REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique
Université Mouloud Mammeri deTizi ouzou
Faculté du génie de la construction
Département de génie civil

Mémoire de fin d'étude

En vue d'obtention du diplôme master en génie civil.
Option : construction civiles et industrielles.

Théme

Etude d'une Structure R+9 à usage d'habitation et commercial contreventée par voile et portique, étudié par le logiciel ETABS

Etudié par : M^elle^ HADJ ZIANE Nacera
M^elle^ FERHAT Dyhia

Dirigé par : M^r^ MANSOURI.A

Année 2017 / 2018

Remerciements

Au terme de ce modeste travail, ainsi que notre existence dans cette vie, nous remercions vraiment et énormément le **bon DIEU le tout puissant**, de sa grand Générosité, de Bonté et de nous accordé la patience et d'avoir accompli ce travaille qui présente le fruit de plusieurs années de sacrifice.

Nous somme également très reconnaissance à notre promoteur monsieur

Mr MANSOURI.A de nous avoir suivis et orientés durant l'élaboration de ce mémoire.

Toute personne ayant contribué de prés ou de loin à la réalisation de ce mémoire retrouve ici l'expression de nos plus profonds sentiments.

Sans oublier tous nos amis de la promotion **MASTER II** pour leur aide, leur patience, leur compréhension et leur encouragement.

Que le bon DIEU le tout puissant nous protège.

DIEU MERCI

DEDICACE

Je dédie ce travail à :

*A mes très chers **parents** qui m'ont toujours soutenu tout au long de ma vie, qui m'ont orienté dans le bon chemin et qui' ont tout fait pour que je réussisse, que Dieu vous bénisse et vous garde.*

A mes très chers frères (Mouloud, Belaid et Hamid), mes belles sœurs et leurs enfants

A mes très chères sœurs hakima, chabha, Sadia et Malika, leurs maris et leurs enfants.

A mon adorable sœur Nora.

A mes princesses Mafaz et Ritadj.

A Mon très cher cousin Ahmed.

A mes très chères cousines Nadia, Sakia, Nabila, Chinza et fatma.

A ma chère binôme Dyhia et sa famille.

A tous mes amis(es) surtout (Remdane, Salem, Moumouh, Aghilas, Hand, Salim,Sideu et Nina , Katia,Lamia, Tina, Fadila, samia, warda, Imane et Miriam.....).

A la promotion génie civil MASTER II 2017 /2018.

Tous ceux qui m'ont aidé durent ce travail.

A tous ceux que j'aime et je respecte.

NACERA.

DEDICACE

Je dédie ce travail à :

A ma très chère ❤ ***maman*** ❤ *qui m'a toujours soutenu tout au long de ma vie, qui m'a orienté dans le bon chemin et qui' a tout fait pour que je réussisse, que Dieu la garde pour moi.*

A mes chers frères (Abdellah, Farid et Youva).

A ma chère sœur Samia.

A toute ma famille.

A ma chère binôme Nacira.

A tous mes amis(es) surtout (Remdane, Mouh, Sayem, Aghilas, Hand, Salim et Mounia,

Farida, Soraia, Malika et Noura……).

A la promotion génie civil MASTER II ***2017/2018***
A Tous ceux qui m'ont aidé durent ce travail.

A tous ceux que j'aime et je respecte.

Dyhia.

sommaire

- **Introduction générale**

Chapitre I: Présentation et description de l'ouvrage……01-11
Chapitre II: Pré-dimensionnement des éléments et descente de charge.
II.1. Pré-dimensionnement des éléments
II.1.1. Les planchers ……..12
II.1.2. Les poutres ……..13
II.1.3. Les voiles ……15
II.1.4. les poteaux …….....20
II.2.Détermination des charges et les surcharge

Chapitre III : Calcul des éléments.
III.1. Acrotère……27
III.2. Balcon ……..36
III.3. Le porte à faux ……...45
III.4. Escalier…….52
III.5. Poutre palière…….....72
III.6. Plancher ……...82
III.7. Salle machine …….....105

Chapitre IV : Etude de contreventement…….....120
Chapitre V : Modélisation de la structure ……....130
Chapitre VI : Vérification des conditions du RPA…….....146
Chapitre VII : Ferraillage des éléments structuraux
V.1. Ferraillage des poteaux ……156
V.2. Ferraillage des poutres …….....174
V.3. Ferraillage des voiles…….194
Chapitre VIII : Etude de l'infrastructure …….209

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

Introduction générale

La durée de vie des structures en béton armé est conditionnée par la réponse aux agressions physiques et chimique de l'environnement ; ainsi que la capacité des matériaux constitutifs à se protéger contre les attaques.

Le séisme et la corrosion des armatures sont des causes majeures de dégradations des structures en béton armé.

D'une part, avec la même quantité de matériaux on aura un bâtiment qui résiste ou non aux séismes, pour cela les architectes et ingénieurs se forment pour en tenir compte dans leurs projets en zone sismique.

D'autre part, la corrosion des armatures induit une modification de l'adhérence acier-béton, une réduction de la section des barres d'acier, une réduction de la ductilité de l'acier ainsi qu'un endommagement périphérique du béton du à la pression des produits de corrosion, tous ces aspects peuvent conduire à la diminution de la capacité portante de la structure en béton armé.

