0.45 \times 400} \times 0.1 \times 10 = 1.10 \text{ cm}^2$$

Soit un cadre de  $8\Phi$   $A_t = 1.50 \text{ cm}^2$  ( $3\Phi 8$ )- **La zone courante :**

$$A_t = \left( \frac{\rho_a V_u}{h.f_e} \right) St = \frac{2.5 \times 79.77}{0.45 \times 400} \times 0.2 \times 10 = 2.21 \text{ cm}^2$$

Soit (un cadre + un étrier) de  $8\Phi$   $A_t = 2.51 \text{ cm}^2$  (5 brins  $\Phi 8$ )

La section minimale de RPA est :

- **En zone nodale :**

$$A_{\min} = 0.003b.St = 0.003 \times 45 \times 10 = 1.35 \text{ cm}^2$$

- **En zone courante :**

$$A_{\min} = 0.003.b.St = 0.003 \times 45 \times 20 = 2.7 \text{ cm}^2$$

**Longueur d'ancrage :** (BAEL91 Art.A.6.1.221)

$$l_s = \frac{\varphi.f_e}{4\tau_{su}}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28} ; \tau_{su} = 0.6\Psi^2.f_{t28}$$

 $\Psi_s = 1.5$  pour les aciers à haute adhérence.

$$\text{Pour les HA 20 : } l_s = \frac{\varphi.f_e}{4\tau_{su}} = \frac{2 \times 200}{4 \times (0.6 \times 1.5^2 \times 2.1)} = 35.27 \text{ cm}$$

**✚ Longueur de recouvrement :**

Selon le RPA ; la longueur minimale de recouvrement est :  $L = 50\phi$

Pour les **HA20** :

$$L = 50 \times \phi = 50 \times 2 = 100 \text{ cm}$$

**✚ Longueur d’ancrage :** (BAEL91 Art.A.6.1.221)

$$l_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4\tau_{su}}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28} ; \tau_{su} = 0.6\Psi^2 \cdot f_{t28}$$

$\Psi_s = 1.5$  pour les aciers à haute adhérence.

$$\text{Pour les HA 20 : } l_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4\tau_{su}} = \frac{2 \times 200}{4 \times (0.6 \times 1.5^2 \times 2.1)} = 35.27 \text{ cm}$$

**✚ Longueur de recouvrement :**

Selon le RPA ; la longueur minimale de recouvrement est :  $L = 50\phi$

Pour les **HA20** :

$$L = 50 \times \phi = 50 \times 2 = 100 \text{ cm}$$

**✚ Vérification au cisaillement :** (RPA99/2003 Art.7.4.3.2)

$$\tau_b = \frac{Vu}{bd} \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_b f_{c28}$$

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

$$\text{Et } \begin{cases} \lambda g \geq 5 & \rho_b = 0.075 \\ \lambda g \leq 5 & \rho_b = 0.04 \end{cases}$$

$$\tau_b = \frac{Vu}{bd} = \frac{79.77 \times 10^3}{450 \times 425} = 0.417 \text{ MPa}$$

$\tau_b = 0.417 \text{ MPa} \leq \tau_{bu} = \rho_b f_{c28} = 0.075 \times 25 = 1.875 \text{ MPa}$  ..... La condition est vérifiée.

**✚ Délimitation de la zone nodale :**

Au niveau des poutres  $h' = 2xh$

$$h' = \max \{ h_e/6, b_1, h_1, 60\text{cm} \}$$

$$h' = \max \{ 80, 45, 45, 60\text{cm} \}$$

On aura  $h' = 80\text{cm}$

**Poteaux (40x40) :**  $V_u = 68.26\text{KN}$

**- Flambement :**

$$l = 0.7 \times 3.15 = 2.205 \text{ m}$$

$$\lambda_g = \frac{Lf}{b} = \frac{2.205}{0.40} = 5.512$$

$$\lambda_g > 5 \text{ d'ou } \rho = 2.5$$

**- La zone nodale :**

$$A_t = \left( \frac{\rho_a V_u}{h.f_e} \right) S_t = \frac{2.5 \times 68.26}{0.4 \times 400} \times 0.1 \times 10 = 1.06 \text{ cm}^2$$

Soit un cadre de  $8\Phi$   $A_t = 1.50 \text{ cm}^2$  ( $3\Phi 8$ )

**- La zone courante :**

$$A_t = \left( \frac{\rho_a V_u}{h.f_e} \right) S_t = \frac{2.5 \times 68.26}{0.40 \times 400} \times 0.2 \times 10 = 2.13 \text{ cm}^2$$

Soit (un cadre + un étrier) de  $8\Phi$   $A_t = 2.51 \text{ cm}^2$  ( $5\Phi 8$ )

La section minimale de RPA est :

**- En zone nodale :**

$$A_{\min} = 0.003b.S_t = 0.003 \times 40 \times 10 = 1.2 \text{ cm}^2$$

**- En zone courante :**

$$A_{\min} = 0.003.b.S_t = 0.003 \times 40 \times 20 = 2.4 \text{ cm}^2$$

**Longueur d'ancrage :** (BAEL91 Art.A.6.1.221)

$$l_s = \frac{\varphi \cdot f_e}{4\tau_{su}}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28} ; \tau_{su} = 0.6\Psi^2 \cdot f_{t28}$$

$\Psi_s = 1.5$  pour les aciers à haute adhérence.

$$\text{Pour les HA 16 : } l_s = \frac{\varphi \cdot f_e}{4\tau_{su}} = \frac{2 \times 16}{4 \times (0.6 \times 1.5^2 \times 2.1)} = 28.22 \text{ cm}$$

**✚ Longueur de recouvrement :**

Selon le RPA ; la longueur minimale de recouvrement est :  $L = 50\phi$

Pour les **HA16** :

$$L = 50 \times \phi = 50 \times 2 = 100 \text{ cm}$$

**✚ Longueur d'ancrage : (BAEL91 Art.A.6.1.221)**

$$l_s = \frac{\varphi \cdot f_e}{4\tau_{su}}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28} ; \tau_{su} = 0.6\Psi^2 \cdot f_{t28}$$

$\Psi_s = 1.5$  pour les aciers à haute adhérence.

$$\text{Pour les HA 16 : } l_s = \frac{\varphi \cdot f_e}{4\tau_{su}} = \frac{2 \times 160}{4 \times (0.6 \times 1.5^2 \times 2.1)} = 28.22 \text{ cm}$$

**✚ Longueur de recouvrement :**

Selon le RPA ; la longueur minimale de recouvrement est :  $L = 50\phi$

Pour les **HA16** :

$$L = 50 \times \phi = 50 \times 2 = 100 \text{ cm}$$

**✚ Vérification au cisaillement : (RPA99/2003 Art.7.4.3.2)**

$$\tau_b = \frac{Vu}{bd} \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_b f_{c28}$$

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

$$\text{Et } \begin{cases} \lambda g \geq 5 & \rho_b = 0.075 \\ \lambda g \leq 5 & \rho_b = 0.04 \end{cases}$$

$$\tau_b = \frac{Vu}{bd} = \frac{68.26 \times 10^3}{400 \times 375} = 0.455 \text{MPa}$$

$\tau_b = 0.455 \text{MPa} \leq \tau_{bu} = \rho_b f_{c28} = 0.075 \times 25 = 1.875 \text{MPa}$  ..... La condition est vérifiée.

**✚ D'élimination de la zone nodale :**

Au niveau des poutres  $h' = 2xh$

$$h' = \max \{ h_e/6, b_1, h_1, 60\text{cm} \}$$

$$h' = \max \{ 80, 45, 45, 60\text{cm} \}$$

On aura  $h' = 80\text{cm}$

**.IV.5 Vérification à l'ELS :**

**Condition de non fragilité :** (Art A.4.2.1/BAEL91/99)

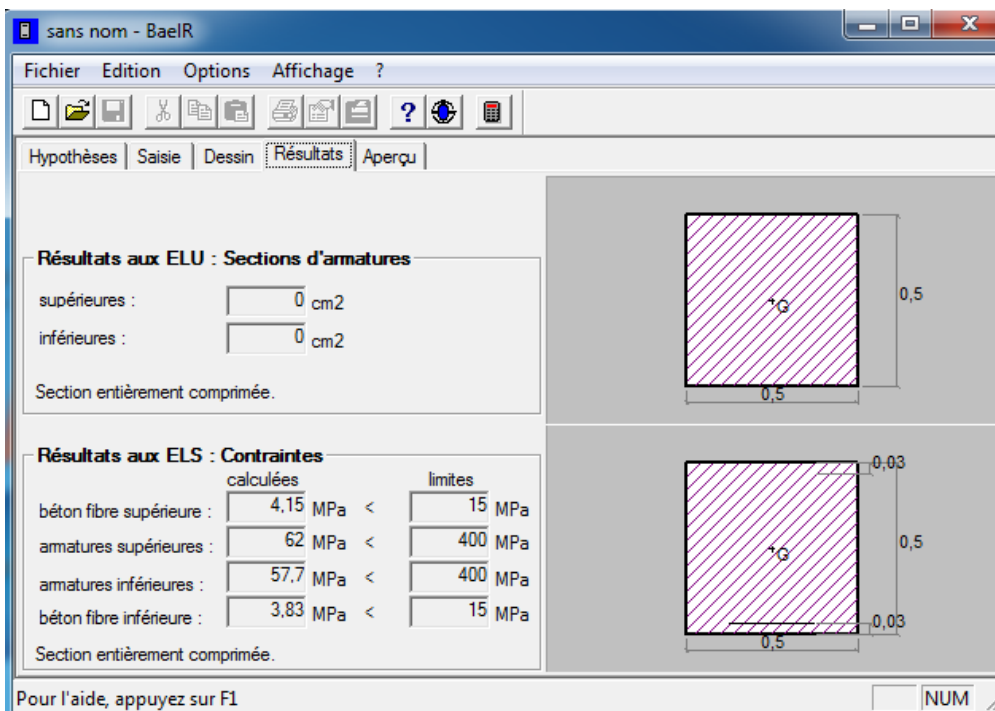
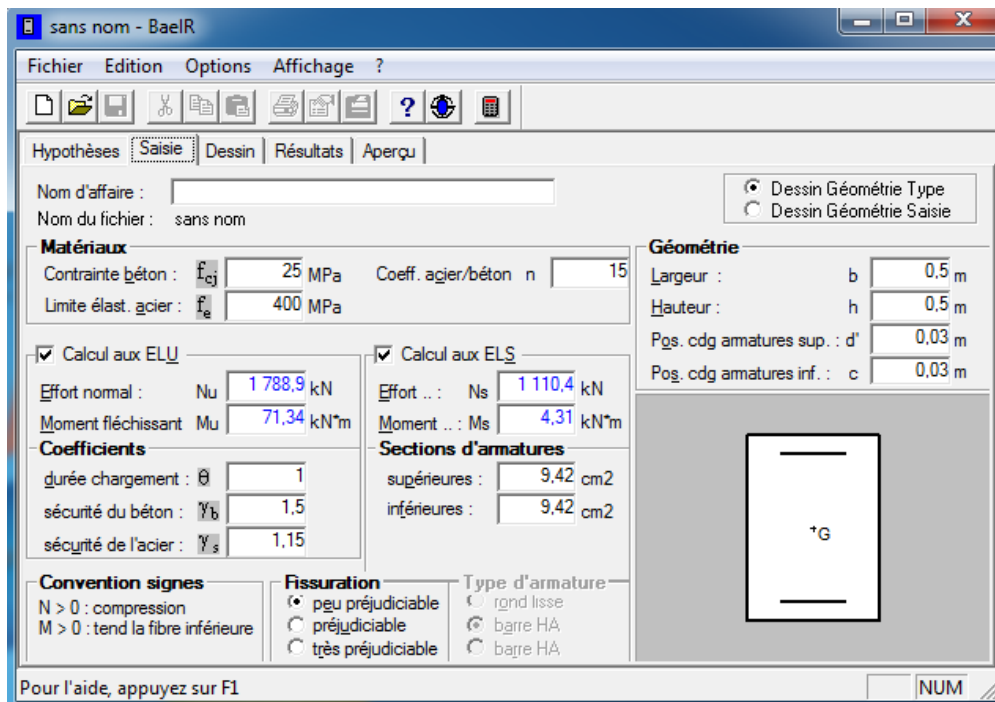
$$A_{\min} = \frac{0.23.b.d.ft_{28}}{f_e} \cdot \left[ \frac{es - 0.455.d}{es - 0.185.d} \right]$$

Les vérifications seront résumées dans le tableau suivant :

Tableau IV.6 : vérification de la condition de non fragilité.

Section (cm <sup>2</sup> )	comb	Ns (KN)	Ms (KN.m)	es (m)	Amin (cm <sup>2</sup> )	A adoptée (cm <sup>2</sup> )	OBS
pot50x50	Nmax/Mcor	1110.39	4.314	0.0040	7.05	25.12	Vérifiée
	Nmin/Mcor	417.54	8.766	0.020	7.06	25.12	Vérifiée
	Ncor/Mmax	674.72	24.097	0.036	7.07	25.12	Vérifiée

Les valeurs des contraintes sont données par logiciel SOCOTEC :



Les résultats de vérification sont résume dans le tableau suivant :

❖ Pour le béton :

section	Ns	Ms (KN.m)	es	h/6	$\sigma_b$ sup (MPa)	$\sigma_b$ inf (MPa)	$\bar{\sigma}$ (MPa)	OBA
50x50	1110.39	4.314	0.0040	0.0833	4.15	3.83	15	Vérifiée
	417.54	8.766	0.020	0.0833	1.83	1.17	15	Vérifiée
	674.72	24.097	0.036	0.0833	3.34	1.51	15	Vérifiée

❖ Pour les aciers :

section	Ns	Ms (KN.m)	es	h/6	$\sigma_b$ sup (MPa)	$\sigma_b$ inf (MPa)	$\bar{\sigma}$ (MPa)	OBA
50x50	1110.39	4.314	0.0040	0.0833	62	57.7	348	Vérifiée
	417.54	8.766	0.020	0.0833	26.9	18.1	348	Vérifiée
	674.72	24.097	0.036	0.0833	48.5	24.3	348	Vérifiée

❖ Pour le béton :

section	Ns	Ms (KN.m)	es	h/6	$\sigma_b$ sup (MPa)	$\sigma_b$ inf (MPa)	$\bar{\sigma}$ (MPa)	OBA
45x45	739.43	10.444	0.014	0.075	3.73	2.68	15	Vérifiée
	248.12	9.145	0.036	0.075	1.53	0.62	15	Vérifiée
	385.2	28.49	0.074	0.075	3.1	0.24	15	Vérifiée

❖ Pour les aciers :

section	Ns	Ms (KN.m)	es	h/6	$\sigma_b$ sup (MPa)	$\sigma_b$ inf (MPa)	$\bar{\sigma}$ (MPa)	OBA
45x45	739.43	10.444	0.014	0.075	54.9	41.3	348	Vérifiée
	248.12	9.145	0.036	0.075	22.1	10.2	348	Vérifiée
	385.2	28.49	0.074	0.075	43.6	6.49	348	Vérifiée

❖ Pour le béton :

section	Ns	Ms (KN.m)	es	h/6	$\sigma_b$ sup (MPa)	$\sigma_b$ inf (MPa)	$\bar{\sigma}$ (MPa)	OBA
40x40	404.72	9.613	0.023	0.066	3	1.55	15	Vérifiée
	39.7	12.836	0.323	0.066	1.61	0	15	Vérifiée
	80.19	30.936	0.0386	0.066	3.86	0	15	Vérifiée

❖ Pour les aciers :

section	Ns	Ms (KN.m)	es	h/6	$\sigma_b$ sup (MPa)	$\sigma_b$ inf (MPa)	$\bar{\sigma}$ (MPa)	OBA
40x40	404.72	9.613	0.023	0.066	43.3	24.9	348	Vérifiée
	39.7	12.836	0.323	0.066	19.4	-34.6	348	Vérifiée
	80.19	30.936	0.0386	0.066	45.6	-93.5	348	Vérifiée

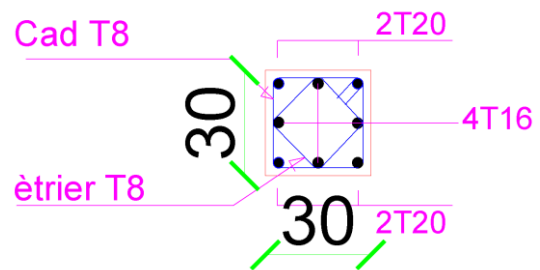
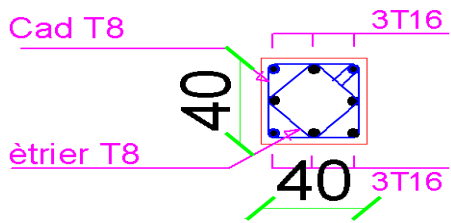
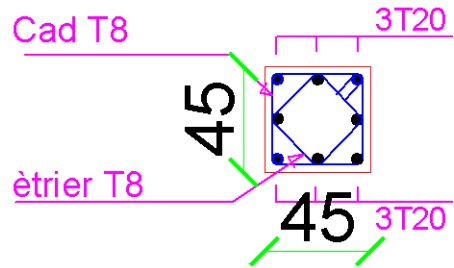
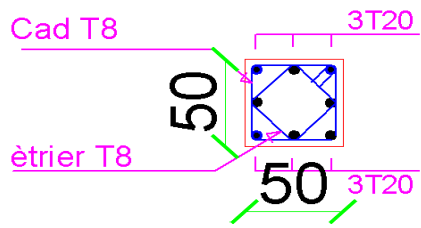
❖ Pour le béton :

section	Ns	Ms (KN.m)	es	h/6	$\sigma_b$ sup (MPa)	$\sigma_b$ inf (MPa)	$\bar{\sigma}$ (MPa)	OBA
30x30	321	2.43	0.0075	0.066	2.78	3.03	15	Vérifiée
	-4.7	1.53	0.325	0.066	0.14	-5.29	15	Vérifiée
	12.47	10.164	0.815	0.066	2.71	0	15	Vérifiée

❖ Pour les aciers :

section	Ns	Ms (KN.m)	es	h/6	$\sigma_b$ sup (MPa)	$\sigma_b$ inf (MPa)	$\bar{\sigma}$ (MPa)	OBA
40x40	321	2.43	0.0075	0.066	42	45.1	348	Vérifiée
	-4.7	1.53	0.325	0.066	1.27	0	348	Vérifiée
	12.47	10.164	0.815	0.066	0	-46.4	348	Vérifiée

Les différentes coupes de schémas des poteaux :



*CHAPITRE V :*  
*Ferraillage des*  
*Poutres*

**Introduction :**

Le ferraillage des poutres sera déterminé en flexion simple, à l'état limite ultime (ELU), puis on procédera à une vérification à l'état limite de service (ELS).

Les aciers nécessaires pour le ferraillage des poutres seront déterminés en fonction des moments fléchissant maximums pour les deux situations suivantes :

Tableau.V.1 : Situations et coefficients de calcul.

	$\gamma_b$	$\gamma_s$	$f_{c28}$ (MPa)	$f_{bu}$ (MPa)	$f_e$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)
Situation durable	1.5	1.15	25	14.17	400	348
Situation accidentelle	1.15	1	25	18.48	400	400

En fonction du type des sollicitations, nous distinguons les combinaisons suivantes :

1.35G+1.5Q à l'ELU

G+Q à l'ELS

G+Q±E RPA99/2003

0.8G±E RPA99/2003


**V.2.Recommandations du RPA pour le ferraillage des poutres :****a) Armatures longitudinales :**

- Le pourcentage minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de **0.5%** en toute section.

Poutre principales :  $A_{min} = 0.005 \times 30 \times 45 = 6.75 \text{ cm}^2$

Poutre secondaires :  $A_{min} = 0.005 \times 30 \times 40 = 6 \text{ cm}^2$

- Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de **4%** en zone courante et de **6%** en zone de recouvrement.

 En zone courante :

Poutre principales :  $A_{max} = 0.04 \times 30 \times 45 = 54 \text{ cm}^2$

Poutre secondaires :  $A_{\max} = 0.04 \times 30 \times 40 = 18 \text{cm}^2$

 En zone de recouvrement :

Poutre principales :  $A_{\max} = 0.06 \times 30 \times 45 = 81 \text{cm}^2$

Poutre secondaire :  $A_{\max} = 0.06 \times 30 \times 40 = 72 \text{cm}^2$

- La longueur minimale de recouvrement est de  $50\Phi$  en zone III.
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieure et inférieure dans les poutres de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à  $90^\circ$ .

**b) Armatures transversales :**

La quantité minimale des armatures transversales est donnée par :

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b$$

L'espacement maximum entre les armatures transversales est de :

$S_t^{\max} = \min ( h/4, 12\Phi )$  en zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires.

$S_t \leq h/4$  en zone de recouvrement.

Avec :

$\Phi$  : Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures longitudinales.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

 Disposition constructive :

Conformément au CBA93 annexe E<sub>3</sub>, concernant la détermination de la longueur des chapeaux et des barres inférieure du 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 :

- A  $1/5$  de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'appui n'appartenant pas à une travée de rive.
- A  $1/4$  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 prolongée jusqu'aux appuis et les armatures du second lit sont arrêtées à une distance des appuis au plus égale à 1/10 de la portée.

**V.3. Ferraillage des poutres à l'ELU :**

✚ **Calcul du moment réduit :**

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$

$$f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b}$$

Si  $\mu \leq \mu_1 = 0.392$  la section est simplement armée (SSA)

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$

Si  $\mu \geq \mu_1 = 0.392$  La section est doublement armée (SDA).

On calcule  $M_r = \mu_1 \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{bc}$

$$\Delta M = M_u - M_r$$

Avec :

$M_r$  : moment ultime pour une section simplement armée.

$$A_{s1} = \frac{M_f}{\beta_r \cdot d \cdot \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \cdot \sigma_s} ; A'_s = \frac{\Delta M}{(d - c') \cdot \sigma_s}$$

$A_s$  : La section inférieure tendue ou la moins comprimée selon le cas.

$A'_s$  : La section supérieure la plus comprimée.

**V.4. Ferraillage**

Le ferraillage des poutres est récapitulé dans les tableaux suivants :

Pour les poutres non adhérentes aux voiles :

Tableau.V.2 : Le ferraillage des poutres.

	Nature	comb	Mu	$\mu$	OBS	Acal	Amin	Aadop	choix des barres
PP30x45	Travée	0.8+G+EY	203.427	0.2032	SSA	13.52	6.75	15.44	3HA20 filante + 3HA16 chaps
	Appuis	G+Q+EY	-	0.205	SSA	13.71	6.75	15.44	3HA20 filante + 3HA16 chaps
PS30x40	Travée	0.8+G+EX	174.858	0.224	SSA	13.38	6	15.44	3HA20 filante + 3HA16 chaps
	Appuis	G+Q+EX	-	0.245	SSA	14.91	6	15.44	3HA20 filante + 3HA16 chaps

**V.5. Vérification à l'ELU :**

Les vérifications à effectuées sont les suivantes :

**a) Condition de non fragilité :** (BAEL91 ; Art 4.2.1)

$$A > A_{\min} = 0.23bb.d \frac{ft_{28}}{fe}$$

• **Poutre principales : (30x45)**

$$A_{\min} = 0.23 \times 30 \times 42.5 \times \frac{2.1}{400} = 1.539 \text{ cm}^2$$

• **Poutre secondaires : (30x40)**

$$A_{\min} = 0.23 \times 30 \times 37.5 \times \frac{2.1}{400} = 1.358 \text{ cm}^2$$

D'où : PP :  $A_s = 15.44 > 1.539 \text{ cm}^2$

PS :  $A_s = 15.44 > 1.358 \text{ cm}^2$

Condition vérifiée.

**b) Justification sous sollicitation d'effort tranchant : (BAEL91.Art A.5.1)**

Les poutres soumises à des efforts tranchants sont justifiées vis-à-vis de l'état ultime, cette justification est conduite à partir de la contrainte tangente « $\tau_u$ », prise conventionnellement égale à :

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{bd} \quad \text{Avec } T_u^{max} : \text{effort tranchant max à l'ELU}$$

**Poutre principales :**  $\tau_u = \frac{199.73 \times 10^3}{300 \times 425} = 1.566 \text{MPa}$

**Poutre secondaires :**  $\tau_u = \frac{163.14 \times 10^3}{300 \times 375} = 1.450 \text{MPa}$

Etat limite ultime du béton de l'âme :(BAEL91.art A.5.1.21)

Dans le cas où la fissuration est peu nuisible, la contrainte doit vérifier :

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{bd} < \min \left( \frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{MPa} \right) = 3.33 \text{MPa}$$

Poutre principales  $\tau_u = 1.566 \text{MPa} < 3.33 \text{MPa}$  ..... La condition est vérifiée.

Poutre secondaire  $\tau_u = 1.450 \text{MPa} < 3.33 \text{MPa}$  ..... La condition est vérifiée.

**c) Influence de l'effort tranchant sur béton au niveau des appuis :**

**📌 Influence sur le béton :**

$$T_u < \overline{T}_u = 0.4 \times \frac{0.9 \times d \times b \times f_{c28}}{\gamma_b} \dots\dots\dots (\text{BAEL91.Art 5.1.32})$$

Poutres principales :  $T_u = 199.73 \text{ KN} < \overline{T}_u = 0.4 \times \frac{0.9 \times 0.425 \times 0.3 \times 25 \times 10^3}{1.5} = 765 \text{ KN}$

Poutre secondaire :  $T_u = 163.14 \text{ KN} < \overline{T}_u = 0.4 \times \frac{0.9 \times 0.375 \times 0.3 \times 25 \times 10^3}{1.5} = 675 \text{ KN}$

**📌 Influence sur les armatures :**

Lorsqu'au droit d'un appui : on doit prolonger au-delà de l'appareil de l'appui, une section

d'armatures pour équilibrer un moment égale à  $T_u - \frac{M_u}{0.9d}$

D'où  $A_s > \frac{1.15}{f_e} \left( v_u - \frac{M_u}{0.9d} \right)$

**Poutre principales :**  $199.73 - \frac{205.977}{0.9 \times 0.425} = -338.77 < 0$

**Poutre secondaire :**  $163.14 - \frac{191.584}{0.9 \times 0.375} = -404.51 < 0$

Les armatures supplémentaires ne se sont pas nécessaires.

**d) Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres :** (BAEL91 Art 6.1.3)

$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{MPa}$  Avec  $\Psi = 1.5$  Pour le HA

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{max}}{0.9 \sum u_i}$$

Avec :

$\sum u_i$  = périmètre minimal circonscrit à la section droite des barres.

Poutre principales :

$3\text{HA}20 + 3\text{HA}16 \longrightarrow \sum u_i = n \cdot \pi \cdot \Phi = 3 \times 3.14 \times 20 + 3 \times 3.14 \times 16 = 33.912 \text{cm}$

$\tau_{se}^{max} = \frac{199.73 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.425 \times 0.33912} = 1.53 \text{MPa} < \bar{\tau}_{se}$  ..... Condition vérifiée.

Poutre secondaires :

$3\text{HA}20 + 3\text{HA}16 \longrightarrow \sum u_i = n \cdot \pi \cdot \Phi = 3 \times 3.14 \times 20 + 3 \times 3.14 \times 16 = 33.912 \text{cm}$

$\tau_{se}^{max} = \frac{163.14 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.375 \times 0.33912} = 1.42 \text{MPa} < \bar{\tau}_{se}$  ..... Condition vérifiée.

**e) Calcul de la longueur de scellement droit des barres :** (BAEL91 Art A6.1.21)

$l_s = \frac{\Phi f_e}{4 \times \tau_{su}}$  Avec  $\tau_{su} = 0.6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.3625$

Pour les  $\Phi 16$  :  $l_s = 67.72 \text{ cm}$        $l_s = 70 \text{cm}$

Pour les  $\Phi 20$  :  $l_s = 84.65$        $l_s = 85 \text{cm}$

Pour l'ancrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égale à «0.4ls» pour barre à haute adhérence.

Pour les  $\Phi 16$  :  $l_s = 27.088\text{cm}$        $l_s = 30\text{cm}$

Pour les  $\Phi 20$  :  $l_s = 33.86\text{cm}$        $l_s = 35\text{cm}$

**f) Calcul des armatures transversales :**

Le diamètre des armatures transversales doit vérifier la relation suivante :

$$\Phi < \min \left( \frac{h}{35}, \Phi, \frac{b}{10} \right)$$

$$\Phi < \min (12.85\text{mm}, 12\text{mm}, 30\text{mm})$$

**Soit :  $\Phi_t = 8\text{mm}$**

On optera pour un cadre et un étrier  $A_t = 4\text{HA}8 = 2.01\text{cm}^2$

**Espacement max des armatures transversales :** (Art A.5.1.22/BAEL91)

$$S_{t \max} < \min (0.9d; 40\text{cm})$$

$$S_{t \max} < \min (0.38\text{cm}; 40\text{cm}) = 39\text{cm}$$

Pour équilibre l'effort tranchant au nu de l'appui la section des armatures transversales doit satisfaire la condition suivante (Art.A.5.1.232/BAEL91)

$$S_t < \frac{A_{ad} \cdot 0.9f_e}{(\tau_u - 0.3ft^{28})b_0 \cdot \gamma_b}$$

$$S_t = \frac{2.01 \times 0.9 \times 400}{(1.566 - 0.3 \times 2.1) \times 1.15 \times 25} = 26.88\text{cm}$$

**Exigences du RPA pour les aciers transversales:** (Art 7.5.2.2/RPA2003)

➤ **Poutre principales :**

- **Zone nodale :**

$$S_t < \min \left( \frac{h}{4}, 12\Phi \right) = \min \left( \frac{45}{4}, 12 \times 2 \right) = \min (11.25\text{cm}, 24\text{cm}) = 10\text{cm}$$

**Soit :  $S_{t \max} < \min (39\text{cm}, 26.88\text{cm}, 10\text{cm})$**

On opte pour  $S_{t \max} = 8\text{cm}$

- **Zone courante :**

$$St < \frac{h}{2} = 22.5\text{cm}$$

**Soit :**  $St_{\max} < \min(39\text{cm}, 22.5\text{cm})$

On opte pour  **$St_{\max} = 20\text{cm}$**

➤ **Poutres secondaires :**

Ces poutres sont sollicitées essentiellement par les charges sismiques, par conséquent l'effort tranchant est constant sur toute leurs longueur ; on doit maintenir un écartement constant des armatures transversales.

$$St < \min\left(\frac{h}{4}, 12\Phi\right) = \min\left(\frac{40}{4}, 12 \times 2\right) = \min(10\text{cm}, 24\text{cm}) = 10\text{cm}$$

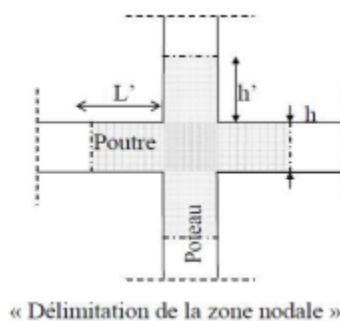
**Soit :**  $St_{\max} < \min(39\text{cm}, 26.88\text{cm}, 10\text{cm}) = 8\text{cm}$

On opte pour  **$St=8\text{cm}$**

🚦 **Délimitation de la zone nodale**

$$L' = 2xh$$

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}, b_l, h_l, 60\text{cm}\right)$$



$h$  : hauteur de la poutre.

$b_l$  et  $h_l$  : dimension du poteau.

$h_e$  : hauteur entre nus des poutre.

On aura :

$$h' = 84.16\text{cm}$$

$L' = 2 \times 45 = 90\text{cm}$  : poutre principales de (30x45).

$L' = 2 \times 40 = 80\text{cm}$  : poutre secondaire de (30x40)

**Remarque :**

La première armature transversale doit être disposé à 5cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement.