Nous autant qu'étudiantes en fin de cycle, dans le but de mettre en pratique les connaissances acquises durant le cycle de formation d'ingénieur en génie civil, nous sommes choisies l'étude d'un bâtiment en (R+9) à usage d'habitation et commercial.

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

Pour cela nos calculs seront conformes aux règles parasismique Algériennes (RPA modifiées 2003) et les règles techniques de conception et du calcul des ouvrages et construction en béton armé suivant la méthode des états limites (BAEL 99).

Comme la méthode manuelle est lente on a préférer d'utiliser le logiciel ETABS 9.6 pour la modélisation de notre structure.

I) INTRODUCTION :

Dans le cadre de ce projet de fin d'étude, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment Comportant un RDC commercial et 09 étages à usage d'habitation(R+9).

Dans cette étude, on a utilisé le logiciel de calcul par éléments finis ETABS (Version9.6.0) particulièrement efficace dans la modélisation des bâtiments à plusieurs étages. Ce logiciel nous a permis la détermination des caractéristiques dynamiques de la structure, le calcul des efforts internes qui sollicitent chaque élément de la structure. Les efforts engendrés dans le bâtiment, sont ensuite utilisés pour ferrailler les éléments résistants suivant les combinaisons et les dispositions constructives exigées par la réglementation algérienne dans le domaine du bâtiment à savoir les Règles Parasismiques Algériennes RPA99 (Version 2003) et les Règlements du béton aux états limitesBAEL91 modifié 99.

I.1)DESCRIPTION DE L'OUVRAGE :

Notre projet consiste en l'étude et le calcul d'une tour R+9 à ossature mixte, à usage d'habitation et commercial, cet ouvrage sera implantée à Tizi-Ouzou qui est classée selon le RPA 99/ VERSION 2003 comme étant une zone de moyenne sismicité (zone IIa).

Cette tour comporte :

- 01 rez-de-chaussée (RDC) à usage commercial.
- 09 étages à usages d'habitation.
- 01 cage d'escalier.
- 01cage d'ascenseur.
- 01 terrasse inaccessible.

I.2) CARACTÉRISTIQUES GÉOMÉTRIQUES DE L'OUVRAGE :

Notre bâtiment a pour dimensions :

- La longueur totale du bâtiment :.....23.40m.
- La largeur totale du bâtiment :……..16.40m.
- La hauteur de RDC : ……4.08m.
- La hauteur d'étage courant :……..……3.06m.
- La hauteur totale de bâtiment……34.02m

I.3) LES ÉLÉMENTS DE L'OUVRAGE :

I.3. 1) L'OSSATURE :

La tour a une ossature mixte, composée de :

- Portiques transversaux et longitudinaux (Poutres et Poteaux).qui reprennent essentiellement lescharges et les surcharges verticales.
- Voiles en béton armé disposés dans les deux sens (longitudinal et transversal) qui reprennent essentiellement les charges horizontales (séisme, vent,…etc.)

I.3. 2) LES PLANCHERS :

Le plancher est une partie horizontale de la construction, il a pour but de séparer les niveaux successifs du bâtiment.

- Il est capable de supporter en outre son poids propre les charges d'exploitation, et de les transmettre aux éléments porteurs de l'ossature (fonction de résistance mécanique).
- Il assure l'isolation thermique et acoustique des différents étages (fonction d'isolation).

Dans notre bâtiment nous avons deux types de planchers :

- planchers à corps creux portés par des poutrelles qui assurent la transmission des charges aux éléments horizontaux (poutres) et ensuite aux éléments verticaux (poteaux).
- Planchers en dalle pleine coulée sur place, pour les balcons et les portes à faux.

On a opté pour un plancher semi préfabriqué (Corps creux, poutrelles et dalle de compression) qui présente les avantages suivants :

- Facilité de réalisation
- Réduction de la masse du plancher et par conséquence l'effet sismique
- Il fait fonction d'isolation acoustique et thermique
- Economie dans le coût de coffrage (les poutrelles et le corps creux forment un coffrage perdu).

I.3. 3) LA CAGE D'ESCALIER :

La cage d'escalier permet l'accès aux différents niveaux. Elle est constituée à chaque niveau de deux volées et d'un palier intermédiaire.

I.3. 4) LOCAL D'ASCENSEUR :

L'ascenseur est un appareil élévateur permettant le déplacement vertical et accès aux différents niveaux du bâtiment, il est composé essentiellement de la cabine et de sa machinerie.

I.3. 5)LES FAÇADES :

Les façades sont réalisées en double cloison par des éléments de briques comportant desouvertures pour fenêtres à certains endroits.

I.3. 6) L'ACROTÈRE :

C'est un élément encastré dans le plancher terrasse réalisé en béton arme, qui va servir comme garde-corps. Sa hauteur est de 60 cm et d'épaisseur de 10 cm.

I.3. 7) LA MAÇONNERIE :

La maçonnerie la plus utilisée en ALGÉRIE est en briques creuses pour cet ouvrage nous avons deux types de murs :

- ✓ **Murs extérieurs :**

Le remplissage des façades est en maçonnerie non rigide elles sont composées d'une double cloison en briques creuses a 8 trous de 10 cm d'épaisseur avec une lame d'air de 5cm d'épaisseur pour assurer une bonne isolation thermique.

- ✓ **Murs intérieurs :**

Ils seront réalisés en brique creuses de 10cm d'épaisseur qui seront destinés à séparer la surface intérieure habitable.

I.3. 8)LES REVÊTEMENTS :

- Carrelage (scellé) pour les planchers et les escaliers.
- Céramique pour les salles d'eau et les cuisines.
- Enduit et ciment pour les murs de façade et les cages d'escaliers.
- Plâtre pour les cloisons intérieurs et les plafonds.

I.3. 9) LES FONDATIONS :

La fondation est l'élément qui est situé à la base de la structure, elle assure la transmission des charges et surcharges au sol par sa liaison directe avec ce dernier.

Le choix de type de fondation dépend de type du sol d'implantation et de l'importance de l'ouvrage.

I.4) HYPOTHÈSE DE CALCUL :

Dans notre étude les hypothèses de calcul adoptées sont ***:***

- La résistance à la compression du béton à 28 jours : f_{c28} = 25 MPa.
- La résistance à la traction du béton : f_{t28} = 2.1 MPa.
- Module d'élasticité longitudinal différé : Evj = 10818.865 MPa.
- Module d'élasticité longitudinal instantané : Eij = 32164,195Mpa.
- Limite élastique du l'acier : Fe = 400 MPa

I.5) RÉGLEMENTATION UTILISÉE:

Les règles utilisées sont :

- les règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et construction en béton armé suivant la méthode des états limites (BAEL 91).
- les règles parasismiques algériennes (RPA 99modifié 2003).
- les charges et surcharges d'exploitation (DTR-BC-22).
- Construction en béton armé (CBA 93).

I.6) LES CARACTÉRISTIQUES DU SOL :

Le rapport du sol nous a donné une contrainte moyenne qui est de 2bars.

I.7) CARACTÉRISTIQUES MÉCANIQUES DES MATÉRIAUX :

A) BÉTON :

Le béton est un mélange de granulat (sable gravier), d'un liant hydraulique (le ciment) et d'eau de gâchage. Dans la pratique, on doit s'approcher du rapport eau/ciment = 0,5.

Il est défini du point de vue mécanique par sa résistance à la compression qui varie avec la granulométrie, le dosage en ciment et l'âge de béton.

Le ciment portland compose de classe 425 est le liant le plus couramment utilisé ; il sert à assurer une bonne liaison entre les granulats.

La masse volumique du béton est :$\rho = 25\ Kn/m^3$

A-1) PRINCIPE DU BÉTON ARMÉ :

La résistance du béton est très faible en traction. En revanche, l'acier résiste très bien à la traction.

Aussi, le principe du béton armé est d'insérer dans la matrice de béton des aciers dans les zones tendues. Cette association est efficace car :

- L'acier adhère au béton ce qui permet la transmission des efforts d'un matériau à l'autre.
- Il n'y a pas de réaction chimique entre l'acier et le béton (sauf lorsqu'on emploi certain adjuvants).

A-2) COMPOSITION DU BÉTON :

Le béton utilisé est un béton courant doser à 350 kg/m^3 de ciment. Sa composition courante pour 1m^3 est comme suit:

- Dosage de Ciment CPJ 325 : 350kg /m$^{3.}$
- Gravier : 1125 kg/m^3 (Dg$\leq$ 25 mm).
- Sable propre : 380 à 450kg/m^3 (Dg$\leq$ 5 mm).
- Eau gâchage : 175 kg

A-3) RÉSISTANCE DU BÉTON :

✓ à la compression :

Un béton est définit par une valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours f_{c28} exprimée en *MPa*

- La résistance caractéristique à la compression f_{cj} à l'âge de $j \leq 28$jours, est :

$f_{cj}=\frac{j}{4{,}76+0{,}83\,j}\cdot f_{c28}$ pour $f_{C28} \leq 40$ MP…… **BAEL91 (Art A.2.1.11)**

$f_{cj}=\frac{j}{1{,}40+0{,}95\,j}\cdot f_{c28}$ pour$f_{c28} > 40$ Mpa ……..**BAEL91 (Art A.2.1.11)**

- Pour *: j>28 jours* $\Rightarrow f_{cj}=1{,}1\cdot f_{C28}$

On prévoit une résistance du béton à 28 jours de 25MPa car elle est facilement atteinte dans les chantiers régulièrement contrôlés.D'où :f_{c28} =25*MPa*

✓ à la traction :

La résistance caractéristique à la traction du béton à l'âge de *j* jours est conventionnellement définit par la relation :

f_{tj}= 0,6 + 0,06 f_{cj}*(en MPa)* …….. **BAEL91 (Art A.2.1.12)**

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

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

A-4) CONTRAINTES LIMITES DU BÉTON:

A-4-1) CONTRAINTES LIMITES DE COMPRESSION :

❖ L'Etat limite ultime [ELU] :

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

$$f_{bu} = \frac{0{,}85 f_{c28}}{\theta . \gamma_b}$$ ……..***BAEL91 (Art A.4.3.41)***

Avec :

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

- γ_b: Coefficient de sécurité

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

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

θ= 1 lorsquej>24 heures

θ= 0,9 lorsque 1<j<24 heures

θ = 0,85 lorsquej<1 heure.