- **Armature transversales minimales :**

La quantité d'armatures minimales est :

$$A_t^{min} = 0.003St.b = 0.003 \times 20 \times 30 = 1.8\text{cm}^2$$

$$A_t = 2.01\text{cm}^2 > A_t^{min} = 1.8\text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

**V.6.Vérification à l'ELS :**

Les états limites de services sont définis compte tenu des exploitations et de la durabilité de la construction.

Les vérifications qui leurs sont relatives :

- Etat limite d'ouverture des fissures (exemple de calcul pour la fissuration non préjudiciable).
- Etat limite de résistance du béton à la compression.
- Etat limite de déformation :

Etat limite de résistance du béton en compression : (BAEL91/ A.4.5.2)

Il faut vérifier la contrainte dans le béton  $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} < \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$

Avec :  $\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_{St}}$  (contrainte de traction des aciers)

A : armature adoptées à l'ELU.

$K_1$  et  $\beta_1$  sont tiré des tableaux en fonction de  $\rho_1 = \frac{100 \times A_{St}}{b_0 d}$

Les résultats des vérifications à l'ELS sont donnés dans les tableaux suivants :

Tableau.V.3 : Poutre Principale

	Ms max KN.m	As ELU	$\rho_1$	$\beta_1$	K1	$\sigma_s$	$\sigma_{bc}$	$\bar{\sigma}_{bc}$	OBS
EN travée	38.132	15.44	1.21	0.850	18.44	68.36	3.70	15	Condition vérifiée
En appui	61.024	15.44	1.21	0.850	18.44	68.36	3.70		

Tableau.V.4 : Poutre secondaire

	Ms max KN.m	As ELU	$\rho_1$	$\beta_1$	K1	$\sigma_s$	$\sigma_{bc}$	$\bar{\sigma}_{bc}$	OBS
EN travée	17.234	15.44	1.37	0.844	17.05	35.26	2.068	15	Condition vérifiée
En appui	23.477	15.44	1.37	0.844	17.05	35.26	2.068		

• **Etat limite de déformation :**

La flèche développée au niveau de la poutre doit rester suffisamment petite par rapport à la flèche admissible pour ne pas nuire à l'aspect et l'utilisation de la construction. On prend le cas le plus défavorable pour le calcul dans les deux sens :

**V.7.Calcul de la flèche**

• **Poutres principales :**

Dans notre cas la flèche est donnée par L'ETABS

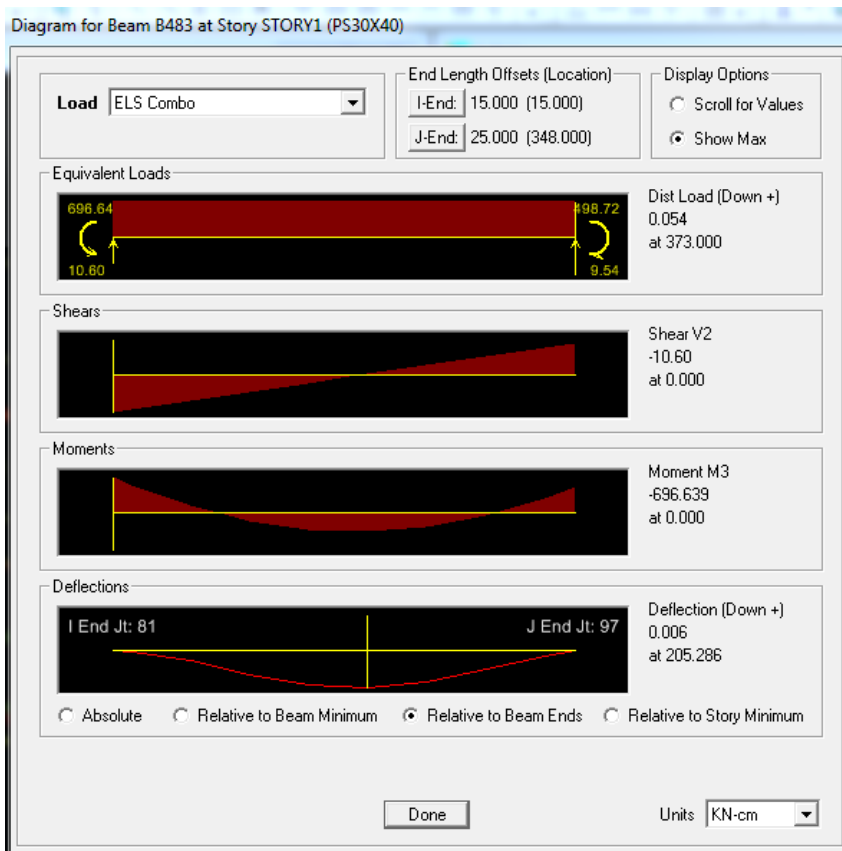
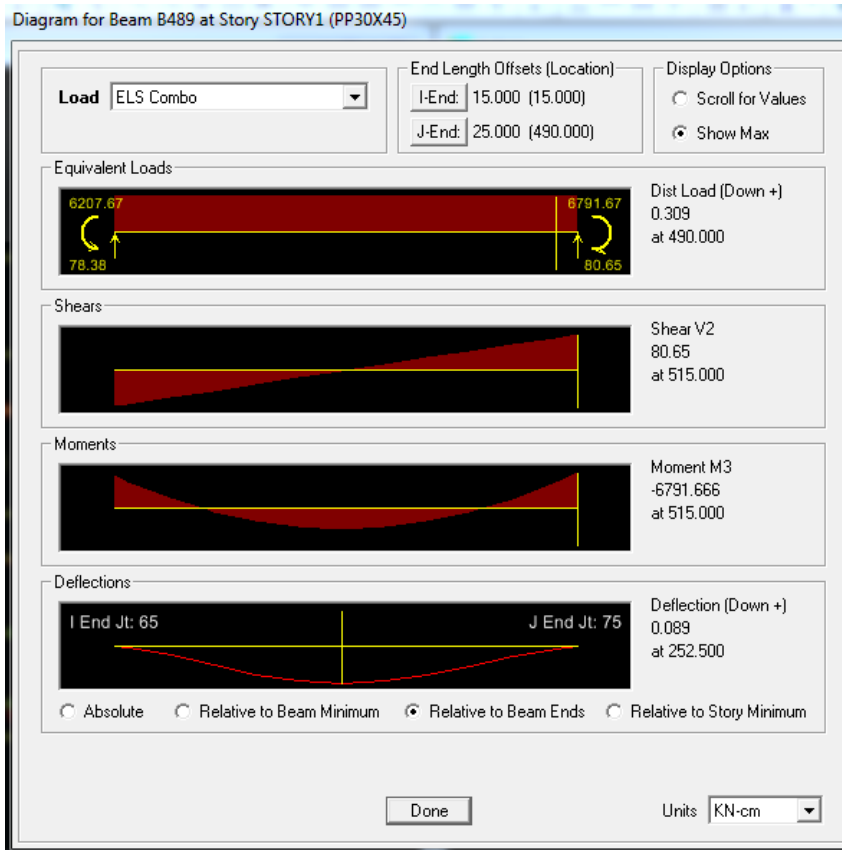
$$f = 8.93 \times 10^{-2} < f = \frac{l}{500} = \frac{505}{500} = 1.01 \text{ cm}$$

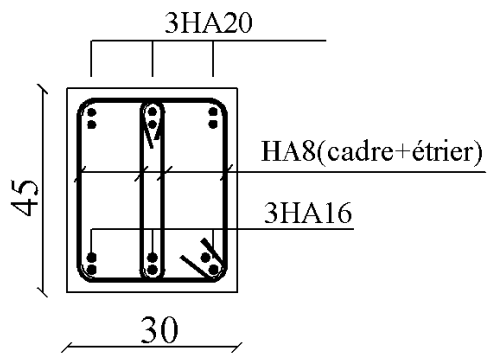
• **Poutre secondaires :**

Dans notre cas la flèche est donnée par L'ETABS

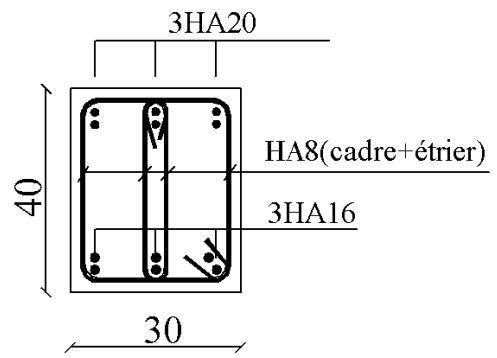
$$f = 0.006 \text{ cm} < f = \frac{l}{500} = \frac{505}{500} = 1.01 \text{ cm}$$

**Conclusion :** La flèche est vérifiée.





**Coupe 2-2  
En travée**



**Coupe 1-1  
Au appui**

Figure V.1 : ferraillages des poutres principales et secondaires.

*CHAPITRE VI :*  
*Ferraillage des*  
*Voiles*

**VI.1. Ferraillage des voiles :**

Le ferraillage d'un voile consiste à déterminer ses armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales (G et Q) et horizontales dues au séisme.

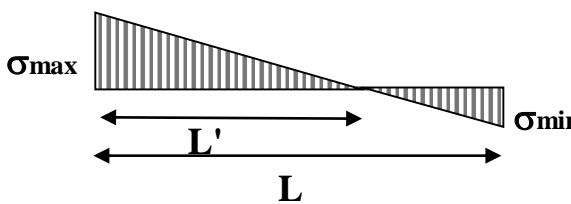
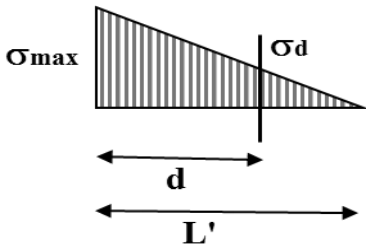
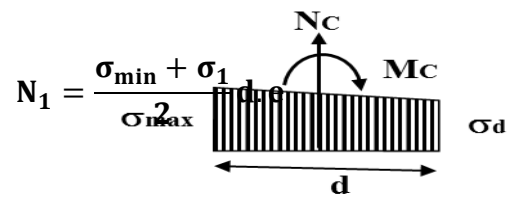
Pour faire face à ces sollicitations, on doit prévoir trois types d'armatures : Armatures verticales. Armatures horizontales et les Armatures transversales.

**Combinaison d'action :**

<p><u>Selon le BAEL 99</u></p> <p>1.35G+1.5Q</p> <p>G+Q</p>	<p><u>Selon le RPA version 2003 :</u></p> <p>G+Q±E</p> <p>0.8G±E</p>
---	--

**VI.2. Exposé de la méthode de calcul:**

❖ Armature verticale:

<p><b>Type de sollicitation</b></p>	<p>En fonction des contraintes agissant sur le voile, On est dans le cas d'une : <i>Section partiellement comprimé SPC.</i></p> 
<p><b>longueur de calcul « d »</b></p>	<p><math>d \leq \min(\frac{h_e}{2}, \frac{2}{3} L_c).</math></p>
<p><b>Largeur L'</b></p>	<p><math>L' = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} - \sigma_{min}} L</math></p>
<p><b>Calcul de la contrainte au niveau de la section [d]</b></p>	<p><math>\sigma_d = (\frac{L'-d}{L'}) \sigma_{max}</math></p> 
<p><b>Calcul des efforts internes correspondants</b></p>	<p><math>N_1 = \frac{\sigma_{min} + \sigma_1}{\sigma_{max}}</math></p> 



❖ Disposition constructives :

Espacement :

L'espace des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S_t \leq \min\{1, 5e; 30\text{cm}\} \quad \text{Art 7.7.4.3 RPA99 (version 2003)}$$

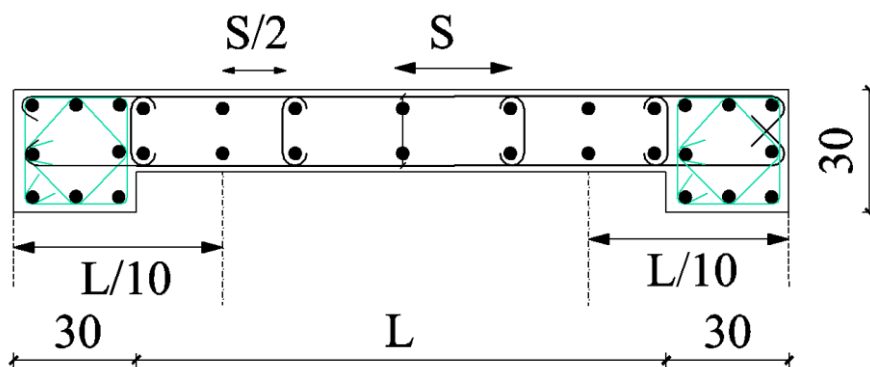
Aux extrémités des voiles l'espace des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la longueur du voile. Cet espace d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.

Longueur de recouvrement :

- 40Φ pour les barres situées dans les zones où le renversement 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 1/10 de l'épaisseur du voile.



❖ Vérification des contraintes de cisaillement :

D'après le RPA99 /2003:

$$\tau_b = \frac{V}{b.d} \leq \bar{\tau}_b = 0.2f_{c28} \quad \text{Avec : } V= 1.4 T$$

D'après le BAEL91 :

Il faut vérifier que :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\text{Fissuration préjudiciable : } \bar{\tau}_u \leq \min \left\{ 0.15 \frac{f_{ctj}}{\gamma_b}; 4 \text{ Mpa} \right\}$$

❖ Vérification à L'ELS :

A l'état limite de service il faudra vérifier que la contrainte de compression soit inférieure à 15 MPA.

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15.A} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15\text{Mpa}.$$

## VI.3. Calcul de ferrailage :

Voile		VL1=2.95m	VL2=3,25	VL3=2,9m
Sollicitation de calcul	h poutre(m)	0,40	0,40	0,40
	hauteur d'étage	3,15	3,15	3,15
	L (m)	3,00	3,25	2,90
	e (m)	0,25	0,25	0,25
	B (m <sup>2</sup> )	0,75	0,8125	0,725
	h	3,150	3,150	3,150
	T(kN)	1087,670	1335,940	1033,930
	N <sub>ser</sub> (kN)	2641,22	2227,83	2214,51
	Vu (kN)	1522,738	1870,316	1447,502
	$\sigma_{\max}$ (kN/m <sup>2</sup> )	2404,930	1979,810	3522,860
	$\sigma_{\min}$ (kN/m <sup>2</sup> )	1864,290	1399,620	2417,320
	$\sigma_s$ (kN/m <sup>2</sup> )	400,00	400,00	400,00
Armatures verticales	Lt	1,69	1,90	1,72
	Lc	1,31	1,35	1,18
	d	1,13	1,27	1,15
	$\sigma_1$	801,643	659,937	1174,287
	N <sub>1</sub>	361,26	335,07	538,56
	A <sub>v1</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )	9,03	8,38	13,46
	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )	41,88	51,43	39,81
	A'v1/bande/nappe	19,50	21,24	23,42
Armatures minimales		4,51	5,08	4,59
Ferrailage adopté	A'v1 adopté (cm <sup>2</sup> )	20,35	21,98	23,86
	Choix de A (cm <sup>2</sup> )	2*(9HA12)	2*(2HA14+7HA12)	2*(2HA16+7HA12)
	Espacement (cm)	15	15	15
Armatures horizontales	AH /nappe (cm <sup>2</sup> )	9,00	9,75	8,70
	AH adopté (cm <sup>2</sup> )	10,99	10,99	10,99
	choix de la section	14HA10	14HA10	14HA10
	Espacement (cm)	9,00	9,75	8,70
Armatures transversales		4 épingles HA8 /m <sup>2</sup>		
Vérification des contraintes	$\bar{\tau}_b = 5\text{MPa}$	2,820	3,197	2,773
	3,26 MPA	2,014	2,284	1,981
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$	4,189	3,262	3,596

Voile		VL4 :1m	VT3:1m	Voile salle machine
Sollicitation de calcul	h poutre(m)	0,45	0,45	0,45
	hauteur etage (m)	3,15	3,15	3,15
	L (m)	1,00	1,00	2,20
	e (m)	0,30	0,25	0,25
	B (m <sup>2</sup> )	0,25	0,25	0,55
	h	3,150	3,150	3,150
	T(kN)	240,800	144,050	960,610
	N <sub>ser</sub> (kN)	1062,57	970,46	1162,24
	V <sub>u</sub> (kN)	337,120	201,670	1344,854
	$\sigma_{max}$ (kN/m <sup>2</sup> )	6118,660	6309,420	3201,790
	$\sigma_{min}$ (kN/m <sup>2</sup> )	4341,710	3983,060	2479,280
	$\sigma_s$ (kN/m <sup>2</sup> )	400,00	400,00	400,00
Armatures verticales	Lt	0,58	0,61	1,24
	Lc	0,42	0,39	0,96
	d	0,39	0,41	0,83
	$\sigma_1$	2039,553	2103,140	1067,263
	N <sub>1</sub>	397,67	429,75	441,10
	A <sub>v1</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )	9,94	10,74	11,03
	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )	9,27	5,55	36,98
	A'v1/bande/nappe	12,26	12,13	20,27
Armatures minimales		1,95	12,3	4,13
Ferrailage adopté	A'v1 adopté (cm <sup>2</sup> )	12,3	12,94	7,85
	Choix de A (cm <sup>2</sup> )	2*(4HA14)	2*(4HA14)	2*(9HA12)
	Espacement (cm)	15	15	15
Armatures horizontales	AH /nappe (cm <sup>2</sup> )	3,75	3,75	8,25
	AH adopté (cm <sup>2</sup> )	7,03	7,03	10,99
	choix de la section	14HA8	14HA8	14HA10
	Espacement (cm)	20	20	20
Armatures transversales		4 épingles HA8 /m <sup>2</sup>		
Vérification des contraintes	$\bar{\tau}_b = 5\text{MPa}$	1,498	0,896	2,717
	3,26 Mpa	1,070	0,640	1,941
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$	3,958	3,615	2,012

Voile		VT1:2,85m	VT2:3,15m
Sollicitation de calcul	h poutre(m)	0,45	0,45
	hauteur etage (m)	3,15	3,15
	L (m)	2,85	3,15
	e (m)	0,25	0,25
	B (m <sup>2</sup> )	0,7125	0,7875
	h	3,150	3,150
	T(kN)	945,150	880,610
	N <sub>ser</sub> (kN)	1030,81	974,85
	V <sub>u</sub> (kN)	1323,210	1232,854
	σ <sub>max</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	2054,570	2121,240
	σ <sub>min</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	1986,310	1996,050
	σ <sub>s</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	400,00	400,00
Armatures verticales	L <sub>t</sub>	1,45	1,62
	L <sub>c</sub>	1,40	1,53
	d	0,97	1,08
	σ <sub>1</sub>	684,857	707,080
	N <sub>1</sub>	330,80	382,50
	A <sub>v1</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )	8,27	9,56
	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )	36,39	33,90
	A'v1/bande/nappe	17,37	18,04
Armatures minimales		4,83	5,41
Ferrailage adopté	A'v1 adopté (cm <sup>2</sup> )	17,46	18,08
	Choix de A (cm <sup>2</sup> )	2*(4HA14+5HA12)	2*(8HA12)
	Espacement (cm)	15	15
Armatures horizontales	AH /nappe (cm <sup>2</sup> )	10,69	11,81
	AH adopté (cm <sup>2</sup> )	10,99	10,99
	choix de la section	14HA10	14HA10
	Espacement (cm)	20	20
Armatures transversales			
Vérification des contraintes	$\bar{\tau}_b = 5\text{MPa}$	2,063	1,739
	3,26 Mpa	1,474	1,242
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$	1,395	1,197

<b>VOILE : 3.66m</b>		<b>I</b>
Sollicitation de calcul	hauteur d'étage (m)	<b>3,15</b>
	L (m)	<b>3,66</b>
	e (m)	<b>0,25</b>
	B (m <sup>2</sup> )	<b>0,77</b>
	h	<b>3,150</b>
	T(kN)	<b>528,890</b>
	N <sub>ser</sub> (kN)	<b>663,92</b>
	Vu (kN)	<b>740,446</b>
	σ <sub>max</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	<b>6913,550</b>
	σ <sub>min</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	<b>6998,550</b>
	σ <sub>s</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	<b>400,00</b>
armatures verticales	Lt	<b>1,64</b>
	Lc	<b>1,96</b>
	d	<b>1,09</b>
	σ <sub>1</sub>	<b>2304,517</b>
	N <sub>1</sub>	<b>1007,79</b>
	A <sub>v1</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )	<b>25,19</b>
	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )	<b>20,36</b>
	A'v1/bande/nappe	<b>30,29</b>
A <sub>min</sub> /bande/nappe (cm <sup>2</sup> )		<b>4,37</b>
Ferraillage adopté	A'v1 adopté (cm <sup>2</sup> )	<b>30,52</b>
	Choix de A (cm <sup>2</sup> )	<b>2(3HA16+6HA14)</b>
	Espacement (cm)	<b>15</b>
Armatures horizontales	AH /nappe (cm <sup>2</sup> )	<b>9,90</b>
	AH adopté (cm <sup>2</sup> )	<b>11,775</b>
	choix de la section	<b>15HA10</b>
	Espacement (cm)	<b>25</b>
Armatures transversales		
Vérification des contraintes	$\bar{\tau}_b = 5\text{MPa}$	<b>1,247</b>
	$\bar{\tau}_u = 3,26\text{ Mpa}$	<b>0,890</b>
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$	<b>0,941</b>

*CHAPITRE VII :*

*Etude de*

*L'infrastructure*

### **Introduction :**

La fondation est un élément de structure qui a pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par la superstructure.

Dans le cas le plus général un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- Un effort normal : charge et surcharge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes.
- Une force horizontale résultante de l'action de séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction.
- Un moment qui peut s'exercer dans de différents plans.

On distingue deux types de fondation selon leurs modes d'exécution et selon la résistance à la sollicitation extérieure :

#### **❖ Fondation superficielles :**

Utilisées pour des sols de grande capacité portante. Elles sont réalisées près de la surface ; les principaux types de fondation superficielle que l'on rencontre dans la pratique sont :

- Les semelles continues sous murs.
- Les semelles continues sous poteaux
- Les semelles isolées.
- Les radiers.

#### **❖ Fondation 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, les principaux types de fondations profondes sont :

- Les pieux
- Les puits

### **VII.1. Etude du sol de fondation.**

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  $\sigma_{\text{sol}} = 2$  bars pour une profondeur de 1 m de la cote du terrain naturel.
- Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux.

**VII.2. choix du type de fondation :**

Le choix du type de fondation est conditionné par les critères suivants :

- La nature de l'ouvrage à fonder.
- La nature du terrain et sa résistance.
- Profondeur du bon sol.
- Le tassement du sol.

**VII.3. Dimensionnement :****a) Semelles filantes :****a.1. Semelles 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 tel que leurs centres de gravité coïncident avec le point d'application de la résultante de charges agissantes sur la semelle.

**Etape de calcul :**

- Déterminer la résultante des charges  $R = \sum N_i$
- Déterminer de la coordonnée de la résultante des forces :  $e = \frac{\sum N_i \times e_i + \sum M_i}{R}$
- Déterminer la distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle :
  - Si  $e < \frac{L}{6}$  Répartition trapézoïdale.
  - Si  $e > \frac{L}{6}$  Répartition triangulaire.

$$\sigma_{\min} = \frac{R}{L} \times \left( 1 - \frac{6 \times e}{L} \right)$$

$$\sigma_{\max} = \frac{R}{L} \times \left( 1 + \frac{6 \times e}{L} \right)$$

$$\sigma_{(L/4)} = \frac{R}{L} \times \left( 1 + \frac{3 \times e}{L} \right)$$

- Détermination du largeur de la semelle :

$$B \geq \frac{q\left(\frac{B}{4}\right)}{\sigma_{sol}}$$

Le calcul se fera pour le portique le plus sollicité (portique).

Tableau VII.1 : Détermination de la résultante des charges.

poteaux	Ns	e <sub>i</sub> (m)	N.e <sub>i</sub>	M <sub>i</sub>
C73	1900.62	-5.575	-10595.96	-85.158
C59	1555.93	-2.625	-4084.316	-23.492
C3	1194.86	0.525	627.3015	-0.72
C1	1656.61	5.757	9537.1038	-58.422
Σ	6308.02		-4515.867	-167.792

**1) Détermination de la résultante des charges R :**

$$R = \sum N_i = 6308.02 \text{ KN}$$

**2) Détermination des coordonnées de la résultante des forces :**

$$e = \frac{\sum N_i \times e_i + \sum M_i}{R} = \frac{-4515.867 - 167.762}{6308.02} = -0.742 \text{ m}$$

**3) Distribution de la réaction par mètre linéaire :**

$$e = -0.742 < L/6 = 5.05/6 = 0.842\text{m}$$

Nous avons une répartition trapézoïdale des contraintes sous la semelle.

$$\sigma_{\min} = \frac{R}{L} \times \left( 1 - \frac{6 \times e}{L} \right) = \frac{6308.02}{11.15} \times \left( 1 - \frac{6 \times (-0.742)}{11.15} \right) = 791.63 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\max} = \frac{R}{L} \times \left( 1 + \frac{6 \times e}{L} \right) = \frac{6308.02}{11.15} \times \left( 1 + \frac{6 \times (-0.742)}{11.15} \right) = 339.85 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{(L/4)} = \frac{R}{L} \times \left( 1 + \frac{3 \times e}{L} \right) = \frac{6308.02}{11.15} \times \left( 1 + \frac{3 \times (-0.742)}{11.15} \right) = 452.80 \text{ KN/m}^2$$

**4) Détermination de la largeur de la semelle :**

$$B \geq \frac{q\left(\frac{B}{4}\right)}{\sigma_{sol}} = \frac{452.80 \times 10^3}{1.6 \times 10^5} = 2.83 \text{ m}$$

**Soit : B = 2.90 m**

On aura  $S_s = B \times L = 2.90 \times 11.15 = 32.335 \text{ m}^2$

La surface totale des semelles sous poteaux :  $S_p = n \times S_s$

$$S_p = 13 \times 32.335 = 420.355 \text{ m}^2$$

**✚ Semelle filante :**

➤ **Semelles filantes sous voiles :**

$$\frac{N_s}{s} \leq \sigma_{sol} \longrightarrow \frac{G+Q}{B \times L} \leq \sigma_{sol} \longrightarrow B \geq \frac{G+Q}{\sigma_{sol} \times L}$$

Avec :

B : Largeur de la semelle.

L : longueur de la semelle

G : Charge permanente revenant au voile considéré.

Q : Charge d'exploitation revenant au voile considéré.

$\sigma_{sol}$  : Contrainte admissible du sol ( $\sigma_{sol} = 0.2 \text{ MPA}$ )

Les résultats du calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

➤ **Voile (sens longitudinal) :**

Tableau VII.2 : surface de la semelle filante sous voiles longitudinaux.

voile	Ns	L (m)	B (m)	2S (m <sup>2</sup> ) = BxL
VL <sub>1</sub>	3512.89	3.25	6.75	43.88
VL <sub>2</sub>	1471.18	1.2	7.66	18.38
VL <sub>3</sub>	6936.2	2.75	15.76	86.68
VL <sub>4</sub>	7566.82	2.85	16.60	94.62
VL <sub>5</sub>	3171.04	2.85	6.95	36.62
somme				280.18 m <sup>2</sup>

➤ **Voile (sens transversal) :**

Tableau VII.3 : Surface de la semelle filante sous voiles transversaux.

voile	Ns	L (m)	B (m)	2S (m <sup>2</sup> ) = BxL
V <sub>T1</sub>	3618.49	2.95	7.67	45.25
V <sub>T2</sub>	3045.95	3.25	5.86	38.09
V <sub>T3</sub>	1460.74	1	9.13	18.26
V <sub>T4</sub>	3287.78	2.90	7.09	41.12
somme				142.72 m <sup>2</sup>

La surface totale des semelles filantes sous voiles

$$S_y = 280.18 + 142.72 = 422.9 \text{ m}^2$$

- La surface totale des semelles filantes :  $S_t = S_p + S_v = 420.355 + 422.9 = 843.255 \text{ m}^2$
- La surface totale du bâtiment :  $S_{bat} = 650.580$

Calcul du rapport :

$$\frac{S_t}{S_{bat}} = \frac{843.255}{650.580} = 127.61\% \text{ de la surface de l'assise}$$

**Conclusion :**

Le pré dimensionnement des semelles filantes a donné des largeurs importantes, ce qui induit leur chevauchement, de plus la surface totale de ces derniers dépasse 50% de la surface de la structure.

Donc, on opte pour un radier général qui offrira :

- Une facilité de coffrage.
- Une rapidité d'exécution.
- Présentation une grande rigidité

**VII.4. 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.

a) Pré-dimensionnement du radier :

Tableau VII.4 : Dimensionnement de radier général.

Elément		Condition	Valeur adoptée
Radier	Condition de vérification de la longueur élastique	$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} L_{\max}\right)^4 \frac{3 K}{E}}$ <p>Avec : K= 40 MPa pour un sol moyen.  <math>L_{\max}=5.05m.</math>  <math>E=10818.865 MPa</math></p> $h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times 5.05\right)^4 \frac{3 \times 40}{10818.865}} = 1.06m$	h=110cm.
	Condition forfaitaire	$\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5} \quad \frac{505}{8} \leq h \leq \frac{505}{5}$ $63.125 \leq h \leq 101 \text{ cm}$	
Dalle	<p>La dalle du radier doit satisfaire la condition suivante :</p> $h_d \geq \frac{L_{\max}}{20}$ <p>avec un minimum de 25cm. <math>\longrightarrow h_d \geq \frac{505}{20} = 25.25 \text{ cm}</math></p>		h <sub>d</sub> = 30
Nervure (poutre)	$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{505}{10} = 50.5 \text{ cm} \quad \text{Soit } h_n = 110 \text{ cm}$ <p>et <math>0,4 h_n \leq b_n \leq 0,7 h_n</math></p> $0,4 \times 110 = 44 \leq b_n \leq 0,7 \times 110 = 77 \text{ cm}$		h <sub>n</sub> = 110 b <sub>n</sub> = 60

❖ Détermination de la surface nécessaire du radier :

Tableau VII.5 : Surface du radier général.

Chargement	Charge permanente de la structure		<b>G = 71058.33KN.</b>
	Charge d'exploitation de la structure		<b>Q = 9592.37KN.</b>
Combinaison d'actions	ELU	$N_U = 1,35G + 1,5Q$ $= 1,35 \times 71058.33 + 1,5 \times 9592.37 = 110317.3005KN$	
	ELS	$N_S = G + Q = 71058.33 + 9592.37 = 80650.7KN$	

la surface du radier	ELU	$S_{nec}^{ELU} \geq \frac{N_u}{1,33 \sigma_{sol}} = \frac{110317.3005}{1,33 \times 200} = 414.73m^2$
	ELS	$S_{nec}^{ELS} \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol}} = \frac{80650.7}{200} = 403.25m^2$
Surface adoptée	$S_{rad} = \max (S_{nec}^{ELU} , S_{nec}^{ELS} ) = 414.73 m^2$	
la surface du bâtiment	$S_{bat} = 650.580 m^2$	
Conclusion	<p><math>S_{bat} = 650.580 m^2 &gt; S_{rad} = 414.73m^2</math></p> <p>On remarque que la surface totale du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, dans ce cas on opte juste pour un débord minimal que nous imposent les règles du BAEL</p>	
Longueur de débord	$L_{deb} \geq \max \left( \frac{h}{2} ; 30cm \right) = \max \left( \frac{110}{2} ; 30cm \right) = 55cm$ <b>L déb= 55 cm</b>	
Surface de débord	$S_{déb} = 730.0426 - 650.580 = 79.4626m^2$	
surface totale du radier	$S_{rad} = S_{bat} + S_{déb} = 650.580 + 79.4626 = 730.0425m^2$	

**VII.5. Calcul des sollicitations à la base du radier :**

Tableau VII.6 : Sollicitations à la base du radier.

<b>Charges permanentes</b>	<b>Poids du bâtiment</b>		<b>G = 71058.33KN</b>	
	<b>Poids de radier</b>	<b>Poids de la dalle :</b>	$P_{dalle} = S_{radier} h_d \rho_b$ $P_{dalle} = 730.0425 \times 0,30 \times 25$	<b>5475.32KN</b>
		<b>Poids des nervures</b>	$P_{nerv} = b_n ( h_n - h_d) \rho_b \sum(Lx.n+Ly \times m)$ $P_{nerv} = 0,60 \times (1.1 - 0,30) \times 25 \times (182.03)$	<b>2184.36KN</b>
		<b>Poids de TVO</b>	$P_{TVO} = ( S_{rad} - S_{ner} ) . ( h_n - h_d) . \rho_{TVO}$ $S_{ner} = b_n \sum(Lx.n+Ly \times m) = 0,60 \times 182.03 = 109.218 m^2.$ $P_{TVO} = (730.0425 - 109.218) \times 0,7 \times 17$	<b>7387.81KN</b>

	<i>Poids de la dalle flottante</i>	$P_{\text{dalle flottante}} = S_{\text{rad}} \cdot e_{\text{pdalle flottante}} \cdot \rho_b$ $P_{\text{dalle flottante}} = 730.0425 \times 0,15 \times 25$ $e_{\text{dalle flottante}} = 15\text{cm.}$	<b>2737.66KN</b>
	Poids de radier : $\Sigma$		<b>17785.15KN</b>
<b>Surcharges d'exploitations</b>	Surcharge de bâtiment Q		<b>9592.37KN</b>
	Surcharge du radier : $Q = 1.5 \times 730.0425$		<b>1095.06 KN</b>
<b>Poids total de la structure</b>	$G_T = G_{\text{bat}} + G_{\text{rad}} = 71058.33 + 17782.15$		<b>88840.46KN</b>
	$Q_T = Q_{\text{bat}} + Q_{\text{rad}} = 9592.37 + 1095.06$		<b>10687.43KN</b>
<b>Combinaisons</b>	<u>A l'ELU :</u> $N_U = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35 \times 88840.46 + 1,5 \times 10687.43$		<b>135965.77KN</b>
	<u>A l'ELS :</u> $N_S = G + Q = 49352,48 + 8056,505$		<b>99527.89 KN</b>

**VII.6. Vérifications :**

**a) Vérification à la contrainte de cisaillement :**

<b>Contrainte de cisaillement</b>	$T_U^{\text{max}} = \frac{q_u L_{\text{max}}}{2} = \frac{N_u b}{S_{\text{rad}}} \cdot \frac{L_{\text{max}}}{2} = \frac{135965.77 \times 1.1}{730.0425} \times \frac{5.05}{2}$ $= 517.30\text{KN}$ $\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{517.30 \times 10^3}{1100 \times 270} = \mathbf{1.74\text{MPa}}$
<b>Contrainte cisaillement admissible</b>	$\bar{\tau} = \min \left\{ 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = \mathbf{2,5 \text{ MPa}}$
<b>Vérification de la contrainte de cisaillement</b>	$\tau_u = 1.74\text{MPa} < \tau_{\text{adm}} = 2,5\text{MPa}.$ <p style="text-align: center;"><b>Condition vérifiée.</b></p>

Avec  $b = 110\text{cm}$  ;  $d = 0.9h_d = 0.9 \times 30 = 27\text{cm}$

b) Vérification de la stabilité du radier :

Tableau VII.7 : Vérification de la stabilité du radier sens longitudinal.

Sens longitudinal : ▲	<b>Calcul du centre de gravité du radier</b>	$X_G = \frac{\sum S_i X_i}{\sum S_i}$	<b>20.20m</b>
	<b>Moment d'inertie</b>	$I_{YY} =$	<b>108409.26 m<sup>4</sup></b>
	<b>Moment à la base</b>	$M = M_0 + T_0 \cdot h$ $M_x = 217894.492 + 70756.072 \times 1 = 288650.072 \text{KN.m}$	
	<b>ELU</b>	$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{135965.77}{730.0425} + \frac{288650.072}{108409.26} \times 20.20$ $= 240.02 \text{KN/m}^2$	
		$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{135965.77}{730.0425} - \frac{288650.072}{108409.26} \times 20.20$ $= 132.45 \text{KN/m}^2$	
	$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4}$	$\sigma_m = \frac{3 \times 240.02 + 132.45}{4} = 213.12 \text{KN/m}^2$	
	<b>Observation</b>	$\sigma_m = 213.12 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} < 1,33 \sigma_{sol} = 266 \text{KN} / \text{m}^2$ <p style="text-align: center;"><b>Condition vérifiée</b></p>	
	<b>P'ELS</b>	$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{99527.89}{730.0425} + \frac{288650.072}{108409.26} \times 20.20$ $= 190.11 \text{KN/m}^2$	
		$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{99527.89}{730.0425} - \frac{288650.072}{25666.6} \times 20.20$ $= 82.54 \text{KN/m}^2$	
	$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4}$	$\sigma_m = \frac{3 \times 190.11 + 82.54}{4} = 163.21 \text{KN/m}^2$	
<b>Observation</b>	$\sigma_m = 163.21 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} < \sigma_{sol} = 200 \text{KN} / \text{m}^2$ <p style="text-align: center;"><b>Condition vérifiée.</b></p>		

Tableau VII.8 : Vérification de la stabilité du radier sens transversal.

Sens transversal : ▲	<b>Calcul du centre de gravité du radier</b>	$Y_G = \frac{\sum S_i X_i}{\sum S_i}$	<b>7.35m</b>
	<b>Moment d'inertie</b>	$I_{xx}$	<b>26071.84m<sup>4</sup>.</b>
	<b>Moment à la base</b>	$M = M_0 + T_0 \cdot h$ $M_Y = 232716.058 + 216887.243 \times 1 = \mathbf{449603.30KN.m}$	
	<b>ELU</b>	$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{135965.77}{730.0425} + \frac{449603.30}{26071.84} \times 7.35$ $= \mathbf{312.99KN/m^2}$	
		$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{135965.77}{730.0425} - \frac{449603.30}{26071.84} \times 7.35$ $= \mathbf{59.49KN/m^2}$	
	$\sigma_m = \frac{3 \sigma_1 + \sigma_2}{4}$	$\sigma_m = \frac{3 \times 312.99 + 59.99}{4} = \mathbf{249.74KN/m^2}$	
	<b>Observation</b>	$\sigma_m = 249.74 \frac{KN}{m^2} < 1,33 \sigma_{sol} = 266KN / m^2$ <b>Condition vérifiée</b>	
	<b>ELS</b>	$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{99527.89}{730.0425} + \frac{449603.30}{26071.84} \times 7.35$ $= \mathbf{263.08KN/m^2}$	
		$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{99527.89}{730.0425} - \frac{449603.30}{26071.84} \times 7.35$ $= \mathbf{9.58KN/m^2}$	
	$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4}$	$\sigma_m = \frac{3 \times 263.08 + 9.58}{4} = \mathbf{199.70KN/m^2}$	
<b>Observation</b>	$\sigma_m = 199.70KN/m^2 < \sigma_{sol} = 200 KN / m^2$ <b>Condition vérifiée.</b>		

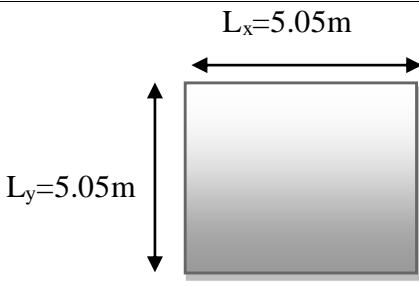
VII.6. Ferraillage du radier :

a) **Ferraillage des panneaux :**

Pour le calcul du ferraillage, on soustrait de la contrainte maximale  $\sigma_m^{max}$ , la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

❖ **Chargement :**

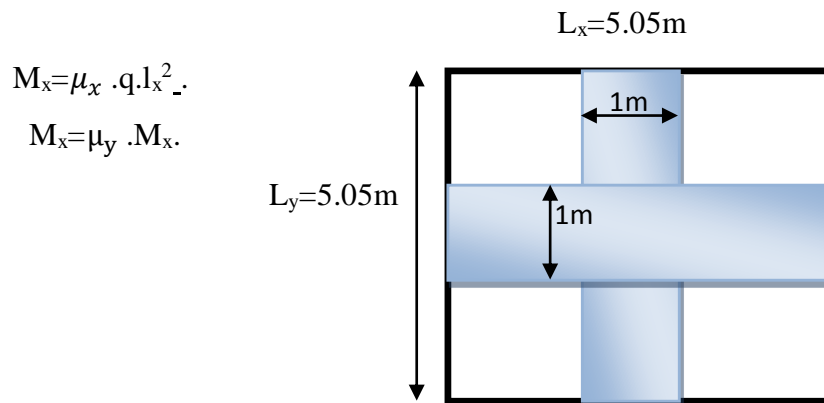
Tableau VII.9 : Chargement de la dalle radié à l'ELU et l'ELS respectivement.

<b>Dimension :</b> Panneau le plus sollicité		
<b>Domaine de portance</b>	$\rho_x = \frac{L_x}{L_y} = 1 \geq 0,4$ le panneau de dalle porte dans les deux sens.	
<b>Contrainte</b>	ELU	$\sigma_m^{max} = \max (\sigma_u^1 ; \sigma_u^2) = \max (213.12 ; 249.74)$ $= 249.74 \text{KN/m}^2$
	ELS	$\sigma_m^{max} = \max (\sigma_s^1 ; \sigma_s^2) = \max (163.21 ; 199.70)$ $= 199.70 \text{KN/m}^2$
<b>Chargements</b>	ELU	$q_u = \sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = \left( 249.74 - \frac{17782.15}{730.0425} \right) \times 1 \text{m}$ $= 225.38 \text{KN/ml}$
	ELS	$q_s = \sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = \left( 199.70 - \frac{17782.15}{730.0425} \right) \times 1 \text{m}$ $= 175.34 \text{KN/ml}$

❖ **Sollicitations :**

On prend une bande de 1m de largeur aux milieux de chaque portée :

Avec :



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

$$M_x = \mu_y \cdot M_x.$$

Tableau VII.10 : Moments de la dalle du radier à l'ELU et l'ELS respectivement.

	ELU	ELS
$\rho_x = \frac{L_x}{L_y}$	1	1
Coefficient de poisson	$\nu=0$	$\nu=0,2$
$\mu_x$	0,0368	0,0442
$\mu_y$	1	1
$M_{x1}$	$0,0368 \times 225.38 \times 5.05^2$ <b>= 250.89KN. m</b>	$0,0442 \times 175.34 \times 5.05^2$ <b>= 197.65KN. m</b>
$M_{y1}$	$1 \times 250.89$ <b>= 250.89 KN. m</b>	$1 \times 197.65$ <b>= 197.65KN. m</b>

❖ **Correction des moments** :  $M_t + (M_w + M_e) / 2 \geq 1,25M_x$ .

Afin de tenir compte du semi encastrement de cette dalle au niveau des nervures, les moments calculés seront minorés en leur affectant un coefficient de 0,5 aux appuis et 0,75 en travée.

ELU :

**Moments en travées :**

$$M_{ty} = M_{tx} = 0,75 M_{0x} = 0,75 \times 250.89 = 188.17\text{KN. m}$$

**Moments aux appuis :**

$$M_{ay} = M_{ax} = -0.5 M_{0x} = -0.5 \times 250.89 = -125.45\text{KN. m}$$

ELS :

**Moments en travées :**

$$M_{ty} = M_{tx} = 0.75 M_{0x} = 0,75 \times 197.65 = 148.24\text{KN. m}$$

**Moments aux appuis :**

$$M_{ay} = M_{ax} = -0.5 M_{0x} = -0.5 \times 197.65 = -98.83 \text{KN.m}$$

❖ **Ferraillage (flexion simple) :**

Le ferraillage se fait pour une bande de 1m de largeur dans les deux sens, en flexion Simple.

Comme  $M_x^t = M_y^t$ .

On opte le même ferraillage

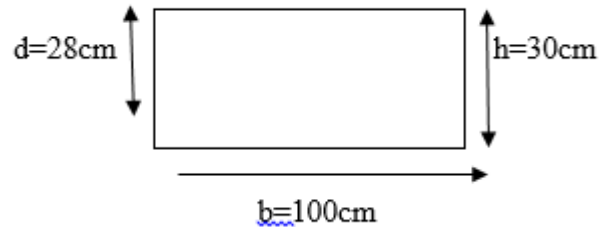


Tableau VII.11 : Ferraillage de la dalle de radier à l'ELU.

	En travée	En appuis
<b>Le moment</b>	$M_t = 188.17 \text{KN.m}$	$M_a = 125.45 \text{KN.m}$
<b>Calcul des moments réduits</b>	$\mu = \frac{M_t}{f_{bu} b d^2} = 0,169 < 0,392$ S.S.A ( $A_c = 0$ ).	$\mu = \frac{M_a}{f_{bu} b d^2} = 0,112 < 0,392$ S.S.A ( $A_c = 0$ ).
$\beta = (1 - 0.4\alpha)$	$\beta = 0,9065$	$\beta = 0,940$
$A_{st} = M_f / \beta \cdot d \cdot \sigma_{st}$	$A_{st} = 21.30 \text{cm}^2$	$A_{st} = 13.69 \text{cm}^2$
<b>Condition de non fragilité</b>	$\omega \geq \omega_0 \cdot (3 - \rho) / 2$ Avec $\omega_0 = 0,8\%_0 b \cdot h$	d'où: $\omega \geq 2,4 \text{cm}^2$ pour H.A(Fe400)
$A_{adp}$	8HA20 = 25.03 cm <sup>2</sup>	8HA16 = 16.08 cm <sup>2</sup>
<b>Espacement</b>	$S_t = 12,5 \text{cm}$	$S_t = 12,5 \text{cm}$

❖ **Vérification à l'ELU :**

Fissuration préjudiciable	Espacement des barres	
	<b>Sens L<sub>x</sub> :</b>	En travée : $S_t = 12,5 \text{cm}$ .
	$S_t \leq \min \{3h; 33 \text{cm}\} = \min \{3 \times 30; 33 \text{cm}\} = 33 \text{cm}$	En appuis : $S_t = 12,5 \text{cm}$
<b>Sens L<sub>y</sub> :</b>	En travée : $S_t = 12,5 \text{cm}$	
$S_t \leq \min \{4h; 45 \text{cm}\} = \min \{4 \times 30; 45 \text{cm}\} = 45 \text{cm}$	En appuis : $S_t = 12,5 \text{cm}$	

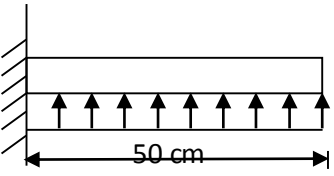
Contrainte tangentielle : $\tau_u = \frac{V_u^{max}}{b d} \leq \bar{\tau}_u$		
L'effort Tranchant	<b>p</b>	$p = q_{um} l_x l_y = 225.38 \times 5.05 \times 5.05 = 5747.75 \text{KN}$
	<b>V<sub>u</sub></b>	$V_u = \frac{P}{3 l_y} = \frac{5747.75}{3 \times 5.05} = 379.39$
$\tau_u = \frac{V_u^{max}}{b d}$		$= \frac{379.39 \times 10^3}{1000 \times 280} = 1.35 \text{MPa}$
$\bar{\tau}$		$\bar{\tau} = \min \left\{ 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{MPa} \right\} = 3,33 \text{MPa}$
Observation		$\tau_u = 1.35 \text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3,33 \text{MPa}$

❖ Vérification à ELS :

$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{MPa}$ Avec : $\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}}$ ; $\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d}$ ; $\sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$										
zone	As	Ms	$\rho_1$	$\beta$	K <sub>1</sub>	$\sigma_{st}$	$\bar{\sigma}_{st}$	$\sigma_b$	$\bar{\sigma}_b$	Obs
travée	25.03	148.24	0,893	0.8275	13.83	183.8 4	348	13.29	15	Cv
appuis	16.08	98.83	0,574	0.8485	17.79	119.5 3	348	6.71	15	Cv

b) Ferraillage du débord :

❖ Sollicitation de calcul :

	<b>Longueur</b>	$L=0,50 \text{ m.}$
	ELU : $P_u = q_u$	225.38 KN/ml
	ELS : $P_s = q_s$	175.34 KN/ml
<b>sollicitation</b>	$M_z = q_u \cdot x^2/2$	$M_z = -28.17 \text{KN.m (ELU)}$
	$M_z = q_s \cdot x^2/2$	$M_z = -21.91 \text{KN.m (ELS)}$

❖ Calcul des armatures :  $b = 0.5 \text{m}$  ;  $d = 28 \text{cm}$

Tableau VII.12 : Ferrailage du débord à l'ELU

Calcul des moments réduits		
$\mu = \frac{M_u}{f_{bu} b d^2} = 0,025 \leq \mu_l = 0,392$ « Pas d'aciers comprimés » S.S. A		
Calcul des paramètres caractéristiques de la section		
Bras de levier du couple interne	$\beta = (1 - 0.4\alpha)$	$\beta=0.9875$
Détermination de la section des aciers tendus principales		
Section d'acier	$M_u / \beta \cdot d \cdot \sigma_{st}$	$A_s = 2.34 \text{ cm}^2$
Condition de non fragilité	$0,23 b d f_{t28} / f_e$	$A_{\min}=1.14 \text{ cm}^2$
$A_s=2.34 \text{ cm}^2$ soit 4HA12=4,52 cm <sup>2</sup>		
Avec un espacement : $S= 12.5 \text{ cm} < S_{\max}=\min (2h, 12.5 \text{ cm}) =12 \text{ cm}.$		
Les armatures de répartition	A/4	1,13cm <sup>2</sup>
<b>4HA10=3,14cm<sup>2</sup>, avec un espacement : <math>S=12.5 \text{ cm} &lt; S_{\max}=\min (3h, 25 \text{ cm}) =25 \text{ cm}.</math></b>		

❖ Vérification à l'ELS :

a) Vérification a l'état d'ouverture des fissures		
Contrainte limite d'acier à la fissuration peu préjudiciable	aucune vérification a effectue	
Contrainte d'acier calcule $\sigma_s = \frac{M_s}{A_s \cdot \beta_1 \cdot d}$	Avec : $\rho = \frac{100 \cdot A}{b \cdot d} = \frac{100 \times 4,52}{100 \cdot 28} = 0,16$ $\beta = 0,934$ et $k=60,76$	$\sigma_s = 185.35 \text{ MPA}$

b) Vérification des contrainte dans le béton		
Contrainte limite de béton	$\sigma_b = 0,6 f_{c28}$	$\sigma_b = 15 \text{ MPA}$
Contrainte de béton calculée	$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{k} = \frac{185.35}{60,76}$	$\sigma_b = 3.05 \text{ MPA}$
Vérification de la contrainte de béton	$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{k} \leq \sigma_b = 0,6 f_{c28}$	<b>3.05 &lt; 15MPA</b> vérifiée

**c) Ferraillage de la nervure :**

Les nervures seront calculées comme des poutres continues sur plusieurs appuis, soumises aux charges des dalles.

Pour le calcul des efforts internes maximaux, 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 (largeur  $L_m$ ), et le même effort tranchant (largeur  $L_t$ ) que le diagramme trapézoïdal, dans ce cas le calcul devient classique.

Tableau VII.13 : répartitions simplifiées des chargements.

Cas de chargement	Schéma	Sollicitation
<p><b>Cas de chargement trapézoïdal</b></p>		<p>Moment fléchissant :</p> $I_m = I_x \left( 0.5 - \frac{\rho^2}{6} \right)$ <p>Effort tranchant :</p> $I_t = I_x \left( 0.5 - \frac{\rho^2}{4} \right)$
<p><b>Cas de chargement triangulaire :</b></p>		<p>Moment fléchissant :</p> $I_m = 0.333x I_x$ <p>Effort tranchant :</p> $I_t = 0.25x I_x$

**❖ Détermination des charges :**

$$q_u = \left( \sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \frac{G_{ner}}{S_{ner}} \right) = \left( 249.74 - \frac{17782.15}{730.0425} - \frac{2184.36}{109.218} \right) \times 1 \text{ ml} = 205.38 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = \left( \sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \frac{G_{ner}}{S_{ner}} \right) = \left( 199.70 - \frac{17782.15}{730.0425} - \frac{2184.36}{109.218} \right) \times 1 \text{ ml} = 155.34 \text{ KN/ml}$$

❖ **Sollicitation :**

Moments fléchissant :

$$Q_U = q_u l_m$$

$$Q_S = q_s l_m$$

Efforts tranchant :

$$Q_u = q_u l_t$$

$$Q_s = q_s l_t$$

	L	Panneaux	$\rho$	Type de chargement	Lm	Lt	qu	qs	qum	qus	$\Sigma qum$	$\Sigma qus$	qut	$\Sigma qut$
<b>FILS à (12)</b>	3.5	SUP	0.8	trapézoïdal	1.38	1.19	205.38	155.34	283.4244	214.369	519.611	393.01	244.4022	436.843
		INF	0.9	trapézoïdal	1.15	0.937	205.38	155.34	236.187	178.641			192.4411	
	3.15	SUP	0.72	trapézoïdal	1.3	1.167	205.38	155.34	266.994	201.942	482.643	365.049	239.6785	401.518
		INF	1	triangulaire	1.05	0.788	205.38	155.34	215.649	163.107			161.8394	
	3.05	SUP	0.7	trapézoïdal	1.28	1.151	205.38	155.34	262.8864	198.835	480.589	363.496	236.3924	405.215
		INF	0.96	trapézoïdal	1.06	0.822	205.38	155.34	217.7028	164.66			168.8224	
	3.54	SUP	0.81	trapézoïdal	1.38	1.189	205.38	155.34	283.4244	214.369	521.665	394.564	244.1968	439.513
		INF	0.89	trapézoïdal	1.16	0.951	205.38	155.34	238.2408	180.194			195.3164	
	3.18	SUP	0.73	trapézoïdal	1.31	1.166	205.38	155.34	269.0478	203.495	486.751	368.156	239.4731	404.393
		INF	0.99	trapézoïdal	1.06	0.803	205.38	155.34	217.7028	164.66			164.9201	
	4.18	SUP	0.87	trapézoïdal	1.41	1.172	205.38	155.34	289.5858	219.029	536.042	405.437	240.7054	449.988
		INF	0.84	trapézoïdal	1.2	1.019	205.38	155.34	246.456	186.408			209.2822	
	3.77	SUP	0.87	trapézoïdal	1.41	1.172	205.38	155.34	289.5858	219.029	536.042	405.437	240.7054	449.988
		INF	0.84	trapézoïdal	1.2	1.019	205.38	155.34	246.456	186.408			209.2822	
	3.18	SUP	0.73	trapézoïdal	1.31	1.166	205.38	155.34	269.0478	203.495	486.751	368.156	239.4731	404.393
		INF	0.99	trapézoïdal	1.06	0.803	205.38	155.34	217.7028	164.66			164.9201	
3.54	SUP	0.81	trapézoïdal	1.38	1.189	205.38	155.34	283.4244	214.369	521.665	394.564	244.1968	439.513	
	INF	0.89	trapézoïdal	1.16	0.951	205.38	155.34	238.2408	180.194			195.3164		
3.05	SUP	0.7	trapézoïdal	1.28	1.151	205.38	155.34	262.8864	198.835	480.589	363.496	236.3924	405.215	
	INF	0.96	trapézoïdal	1.06	0.822	205.38	155.34	217.7028	164.66			168.8224		

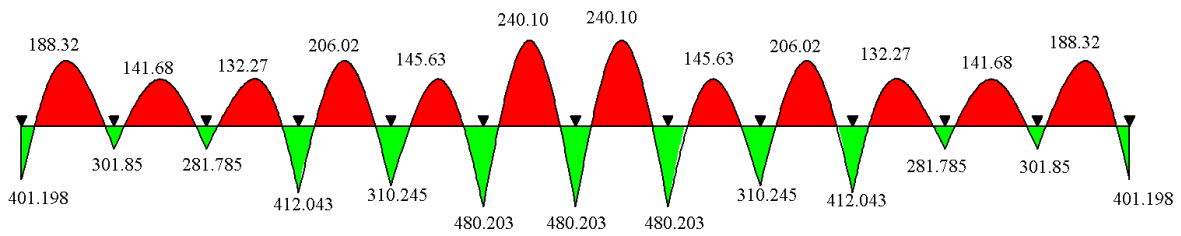
## Chapitre VII

## Infrastructure

	3.15	SUP	0.72	trapézoïdal	1.3	1.167	205.38	155.34	266.994	201.942	482.643	365.049	239.6785	401.518
		INF	1	triangulaire	1.05	0.788	205.38	155.34	215.649	163.107			161.8394	
	3.5	SUP	0.8	trapézoïdal	1.38	1.19	205.38	155.34	283.4244	214.369	519.611	393.01	244.4022	436.843
		INF	0.9	trapézoïdal	1.15	0.937	205.38	155.34	236.187	178.641			192.4411	

FILS à (4)	2.95	gauche	0.843	trapézoïdal	1.126	0.951	205.38	155.34	231.2579	174.913	445.675	337.088	195.3164	365.576
		droit	0.936	trapézoïdal	1.044	0.829	205.38	155.34	214.4167	162.175			170.26	
	3.15	gauche	0.9	trapézoïdal	1.15	0.937	205.38	155.34	236.187	178.641	451.631	341.593	192.4411	354.281
		droit	1	triangulaire	1.049	0.788	205.38	155.34	215.4436	162.952			161.8394	
	4.35	gauche	0.805	trapézoïdal	1.372	1.183	205.38	155.34	281.7814	213.126	534.399	404.195	242.9645	481.616
		droit	0.724	trapézoïdal	1.23	1.162	205.38	155.34	252.6174	191.068			238.6516	

Après tout calcul effectuée on obtient les résultats suivant :



❖ Diagramme des efforts internes :

Sens longitudinale :

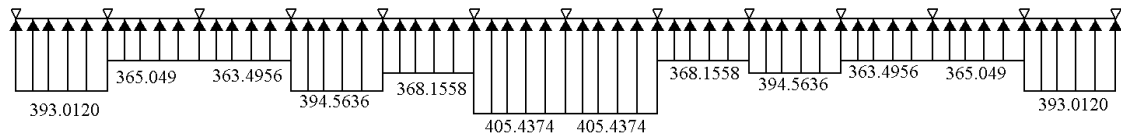
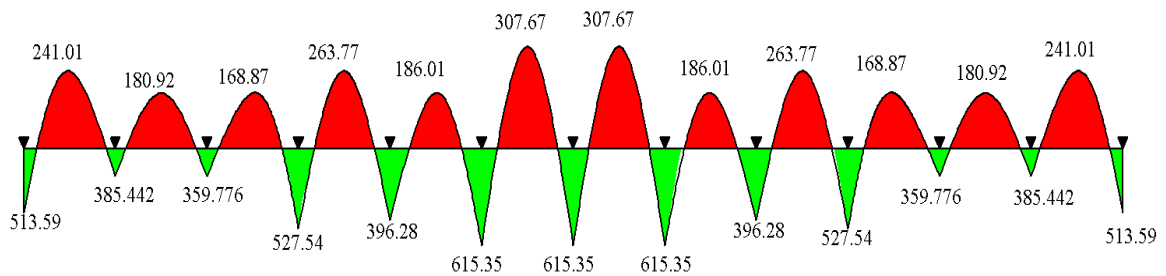
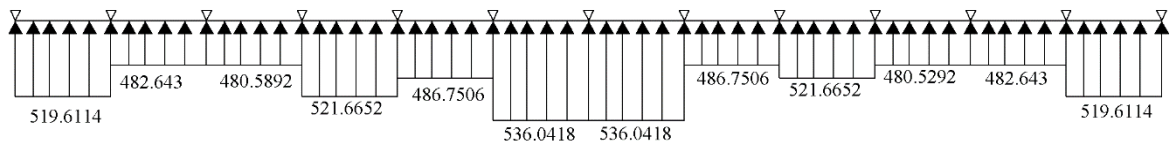


Figure IIV.1 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU et l'ELS respectivement.

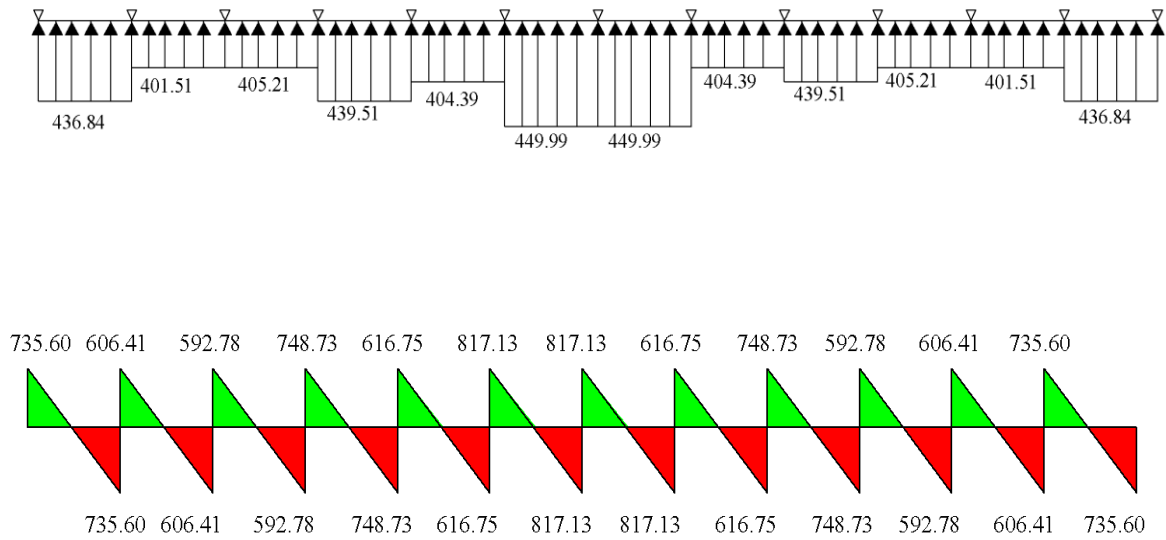
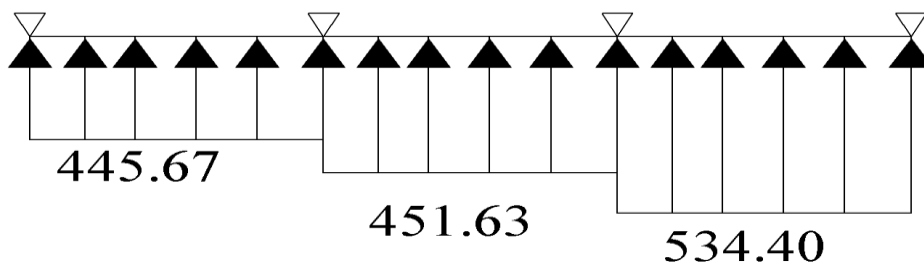


Figure IIV.2 : Diagramme des efforts tranchant à l'ELU.