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

Le diagramme qui peut être utilisé dans tous les cas est le diagramme de calcul dit «parabole rectangle»défini comme suit:

- $0 \leq \varepsilon_{bc} \leq 2‰$ compression pure(avec : ε_{bc}raccourcissement du béton).
- $2‰ \leq \varepsilon_{bc} \leq 3{,}5‰$ compression avec flexion.

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

❖ L'Etat limite de service [ELS] :

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

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

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

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0{,}6 . f_{c28}$$ ……..***BAEL91 (Art A.4.5.2)***

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

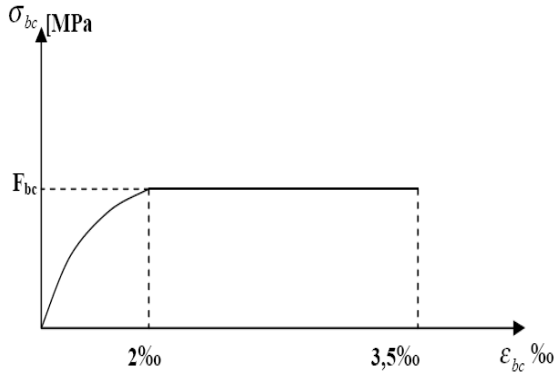


Figure I-1 : Diagramme contrainte-déformation du béton à l'ELU.

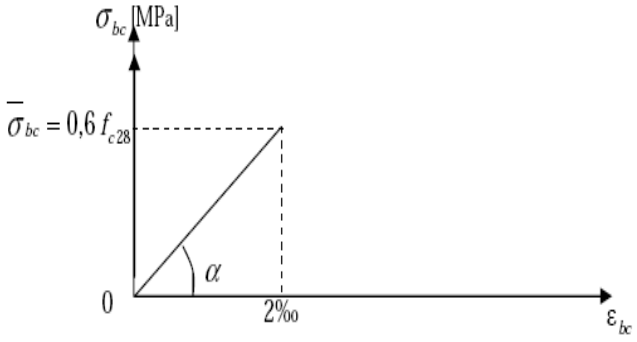


Figure I-2 : Diagramme linéaire contrainte déformation du béton à l'ELS.

A-4-2) CONTRAINTE LIMITE DE CISAILLEMENT :

La contrainte limite de cisaillement prend les valeurs suivantes :

- ✓ **Fissuration peu nuisible**

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

- ✓ **fissuration préjudiciable ou très préjudiciable**

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

A-5) MODULE D'ÉLASTICITÉ :

Le module de déformation longitudinale du béton est donné par la formule suivante :

- ➢ **Module instantané** :**[BAEL 91 modifie 99 /Art.2.1 21]**

Pour les charges d'une durée d'application inferieur a 24h :Eij= $11000 \cdot \sqrt[3]{f_{cj}}$

- ➢ **Module différé** :**[BAEL 91 modifie 99/ Art .2.1 22]**

Pour les charges de longue durée d'application : $E_{vj} = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{cj}}$

f_{cj}*:* la résistance de béton a la compression à **j** jours(*Exprimée* en MPa)

Dans notre cas on a :fc_{28}=25MPa ⟹ E_{i28}=32164,20 MPa ; E_{v28}=10818,87MPa

- **Module transversal : [BAEL 91modifie 99 /Art A.2.1, 3]**

E : module de YOUNG.

Avec : υ: Coefficient de poisson.

$G=E/2(1+\upsilon)$ [MPa]

- **Coefficient de poisson** : **[**Art **: A2.1, 3 /BAEL91 modifiée 99]**

C'est le rapport entre les déformations transversales et longitudinales

$$\upsilon=\frac{\text{déformation relative trasversale}}{\text{déformation relative longitudinale}}=\frac{\Delta t/t}{\Delta l/l}$$

υ=0.2 (**à ELS**) Pour le calcul des déformations.

υ=0 (**à ELU**)Pour le calcul des sollicitations.

B)LES ACIERS :

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

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

Tableau I.1 : Caractéristiques des aciers

B.1) MODULE D'ÉLASTICITÉ :

Le module élasticité longitudinal (Es) de l'acier est pris égal à : Es = 200000 MPa.

❖ limite élasticité de l'acier à l'ELU :

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

Avec :
- f_e: Limite d'élasticité de l'acier.
- γ_s: Coefficient de sécurité.

σ_S : la Contrainte d'acier à L'ELU

- γ_s = 1,15pour le cas courant.
- γ_s = 1 pour le cas accidentel
- σ_S = 348 MPa pour les aciers à haute adhérence FeE40

σ_S = 204MPa pour les aciers doux FeE24

B.2) DIAGRAMME CONTRAINTES DÉFORMATIONS:

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

Le diagramme contraintes- déformations a pour allure:

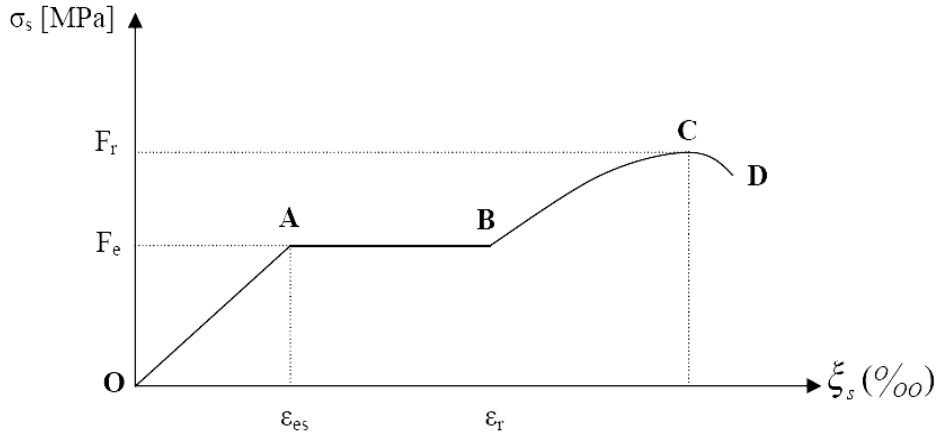


Figure 1-2 : diagramme contraintes - déformations de l'acier.