**Conclusion :**

Les efforts max	<u>ELU</u>	<u>ELS</u>
<i>Moment fléchissant</i>	$M_{max} = 307.67 \text{KN.m}$ en travée	$M_{max} = 240.203 \text{KN.m}$ en travée
	$M_{max} = 615.35 \text{KN.m}$ au appui	$M_{max} = 480.203 \text{KN.m}$ au appui
<i>L'effort tranchant</i>	$T_{max} = 817.13 \text{KN}$	/

**Sens transversal :**



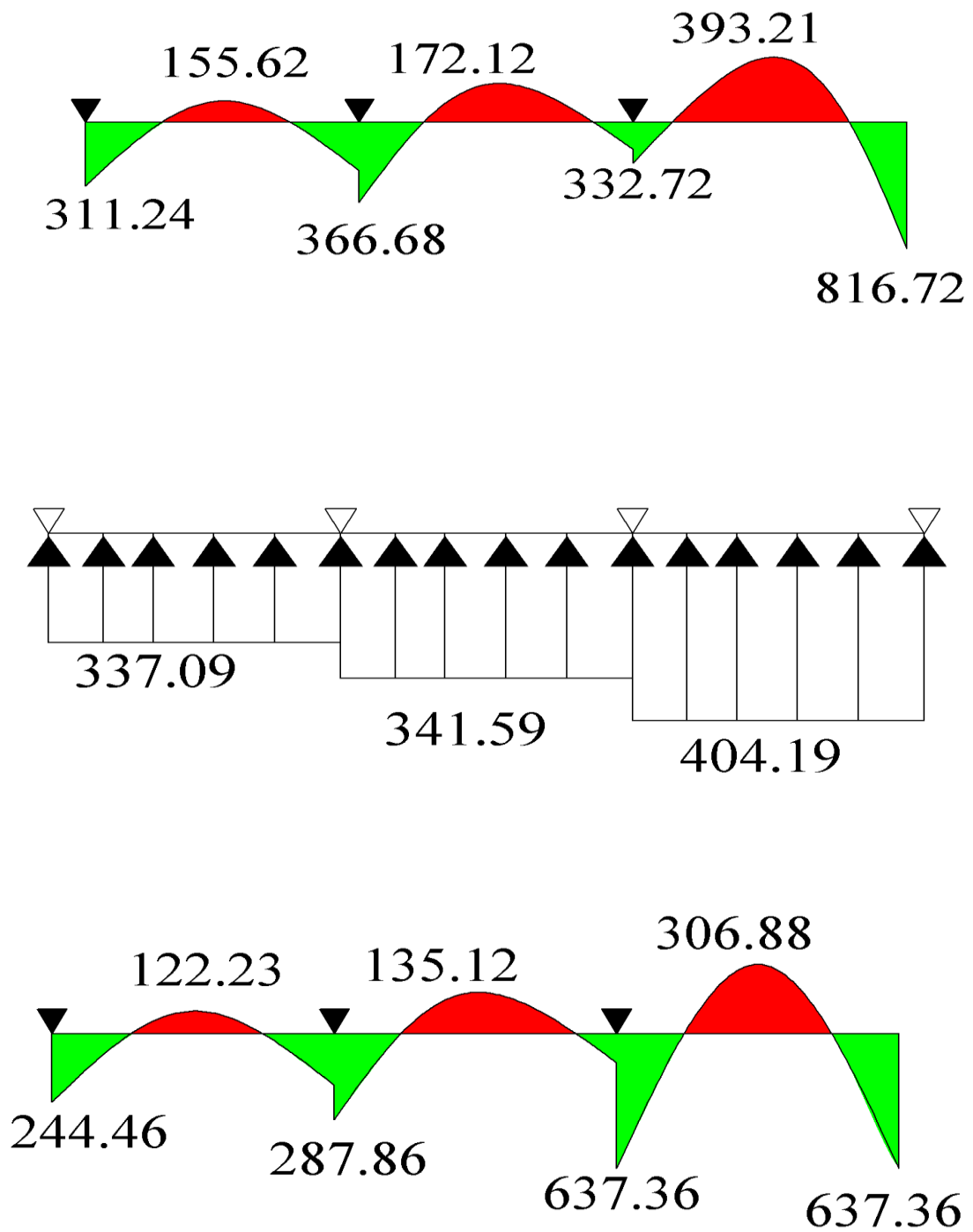


Figure VII.3 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU et l'ELS respectivement.

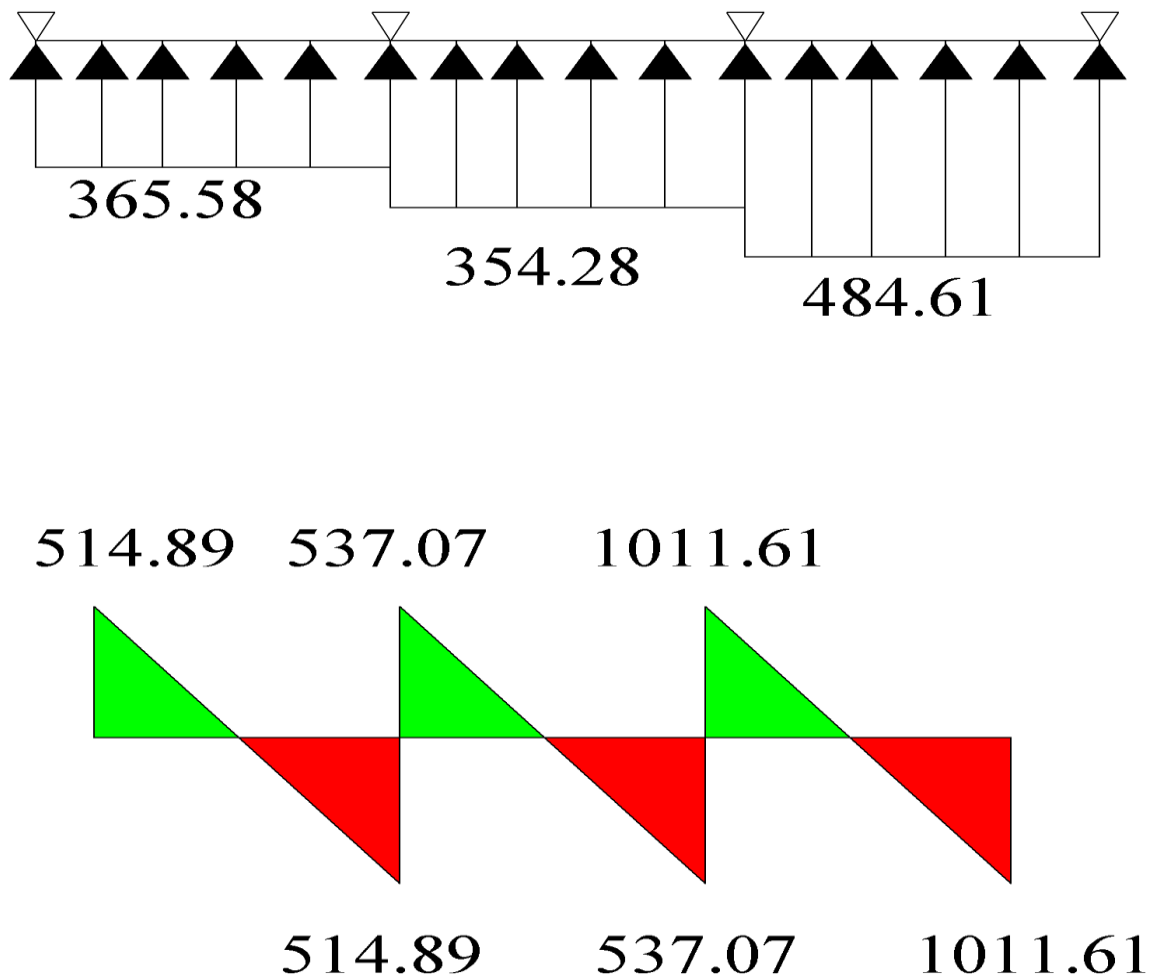


Figure VII.4 : Diagramme des efforts tranchant à ELU.

❖ **Ferraillage de la nervure :**

a) **Armature longitudinales :**  $b = 60\text{cm}$   $d = 105\text{cm}$

Le ferraillage adopté pour la nervure dans les deux sens est donné dans le tableau ci-dessous :

Tableau VII.14 : Le ferraillage adopté pour la nervure

	Zone	Mu(KN.cm)	$\mu$	Obs	$\beta$	A	choix d'armature
Fils à 12	travée	30767	0.033	SSA	0.9835	8.56	12HA12
	appuis	61535	0.066	SSA	0.966	17.43	4HA16+8HA14
Fils à 3	travée	39321	0.042	SSA	0.979	10.99	12HA12
	appuis	816.66	0.087	SSA	0.9545	23.38	4HA20+8HA16

b) Armature transversales (Art A.7.2.2/BAEL91modifiée 99) :

<u>Diamètre</u>	$\phi_t \geq \frac{\phi_{l_{max}}}{3} = \frac{20}{3} = 6.66 \text{ mm}$ Soit : $\phi = 8 \text{ mm}$	
<u>Espacement</u>	zone nodale	$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi_{l_{max}} \right\} = \min \left\{ \frac{110}{4}; 12 \times 2 \right\}$ $= \min\{27.5; 24\} = 10 \text{ cm}$
	zone courante	$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{110}{2} = 55 \text{ cm}$ Soit : $S_t = 20 \text{ cm}$
<u>Armatures transversales minimales (Art 7.5.2.2 RPA 99 2003)</u>	$A_{min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 10 \times 60$ $= 1,8 \text{ cm}^2$ Soit : $A_t=4HA8=2,01 \text{ cm}^2$ (un cadre et un étrier).	

c) Armature de peau (Art 4.5.34/BAEL 91 modifiée 99) :

Les armatures de peau sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur ; leur section est d'au moins (3cm<sup>2</sup>/ml) par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction. En l'absence de ces armatures, on risquerait d'avoir des fissures relativement ouvertes en en dehors des zones armées.

Dans notre cas, la hauteur de la poutre est de 100cm, la quantité d'armatures de peau nécessaire est donc.

$$A_p = 3 \text{ cm}^2 / \text{ml} \times 1 = 3 \text{ cm}^2$$

On opte pour :  $2HA14 = 3,08 \text{ cm}^2$

❖ Vérification à l'ELU :

a) Condition de non fragilité (Art A.4.2.1/BAEL 91/99)

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 60 \times 105 \times \frac{2.1}{400} = 7.60 \text{ cm}^2$$

$A_{adoptée} \geq A_{min}$  Condition vérifiée.

b) Vérification de la contrainte de cisaillement : (Effort tranchant) :

$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4\text{Mpa} \right\} = 2,5 \text{ Mpa}$	
Sens longitudinale : $T_u^{\max} = 817.13\text{KN}$	$\tau_u = \frac{817.13 \times 1000}{600 \times 1050} = 1,30 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5\text{Mpa}$ Condition vérifiée
Sens transversal: $T_u^{\max} = 1011.61\text{KN}$	$\tau_u = \frac{1011.61 \times 1000}{600 \times 950} = 1,61\text{Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5\text{Mpa}$ Condition vérifiée

❖ Vérification à l'ELS :

$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$ avec $\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}}$ $\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d}$ $\sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$										
Sens	zone	As (cm <sup>2</sup> )	Ms	$\rho_1$	$\beta$	K <sub>1</sub>	$\sigma_{st}$	$\sigma_b$	$\bar{\sigma}_b$	Obs
xx	Travée	13.56	240.10	0.195	0.9295	54.95	7.06	0.128	15	CV
	Appuis	20.35	480.203	0.327	0.9105	40.98	14.43	0.352	15	CV
yy	Travée	13.56	306.88	0.195	0.9295	54.95	9.04	0.165	15	CV
	Appuis	28.64	637.36	0.455	0.8975	33.80	19.43	0.574	15	CV

# CONCLUSION GENERALE

*Au terme du travail qui a été effectué, on a pu voir que malgré le fait de présenter une certaine forme irrégulière, une structure peut être stabilisée grâce à l'introduction d'éléments de contreventement. Le choix de la position des éléments de contreventement est crucial pour donner à la structure un bon comportement sismique.*

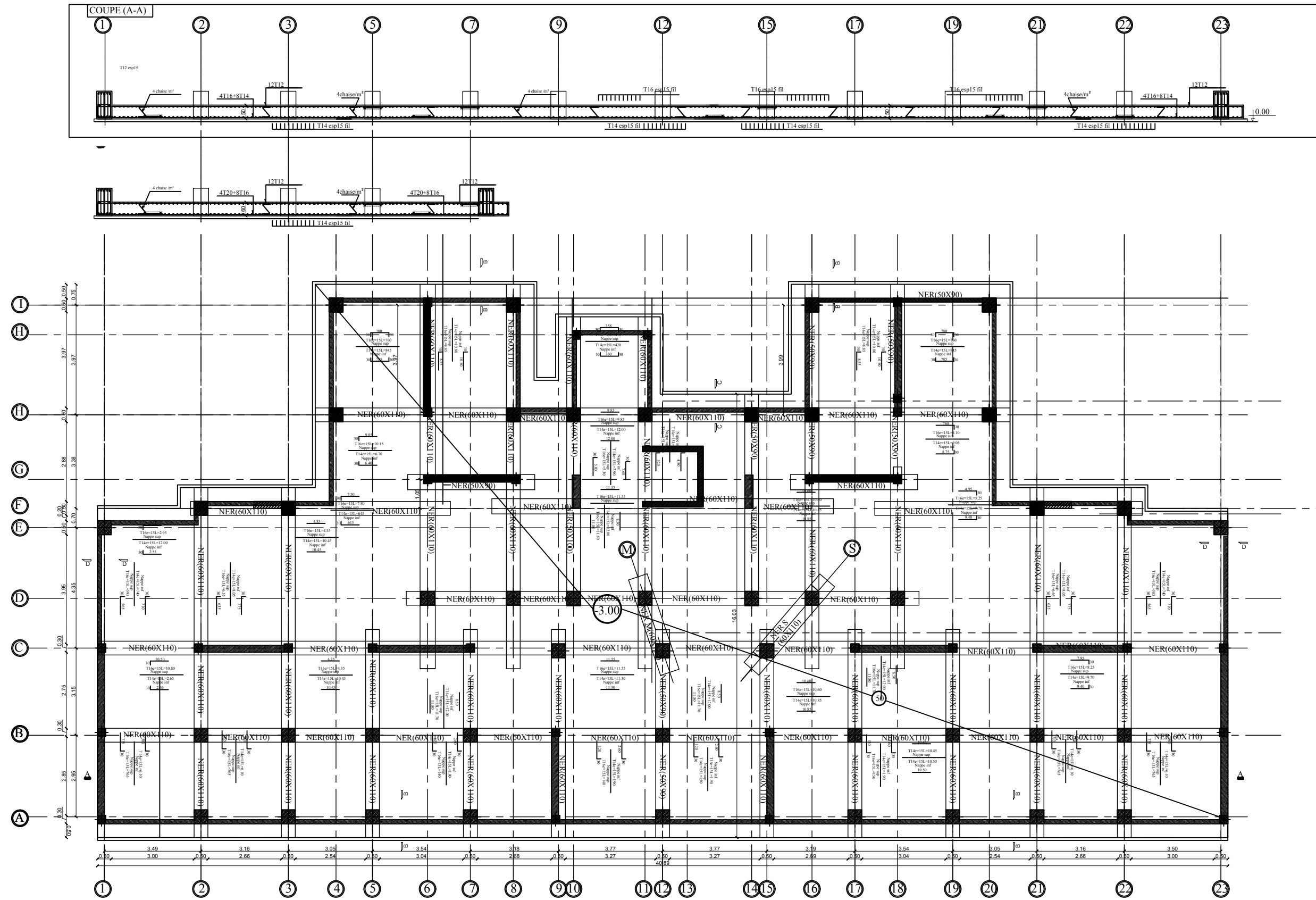
*Le respect des exigences du règlement en vigueur (RPA 99/2003) est une nécessité pour assurer la stabilité de notre structure, dans le cas de notre structure qui présente une forme irrégulière en plan ; les différentes exigences ont pu être satisfaites et de ce fait nous pouvons affirmer que la structure est stable vis-à-vis des charges statiques et dynamiques.*

*La recherche d'un optimum entre sécurité et économie est un des objectifs de l'ingénieur. Pour cela il doit travailler en étroite collaboration avec l'ingénieur dès les premiers croquis de l'ouvrage, car il est à rappeler qu'une bonne conception parasismique passe par 3 étapes : Une conception architecturale favorisant un bon comportement sous séisme, un dimensionnement et un calcul respectant les règlements parasismiques en vigueur, une exécution de qualité traduisant les calculs effectués par l'ingénieur.*

*Au fil de l'étude les différentes sections des différents éléments structuraux ont pu être établies. Suite à la modélisation, les efforts dans les éléments structuraux ont pu être tirés permettant ainsi le ferrailage de ces derniers. Notre travail s'est achevé par l'étude de l'infrastructure qui a permis de déterminer que le type de fondations adéquat à notre structure est un radier nervuré ; vers la fin le ferrailage des fondations ont été effectué.*

# *Plans d'exécution*

# COFFRAGE DES FONDATIONS NIV: 0.00m



# COFFRAGE PLANCHER NIV ±0.00m

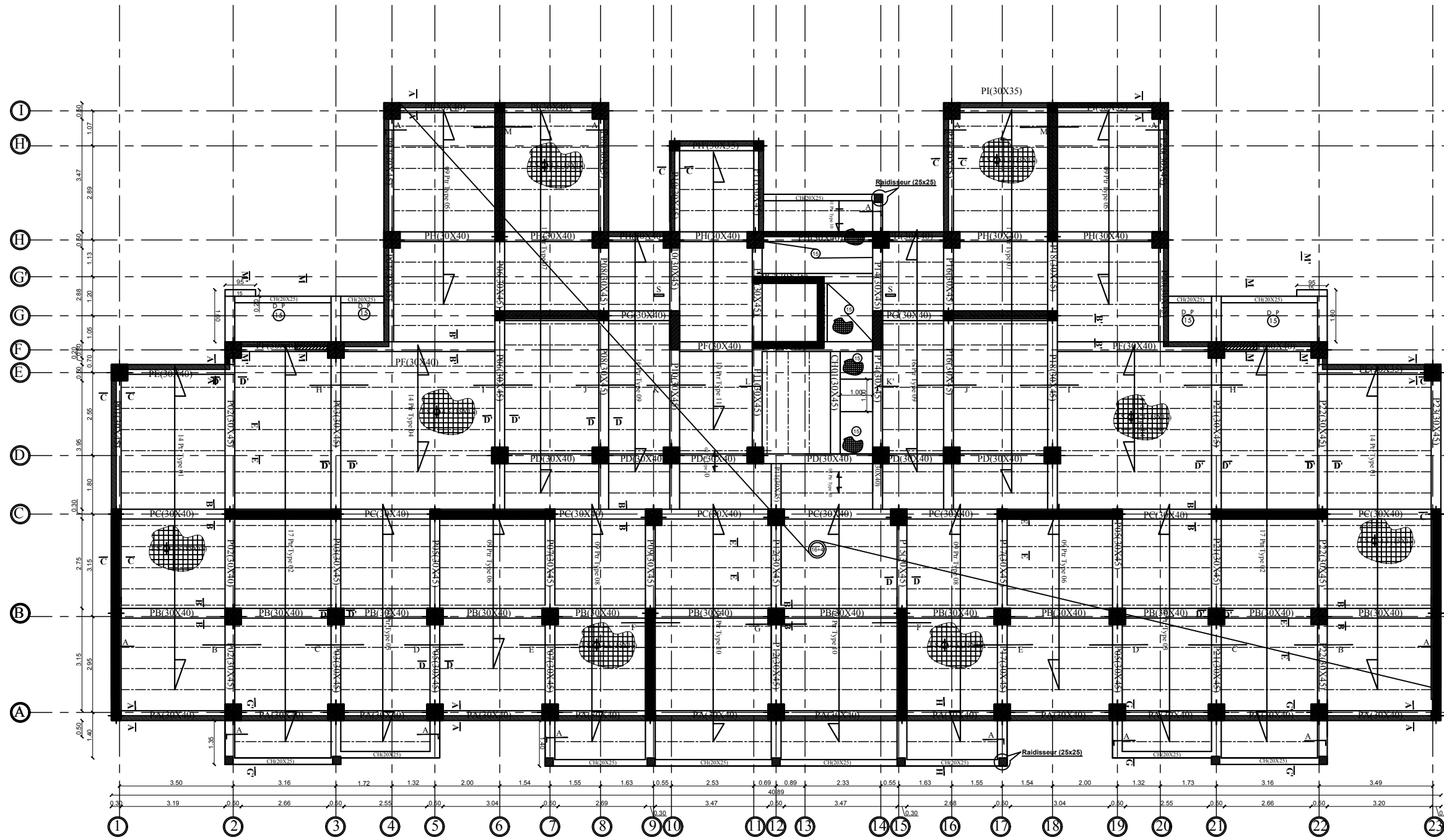
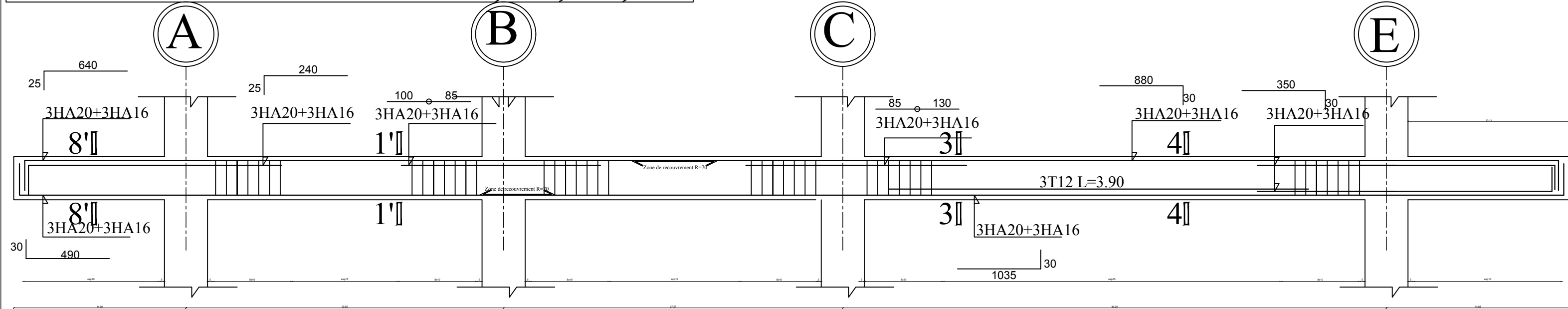


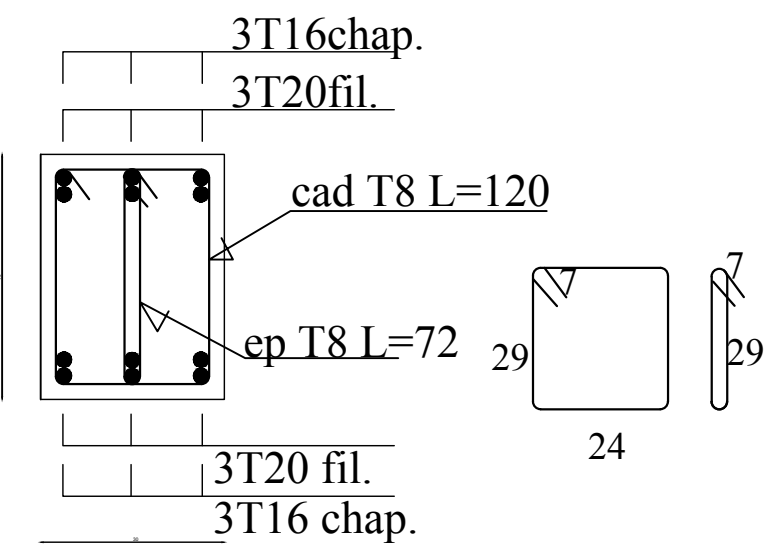
TABLEAU DES POUTRELLES

SCHEMA	SECTION

# POUTRE 30x35 Axe: 03, 21, 02, 22

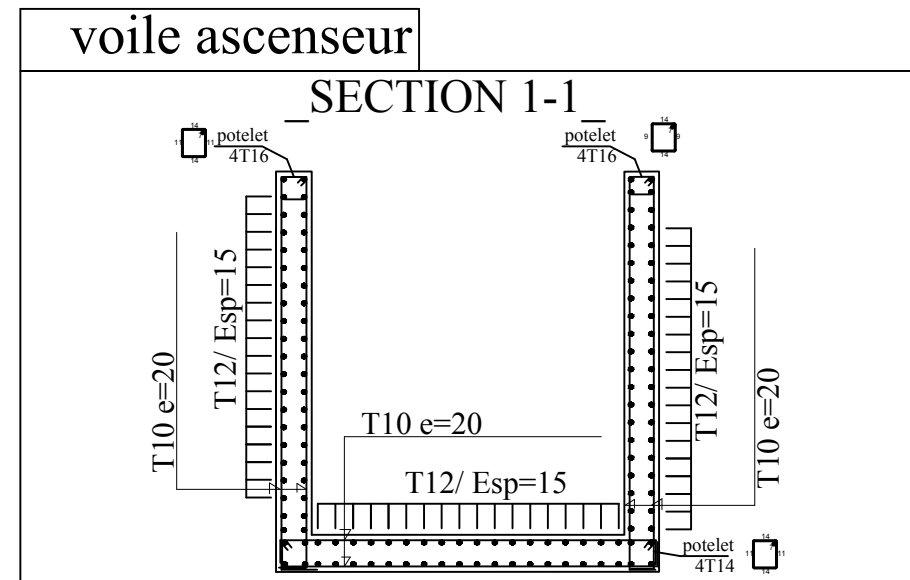
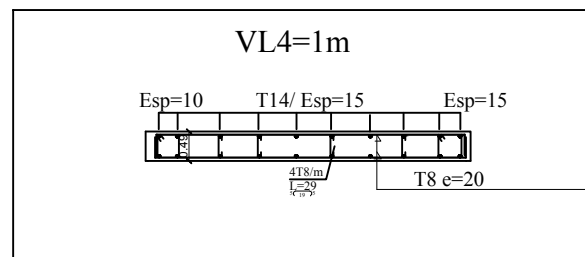
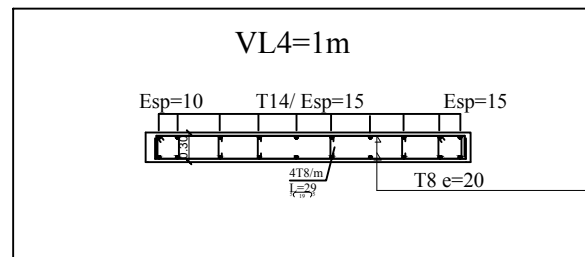
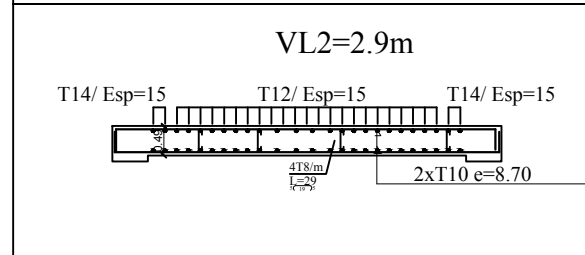
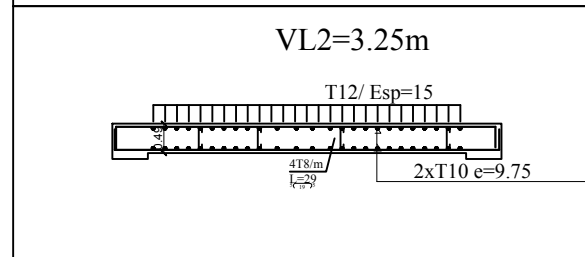
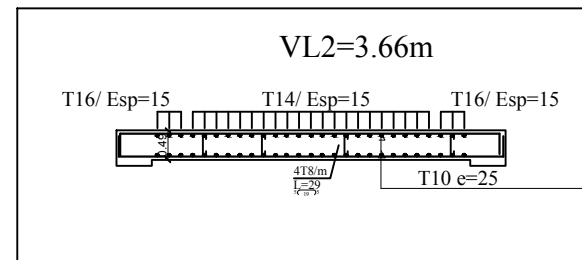
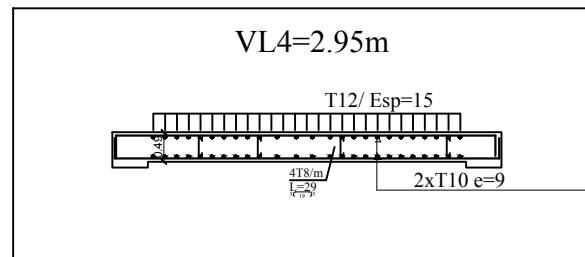
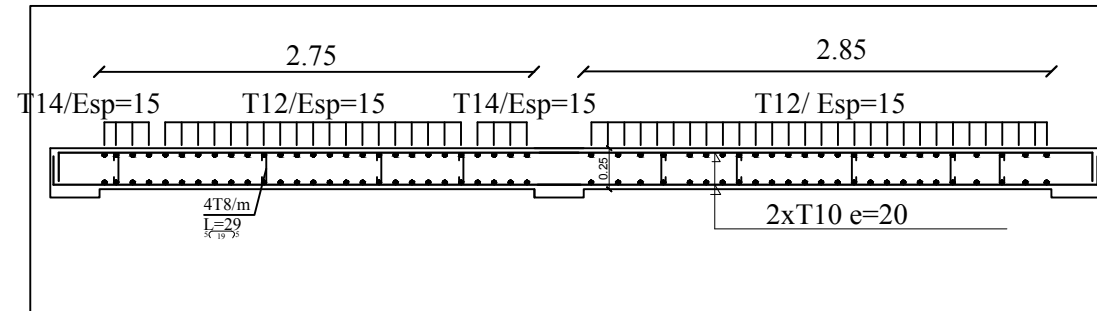


## Coupe 1-1

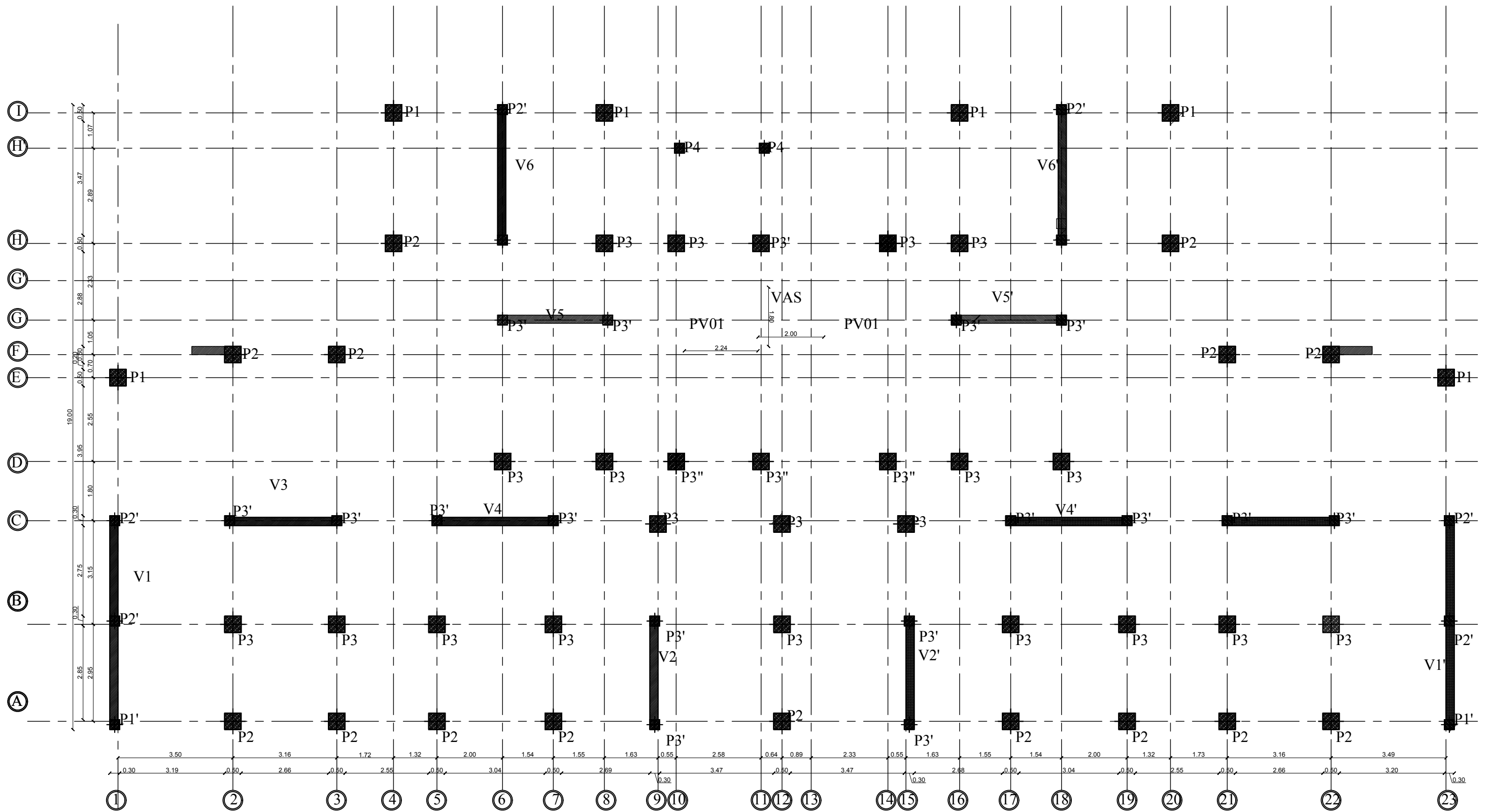




# Coupes des voiles en plan

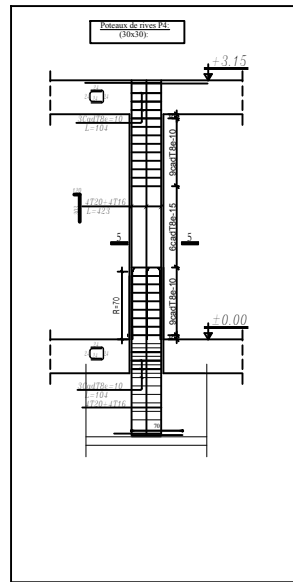
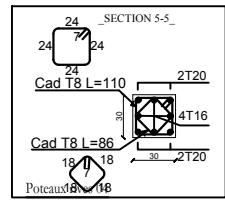
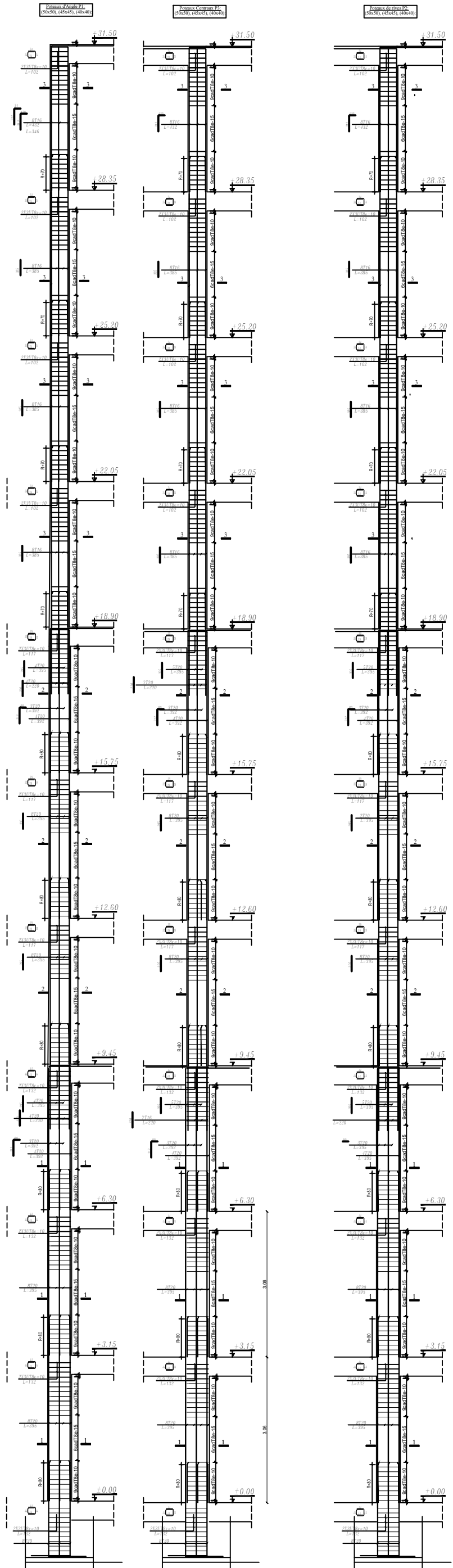


repérage des poteaux et les voiles.





PLAN DE FERRAILLAGE POTEAUX



# *Annexe*

### Introduction :

Ce chapitre, portera sur l'étude complète et spécifique de chaque élément structural secondaire ; ces éléments ont une influence plus ou moins directe sur la structure globale, l'étude sera basée sur le dimensionnement, le ferrailage et les différentes vérifications.

### Annexe I

#### I.A. L'acrotère

L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse. Il forme une paroi contre toute chute, il est considéré comme une console encastree à la base, soumise à son poids propre et à une surcharge horizontale due à la main courante.

Il est soumis à la flexion composée due à :

\*Un effort normal du à son poids propre (**G**).

\*Un moment due à la surcharge (**Q**).

Il a pour rôle de :

\*Protection d'étanchéité.

\*servant comme garde-corps.

\*entretiens des façades.

#### I.A.1.Principe de calcul :

Le calcul se fera en flexion composée dans la section d'encastrement pour une bande de 1m linéaire.

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable, dans ce cas le calcul se fera à l'ELU puis vérifié à l'ELS.

#### I.A.2.Caractéristique géométrique de l'acrotère :

La hauteur :  $h = 50 \text{ cm}$  ; l'épaisseur :  $h_0 = 10 \text{ cm}$

L'enrobage :  $c = c' = 2 \text{ cm}$

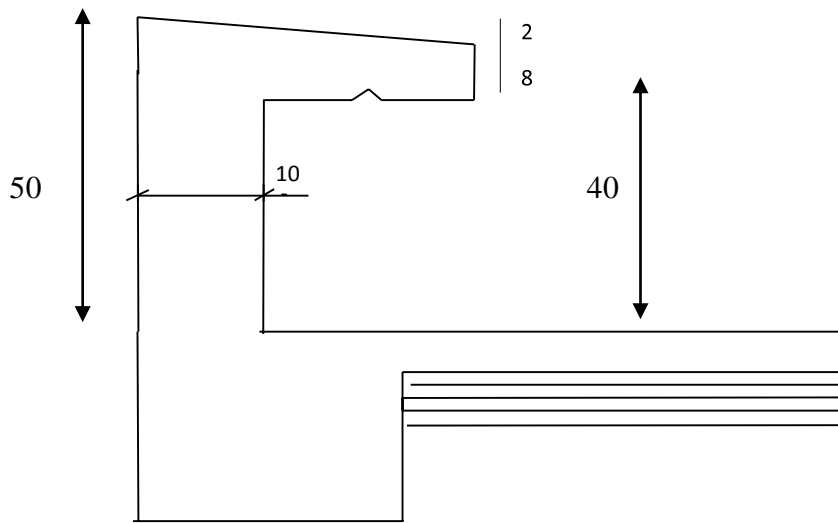


Figure.A.1 : coupe verticale de l'acrotère

### I.A.3 Calcul des sollicitations :

#### Le chargement :

$$\text{Poids propre de l'acrotère } G = 25 \left[ (0.5 \times 0.1) + (0.1 \times 0.08) + \frac{0.02 \times 0.1}{2} \right]$$

$$G = 1.475 \text{ KN/ml}$$

Surcharge d'exploitation horizontale :  $Q = 1 \text{ KN/ml}$

### I.A.4.Vérification de l'acrotère au séisme:

Le RPA préconise de calculer l'acrotère sous l'action des forces sismique la formule :

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

A : coefficient de zone, dans notre cas (zone III, groupe d'usage 2)

$$A = 0.25 \quad (\text{Art4.2.3 tab 4-1}).$$

$C_p$  : facteur de force horizontale  $C_p = 0.8$

$W_p$  : poids de l'acrotère =  $1.475 \text{ KN/ml}$

D'où

$$F_p = 4 \times 0.25 \times 0.8 \times 1.475 = 1.18 > Q = 1 \text{ KN/ml condition non vérifiée}$$

Donc on doit calculer l'acrotère avec l'effort sismique.

Avec  $Q=1.18 \text{ KN/ml}$

**I.A.5.Calcul des sollicitations :**

Effort normal du au poids propre :  $NG= GX \text{ 1 m (de largeur)}$

$$N= 1.475 \text{ KN}$$

Effort tranchant :  $T=QX1= 1.18\text{KN}$

Moment de renversement  $M$  du à  $Q$  :  $M=QxHx1= 1.18x0.5x1= 0.59 \text{ KN.m}$

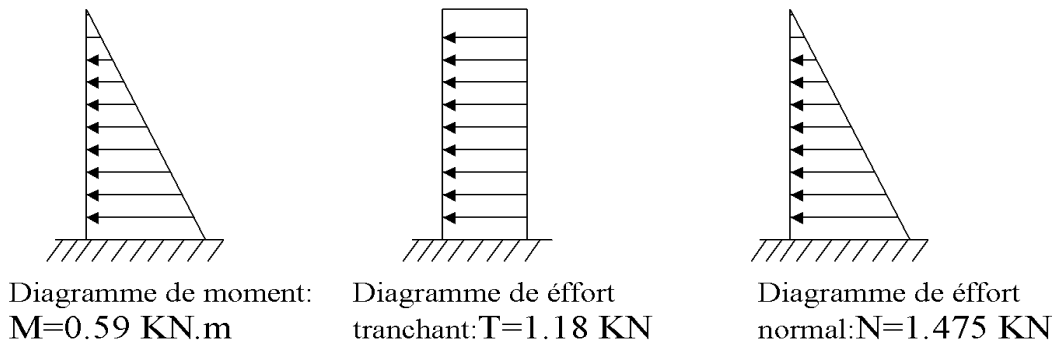


Figure.A.2 : Diagramme des efforts internes.

**I.A.6.Les combinaisons de charge :**

a) **ELU** : la combinaison de charge à considérer est  $1.35G+1.5Q$  :

$$Nu=1.35N=1.35x1.475= 1.99 \text{ KN}$$

$$Tu=1.5T=1.5x1.18=1.77\text{KN}$$

$$Mu=1.5M=1.5x0.59=0.885 \text{ KN.m}$$

b) **ELS** : la combinaison d charge a considéré est  $G+Q$  :

$$Ns=N=1.475 \text{ KN}$$

$$Ts=T=1.18\text{KN}$$

$$Ms=M=0.59\text{KN.m}$$

**I.A.7.ferraillage:**

Les résultats des sollicitations se résument en un effort normal de compression N et un moment de flexion M.

Le ferraillage revient à l'étude d'une section rectangulaire soumise à la flexion composée (de hauteur  $h=10\text{cm}$  et de largeur  $b=1\text{m}$ ). pour ce faire, on utilise l'organigramme de calcul, approprié dont 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.

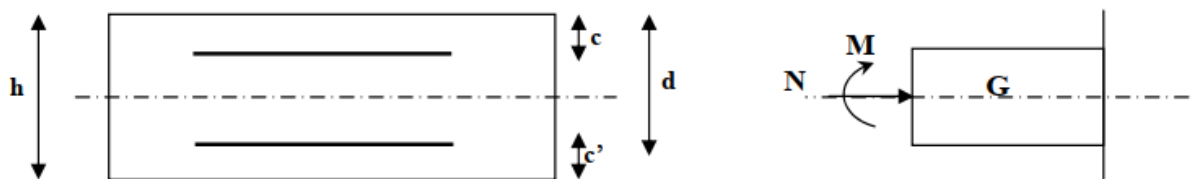


Figure.A.3 : Les armatures réelles.

Avec :

h: Epaisseur de la section.

C : distance entre le centre de gravité des aciers et la fibre extrême du béton.

$d=h-c$  : hauteur utile.

$M_f$ = moment fictif calculé par rapport au CDG des armatures tendues.

**I.A.8.Calcul à l'ELU :**

**a) Calcul de l'excentricité :**

$$e_u = \frac{Mu}{Nu} = \frac{0.885}{1.99} = 0.444\text{m} = 44.4 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{c} - c = \frac{10}{2} - 2 = 3\text{cm} \implies e_u > 3 \text{ cm}$$

D'où le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures. N est un effort de compression à l'intérieur, donc la section est partiellement comprimée (S.P.C).

**b) Calcul en flexion simple :**

✓ **Moment fictif :**

$$M_f = M_u + N_u \times \left(\frac{h}{c} - c\right) = 0.885 + 1.99 \times (0.03) = 0.94 \text{ KN.m}$$

$$M_f = 0.94 \text{ KN.m}$$

✓ **Moment réduit :**

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

$$\mu_b = \frac{M_f}{bd^2 f_{bc}} = \frac{0.94 \times 10^3}{100 \times 8^2 \times 14.17} = 0.010 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A } \beta = 0.995$$

**Armatures fictives :**

$$A_f = \frac{M_f}{\beta d \frac{f_e}{\sigma_s}} = \frac{0.94 \times 10^3}{0.995 \times 8 \times \frac{400}{1.15}} = 0.339 \text{ cm}^2$$

**c) Calcul en flexion composée :**

La section des armatures réelles :

$$A = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0.339 - \frac{1.99}{34.8} = 0.282 \text{ cm}^2$$

Section choisi :

- Armatures principales : 4HA8 avec un espacement  $St = 12.5 \text{ cm}$

**I.A.9. Vérification à l'ELU:**

❖ **condition de non fragilité :** (Art.A.4.2.1/BAEL,CBA93)

$$A_{\min} \leq A$$

$$A_{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 8 \times \frac{2.1}{400} = 0.966 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.966 \text{ cm}^2 > A = 0.244 \text{ cm}^2$$

**Conclusion :**

Les armatures calculées à la condition de non fragilité sont supérieures à celles calculées à l'ELU, donc on adoptera

$$A_s = A_{\min} = 0.966 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_s=4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$  avec un espacement  $s_t = 12.5\text{cm}$

**\*Armatures de répartition**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.503 \text{ cm}^2$$

Soit :  $4\text{HA}8= 2.01 \text{ cm}^2$  avec un espacement  $s_t = 25 \text{ cm}^2$

❖ **Vérification au cisaillement** : (Art : 5.1.21.BAEL91 ; CBA93)

Nous avons une fissuration préjudiciable d'où :

$$\bar{\tau}_u = \min \left( 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPA} \right) = 2.5 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = \frac{Vu}{bd} \quad \text{Avec } V_u = 1.5Q = 1.5 \times 1.18 = 1.77 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{1.77 \times 10}{100 \times 8} = 0.0221 \text{ MPA}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u$  la condition est vérifiée.

**Conclusion** : pas de risque de cisaillement donc le béton seul peut reprendre l'effort du cisaillement alors les armatures transversales se sont pas nécessaires.

❖ **Vérification de l'adhérence des barres** : (Art.A.6.1.3.BAEL91 ; CBA93)

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPA}$$

$$\tau_{se} = \frac{Vu}{0.9d \sum ui} \quad \text{Avec : } \sum ui \text{ somme de périmètres utiles de barres.}$$

$$\sum ui = 4\pi 8 = 4 \times \pi \times 0.8 = 10.05 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{1.77 \times 10^3}{0.9 \times 80 \times 100.5} = 0.245 \text{ MPA} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPA} \implies \text{condition vérifiée.}$$

❖ **Longueur de scellement droit** : (Art.A.1.2.2 ; BAEL91 ; CBA93)

$$L_s = 40 \Phi \quad \text{pour FeE 400}$$

$$L_s = 50 \Phi \quad \text{pour FeE 500 et les ronds lisses}$$

$$\text{Dans notre cas : FeE 400} \implies L_s = 40 \Phi = 40 \times 0.8 = 32 \text{ cm}$$

**I.A.10.Vérification à l'ELS :**

- la contrainte dans les aciers :  $\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$

- la contrainte dans le béton :  $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

✚ **Vérification de l'état limite d'ouverture des fissures dans l'acier :**

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_s = \min \left[ \frac{2}{3} fe, \max(0.5fe; 110\sqrt{\eta ft_j}) \right]$$

Avec :  $\eta =$  coefficient de fissuration  $\begin{cases} \eta = 1.6 \text{ pour les HA} \\ \eta = 1 \text{ pour les RL} \end{cases}$

Dans notre cas  $\eta = 1.6$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min [266.66, \max(200; 201.63)] \implies \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{st} = \frac{Ms}{\beta_1 d A_s} ; \rho_1 = \frac{100 A_s}{bd} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 8} = 0.251 \implies \beta_1 = 0.9205$$

$$\sigma_{st} = \frac{0.59 \times 10^3}{0.9205 \times 8 \times 2.01} = 39.86 \text{ MPA.}$$

$$\sigma_{st} = 39.86 \text{ MPA} < \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPA} \implies \text{condition vérifiée.}$$

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

$$\sigma_{bc} = 0.60 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPA}$$

On a  $\sigma_{bc} = K \times \sigma_s$

$$\implies K = \frac{\alpha}{15(1-\alpha)}$$

$$\alpha = 3(1-\beta) = 3(1-0.9205) = 0.239$$

$$K = \frac{0.239}{15(1-0.239)} = 0.021$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_s = 0.021 \times 39.86 = 0.837 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bc} = 0.837 \text{ MPA} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPA}$$

**Conclusion :** suite aux différents calculs et vérification effectués, on adopte pour le ferrailage de l'acrotère celui adopté précédemment :

Armatures principales : **4HA8** avec un espacement **St=25cm**

Armatures de répartition : **4HA8** avec un espacement **St=12.5cm**

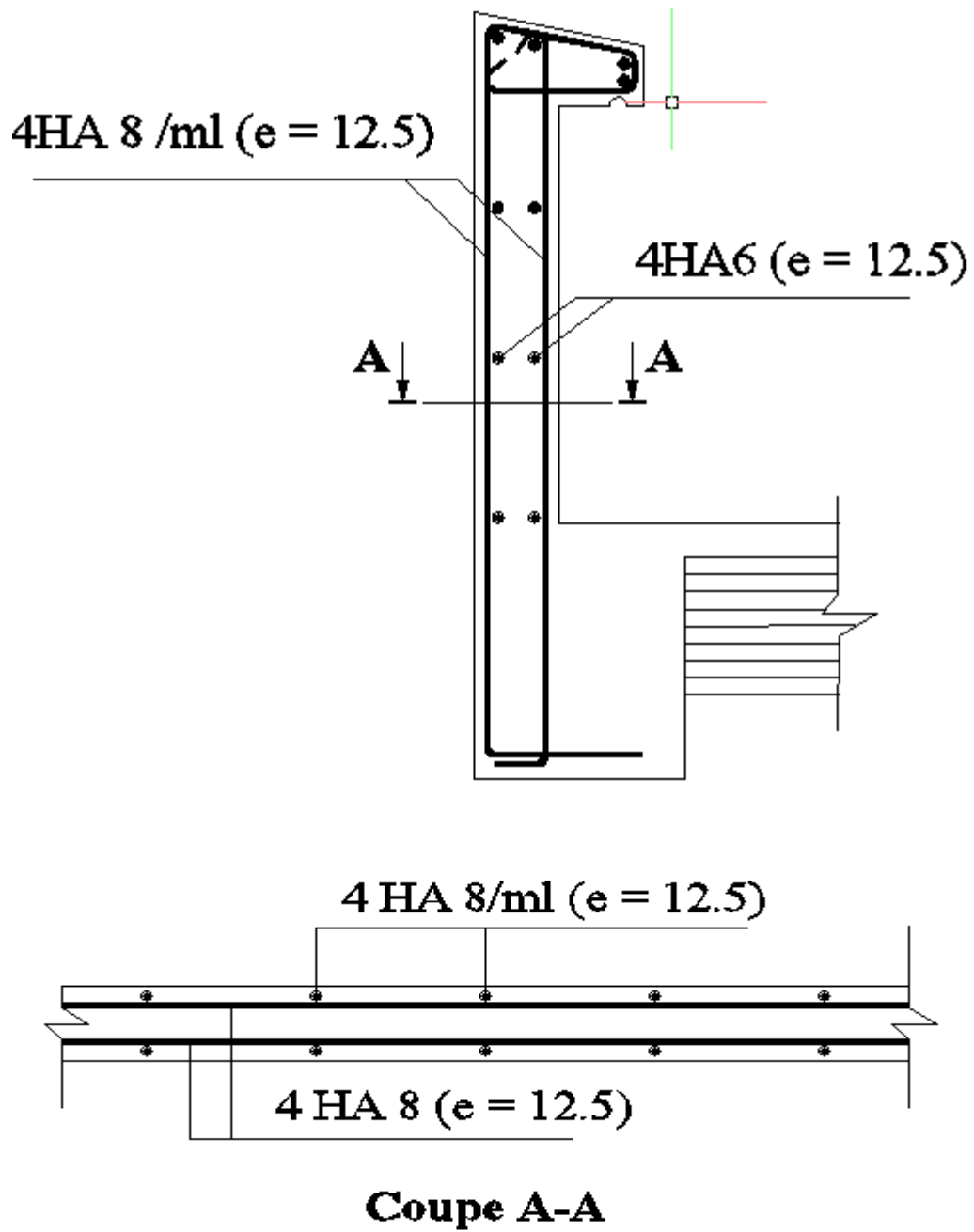


Figure.A.4 : Ferrailage de l'acrotère

## **Annexe II**

### **II.B. Planchers :**

Les planchers de notre bâtiment sont en corps creux d'épaisseur (20+4) avec une dalle de compression de 4cm.

Ils sont constitués de :

- ❖ Nervures appelées poutrelles.
- ❖ Corps creux de 20cm d'épaisseur, sont utilisés comme coffrage perdu et comme isolant phonique.
- ❖ Une dalle de compression en béton de 4cm d'épaisseur, armée d'un quadrillage d'armature ayant pour buts de :

- Limiter les risques de fissuration par retrait.

- Résister aux effets des charges appliquées sur les surfaces réduites.

- Réaliser un effet de répartition entre poutrelles voisines des charges localisées, notamment celles correspondant aux cloisons.

#### **II.B.1. Dalle de compression :**

Epaisseur  **$e_p=4\text{cm}$**

Pour le ferrailage de la dalle de compression, on utilise du treillis soudé TLS520 pour le BAEL91 (Art.B.6.8.423 ; CBA93)

$\varnothing \leq 6\text{mm}$  dont les mailles ne doivent pas dépasser :

- 20cm pour les barres ( $A^\perp$ ) perpendiculaires aux poutrelles (nervure).
- 33cm pour les barres ( $A//$ ) parallèles aux poutres (nervures).

#### **Calcul des armatures :**

➤ Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

$$A^\perp \geq \frac{4 \times l}{f_e}$$

Avec :  **$L=65\text{cm}$**  distance entre axes des poutrelles.

$$\text{D'où : } A^\perp \geq \frac{4 \times 65}{520} = 0.5\text{cm}^2$$

Soit :  $A^{\perp} = 6\emptyset 6 = 1.7\text{cm}^2$  ; Avec un espacement de 15 cm

➤ Armatures parallèles aux poutrelles :

$$A// = \frac{A^{\perp}}{2} = \frac{1.7}{2} = 0.85\text{cm}^2$$

Soit :  $A// = 6\emptyset 6 = 1.7\text{cm}^2$  ; Avec espacement de 15 cm

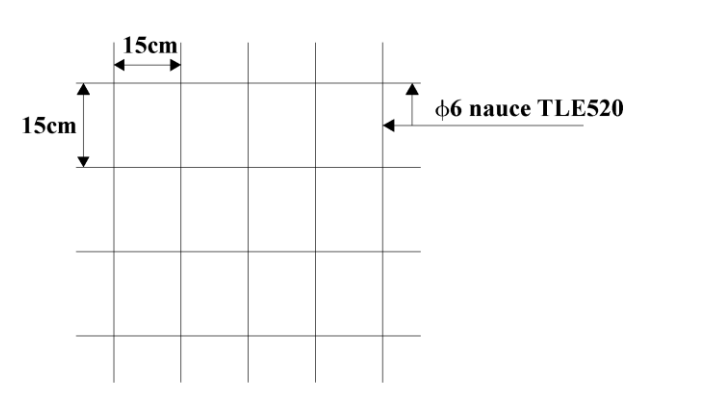


Figure.B.1 : Treille soudée de 15x15 cm<sup>2</sup>

### **II.B.2.Etude des poutrelles :**

Dans notre bâtiment les poutrelles à étudier sont :

1) Poutrelles des planchers à 12 travées.

Après le coulage de la dalle de compression, la poutrelle étant solidaire à ce dernier, elle sera calculée comme une poutre continue reposant sur plusieurs appuis.

La section de la poutre est considérée comme une section en T de dimensions : (BAEL.Art.A.4.1.3 ; CBA93)

➤ **Largeur de la table (b)**

$$b = 2b_1 + b_0$$

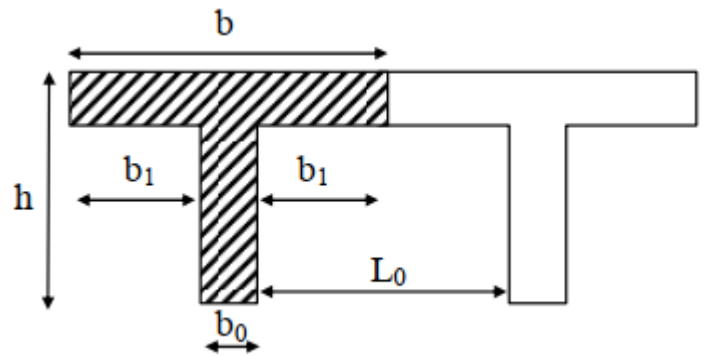
$2b_1$  : les débords

$b_0 = 12\text{cm}$  base de la nervure

$h_0 = 4\text{cm}$

$h = 20\text{cm}$

$$b_1 \leq \min \left\{ \frac{L}{10}, \frac{L_0}{2}, 8h_0 \right\}$$



$L_0$  : distance entre deux poutrelles voisines.

$$L_0 = 65 - 12 = 53\text{cm}$$

Figure.B.2 : Construction de la section en T

$L$  : largeur de la plus grande travée

$$L = 5.05\text{m}$$

D'où

$$b_1 \leq \min \{ 50.5 ; 26.5 ; 32 \} = 26.5\text{cm}$$

$$b = 2b_1 + b_0 = 2 \times 26.5 + 12 = 65\text{cm}$$

a) **Détermination des charges revenant à la poutre (P) :**

✓ **Charges permanentes G :**

$$G = G_p \times b = 5.2 \times 0.65 = 3.38 \text{ KN/ml}$$

✓ **Charges exploitation Q :**

$$Q = Q_p \times b = 1.5 \times 0.65 = 0.975 \text{ KN/ml}$$

✓ **Combinaison des charges :**

$$\text{ELU} : q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 3.38 + 1.5 \times 0.975$$

$$q_u = 6.03 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS} : q_s = G + Q = 3.38 + 0.975$$

$$q_s = 4.355 \text{ KN/ml}$$

**b) Choix de la méthode :**

Les efforts internes sont déterminés selon le type de plancher à l'aide des méthodes suivantes :

- ✓ Méthode forfaitaire
- ✓ Méthode de Caquot
- ✓ Méthode de trois moments
- **Calcul des moments et des efforts tranchants :**
- ✓ **Méthode de calcul** : 1<sup>er</sup> choix : Méthode forfaitaire
- ✓ **Domaine d'application :**

La méthode s'applique aux structures courantes dont les charges d'exploitation restent modérées, c'est-à-dire :

$$Q \leq \max \{2xG ; 5\text{KN/ml}\}$$

$$Q = 0.975\text{KN/ml} \leq \max \{2 \times 3.38 = 6.76\text{KN/ml} ; 5\text{KN/m}\} \text{ condition vérifiée.}$$

- Bâtiment à usage d'habitation donc fissuration non préjudiciable **Condition vérifiée.**
- La même section transversale de poutre dans toutes les travées, les mêmes moments d'inertie des sections **Condition vérifiée.**
- Le rapport de deux travées successives est compris entre : 0.8 et 1.25 c'est-à-dire :

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

$$0.8 < \frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{3.5}{3.16} = 1.10 < 1.25 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

$$0.8 < \frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{3.16}{3.04} = 1.03 < 1.25 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

$$0.8 < \frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{3.04}{3.54} = 0.85 < 1.25 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

$$0.8 < \frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{3.54}{3.18} = 1.11 < 1.25 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

$$0.8 < \frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{3.18}{3.77} = 0.84 < 1.25 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

$$0.8 < \frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{3.77}{3.77} = 1 < 1.25 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

$$0.8 < \frac{Li}{Li+1} = \frac{3.77}{3.18} = 1.18 < 1.25 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

$$0.8 < \frac{Li}{Li+1} = \frac{3.18}{3.54} = 0.89 < 1.25 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

$$0.8 < \frac{Li}{Li+1} = \frac{3.54}{3.04} = 1.16 < 1.25 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

$$0.8 < \frac{Li}{Li+1} = \frac{3.04}{3.16} = 0.96 < 1.25 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

$$0.8 < \frac{Li}{Li+1} = \frac{3.16}{3.50} = 0.90 < 1.25 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

**La condition est vérifiée.**

**Conclusion :** la méthode forfaitaire est applicable.

➤ **Principe de la méthode :** (BAEL91/99 J.P Mougins Art3III4)

Elle consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travée et des moments sur appuis à des fractions fixées forfaitairement de la valeur maximale du moment  $M_0$  dans la portée et soumise aux mêmes charges que ma travée considérée.

➤ **Exposé de la méthode :**

Le rapport ( $\alpha$ ) des charges l'exploitation à la somme des charges permanentes et d'exploitations, en valeurs non pondérées est :  $\alpha = \frac{Q}{Q+G}$

$M_0$  la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de comparaison  $M_0 = \frac{quL^2}{8}$  dont :

L : est la longueur entre nus des appuis.

$M_w$  : valeur absolue du moment sur l'appui de gauche.

$M_e$  : valeur absolue du moment su l'appui de droite.

$M_t$  : moment maximal en travée dans la travée considéré.