F_r: Résistance à la rupture.

F_e: Limite d'élasticité.

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

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

Le diagramme comprend quatre zones :

Zone **OA** : Domaine d'élasticité linéaire.

Zone **AB** : Domaine de ductilité.

Zone **BC** : Domaine de raffermissement.

Zone **CD** : Domaine de striction.

❖ Limite élastique de l'acier à l'ELS :

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

  $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}$ st $= min\left\{\frac{2}{3}f_e ; \sqrt[110]{\eta f_{tj}}\right\}$en [MPa]…… **(BAEL91/ Art A.4.5.33/B)**
- **Fissuration très préjudiciable :** c'est le cas des milieux agressifs.

  $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}$ st $= min\left\{\frac{1}{2}f_e ; \sqrt[90]{\eta f_{tj}}\right\}$en [MPa] …… **(BAEL91 / Art A.4.5.34)**

Avec :

η: Coefficient de fissuration
- η=1 : pour les ronds lisses (RL)
- η= 1,6 : pour les hautes adhérences (HA)

B.3) Diagramme contrainte-déformation de l'acier :

(Art A.2.2.2/BAEL 91 modifié 99)

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

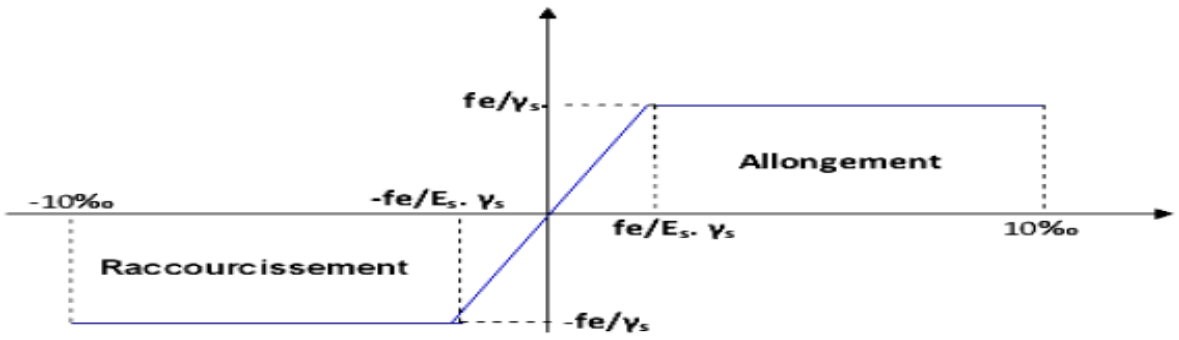


Figure 1-3 : Diagramme ‹‹ contrainte –déformation de l'acier ››

B.4) PROTECTION D'ARMATURES : (ART A.7.2.4 BAEL91)

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

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

CONCLUSION :

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

II-INTRODUCTION :

Le pré dimensionnement a pour but de définir les dimensions des différents éléments de la structure (planchers, poteaux, poutres, voiles…etc.). Ces dimensions sont choisies selon les exigences règlementaires du L'RPA99V2003 et BAEL91/99.Les dimensions obtenues ne sont pas définitives ; elles peuvent être augmentées après vérification dans la phase du dimensionnement.

II.1. PRÉ DIMENSIONNEMENT DES ÉLÉMENTS :

II.1.1.LES PLANCHERS À CORPS CREUX:

Les planchers sont constitués d'une dalle de compression et de corps creux reposant sur des poutrelles préfabriquées disposées suivant la plus petite portée.