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

$$\left\{ \begin{array}{l} Mt + \frac{Mw + Me}{2} > \max\{ 1.05M_0; (1 + 0.3\alpha)M_0\} \\ Mt \geq \left(\frac{1 + 0.3\alpha}{2}\right) M_0 \text{ dans une travée intermédiaire} \\ Mt \geq \left(\frac{1.2 + 0.3\alpha}{2}\right) M_0 \text{ dans une travée de rive} \end{array} \right.$$

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

- **0.6 Mo** pour une poutre à deux travées.
- **0.5 Mo** pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus deux travées.
- **0.4 Mo** pour les autres appuis intermédiaire d'une poutre à plus de trois travées.
- Sur les appuis de rive, il faut considérer des aciers équilibrant un moment de **M<sub>a</sub>**  
**0.3Mo**

**Application de la méthode :**

**Exemple** (pour une travée de 12 travées)

**a) Calcul du rapport des charges  $\alpha$  :**

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{0.975}{0.975+3.38} = 0.224$$

On a aussi

$$\left\{ \begin{array}{l} 1 + 0.3\alpha = 1.073 \\ \frac{1 + 0.3\alpha}{2} = 0.534 \\ \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} = 0.634 \end{array} \right.$$

**b) Calcul des moments statique :**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{01} = M_{12} = \frac{quL^2}{8} = \frac{6.03 \times 3.50^2}{8} = 9.23 \text{KN.m} \\ M_{02} = M_{11} = \frac{quL^2}{8} = \frac{6.03 \times 3.16^2}{8} = 7.52 \text{KN.m} \\ M_{03} = M_{10} = \frac{quL^2}{8} = \frac{6.03 \times 3.04^2}{8} = 6.97 \text{KN.m} \\ M_{04} = M_{09} = \frac{quL^2}{8} = \frac{6.03 \times 3.54^2}{8} = 9.45 \text{KN.m} \\ M_{05} = M_{08} = \frac{quL^2}{8} = \frac{6.03 \times 3.18^2}{8} = 7.62 \text{KN.m} \\ M_{06} = M_{07} = \frac{quL^2}{8} = \frac{6.03 \times 3.77^2}{8} = 10.71 \text{KN.m} \end{array} \right.$$

**c) Calcul des moments fléchissant sur appuis :**

$$\left\{ \begin{array}{l} Ma = Mm = 0.3 \times \max(M01; M02) = 2.769 \text{ KN.m} \\ Mb = Ml = 0.5 \times \max(M02; M03) = 4.615 \text{ KN.m} \\ Mc = Mk = 0.4 \times \max(M03; M04) = 3.008 \text{ KN.m} \\ Md = Mj = 0.4 \times \max(M04; M05) = 3.78 \text{ KN.m} \\ Me = Mi = 0.4 \times \max(M05; M06) = 3.78 \text{ KN.m} \\ Mf = Mh = 0.4M06 = 4.284 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

A l'aide d'un calcul d'Excel les résultats seront :

Tableau.1 : Récapitulatif pour une poutre à 12 travées

travée	Distance (m)	Les moments					Effort tranchant	
		qu	coefficient	M appui	alpha	M travée	ty gauche	ty droit
	0		0.3	2.7679641	0.22388		0	11.07186
AB	3.5	9.226547	0.5	4.6132734	0.22388	6.155622	-10.0174	9.012422
BC	3.16	7.521029	0.4	3.0084116	0.22388	4.21533	-10.0282	9.411078
CD	3.04	6.960658	0.4	3.7754578	0.22388	4.03623	-8.90644	10.66514
DE	3.54	9.438644	0.4	3.7754578	0.22388	6.297125	-10.6651	9.739832
EF	3.18	7.616533	0.4	4.2819914	0.22388	4.099367	-9.42126	11.35807
FG	3.77	10.70498	0.4	4.2819914	0.22388	7.141978	-11.3581	11.35807
GH	3.77	10.70498	0.4	4.2819914	0.22388	7.141978	-11.3581	9.421258
HI	3.18	7.616533	0.4	3.7754578	0.22388	4.099367	-9.73983	10.66514
IJ	3.54	9.438644	0.4	3.7754578	0.22388	6.297125	-10.6651	8.906442
JK	3.04	6.960658	0.4	3.0084116	0.22388	4.03623	-9.41108	10.02816
KL	3.16	7.521029	0.5	4.6132734	0.22388	4.21533	-9.01242	10.01739
LM	3.5	9.226547	0.3	2.7679641	0.22388	6.155622	-11.0719	0

Tableau.2 : Récapitulatif pour une poutre à 6 travées

travée	Distance (m)	Les moments					Effort tranchant	
		qu	coefficient	M appui	alpha	M travée	ty gauche	ty droit
	0		0.3	2.76796406	0.2238806		0	11.0718563
AB	3.5	9.226547	0.5	4.61327344	0.2238806	6.15562157	10.0173938	10.4821867
BC	3.16	7.521029	0.4	7.65286704	0.2238806	1.89310261	8.55839329	15.18426
CD	5.04	19.13217	0.4	7.65286704	0.2238806	12.7642969	-15.18426	7.76368125
DE	3.09	7.19151	0.4	2.87660383	0.2238806	2.40978597	10.8551138	6.35400376
EF	2.18	3.579448	0.5	2.41053893	0.2238806	1.1762876	6.78158624	7.24114463
FG	2.53	4.821078	0.3	1.44632336	0.2238806	3.21645046	8.00337038	0

Tableau.3 : Récapitulatif pour une poutre à 4 travées

travée	Distance (m)	Les moments					Effort tranchant	
		qu	coefficient	M appui	alpha	M travée	ty gauche	ty droit
	0		0.3	2.4905802	0.22388		0	10.50245
AB	3.32	8.301934	0.5	4.150967	0.22388	5.538753	-9.50221	8.896982
BC	3.09	7.19151	0.4	2.8766038	0.22388	4.160736	-9.72181	6.354004
CD	2.18	3.579448	0.5	2.4105389	0.22388	1.176288	-6.78159	7.241145
DE	2.53	4.821078	0.3	1.4463234	0.22388	3.21645	-8.00337	0

Tableau.4 : Récapitulatif pour une poutre à 2 travées

travée	Distance (m)	Les moments					Effort tranchant	
		qu	coefficient	M appui	alpha	M travée	ty gauche	ty droit
	0		0.6	4.9811603	0.223881		0	9.75227175
AB	3.32	8.301934	0.5	4.150967	0.223881	4.293463	-10.2523883	9.36245213
BC	3.09	7.19151	0.6	4.3149057	0.223881	3.441585	-9.25634288	0

**N.B :**

On adoptera le même ferrailage pour toutes les travées en utilisant le moment max qui correspond à la plus grande travée, pour une poutre à cinq travées.

$$M_t \max = 12.76 \text{ KN.m et } M_a \max = 7.65 \text{ KN.m}$$

**II.B.3. Calcul des armatures :**

➤ **Calcul à l'ELU :**

Le calcul se fait avec les moments max en travée et sur appuis

$M_0$  : moment qui peut être repris par la table de compression est donné par la formule suivante :

$$M_0 = b \cdot h_0 \cdot f_{bu} (d - h_0/2)$$

$$M_0 = 0.65 \times 0.04 \times 14.17 \times 10^3 \times (0.18 - 0.04/2) = 58.94 \text{ KN.m}$$

$M_{t\max} = 12.76 \text{ KN.m} < M_0 = 58.94 \text{ KN.m}$  donc l'axe neutre se situe dans la table de compression, le béton tendu est négligé, la section en T se calcule comme une section rectangulaire de largeur ( $b=65\text{cm}$ ) et de hauteur ( $h=20\text{cm}$ ).

➤ **Calcul des armatures longitudinales**

• **En travée :**

$$\mu = \frac{M_{t\max}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{12.76}{0.65 \times (0.22)^2 \times 14.17 \times 10^3} = 0.03$$

$$\mu = 0.03 < \mu_0 = 0.392 \longrightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0.03 \text{ tableau} \rightarrow \beta = 0.985$$

$$A_t = \frac{M_{tmax}}{\beta d \sigma_s} = \frac{12.76 \times 10^3}{0.985 \times 22 \times 348} = 1.69 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_t = 3\text{HA}10 = 2.35 \text{ cm}^2$

• **Aux appuis :**

$$M_{amax} = 7.65 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{amax}}{b d^2 f_{bc}} = \frac{7.65}{0.12 \times (0.22)^2 \times 14.17 \times 10^3} = 0.092$$

$$\mu = 0.092 < \mu_0 = 0.392 \longrightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0.092 \text{ tableau} \rightarrow \beta = 0.952$$

$$A_a = \frac{M_{amax}}{b d \sigma_s} = \frac{7.65 \times 10^3}{0.952 \times 22 \times 348} = 1.05 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_a = 2\text{HA}10 = 1.57 \text{ cm}^2$

➤ **Armatures transversales :**

- **Diamètre armatures transversales :** (Art.A.7.2/BAEL91)

$$\varphi_t \leq \min \left( \frac{h}{35}, \varphi_1, \frac{b_0}{10} \right)$$

$$\varphi_t \leq \min \left( \frac{20}{35}, 1.4, \frac{12}{10} \right) \implies \varphi_t = 0.57 \text{ cm} ; \text{ soit } \varphi_t = 6 \text{ mm. On choisit un cadre } \Phi_t = 8 \text{ mm}$$

Avec  $A_t = 1\text{HA}8 = 0.50 \text{ cm}^2$

- **Pourcentage minimum des armatures transversales :** (Art.5.1.22/BAEL91)

La section des armatures transversales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{adopté} \geq \frac{0.4 b s t}{f_e}$$

$$A_{min} = \frac{0.4 \times 12 \times 15}{400} = 0.18 \text{ cm}^2$$

$A_t \text{ adopté} > A_{min}$  condition vérifiée.

- **Espacement max des armatures transversales** : (Art A.5.1,22/BAEL91)

$$S_t \leq \min (0.9 \times d; 40\text{cm})$$

$$S_t \leq \min (16.2; 40\text{cm}) = 16.2\text{cm}$$

Pour équilibrer l'effort tranchant au nu de l'appui la section des armatures transversales doit satisfaire la condition suivante: (Art.A.5.1,232/BAEL91)

$$S_t \leq \frac{A \times 0.9 \times f_e}{(\tau_u - 0.3 f_{t28}) b_0 \gamma_s}$$

$$\text{Avec } \tau_u = \frac{V_{\text{max}}}{b_0 d} = \frac{15.18 \times 10^{-3}}{0.12 \times 0.22} = 0.575 \text{ MPA}$$

$$S_t = \frac{0.50 \times 0.9 \times 400}{(0.575 - 0.3 \times 2.1) \times 12 \times 1.15} = 237.15\text{cm}$$

$$\text{Soit } S_t < \min \{ S_{t1}; S_{t2} \} = \min (16.2\text{cm}; 237.15\text{cm}) = 16.2\text{cm}$$

On opte pour  $S_{t_{\text{max}}} = 15\text{cm}$

#### **II.B.4. Les vérification à l'ELU :**

- **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{\text{min}} = 0.23 b_0 d f_{t28} / f_e = 0.23 \times 12 \times 18 \times 2.1 / 400 = 0.260$$

**En travée** :  $A_t = 2.36\text{cm}^2 > A_{\text{min}} = 0.26\text{cm}^2$  condition vérifiée.

**Aux appuis** :  $A_a = 1.57\text{cm}^2 > A_{\text{min}} = 0.26\text{cm}^2$  condition vérifiée.

- **Vérification de la contrainte de cisaillement** : (Art.A.5.211/BAEL91 ; CBA93)

$$T_u \text{ max} = 15.18 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_{\text{max}}}{b_0 d} = \frac{15.18 \times 10^{-3}}{0.12 \times 0.22} = 0.575 \text{ MPa}$$

La fissuration est peu nuisible

$$\bar{\tau} = \min (0.2 f_{c28} / \gamma_d; 5\text{MPa}) = 3.33\text{MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}$  condition est vérifiée.

- **Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres :**  
(At.A.5211/BAEL91, CBA93)

$$\tau_{se,u} = \Psi_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{MPa}$$

Avec  $\Psi_s = 1.5$  pour les HA

$$\tau_{se} = \frac{T_{max}}{0.9d \sum u} = \frac{15.18 \times 10}{0.9 \times 22 \times (1 \times 3.14 \times 1.4)} = 1.74 \text{MPa}$$

$\tau_{se} < \tau_{se,u}$  condition vérifiée.

- **Ancrage des barres :**

$$\tau_s = 0.6 \Psi^2 f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.84 \text{MPa}$$

$$\text{La longueur de scellement droit : } L_s = \frac{\Phi f_e}{4 \tau_s} = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 2.84} = 49.30 \text{cm}$$

La longueur d'ancrage mesurée hors crochets :  $L_c = L_s \times 0.4 = 49.3 \times 0.4 = 19.72 \text{cm}$

- **Influence de l'effort tranchant sur le béton :** (BAEL91/Art5.2.313)

$$T_{max} \leq 0.4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times a \times b_0$$

Avec :  $a \leq 0.9d$

$$T_{max} = 15.18 \text{KN} \leq 0.4 \times 0.9 \times 0.18 \times 0.12 \times \frac{25}{1.5} \times 10^3 = 129.6 \text{KN} \text{ condition vérifiée.}$$

**Influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales inférieures :** (BAEL/91, A5.1.321 ; CBA93)

Lorsque ;  $T > \frac{Mu}{0.9d}$  on doit prolonger au-delà du bord de l'appareil d'appuis (cote travée) et y

ancrer une section d'armature suffisante pour équilibrer un effort égal à :  $T + \frac{Mu}{0.9d}$

**Appui intermédiaire :**

$$\left( \frac{Ma}{0.9d} + T_{max} \right) \times \frac{1.15}{f_e} \leq A_{ap}$$

$$\left(\frac{Ma}{0.9d} + T_{\max}\right) \times \frac{1.15}{f_e} < A_{ap}$$

$$\left(\frac{7.65 \times 10^3}{0.9 \times 22} + 15.18\right) \times \frac{1.15}{400} = 1.15 \text{ cm}^2 \leq 1.57 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifiée donc les armatures}$$

calculées sont suffisantes.

### **B.5.Calcul à L'ELS :**

Moment de flexion et effort tranchants à l'ELS (BAEL91.p.53)

Lorsque le charge est la même sur toute les travées, il suffit de multiplier les résultats de calcul à l'ELU pas le coefficient  $\frac{q_s}{q_u}$ , ce qui est le cas pour les poutrelles.

$$\frac{q_s}{q_u} = \frac{4.36}{6.03} = 0.723$$

- **Les moments en appuis :**

$$M = M_u \text{ appui} \times q_s/q_u$$

$$M_a = M_l = -2.00 \text{ KN.m}$$

$$M_b = M_k = -3.336 \text{ KN.m}$$

$$M_c = M_j = -2.174 \text{ KN.m}$$

$$M_d = M_i = -2.7329 \text{ KN.m}$$

$$M_e = M_h = -2.7329 \text{ KN.m}$$

$$M_f = M_g = -3.118$$

Les tableaux si dessus donneront les résultats des différentes travées :

Tableau.5 : Les moments pour une poutre à 12 travées.

travée	distance	moments				
		qs	coefficient	M appui	alpha	M travée
	0		0.3	2.00058	0.2239	
AB	3.5	6.66859	0.5	3.3343	0.2239	4.44905
BC	3.16	5.43591	0.4	2.17436	0.2239	3.04668
CD	3.04	5.0309	0.4	2.72876	0.2239	2.91723
DE	3.54	6.82189	0.4	2.72876	0.2239	4.55132
EF	3.18	5.50494	0.4	3.09486	0.2239	2.96286
FH	3.77	7.73715	0.4	3.09486	0.2239	5.16195
HI	3.77	7.73715	0.4	3.09486	0.2239	5.16195
IJ	3.18	5.50494	0.4	2.72876	0.2239	2.96286
JK	3.54	6.82189	0.4	2.72876	0.2239	4.55132
KL	3.04	5.0309	0.4	2.17436	0.2239	2.91723
LM	3.16	5.43591	0.5	3.3343	0.2239	3.04668
MN	3.5	6.66859	0.3	2.00058	0.2239	4.44905

Tableau.6 : Les moments pour une poutre à 6 travées.

travée	Li	moments				
		qs	coefficient	M appui	alpha	M travée
	0		0.3	2.000578	0.2238806	
AB	3.5	6.668594	0.5	3.334297	0.2238806	4.449047
BC	3.16	5.435911	0.4	5.531198	0.2238806	1.368262
CD	5.04	13.828	0.4	5.531198	0.2238806	9.225544
DE	3.09	5.197747	0.4	2.079099	0.2238806	1.741701
EF	2.18	2.587088	0.4	1.393796	0.2238806	1.0244
FH	2.53	3.48449	0.4	1.393796	0.2238806	2.324727

Tableau.7 : Les moments pour une poutre à 2 travées.

travée	distance	moments				
		qs	coefficient	M appui	alpha	M travée
	0		0.6	3.600191	0.2238806	
12	3.32	6.000319	0.5	3.00016	0.2238806	3.10315
23	3.09	5.197747	0.6	3.118648	0.2238806	2.487446

Tableau.8 : Les moments pour une poutre à 4 travées.

travée	Li	moments				
		qs	coefficient	M appui	alpha	M travée
	0		0.3	1.800096	0.2238806	
AB	3.32	6.000319	0.5	3.00016	0.2238806	4.003198
BC	3.09	5.197747	0.4	2.079099	0.2238806	3.00722
CD	2.18	2.587088	0.5	1.742245	0.2238806	0.850176
DE	2.53	3.48449	0.3	1.045347	0.2238806	2.324727

• **Vérification de la contrainte de compression dans le béton :**

➤ **Aux appuis :**

$$\rho = \frac{100.Aa}{b.d} = \frac{100 \times 1.57}{12 \times 22} = 0.593$$

$$\rho = 0.596 \implies \beta_1 = 0.886 \quad K = 28.86$$

$$\sigma_s = \frac{Ma}{\beta_1 d A t} = \frac{5.53 \times 10^3}{0.886 \times 22 \times 1.57} = 180.70 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{180.70}{28.86} = 6.26 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bc} = 6.26 < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPA} \text{ condition vérifiée.}$$

➤ **En travée :**

$$\rho = \frac{100.Ast}{b.d} = \frac{100 \times 2.35}{12 \times 22} = 0.890$$

$$\rho = 0.890 \implies \beta_1 = 0.8665 \quad K = 22.42$$

$$\sigma_s = \frac{Mt_{max}}{b.d.At} = \frac{9.22 \times 10^3}{0.890 \times 22 \times 2.35} = 200.39 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{200.39}{22.42} = 8.94 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bc} = 12.826 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPA} \text{ condition vérifiée.}$$

• **Vérification de l'état limite d'ouverture des fissures :**

La fissuration est peu nuisible, aucune vérification n'est nécessaire.

**Etat limite de déformation (vérification de la flèche)** (BAEL91 A.3.6.51 ; CBA93)

Si les conditions suivantes sont vérifiées le calcul de la flèche n'est pas nécessaire :

$$\frac{h}{L} > \frac{1}{22.5}$$

$$\frac{h}{L} > \frac{1}{15} \times \frac{Mst}{Mo}$$

$$\frac{A}{b.d} < \frac{3.6}{fe} \text{ MPA}$$

On a

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{505} = 0.0396 > \frac{1}{22.5} = 0.044 \quad \text{condition non vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} = 0.0396 > \frac{1}{15} \times \frac{5.53}{9.22} = 0.0385 \quad \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{2.35}{12 \times 18} = 0.0108 \leq \frac{3.6}{400} = 0.009 \quad \text{condition non vérifiée}$$

La premier et troisième condition ne sont pas vérifiées, donc le calcul de la flèche obligatoire

✓ **Calcul de la flèche :** (BAEL91 Art : B.6.5.2 ; CBA 93)

Pour la vérification de la flèche on utilise la formule suivante :

$$f_v = \frac{MsL^2}{10.Ev.Ifv} < \frac{L}{500} \quad \text{Avec } E_v = 3700. \sqrt[3]{fc_{28}}, \quad I_{fv} = \frac{1.1I_0}{1+0.4.\lambda.\mu} \quad \text{et } \lambda_i = \frac{0.05ft_{28}}{\rho(2+3\frac{b_0}{b})}$$

Ou :

$M_s$  : est le moment de flexion maximal dans la travée à l'ELS ;

L : est la longueur de travée,  $\rho = A/b_0d$

b et  $b_0$  les largeurs de la table de compression et de la nervure.

$I_0$  : est le moment d'inertie de la section totale rendue homogène avec  $n = 15$ .

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

Pour la poutre étudiée, nous avons les caractéristique suivantes ;

$b= 65\text{cm}$ ;  $b_0= 12\text{cm}$ ;  $d= 18\text{cm}$ ;  $h= 20 \text{ cm}$  ;  $h_0= 4\text{cm}$  ;  $c= 2\text{cm}$  ;  $A= 2.35\text{cm}^2$

✓ **Calcul de la flèche :**

$$f_v = \frac{MSL^2}{10.Ev.If_v} < \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{505}{500} = 1.01\text{cm}$$

Avec

$\bar{f}$ : La flèche admissible.

$$E_v = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}}$$

$$E_v = 10818.8656 \text{ MPa}$$

$If_v$  : inertie fictive de la section pour les charges de longue durée.

$$If_v = \frac{1.1I_0}{1+0.4.\lambda.\mu}$$

Avec :

$I_0$  : moment d'inertie total de la section homogénéisée ( $n=15$ ), par rapport au CDG de la section

$\mu$  : coefficient d'équivalence acier, béton.

$$y_1 : \text{position de l'axe neutre ; } y_1 = \frac{S/XX}{B_0}$$

$S/XX$  : moment statique par rapport à l'axe (X-X) passant le CDG de la section.

$B_0$  : section du béton

$$B_0 = b_0.h + (b-b_0).h_0 + 15.A_t$$

$$B_0 = 12 \times 20 + (65-12) \times 4 + 15 \times 2.35$$

$$B_0 = 487.25\text{cm}^2$$

$$S/XX = b_0.h \frac{h}{2} + (b-b_0).h_0 \frac{h_0}{2} + 15.A_t$$

$$S/XX = 12 \times \frac{20^2}{2} + (65-12) \times \frac{4^2}{2} + 15 \times 2.35 \times 18$$

$$S/XX = 3458.5$$

D'où :

$$y_1 = \frac{S/XX}{B_0} = \frac{3458.5}{487.25} = 7.10 \text{ cm}$$

$$y_2 = h - y_1 = 20 - 7.10 = 12.90 \text{ cm}$$

✓ **Calcul du moment d'inertie :**

$$I_0 = \frac{b_0}{3} [y_1^3 + y_2^3] + h_0 \cdot (b - b_0) \cdot \left[ \frac{h_0^2}{12} + (y_1 - \frac{h_0}{2})^2 \right] + 15 \cdot A \cdot (y_2 - c)^2$$

$$I_0 = \frac{12}{3} [7.10^3 + 12.90^3] + 4 \times (65-12) \cdot \left[ \frac{4^2}{12} + (7.10 - \frac{4}{2})^2 \right] + 15 \times 2.35 \times (12.9-2)^2$$

$$I_0 = 20003.239 \text{ cm}^4$$

A : section d'armatures tendues.

B<sub>0</sub> : section du béton

S/XX : moment statique par rapport à l'axe (X-X) passant le CDG de la section

$$\rho = \frac{At}{b \times d} = \frac{2.35}{12 \times 18} = 0.011 \implies \beta = 0.982$$

✓ **Calcul des coefficients :**

$$\lambda_v = \frac{0.02 f_{t28}}{\left(2 + \frac{3b_0}{b}\right) \rho} = \frac{0.02 \times 2.1}{\left(2 + \frac{3 \times 12}{65}\right) 0.011} = 1.49$$

$$\sigma_s = \frac{At}{b \times d} = \frac{Ms}{\beta \cdot d \cdot At} = \frac{9.22 \times 10^3}{0.982 \times 18 \times 2.35} = 221.96 \text{ MPa}$$

$$\mu = \max \left\{ 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \cdot \rho \sigma_s + f_{t28}} ; 0 \right\} = \left\{ 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.011 \times 221.96 + 2.1} ; 0 \right\} = 0.690$$

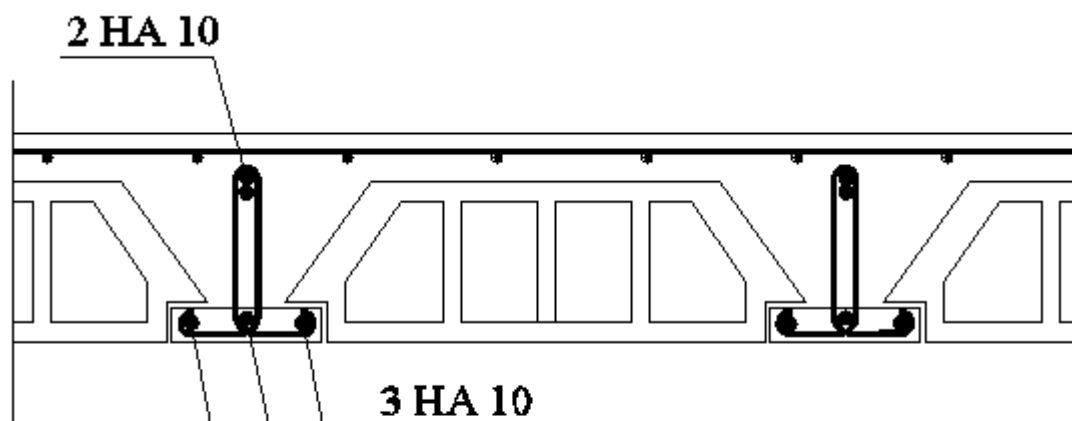
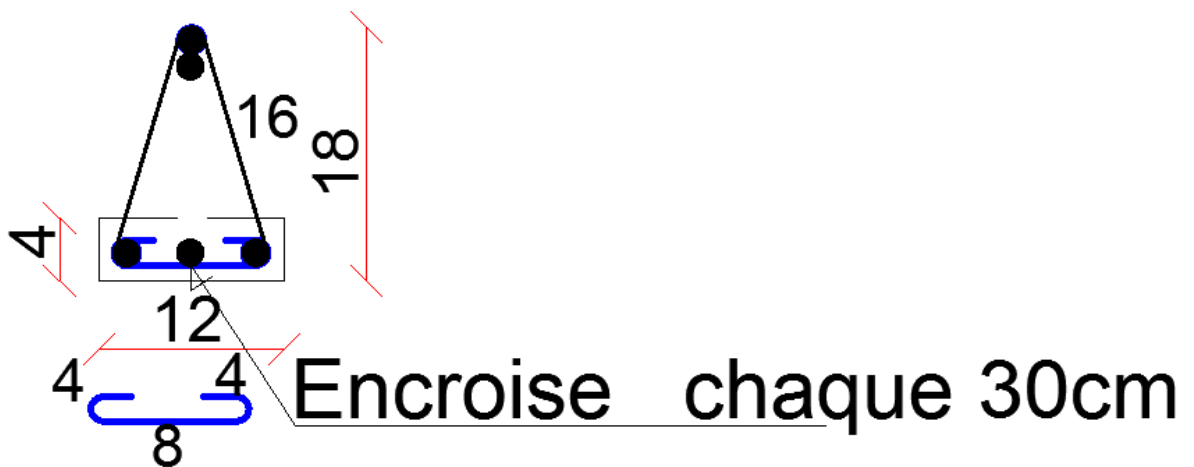
$$I_f = \frac{1.1 I_0}{1 + 0.4 \cdot \lambda \cdot \mu} = \frac{1.1 \times 20003.239}{1 + 0.4 \times 0.690 \times 1.49} = 15591.65 \text{ cm}^2$$

$$f_v = \frac{M_s L^2}{10 \cdot E \cdot v \cdot I \cdot f \cdot v} = \frac{9.22 \times 10^6 \times 5050^2}{10 \times 10818865 \times 15591.65 \times 10^4} = 0.0139$$

$F_v = 0.0139 \text{ mm} < 1.01 \text{ cm}$  condition est vérifiée.

### Conclusion :

Après avoir effectué les calculs et les vérifications conformément aux réglementations, on adopte pour les poutrelles des planchers d'étage courants les ferrailages donné pas la figure ci-dessous :



### Coupe AA

Figure.B.3 : Ferrailage de la poutrelle.

## Annexe III

### III.C. Balcon :

Les balcons à calculer sont les balcons en dalle pleine qui ont pour dimensions :

- Largeur : 1.35m
- Longueur : 3.16m

Le balcon est constitué d'une dalle pleine reposant sur la poutre de rive avec un garde-corps

#### a) Dimensionnement :

L'épaisseur de la dalle pleine est donnée par :

$$e > \frac{L}{10} = \frac{135}{10} = 13.5\text{cm}$$

Donc on adoptera une dalle d'épaisseur  $e_p = 15\text{cm}$

#### b) Schéma statique de calcul :

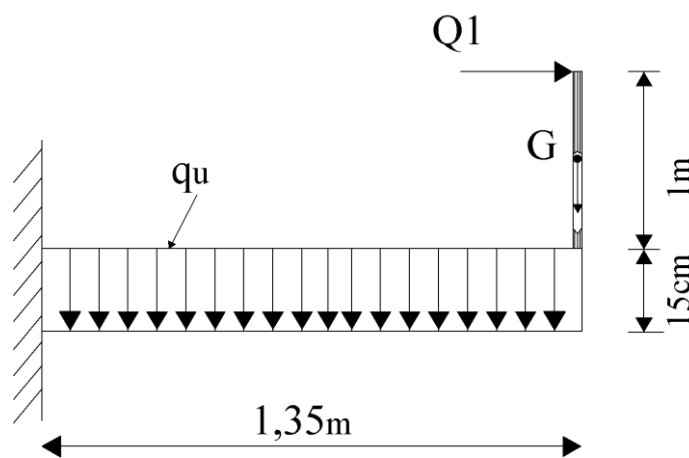


Figure.C.1 : schéma statique du balcon.

**Remarque :** dans les calculs qui suivent, on a considéré une bande de 1m de largeur.

#### c) Détermination des charges et surcharges :

##### ➤ Charges et surcharges revenant à la dalle :

- Charge permanente  $G_1 = 5.31\text{KN/ml}$
- Surcharge d'exploitation de la dalle  $Q_1 = 3.5\text{KN/ml}$
- Charge concentrée (poids de garde-corps)

Poids de la brique .....1KN/ml

Poids de l'enduit en ciment .....  $0.36 \times 2 = 0.72 \text{KN/ml}$

$G_2 = 1.72 \text{KN/ml}$

Charge concentrée..... $Q_2 = 1 \text{KN/ml}$

Remarque:

Le moment engendré par l'effort de la poussée due à la main courante est faible devant le moment d'encastrement des charges uniformément répartie, donc on néglige cet effort dans les calculs.

**d) Combinaison des charges :**

**ELU :**

$$q_{u1} = 1.35G_1 + 1.5Q_1$$

$$q_{u1} = 1.35 (5.31) + 1.5 (3.5) = 12.42 \text{ KN/ml}$$

$$q_{u2} = 1.35G_2 + 1.5Q_2$$

$$q_{u2} = 1.35 (1.72) = 2.32 \text{ KN/ml}$$

**ELS :**

$$q_{s1} = G_1 + Q_1 = 5.31 + 3.5 = 8.81 \text{ KN/ml}$$

$$q_{s2} = G_2 = 1.72 \text{KN/ml}$$

**III.C.2.Calcul à l'ELU :**

Le balcon est calculé en flexion simple avec bande de 1 m de largeur.

**1) Calcul des l'effort internes :**

**a) Le moment :**

$$M_u = \frac{qul^2}{2} + q_{u2} \times l = \frac{12.42 \times 1.35^2}{2} + 2.32 \times 1.35 = 14.45 \text{ KN.m}$$

**b) Effort tranchant:**

$$V_u = q_{u1} \times l + q_{u2}$$

$$V_u = 12.42 \times 1.35 + 2.32 = 19.087 \text{ KN}$$

**2) Ferraillage à l'ELU :**

➤ **Armature principales :**

La section dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement.

$$\mu = \frac{Mu}{bd^2 f_{bu}} = \frac{14.45 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.17} = 0.060 < 0.392$$

⇒ Section simplement armée.

$$\mu = 0.060 \longrightarrow \beta = 0.969$$

$$A = \frac{Mu}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{14.45 \times 10^3}{0.969 \times 13 \times 348} = 3.29 \text{ cm}^2$$

Soit **5HA12=5.65cm** avec un espacement **St=20cm**

➤ **Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.42 \text{ cm}^2$$

Soit **5HA10= 3.92cm<sup>2</sup>** avec **St = 20cm**

**3) Vérification à l'ELU :**

**a) Condition de non fragilité :** (BAEL91.Art.A.4.2.1 ; CBA 93)

$$A_{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23(100) \times 13 \times \frac{2.1}{400} = 1.57 \text{ cm}^2$$

$A_s = 5.65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.57 \text{ cm}^2 \longrightarrow$  condition vérifiée.