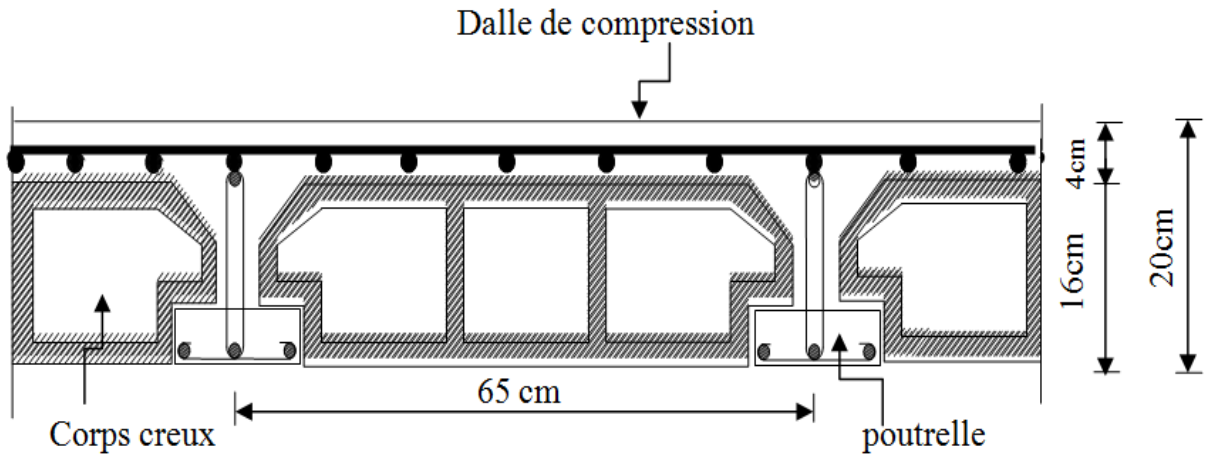


Fig.II.1:Coupe d'un plancher en corps creux.

Dimensionnement :

La hauteur H_t du plancher en corps creux est donnée par la formule suivante :

$$H_t \geq \frac{L_{max}}{22.5} \quad \text{.....} \quad \textbf{(BAEL91modifié 99/Art B.6.8.424).}$$

Avec : H_t: Hauteur total des planchers.

L_{max} : portée libre maximale entre nus des appuis dans le sens des poutrelles.

Dans notre cas : L_{max}=340-25=315 cm

Ce qui nous donne : $H_t \geq \frac{315}{22,5}$=14 cm

Dans un premier temps on prend la section minimale exigée par le **(RPA 99 version 2003)** pour un poteau en **Zone II** qui est de **(25x25) cm²**.

Ainsi ; On prend :H_t=20 cm et on adopte un plancher de type (16+4) = 20cm.

Avec : { Hauteur de corps creux (hourdis) =16cm. ; Epaisseur de la dalle de compression = 4cm.

II-1-2. LES POUTRES :

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

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

Avec : { **L_{max}**: distance maximale entre nus d'appuis dans le sens considéré. ; **b** : La largeur de la poutre. ; **h_t**: la hauteur totale de la poutre.

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

{ La largeur : $b \geq 20cm$; La hauteur: $h \geq 30cm$; Le rapport : $\frac{h}{b} \leq 4cm$

On distingue les poutres principales qui servent comme appuis aux poutrelles et les poutres secondaires qui assurent le chaînage.

a- Les poutres principales :

Ce sont des poutres porteuses jouant le rôle d'appuis aux poutrelles.

Elles ont pour longueur : L_{max}= 390 -25 = 365 cm

- **Hauteur h:**

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

$\frac{365}{15} \leq h_t \leq \frac{365}{10}$ ⟹ $24{,}33 \leq h_t \leq 36{,}5$ cm ⟹ On prend **h_t = 35 cm.**

- **La largeur b**:

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

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

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

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

On doit vérifiée que :

$$\begin{cases} b \geq 20\ cm \\ h_t \geq 30cm \\ \frac{h_t}{b} \leq 4 \end{cases} \Longrightarrow \begin{cases} b=30 > 20\ cm \Longrightarrow \text{condition Vérifiée} \\ h=35 > 30cm \Longrightarrow \text{condition Vérifiée} \\ \frac{h_t}{b} = \frac{35}{30} = 1{,}66 < 4 \Longrightarrow \text{condition Vérifiée} \end{cases}$$

Donc: Les poutres principales auront les dimensions suivantes **:(b× h_t) = (30x35) [cm^2]**

b- Poutres secondaires :

Elles sont disposées parallèlement aux poutrelles qui assurent le chainage.

Elles ont pour longueur :L_{max}= 340 -25 = 315 cm

❖ **Hauteur h :**

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

$\frac{315}{15} \leq h_t \leq \frac{315}{10} \Longrightarrow 21 \leq h_t \leq 31{,}5$ cm $\Longrightarrow$ On prend **h_t = 30 cm.**

❖ **La largeur b**:

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

$0{,}4(30) \leq b \leq 0.7\ (30) \Longrightarrow 12{,}00 \leq b \leq 21{,}00$ cm

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

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

On doit vérifiée que :

$$\begin{cases} b \geq 20\ cm \\ h_t \geq 30cm \\ \frac{h_t}{b} \leq 4 \end{cases} \Longrightarrow \begin{cases} b=30 > 20\ cm \Longrightarrow \text{condition Vérifiée.} \\ h=30 = 30cm \Longrightarrow \text{condition Vérifiée.} \\ \frac{h_t}{b} = \frac{30}{30} = 1{,}00 < 4 \Longrightarrow \text{condition Vérifiée.} \end{cases}$$

Donc : Les poutres secondaires auront les dimensions suivantes **:(b× h_t) = (30x30) [cm^2]**

CONCLUSION :

Nous adoptons des poutres de dimensions suivantes :

- ✓ **Sens transversal :(**poutres principales**) :** (30**x**35) [cm^2].
- ✓ **Sens longitudinal: (**poutre secondaires**) :** (30**x**30) [cm^2].

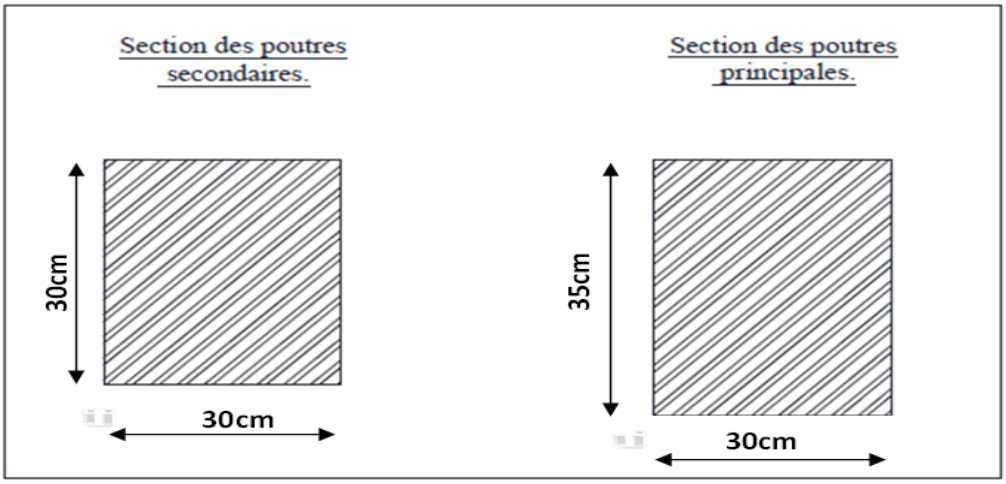


Fig .II.2 : Poutres principales et poutres secondaires

II .1.3 LES VOILES:

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulés sur place.

Ils sont destinés à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet d'un chargement horizontal (séisme…) d'une part, et à reprendre une partie des charges verticales d'autre part.

L'épaisseur minimale d'un voile est de 15 cm, de plus l'épaisseur est en fonction de la hauteur libre d'étage (h_e) et des conditions de rigidité aux extrémités