**b) Vérification de l'effort tranchant :** (BAEL91.Art.5.2.1 ; CBA93)

$$\tau_u = \frac{Vu}{bd} < \bar{\tau}_u \min \{0.15.f_{c28}, 4\text{MPa}\} = 3.75 \text{ MPA} \ll \text{«Fissuration préjudiciable»}$$

$$\tau_u = \frac{19.087 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.147 \text{ MPA} < \bar{\tau}_u = 3.75 \text{ MPA} \longrightarrow \text{condition est vérifiée.}$$

Il n'y a aucun risque de cisaillement, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

**c) Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres : (BAEL/91.Art.6.1.3)**

$$\tau_{se} = \frac{Vu}{0.9d \sum Ui} < \bar{\tau}_{se}$$

$$\sum Ui = n \cdot \pi \cdot \phi = 5 \times 3.14 \times 12 = 188.4 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{19.087 \times 10^3}{0.9 \times 130 \times 188.4} = 0.865 \text{ MPA}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi \cdot f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPA}$$

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \longrightarrow \text{condition est vérifiée.}$$

Donc il n'y a pas aucun risque d'entraînement des barres.

**d) Longueur de scellement :**

La longueur de scellement droit est donnée par la loi :  $L_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_s}$

$$\bar{\tau}_s = 0.6 \Psi^2 \cdot f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835$$

$$L_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.33 \text{ cm} \implies \text{Soit : } L_s = 45 \text{ cm}$$

Soit des crochets de longueur  $L_a = 0.4 \times L_s = 0.4 \times 45 = 18 \text{ cm}$

Soit  $L_a = 18 \text{ cm}$

**e) Espacement des barres :**

➤ **Armatures principales :**

$St = 20 \text{ cm} < \min(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$  condition vérifiée.

➤ **Armatures de répartition :**

$St = 20 \text{ cm} < \min(4h, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$  condition vérifiée

**III.C.3.Calcul à l'ELS :**

➤ **Combinaison de charge :**

$$q_{s1} = 8.81 \text{ KN/ml}$$

$$q_{s2} = 1.72 \text{ KN/ml}$$

a) **Calcul des efforts internes :**

**1. Le moment :**

$$M_s = \frac{qsl^2}{2} + q_s2 \times l = \frac{8.81 \times 1.35^2}{2} + 1.72 \times 1.35 = 10.35 \text{ KN.m}$$

**2. Effort tranchant:**

$$V_s = q_{s1} \cdot l + q_{s2}$$

$$V_s = 8.81 \times 1.35 + 1.72 = 13.61 \text{ KN}$$

b) **Contrainte dans le béton:**

$$\sigma_b = \frac{Mser}{I} \cdot Y < \bar{\sigma}_b = 0.6f_{c28}$$

$$\sigma_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPA}$$

$$\frac{b}{2} y^2 - 15A_s (d-y) = 0$$

$$\Longrightarrow 50y^2 + 84.75y - 1101.75 = 0$$

$$\Delta = 227532.563 \longrightarrow \sqrt{\Delta} = 477$$

$$\text{Donc } Y = 3.92 \text{ cm}$$

➤ **Inertie de la section homogène par rapport à l'axe neutre.**

$$I = \frac{b}{3} Y^3 + n \cdot A_s \cdot (d-Y)^2 = 33.33 (3.92)^3 + 15 \times 5.65 (13-3.92)^2 = 8995.32 \text{ cm}^4 ; \text{ avec } n = 15$$

$$\sigma_{bc} = \frac{Mser}{I} \times y = \frac{10.35 \times 10^3}{89953200} \times 39.2 = 5.12 \text{ MPA} < 15 \text{ MPA} \quad \text{la condition est vérifiée.}$$

c) **Etat limite d'ouverture des fissures :**

La fissuration est préjudiciable :

$$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} = \left[ \frac{2}{3} fe, \max(0.5fe; 110\sqrt{\eta ftj}) \right]$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min [266.66 ; \max (200 ; 201.63)] \implies \bar{\sigma} = 201.63 \text{MPA}$$

$$\sigma_{st} = n \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d-y) = 15 \times \frac{10.35 \times 10^6}{89953200} \times (130-39.2) = 156.71 \text{ MPA} < \bar{\sigma}_{st} \text{ condition vérifiée.}$$

**d) Calcul de la flèche : (BAEL99.Art.B.6.3 ; CBA93)**

Il faut vérifier que :

$$F_v = \frac{M_s.L^2}{10.Ev.If_v} \leq \bar{f} = \frac{L}{500}$$

Avec :

$$If_v = \frac{1.1I_0}{1+0.4.\lambda v \mu}$$

$$E_v = \frac{E_i}{3} = \frac{11000 \sqrt[3]{f_{c28}}}{3}$$

$\bar{f}$ : la fleche admissible

L: la longueur de travée.

$$\mu_1 = 1 - \frac{1.75 ft_{28}}{4.\rho.\sigma_s + ft_{28}}$$

b : la largeur de la section

$\sigma_s$  : la contrainte de traction dans les armatures

$f_{c28}$  : la résistance caractéristique du béton à la traction

$I_0$  : le moment d'inertie de la section totale rendue homogène

$If_v$  : Inertie fictif de la section pour les charges de longue durée

$\rho$  : le rapport des acier tendus à celui de la section on a :

$$b = 100\text{cm}; h = 15\text{cm}; d = 13\text{cm}; c = 2\text{cm}; A = 5.65\text{cm}$$

➤ **Air de la section homogène :**

$$B_0 = b.h + 15.A$$

$$B_0 = 100 \times 15 + 15 \times 5.65 = 1584.8 \text{ cm}^2$$

$$B_0 = 1584.8 \text{ cm}^2$$

➤ **Moment statique de la section homogène par rapport à l'axe (x-x')**

$$S/xx' = \frac{100 \times 15^2}{2} + 15 \times 5.65 \times 13$$

$$S/xx' = 12351.8 \text{ cm}^3$$

$$I_0 = \frac{b}{3} (Y_1^3 + Y_2^3) + (Y_2 - c)^2 \times 15 \times A_t$$

$$Y_1 = \frac{S/xx'}{B_0} = \frac{12351.8}{1584.8} = 7.8 \text{ cm}^3$$

$$Y_2 = ht - Y_1 = 15 - 7.8 = 7.2 \text{ cm}$$

$$I_0 = 30551.64 \text{ cm}^4$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 f t_{28}}{\left(2 + 3 \frac{B_0}{b}\right) \rho} \quad \text{Avec : } \lambda_v : \text{coefficient de déformation}$$

$$\rho = \frac{A}{b \cdot d} = \frac{5.65}{100 \times 13} = 0.0043$$

$$\mu_i = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0043 \times 348 + 2.1} = 0.54$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 \times 2.1}{\left(2 + 3 \times \frac{1584.8}{100}\right) \times 0.0043} = 0.20$$

$$Ifv = \frac{1.1 \times 30551.64}{1 + 0.4 \times 0.2 \times 0.54} = 32215.11 \text{ cm}^4$$

$$fv = \frac{10.35 \times 10^2 \times (1350)^2}{4 \times 10818.868 \times 32215.11} = 1.35 \text{ mm}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{250} = \frac{1350}{250} = 5.4 \text{ mm}$$

$$fv = 1.35 \text{ mm} < \bar{f} = 5.4 \text{ mm} \longrightarrow \text{La flèche est vérifiée.}$$

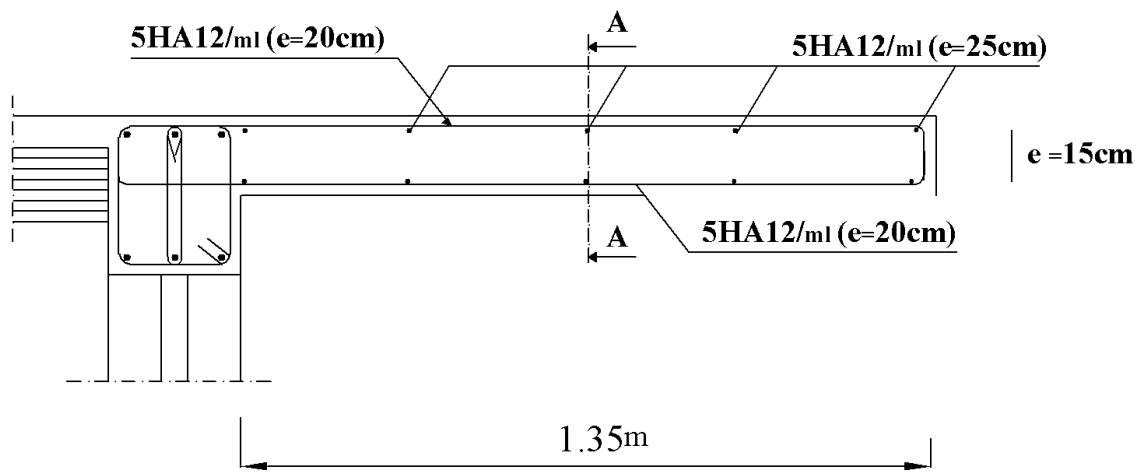


Figure.C.2 : Plan de ferrailage du balcon.

**Annexe IV**

**IV.D. Les escaliers :**

Un escalier est un ouvrage qui permet de passer à pied d'un niveau à l'autre construction.

Notre bâtiment est composé d'un escalier qui donne accès à tous les étages de la construction.

**IV.D.1. Terminologie :**

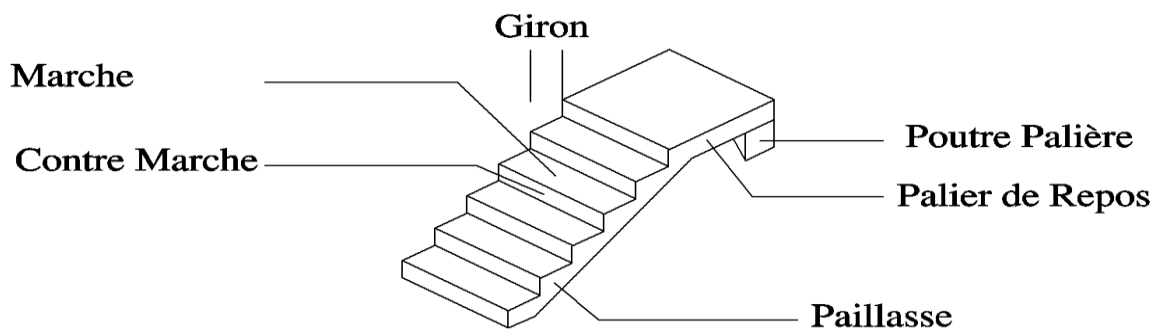


Figure.D.1 : Schéma général d'une volée d'un escalier droit.

**IV.D.2. Pré dimensionnement de l'escalier :**

Hauteur de l'étage : 3.15m

Pour toute confort, on vérifie la condition de BLONDEL, qui permet le pré dimensionnement convenable de notre escalier :

$$60\text{cm} \leq g+2h \leq 66\text{cm}$$

Le nombre de contre marche :

$$n = \frac{H}{h}$$

Le nombre de marche :

$$m = n-1$$

Le rapport ( $r = \frac{h}{g}$ ) est appelé raideur de l'escalier.

L'embranchement doit être  $\geq 1.2\text{m}$

**Application :**

Notre escalier comporte deux volets identiques, donc le calcul se fera pour une seule volée :

$$n = \frac{H}{h} = \frac{315/2}{17.5} = 9 \text{ marches}$$

$$g = \frac{L_1}{n-1} = \frac{240}{8} = 30 \text{ cm}$$

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

$$60 \text{ cm} \leq g+2h = 30+2(17.5) = 65 \leq 66 \text{ cm} \dots\dots \text{ La condition est vérifiée.}$$

$$L'emmarchement \text{ est de } 1.35 \text{ m} \geq 1.2 \text{ m} \dots\dots \text{ La condition est vérifiée.}$$

**IV.D.3. Pré dimensionnement de la paillasse et du palier**

Le pré dimensionnement se fera comme pour poutre simplement appuyée sur ces deux coté et l'épaisseur doit vérifier :

$$\frac{L_0}{30} \leq ep \leq \frac{L_0}{20} \quad L_0 : \text{ longueur de la paillasse.}$$

$$\text{tg}\alpha = \frac{h}{g} = \frac{17.5}{30} = 0.583 \quad \longrightarrow \quad \alpha = 30.24^\circ$$

$$L_0 = \frac{240}{\cos\alpha} \times 2 + 130 = 574.03 + 130 = 685.60 \text{ cm}$$

Epaisseur de la paillasse:

$$\frac{685.60}{30} \leq ep \leq \frac{685.60}{20}$$

$$22.85 \text{ cm} \leq ep \leq 34.28 \text{ cm} \quad \text{on opte pour } \mathbf{ep=25 \text{ cm}}$$

**IV.D.4. Détermination des charges et surcharges :****+ La volée :**

Tableau.D.4.1 : les charges de la volée.

désignation	Ep (m)	densité KN/m <sup>3</sup>	poids KN/m <sup>2</sup>
Revêtement en carrelage horizontal	0.02	20	0.4
mortier de ciment	0.02	22	0.44
lit de sable fin	0.02	18	0.36
revêtement en carrelage vertical ep x20xh/g	0.02	25	0.24
poids propre de la paillasse ep x 25/cos	0.25	25	6.95
poids propre des marches h/2 x25	/	25	2.125
garde-corps	/	/	0.2
total		10.72	

- charge permanente :  $G = 10.72 \times 1\text{ml} = 10.72 \text{ KN/ml}$

- surcharge d'exploitation :  $Q = 2.5 \times 1\text{ml} = 2.5 \text{ KN/ml}$

**+ Palier**

Tableau.D.4.2 : les charges du palier.

désignation	ep (m)	densité KN/m <sup>3</sup>	poids KN/m <sup>2</sup>
poids propre du palier ep 25cm	0.25	25	6.25
revêtement en carrelage	0.02	20	0.4
mortier de pose	0.02	0.22	0.44
lit de sable fin	0.02	18	0.36
total		7.45	

- charge permanente :  $G = 7.45 \times 1\text{ml} = 7.45 \text{ KN/ml}$

- surcharge d'exploitation :  $Q = 2.5 \times 1 \text{ ml} = 2.5 \text{ KN/ml}$

**IV.D.5. calcul à l'ELU**

➤ **Combinaison de charge :**

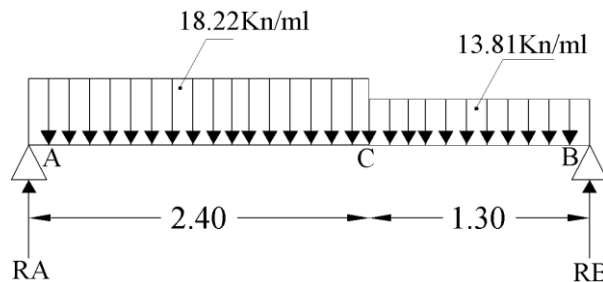
$$\text{E.L.U} \begin{cases} \text{la volée : } q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 10.72 + 1.5 \times 2.5 = 18.22 \text{ KN/ml} \\ \text{le palier : } q_u = 1.35 G_2 + 1.5 Q_2 = 1.35 \times 7.45 + 1.5 \times 2.5 = 13.81 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

$$\text{E.L.S} \begin{cases} \text{la volée : } q_s = G + Q = 10.72 + 2.5 = 13.22 \text{ KN/ml} \\ \text{le palier : } q_s = 7.45 + 2.5 = 9.95 \end{cases}$$

✚ **Effort internes :**

**Calcul à L'ELU**

$$\text{E.L.U} \begin{cases} \text{la volée : } q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 10.72 + 1.5 \times 2.5 = 18.22 \text{ KN/ml} \\ \text{le palier : } q_u = 1.35 G_2 + 1.5 Q_2 = 1.35 \times 7.45 + 1.5 \times 2.5 = 13.81 \text{ KN/ml} \end{cases}$$



a) **Les réactions d'appuis :**

$$\sum F_v = 0 \quad \Rightarrow \quad R_A + R_B = (18.22 \times 2.4) + (13.81 \times 1.30)$$

$$R_a + R_b = 61.68 \text{ KN}$$

$$\sum M/B = 0$$

$$R_a (2.40 + 1.30) - [18.22 \times 2.4 (2.4/2 + 1.30)] - [13.81 \times (1.3^2/2)] = 0$$

$$3.7R_a - 120.99 =$$

$$\text{D'où : } \begin{cases} R_a = 32.7 \text{ KN} \\ R_b = 28.98 \text{ KN} \end{cases}$$

## b) Effort tranchant et moment fléchissant :

## ❖ Effort tranchant

Tronçons AC :  $0 < x < 2.40$  m

$$T(x) + 32.7 - 18.22X = 0$$

$$T(x) = 18.22X - 32.7$$

$$\begin{cases} \text{Pour } X = 0 & T(0) = -32.7 \text{ KN} \\ \text{Pour } X = 2.4 & T(2.4) = 11.03 \text{ KN} \end{cases}$$

Tronçon CB :  $2.4 < x < 3.7$  m

$$T(x) + 32.7 - 18.22(2.40) - 13.81(X-2.4) = 0$$

$$T(x) = 18.22 \times (2.40) + 13.81(X-2.40) - 32.7$$

$$\begin{cases} \text{Pour } X = 2.40 & T(2.40) = 11.03 \text{ KN} \\ \text{Pour } X = 3.70 & T(3.70) = 28.98 \text{ KN} \end{cases}$$

$$T(x) = 0 \longrightarrow 18.22 \times (2.40) + 13.81(X-2.40) - 32.7 =$$

$$X = 1.60 \text{ m}$$

## ❖ Le moment fléchissant :

Tronçon AC :  $0 < x < 2.4$  m

$$M(x) - 32.7x + 18.22 \frac{X^2}{2} = 0$$

$$M(x) = 32.7x - 18.22 \frac{X^2}{2}$$

$$\begin{cases} \text{Pour } X = 0 & M(0) = 0 \text{ KN} \\ \text{Pour } X = 2.4 & M(2.4) = 26 \text{ KN} \end{cases}$$

Tronçon CD :  $2.40 < x < 3.70$  m

$$M(x) - 32.7x + 18.22 \times 2.40(x - 2.40/2) + 13.81/2(x - 2.4)^2 = 0$$

$$M(x) = 32.7x - 18.22 \times 2.40(x - 2.40/2) - 13.81/2(x - 2.4)^2$$

$$\begin{cases} \text{Pour } X = 2.40 & M(2.40) = 26 \text{ KN} \\ \text{Pour } X = 3.70 & M(3.70) = 0 \text{ KN} \end{cases}$$

Le moment max :

$$X = 1.60\text{m} \quad M(1.6) = 30.41\text{KN.m}$$

### Remarque

Afin de tenir compte du semi encastrement aux extrémités, on porte une correction à l'aide coefficients réducteurs, pour les moments max aux appuis et en travées sont prises comme suit :

**Aux appuis :**  $M_u^a = -0.3M_{\max} = -0.3(26) = -7.8\text{KN.m}$

**En travée :**  $M_u^t = 0.85M_{\max} = 0.85(26) = 22.1\text{KN.m}$

### ❖ Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU :

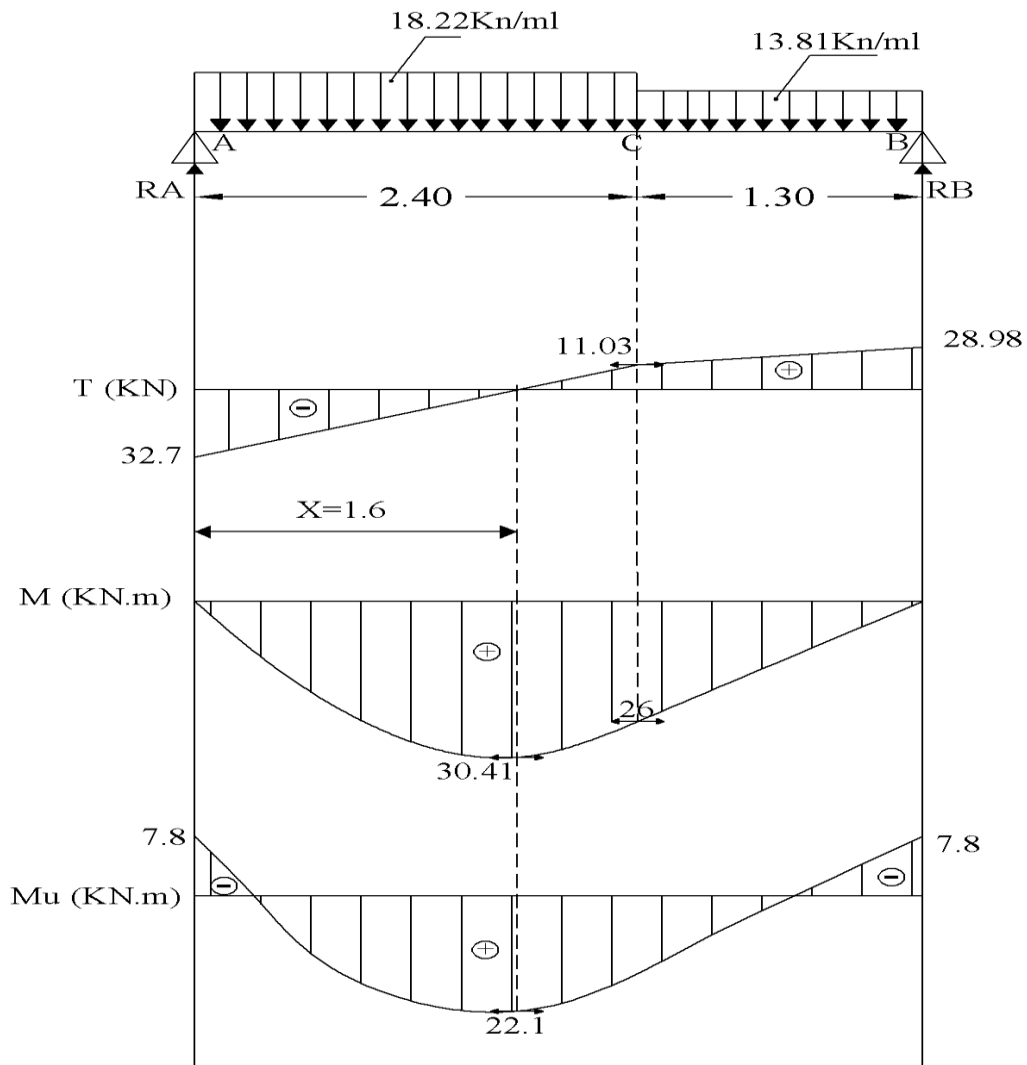


Figure.D.2 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU.

**IV.D.6. Calcul des armatures :**

❖ **En travée :**  $M_u = 22.1 \text{ KN.m}$

- **Armature principales :**

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{22.1 \times 10^3}{100 \times 23^2 \times 14.17} = 0.029$$

$$\mu_u = 0.029 < \mu_1 = 0.392 \text{ SSA (section simplement armé)}$$

$$\beta = 0.9855$$

$$A_t = \frac{M_u^t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{22.1 \times 10^3}{0.9855 \times 23 \times 348} = 2.80 \text{ cm}^2$$

Soit **5HA12 (5.65cm<sup>2</sup>)**

Avec un espacement  $S_t = 20 \text{ cm}$

- **Armatures de répartitions :**

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.413 \text{ cm}^2$$

Soit **4HA10 (3.14 cm<sup>2</sup>)**

Avec un espacement  $S_t = 25 \text{ cm}$

❖ **Aux appuis :**  $M_u^a = 7.8 \text{ KN.m}$

- **Armatures principales :**

$$\mu_u = \frac{M_u^a}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{7.8 \times 10^3}{100 \times 23^2 \times 14.17} = 0.010$$

$$\mu_u = 0.010 < \mu_1 = 0.392 \text{ SSA}$$

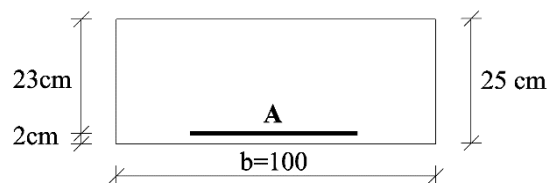
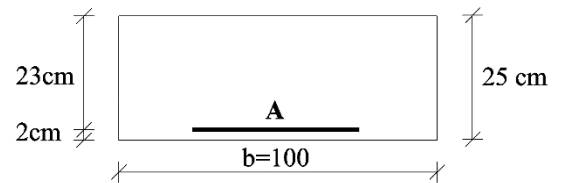
(Section simplement armé)

$$\beta = 0.995$$

$$A_a = \frac{M_u^a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{7.8 \times 10^3}{0.995 \times 23 \times 348} = 0.98 \text{ cm}^2$$

Soit **5HA10 (3.93cm<sup>2</sup>)**

Avec un espacement  $S_t = 20 \text{ cm}$



- **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_a}{4} = \frac{3.93}{4} = 0.98 \text{ cm}^2$$

Soit **4HA8 (2.00cm<sup>2</sup>)**

Avec un espacement  $S_t = 25 \text{ cm}$

**IV.D.7. Vérification à l'ELU :**

➤ **Conditions de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 15.5 \times \frac{2.1}{400} = 1.87 \text{ cm}^2$$

-Aux appuis :  $A_a = 3.93 \text{ cm}^2 > 1.87 \text{ cm}^2$  .....Condition vérifiée.

-En travées :  $A_t = 5.65 \text{ cm}^2 > 1.87 \text{ cm}^2$  ..... Condition vérifiée.

➤ **Espacement des barres :**

- **Armatures principales :**

**Aux appuis :**  $S_t = 16 \text{ cm} < \min (h/3, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$  ..... ..Condition vérifiée

**En travée :**  $S_t = 16 \text{ cm} < \min (3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$  ..... ..Condition vérifiée

- **Armature répartitions :**

**Aux appuis :**  $S_t = 25 \text{ cm} < \min (4h, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$  ..... ..Condition vérifiée

**En travée :**  $S_t = 25 \text{ cm} < \min (4h, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$  ..... ..Condition vérifiée

➤ **Effort tranchant :** (BAEL, Art A.5.1.2, CBA 93)

$$T_{\max} = 32.7 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{bd} = \frac{32.7 \times 10^3}{1000 \times 230} = 0.142 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min \{0.13f_{c28}; 5 \text{ MPa}\} = 3.25 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0.142 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa}$  ..... Condition est vérifiée.

- **Contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres :** (BAEL91, Art A.6.1.3, CBA93)

Il faut vérifier que :  $\tau_{se} < \bar{\tau} = \Psi_s \cdot f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$

$$\tau_{se} = \frac{T_Y^{\max}}{0.9d \sum U_i} \text{ Avec } \sum U_i \text{ Somme des périmètre utiles des barres}$$

$$\sum U_i = n\pi\Phi = 5 \times 3.14 \times 12 = 188.4 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{32.7 \times 10^3}{0.9 \times 230 \times 188.4} = 0.84 \text{ cm}$$

$\tau_{se} = 0.84 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15$  ..... Condition est vérifiée

- **Ancrage des armatures aux appuis :**

$$L_s = \frac{\Phi f_e}{4\bar{\tau}_s} \text{ Avec : } \bar{\tau}_s = 0.6\Psi_s^2 f_{t28} = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{12 \times 400}{4 \times 2.835} = 423.28 \text{ cm}$$

On prend  $L_s = 45 \text{ cm}$

Vu que  $L_s$  dépasse l'épaisseur de la volée dans lequel il sera ancré, on calculera un crochet normal dont la longueur d'ancrage est fixée à  $0.4L_s$

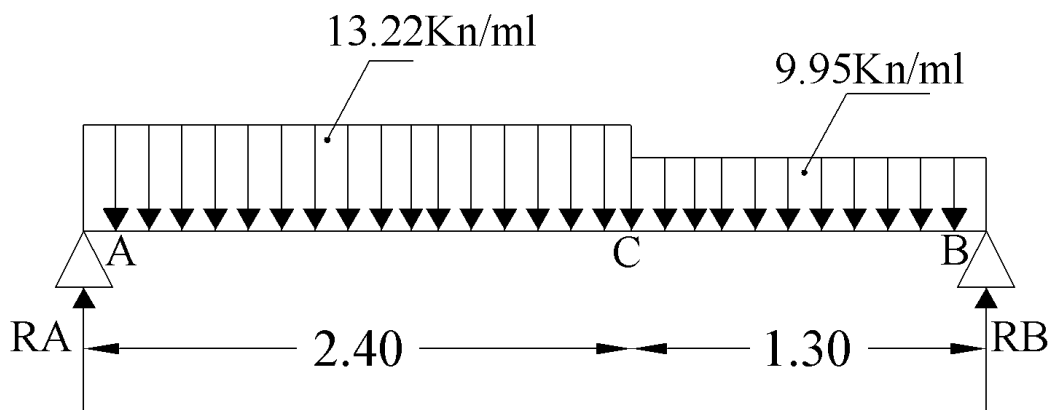
$$L_c = 0.4 \times L_s = 0.4 \times 45 = 18 \text{ cm}$$

#### **IV.D.8. Etat limite de service (ELS) :**

- **Combinaison de charge :**

la volée :  $q_s = G + Q = 10.72 + 2.5 = 13.22 \text{ KN/ml}$

le palier :  $q_s = 7.45 + 2.5 = 9.95$



A) Les réactions d'appuis :

$$\sum Fv = 0 \quad R_A + R_B \Rightarrow = (13.22 \times 2.4) + (9.95 \times 1.3)$$

$$R_A + R_B = 44.66 \text{ KN}$$

$$\sum M/B = 0$$

$$R_a (2.40 + 1.30) - [13.22 \times 2.4 (2.4/2 + 1.30)] - [9.95 \times (1.3^2/2)] = 0$$

$$3.7R_a - 87.73 =$$

$$D'où : \begin{cases} R_a = 23.71 \text{ KN} \\ R_b = 20.95 \text{ KN} \end{cases}$$

c) Effort tranchant et moment fléchissant :

❖ Effort tranchant

Tronçons AC :  $0 < x < 2.40 \text{ m}$

$$T(x) + 23.71 - 13.22X = 0$$

$$T(x) = 13.22X - 23.71$$

$$\begin{cases} \text{Pour } X = 0 & T(0) = -23.71 \text{ KN} \\ \text{Pour } X = 2.4 & T(2.4) = 8.02 \text{ KN} \end{cases}$$

Tronçon CD :  $2.40 < x < 3.70 \text{ m}$

$$T(x) + 23.71 - 13.22 \times (2.40) - 9.95 \times (X - 2.4) = 0$$

$$T(x) = 13.22 \times (2.40) + 9.95 \times (X - 2.40) - 23.71$$

$$\begin{cases} \text{Pour } X = 2.40 & T(2.40) = 8.02 \text{ KN} \\ \text{Pour } X = 3.70 & T(3.70) = 20.95 \text{ KN} \end{cases}$$

$$T(x) = 0 \longrightarrow 13.22 \times (2.40) + 9.95 \times (X-2.40) - 23.71 = 0$$

$$X = 1.6\text{m}$$

❖ **Le moment fléchissant :**

**Tronçon AC :  $0 < x < 2.4\text{m}$**

$$M(x) - 23.71x + 13.22 \frac{X^2}{2} = 0$$

$$M(x) = 23.71x - 13.22 \frac{X^2}{2}$$

$$\begin{cases} \text{Pour } X = 0 & M(0) = 0 \text{ KN} \\ \text{Pour } X = 2.4 & M(2.4) = 18.83 \text{ KN} \end{cases}$$

**Tronçon CD :  $2.40 < x < 3.70\text{m}$**

$$M(x) - 23.71x + 13.22 \times 2.40 (x - 2.40/2) + 9.95/2 (x-2.40)^2 = 0$$

$$M(x) = 23.71x - 13.22 \times 2.40 (x - 2.40/2) - 9.95/2 (x-2.40)^2$$

$$\begin{cases} \text{Pour } X = 2.40 & M(2.40) = 18.83 \text{ KN} \\ \text{Pour } X = 3.70 & M(3.70) = 0 \text{ KN} \end{cases}$$

Le moment max :

$$X = 1.6\text{m} \quad M(1.6) = 22.06 \text{ KN.m}$$

**Remarque :**

Afin de tenir compte du semi encastrement aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs, pour les moments max aux appuis et en travées est prises comme suit :

**Aux appuis :**  $M_u^a = -0.3M_{\max} = -0.3 (18.83) = -5.65 \text{ KN.m}$

**En travée :**  $M_u^t = 0.85M_{\max} = 0.85 (18.83) = 16 \text{ KN.m}$

❖ Diagramme des efforts tranchant et des moments fléchissant à l'ELS :

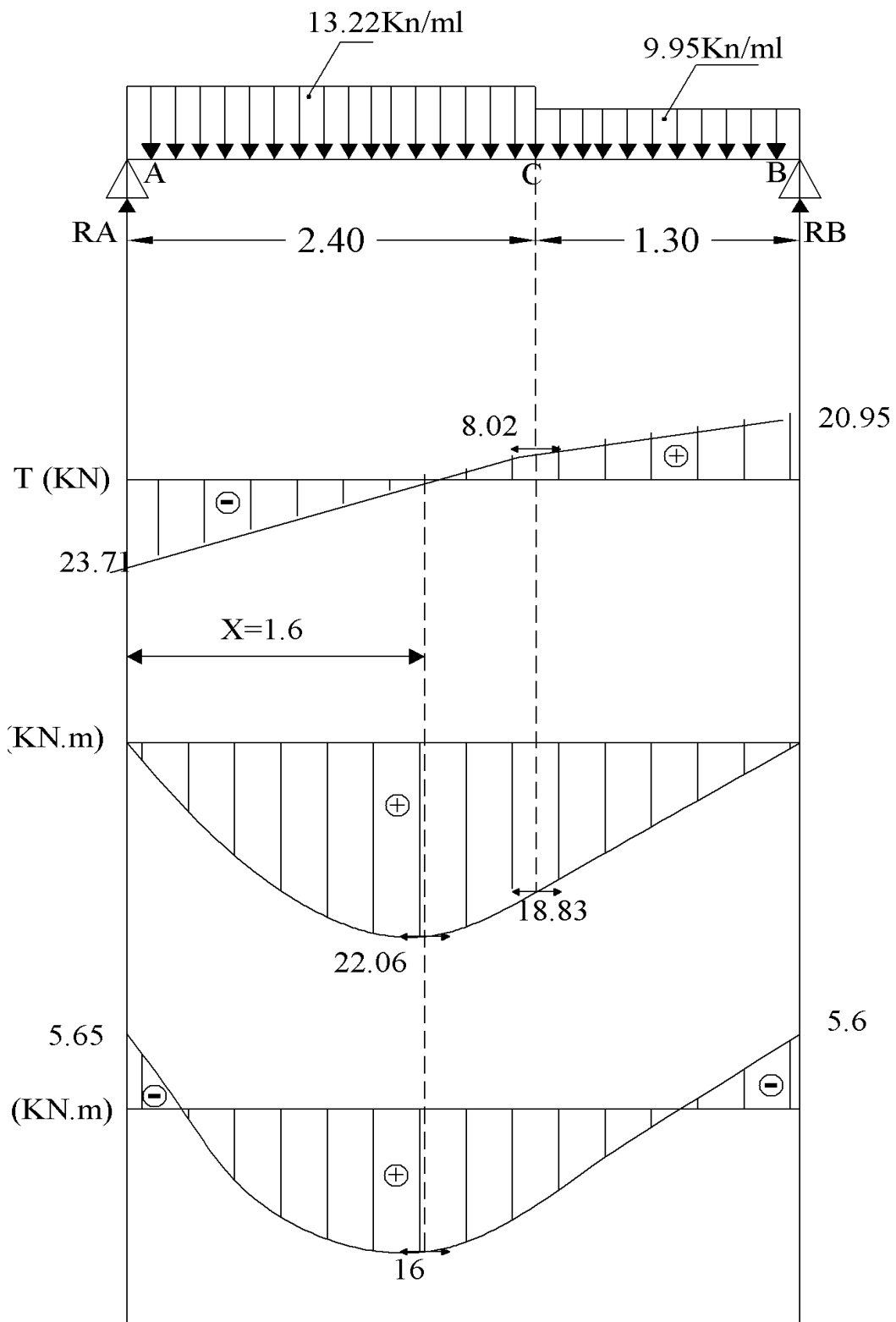


Figure.D.3 : Diagramme des efforts tranchant et des moments fléchissant à l'ELS.

**IV.D.9.Vérification à l'ELS :****1) Etat limite de compression du béton :**

On doit vérifier l'inégalité suivante :

$$\sigma_{bc} = k_s \cdot \sigma_s < \bar{\sigma}_b = 0.6 \cdot f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 15 \text{MPa}$$

**En travée :**  $M_t = 16 \text{KN.m}$  ;  $A_t = 5.65 \text{cm}^2$

$$\rho_l = \frac{100 A_t}{b \cdot d} = \frac{100 \times 5.65}{100 \times 23} = 0.245$$

$$\begin{cases} \beta = 0.921 \\ \alpha = 0.237 \end{cases}$$

$$K_1 = \frac{\alpha}{15(1-\alpha)} = \frac{0.237}{15(1-0.237)} = 0.0207$$

$$\sigma_b = \frac{M_t \cdot K}{\beta \cdot d \cdot A_t} = \frac{16 \times 10^3 \times 0.0207}{0.921 \times 23 \times 5.65} = 2.77 \text{MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{MPa} \dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

**Aux appuis :**  $M_a = 22.06 \text{KN.m}$  ;  $A_a = 3.93 \text{cm}^2$

$$\rho_l = \frac{100 A_a}{b \cdot d} = \frac{100 \times 3.93}{100 \times 23} = 0.170$$

$$\begin{cases} \beta = 0.9315 \\ \alpha = 0.205 \end{cases}$$

$$K_1 = \frac{\alpha}{15(1-\alpha)} = \frac{0.205}{15(1-0.205)} = 0.017$$

$$\sigma_b = \frac{M_a \cdot K}{\beta \cdot d \cdot A_t} = \frac{22.06 \times 10^3 \times 0.017}{0.9315 \times 23 \times 3.93} = 4.45 \text{MPa} < \sigma_b = 15 \text{MPa} \dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

**2) Vérification de l'état limite d'ouverture des fissures :**

Fissuration non préjudiciable, donc aucune vérification n'est nécessaire.

**3) Vérification de la flèche :**

On doit vérifier que :  $f_v < \bar{f}_v = \frac{L}{500} = \frac{3700}{500} = 7.4\text{mm}$

$$\rho = \frac{Aa}{b.d} = \frac{3.93}{100 \times 23} \cdot 0.002 ; \rho_1 = \frac{100.Aa}{b.d} = \frac{100 \times 3.93}{100 \times 23} = 0.170 \longrightarrow \beta = 0.9315$$

$$\sigma_s = \frac{Mt}{\beta l.d.A_t} = \frac{16 \times 10^3}{0.9315 \times 23 \times 3.93} = 190.03\text{MPa}$$

$$V_1 = \frac{\frac{b.h^2}{2} + 15.A_t.d}{b.h + 15.A_t} = \frac{\frac{100 \times 17.5^2}{2} + 15 \times 3.93 \times 23}{100 \times 17.5 + 15 \times 3.93} = 9.21\text{cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 17.5 - 9.21 = 8.29\text{cm}$$

$$I_0 = \frac{bo}{3} [(V_1)^3 + (V_2)^3] + 15 \times A_t (V_2 - C)^2 = \frac{100}{3} [(9.21)^3 + (8.29)^3] + 15 \times 3.93 (8.29 - 2)^2$$

$$I_0 = 47364.06\text{cm}^4$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.002 \times 190.03 + 2.1} = 0.015$$

$$\lambda_1 = \frac{0.05 f_{28}}{\rho \left(2 + \frac{3bo}{b}\right)} = \frac{0.05 \times 2.1}{0.002 \left(2 + \frac{3 \times 100}{100}\right)} = 10.5$$

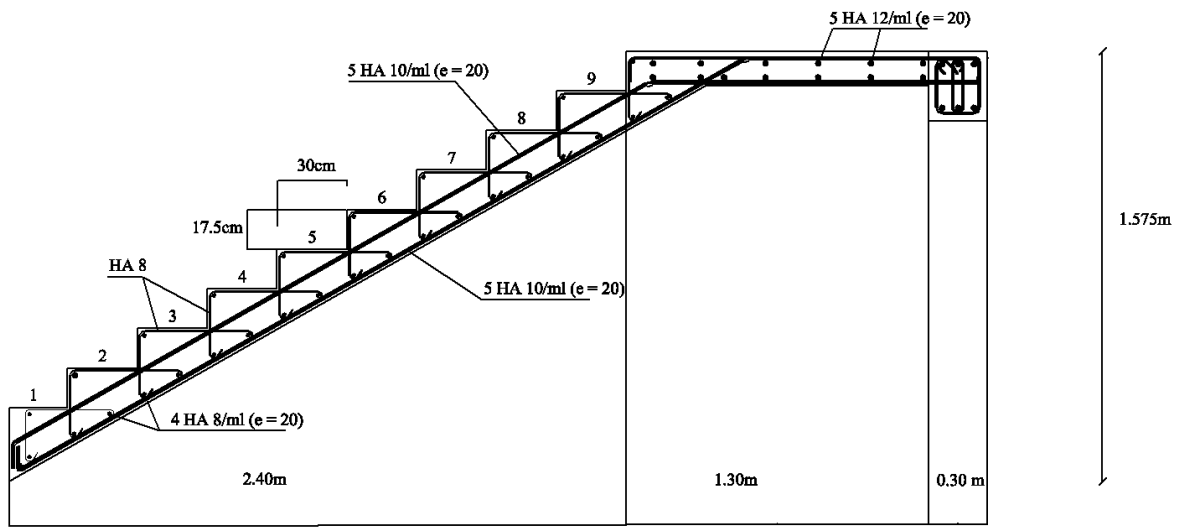
$$I_{fv} = \frac{1.10.I_0}{1 + 0.4 \lambda_1 \mu} = \frac{1.10 \times 47364.06}{1 + 0.4 \times 10.5 \times 0.015} = 49012.67\text{cm}^4$$

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818.86\text{MPa}$$

$$f_v = \frac{A_t.L^2}{10 E_v I_{fv}} = \frac{3.93 \times 10^2 \times 3700^2}{10 \times 10818.86 \times 49012.67} = 1.01\text{mm} < \bar{f}_v = 7.4\text{mm} \implies \text{condition vérifiée}$$

**Conclusion :**

Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.



## Annexe V

### V.E. Poutre palière :

Cette poutre palière est considéré étant semi-encastrées dans les deux poteaux de la cage d'escalier sa portée est  $L= 3.25\text{m}$ , le calcul se fera en flexion simple, alors on prend :

Moment corrigé :

$$\begin{cases} M_a = 0.3M_0 \\ M_t = 0.85M_0 \end{cases}$$

### V.E.1. Pré dimensionnement de la poutre :

#### **Hauteur :**

$$L/15 < h_t < L/10$$

#### **Avec :**

$h_t$  : la hauteur de la poutre

$L$  : la portée libre de la poutre

$$325/15 < h_t < 325/10 \longrightarrow 21.66 < h_t < 32.5$$

On prend  $h_t = 35\text{cm}$

#### **Largeur:**

$$0.4h_t < b < 0.7h_t \longrightarrow 0.4 \times 35 < b < 0.7 \times 35$$

$$14\text{cm} < b < 24.5\text{cm}$$

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

Selon le RPA99/2003

$$\begin{cases} h > 30 : \text{vérifier}, h = 35 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.} \\ b > 20 : \text{vérifier}, b = 30 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.} \\ \frac{h}{b} = \frac{35}{30} = 1.167 < 4 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.} \end{cases}$$

Alors on opte pour la poutre palière d'une section de  $(30 \times 35) \text{ cm}^2$

**V.E.2. Détermination des charges et surcharges :**

Poids propre de la poutre :  $G = 25 \times 0.35 \times 0.3 = 2.635 \text{KN/ml}$

Charge d'exploitation :  $Q = 2.5 \text{KN/ml}$

Effort tranchant à l'appui :

Réaction du palier à l'ELU :  $R_B = 28.98 \text{KN}$

Réaction du palier à l'ELS :  $R_B = 20.95 \text{KN}$

➤ Combinaison des charges :

**ELU :**  $q_U = 1.35G + R_B = 1.35 \times 2.635 + 28.98 = 32.54 \text{KN/ml}$

**ELS :**  $q_S = G + R_B = 2.635 + 20.95 = 23.59 \text{KN/ml}$

**V.E.3 Calcul du ferrailage (ELU) :**

a) Les réactions d'appuis :

$$R_A = R_B = \frac{qul}{2} = \frac{32.54 \times 3.25}{2}$$

$$R_A = R_B = 52.88 \text{KN}$$

b) L'effort tranchant :

$$T = R_A = R_B = 52.88 \text{KN}$$

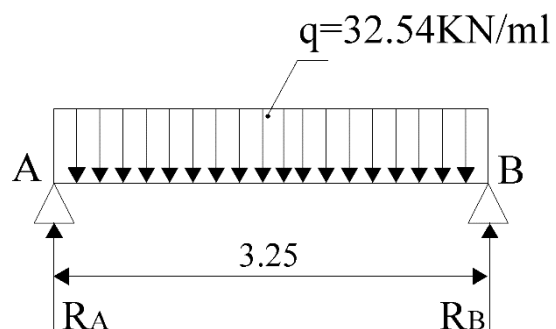
c) Le moment fléchissant :

$$M_0 = M_{\max} = \frac{qul^2}{8} = \frac{32.54 \times 3.25^2}{8} \longrightarrow M_0 = M_{\max} = 42.96 \text{KN.m}$$

d) Correction des moments :

**Aux appuis :**  $M_{\text{au}} = -0.3M_0 = -0.3 \times 42.96 = -12.89 \text{KN.m}$

**En travée :**  $M_{\text{tu}} = 0.85M_0 = 0.85 \times 42.96 = 36.52 \text{KN.m}$



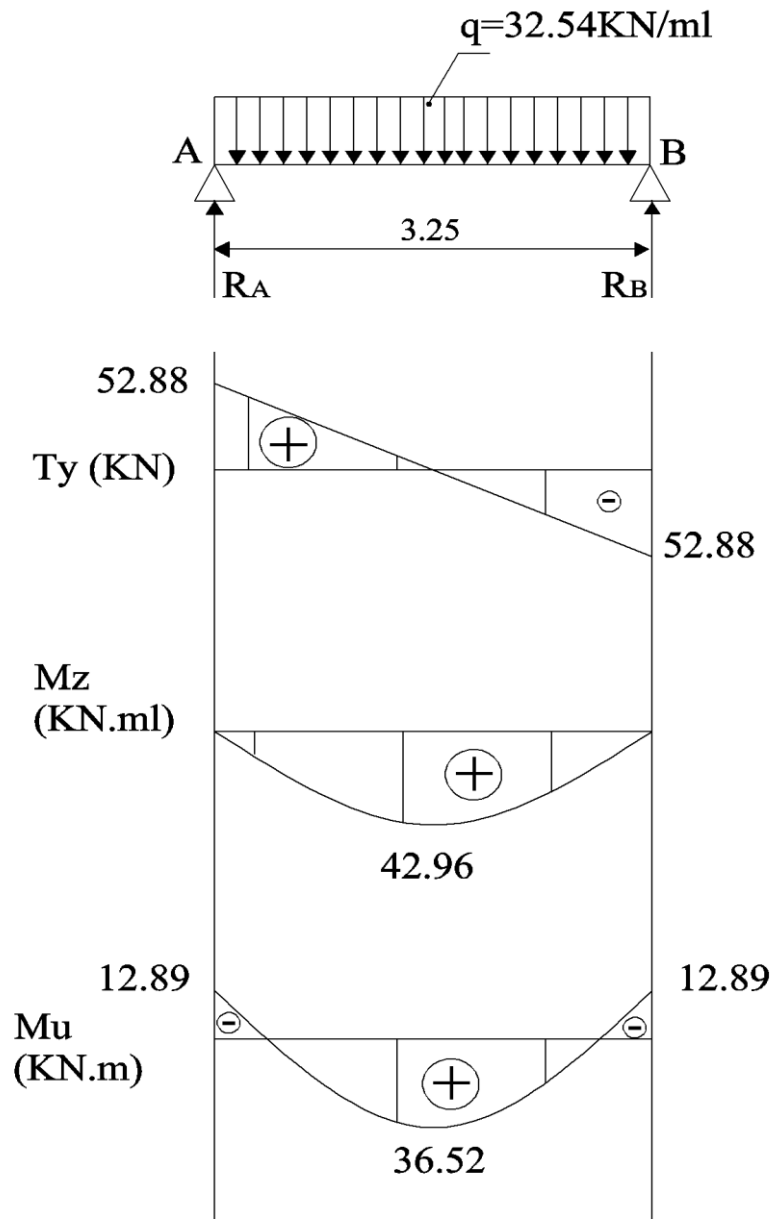
e) Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchant

Figure.E.1 : Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchant

✚ Calcul des armatures :a) Aux appuis ;

$$M_{au} = 12.89 \text{ KN.m} ; \quad f_{bc} = 14.17 \text{ MPa} ; \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa} ; \quad c = 2 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_{au}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{12.89 \times 10^3}{30 \times 33^2 \times 14.17} = 0.028 \quad \longrightarrow \quad \mu < \mu_l = 0.392 \text{ S.S.A}$$

$$\mu = 0.028 \quad \longrightarrow \quad \beta = 0.986$$

$$A_{au} = \frac{Mau}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{12.89 \times 10^3}{0.986 \times 33 \times 348} = 1.13 \text{ cm}^2$$

Soit : **3HA12 = 3.39cm<sup>2</sup>**

**b) En travée :**

$$M_{tu} = 36.52 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{Mtu}{bd^2 fbc} = \frac{36.52 \times 10^3}{30 \times 33^2 \times 14.17} = 0.078 \longrightarrow \mu < \mu_1 = 0.392 \text{ S.S.A}$$

$$\mu = 0.078 \longrightarrow \beta = 0.959$$

$$A_{tu} = \frac{Mtu}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{36.52 \times 10^3}{0.959 \times 33 \times 348} = 3.316 \text{ cm}^2$$

Soit **3HA14 = 4.62cm<sup>2</sup>**

**V.E.4. Les différentes vérifications à l'ELU :** (BAEL91/99 Art.A.4.1, CBA93)

• **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{ft_{28}}{fe} = 0.23 \times 30 \times 33 \times \frac{2.1}{400} = 1.195 \text{ cm}^2$$

$$A_{ap} = 3.39 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.195 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$A_{tu} = 4.62 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.195 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

• **Vérification de la contrainte d'entrainement des barres :**

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{eu} = \Psi_s \cdot ft_{28} = 1.5 \times 2.1 \iff \bar{\sigma}_s = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_s = \frac{Tu}{0.9 \cdot d \cdot \sum Ui} = \frac{52.88 \times 10^3}{0.9 \times 33 \times 3 \times 3.14 \times 1.2 \times 10^2} = 1.575 \text{ MPa}$$

$$\tau_s = 1.575 \text{ MPa} < \bar{\tau}_s = 3.15 \text{ MPa} \iff \text{Condition vérifiée.}$$

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

• **L'influence sur le béton :**

$$\text{On doit vérifier : } \frac{2T_{umax}}{0.9 \cdot d \cdot b} \leq 0.87 \frac{fc_{28}}{\gamma_b}$$

$$\Rightarrow T_{u \max} \leq 0.4.d.b.0.9 \frac{f_{c28}}{\gamma b} = 0.4 \times 33 \times 30 \times 0.9 \times \frac{2.5}{1.5} = 594$$

$T_{u \max} = 52.88 \text{ KN} < 594 \text{ KN}$  ..... Condition vérifiée.

• **L'influence sur les aciers :**

On doit vérifier :  $A_a \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left( T_u + \frac{Mu}{0.9.d} \right)$

$$A_a \geq \frac{1.15}{400} \left( 52.88 + \frac{12.89}{0.9 \times 0.33} \right) \times 10 = 2.768 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 3.39 \text{ cm}^2 > 2.768 \text{ cm}^2$$

• **Condition de l'effort tranchant :**

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \Rightarrow \frac{Vu}{b.d} \leq \text{Min} \left( \frac{0.2.f_{c28}}{\gamma b} ; 5\text{MPa} \right)$$

$$\frac{52.88 \times 10}{30 \times 33} \leq \frac{0.2 \times 25}{1.5}$$

$0.53\text{MPa} \leq 3.33\text{MPa}$  ..... Condition vérifiée

• **Ancrage des barres :**

$$l_s = \frac{\Phi}{4} \cdot \frac{f_e}{\tau_{se}}$$

Avec :  $\tau_{se} = 0.6 \cdot \Psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$

$$l_s = \frac{400 \times 1.2}{4 \times 2.835} = 42.32\text{cm}$$

Pour des raisons pratiques il n'est nécessaire d'adopter un crochet normal, d'après le BAEL91, la longueur nécessaire pour les aciers HA est de  $0.4L_s$ .

$$0.4L_s = 0.4 \times 42.32 = 16.93\text{cm} \longrightarrow \text{On prend } 17\text{cm}$$

**V.E.5. Les armatures transversales :** (BAEL91/99 Art.A.7.22, CBA93)

• **Section des armatures :**

Le diamètre des armatures transversales d'une poutre est donné par la formule suivante :

$$\Phi \leq \text{Min} \left( \frac{h}{35} ; \Phi_1 ; \frac{b}{10} \right)$$

Avec : h : la hauteur totale de la poutre.

$\Phi$  : le diamètre des barres longitudinales.

b : la largeur totale de la poutre.

$$\Phi \leq \text{Min} \left( \frac{35}{35} ; \Phi_1 ; \frac{30}{10} \right) \longrightarrow \Phi \leq \text{Min} (1 ; 1.2 ; 3)$$

$$\Phi \leq 10\text{mm} \longrightarrow \Phi = 8\text{mm}$$

On prend un cadre et un étrier en **HA8**.

**V.E.6. Vérification selon RPA99** : (Art.A.7.5.2.2, CBA93)

• **L'espacement des armatures transversales :**

- En zone nodale :

$$St \leq \min \left( \frac{h}{4} ; 12\Phi_1 ; 30\text{cm} \right) = \min \left( \frac{35}{4} ; 12 \times 1.2 ; 30 \right) = \text{Min} (8.75, 14.4, 30) \text{ cm}$$

$$St \leq 8.75\text{cm} \longrightarrow St = 8\text{cm}$$

- En zone courante :

$$St \leq \frac{h}{2} = \frac{35}{2} = 17.5 \text{ cm} \quad \text{Soit : } 15\text{cm}$$

**V.E.7. Les différents calculs à l'ELS :**

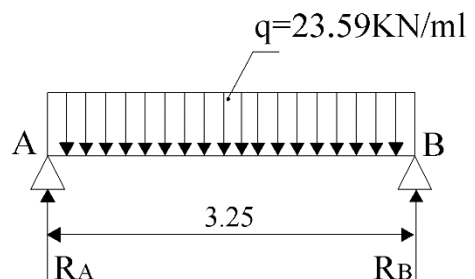
➤ **Les réactions d'appuis :**

$$R_A = R_B = \frac{qsl}{2} = \frac{23.59 \times 3.25}{2}$$

$$R_A = R_B = 38.33\text{KN}$$

➤ **L'effort tranchant :**

$$T = R_A = R_B = 38.33\text{KN}$$



➤ Le moment fléchissant :

$$M_0 = M_{\max} = \frac{qsl^2}{8} = \frac{23.59 \times 3.25^2}{8} \longrightarrow M_0 = M_{\max} = 31.15 \text{ KN.m}$$

➤ Correction des moments :

Aux appuis :  $M_{\text{au}} = -0.3M_0 = -0.3 \times 31.15 = -9.35 \text{ KN.m}$

En travée :  $M_{\text{tu}} = 0.85M_0 = 0.85 \times 31.15 = 26.48 \text{ KN.m}$

➤ Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchant

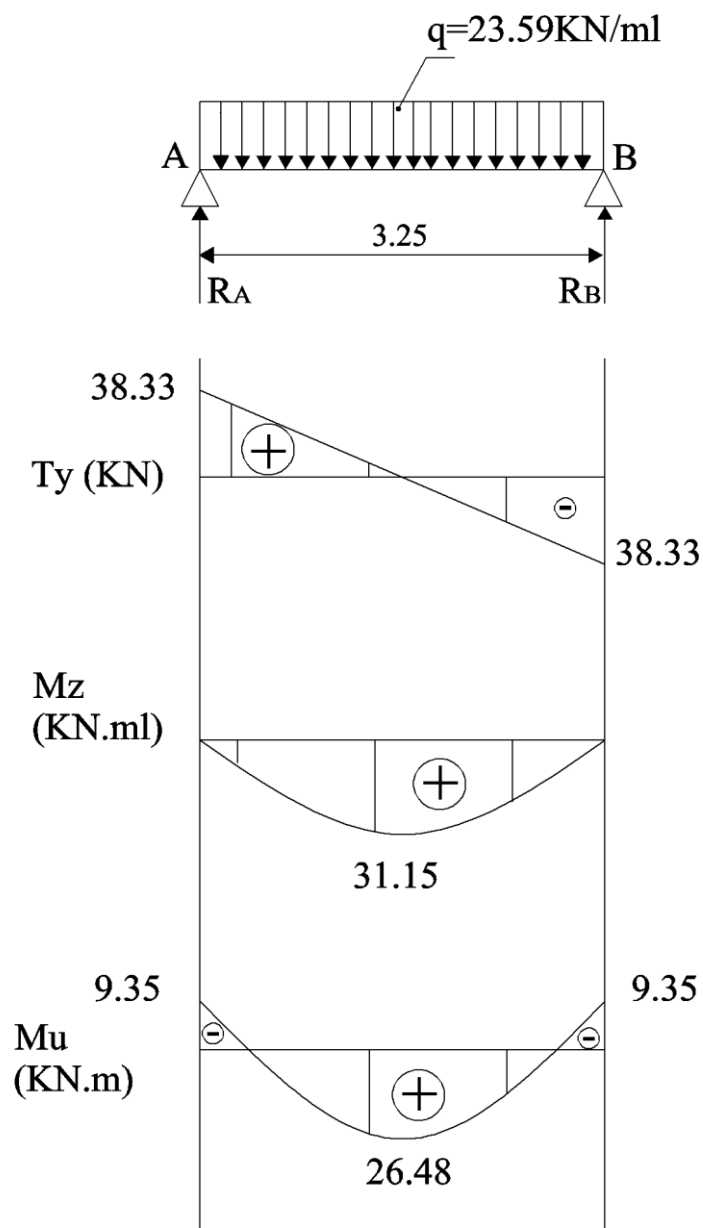


Figure.E.2 : Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchant

**V.E.8. Les différentes vérifications à l'ELS :**

• **Etat limite de compression du béton :**

On doit vérifier que :  $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{MPa}$

➤ **En travée :**  $M_t^{\text{ser}} = 26.48 \text{KN.m}$

$$\rho_l = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 4.62}{30 \times 33} = 0.467$$

$$\rho_l = 0.467 \longrightarrow \beta_1 = 0.965 ; K_1 = 33.33$$

$$\sigma_s = \frac{M_t^{\text{ser}}}{A_{st} \times \beta_1 \times d} = \frac{26.48 \times 10^3}{4.62 \times 0.965 \times 33} = 179.98 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{179.98}{33.33} = 5.40 \text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Aux appuis :**  $M_a^{\text{ser}} = 9.35 \text{MPa}$

$$\rho_l = \frac{100 \times A_a}{b \times d} = \frac{100 \times 3.39}{30 \times 33} = 0.342$$

$$\rho_l = 0.342 \longrightarrow \beta_1 = 0.909 ; K_1 = 39.95$$

$$\sigma_s = \frac{M_a}{A_a \times \beta_1 \times d} = \frac{9.35 \times 10^3}{3.39 \times 0.909 \times 33} = 91.95 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{91.95}{39.95} = 2.30 \text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

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

Aucune vérification n'est à effectuer parce qu'il s'agit d'une fissuration peu nuisible.

• **Vérification de la flèche :**

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \longrightarrow \frac{35}{325} = 0.107 \geq 0.063 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 M_o} \longrightarrow \frac{35}{325} = 0.107 \geq 0.085 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

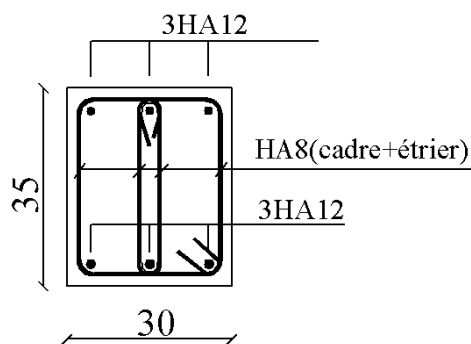
$$\frac{A}{b.d} \geq \frac{4.2}{f_e} \longrightarrow \frac{4.62}{30 \times 35} = 0.0044 \leq 0.011 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Toutes les conditions sont vérifiées, alors le calcul de la flèche n'est pas nécessaire, donc les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

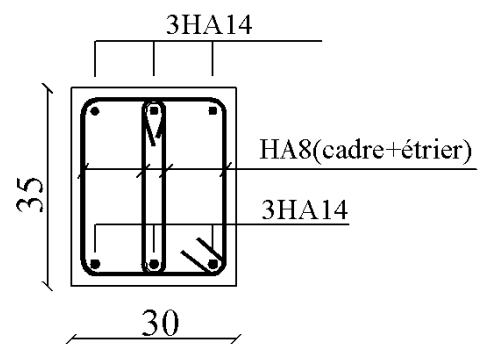
**Conclusion**

Le ferrailage de la poutre palière est comme suit :

- Appuis : **3HA12** (**3.39cm<sup>2</sup>**)
- Travée : **3HA14** (**4.62cm<sup>2</sup>**)
- Cadre et étriers de **HA8**



**Coupe 1-1  
Au appui**



**Coupe 2-2  
En travée**

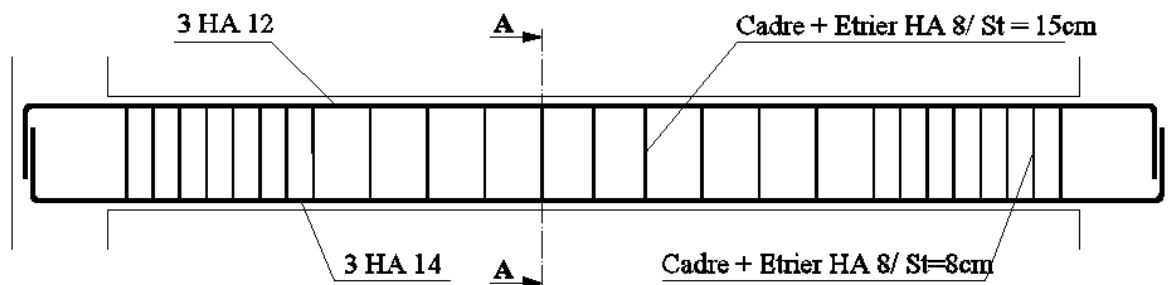


Figure.E.3 : Ferrailage de poutre palière.

# BIBLIOGRAPHIE

## Règlements :

- Règles Parasismique Algériennes RPA99/version 2033.
- Règles de Conception et de Calcul des Structures-béton Armé CBA93.
- Règles de Calcul de Béton Armé Aux Etats Limites BAEL91.
- Document Technique Règlementaire DTR B.C.2.2.

## Ouvrage :

- Tables pour le calcul des dalles et des parois Richard-Barres/édition Dunaod.
- Cours et TD des années de spécialité.
- Mémoires de fin d'étude des promotions précédentes.