l : largeur de voile
h_e: hauteur d'un voile
a : l'épaisseur de voile

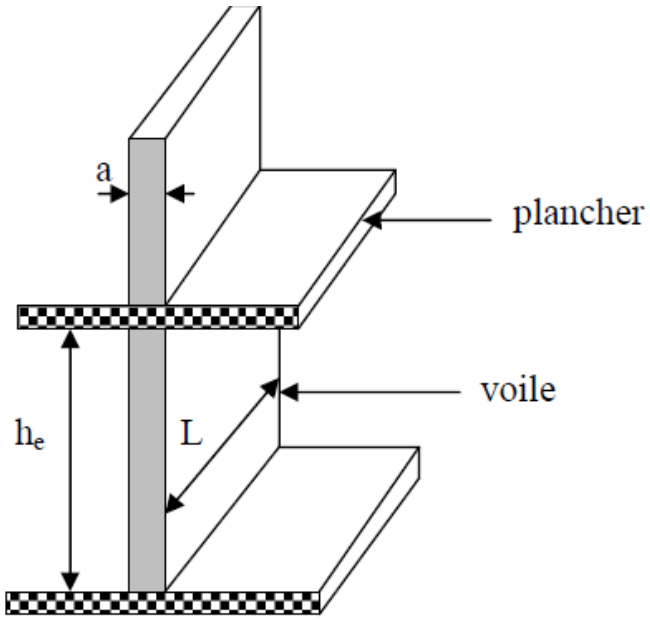


Fig .II. 3 : Coupe de voile en élévation

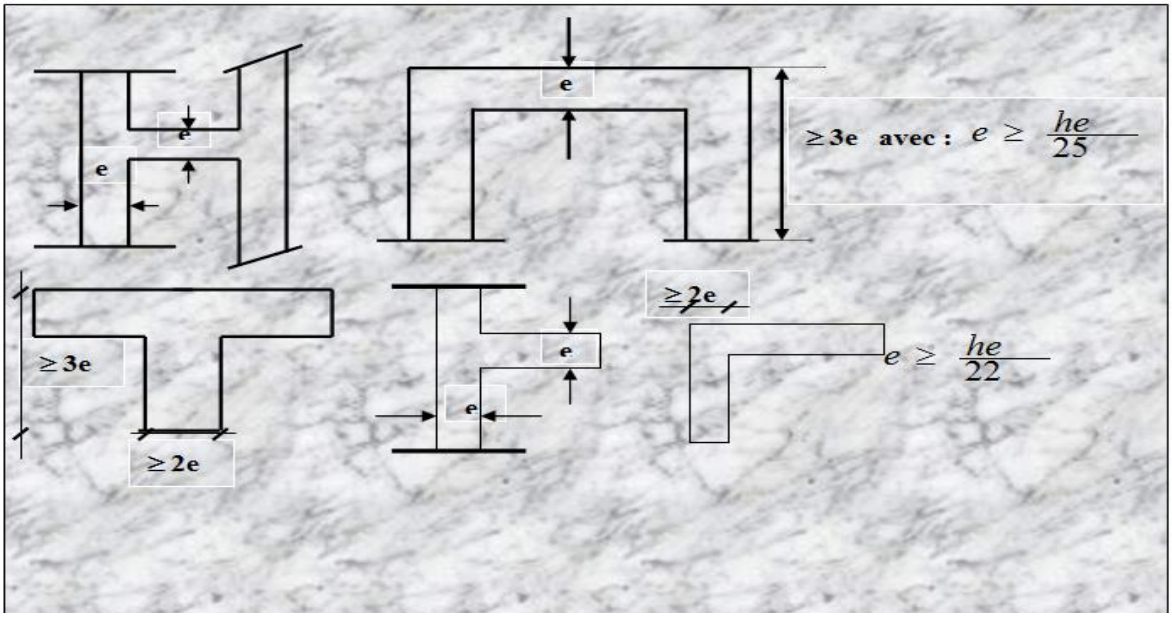


Fig .II. 4 : Coupes de voiles en plan

Pour notre cas : $e \geq \frac{h_e}{20}$ avec : h_e= h – l'épaisseur de la dalle

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

h_e = 408 - 20 = 388 cm ⟹ e $\geq \frac{388}{20} = 19{,}4$

On adopte une épaisseur : **e = 20 cm**

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

h_e = 306 – 20 = 286 cm ⟹ $e \geq \frac{286}{20} = 14{,}3$

On adopte une épaisseur : **e = 15 cm**

❖ Vérification des exigences du RPA:

Les voiles satisfaisant à la condition suivante sont considérés comme voiles de contreventement :

$L_{min} \geq 4e$ avec L_{min} : portée (Largeur) minimale des voiles.

On a: $L_{min} \geq 4e = 4x\ 20 = 80$ cm ⟹ $L_{min} \geq 80$cm

CONCLUSION :

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

II.2. CALCUL DES CHARGES :

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

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

Soient :

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

II.2.1 CHARGES PERMANENTES :

1) Les planchers :

a) Plancher terrasse inaccessible :

- Charges permanentes : G =6.71KN/m^2
- Charges d'exploitation Q=1.00 KN/m^2

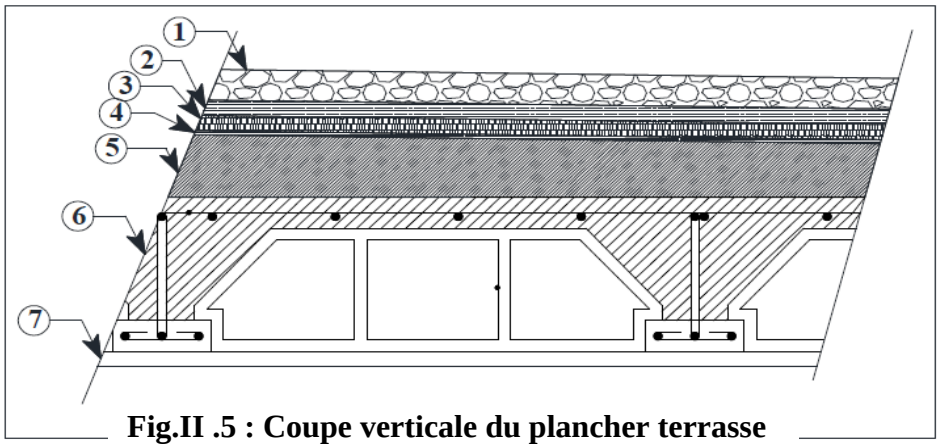


Fig.II .5 : Coupe verticale du plancher terrasse

Tableau-II-1 : charges permanentes du plancher terrasse

N°	Désignation	Epaisseur (cm)	ρ(KN/m^3)	G (KN / m^2)
1	Couche de gravillon	5	20	1,00
2	Étanchéité multicouche	2	06	0,12
3	Forme de pente en béton	7	22	1,54
4	Isolation thermique (liège)	4	04	0,16
5	Feuille de polyane	1	01	0,01
6	Plancher en corps creux (16+4)	20	14	2,80
7	Enduit plâtre	2	10	0,20
		G_{Total}		5,83

b) Plancher étage courant :

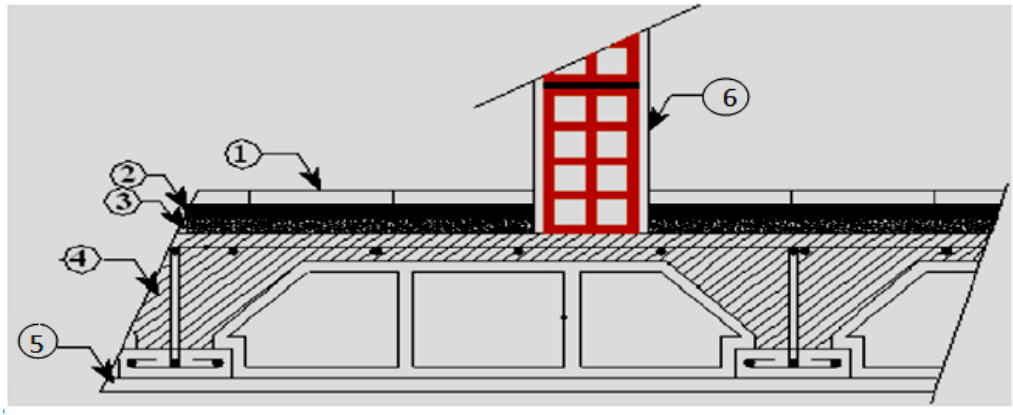


Fig.II .6 : Coupe verticale du plancher d'étage courant - corps creux.

Tableau II-2:charges permanentes du plancher d'étage courant **:**

N°	Désignation	poids volumique (KN/m ^{3})	Epaisseur (Cm)	Charge surfacique (KN /m^2)
1	Revêtement en carrelage	20	2	0 ,40
2	Mortier de pose	20	3	0,60
3	Couche de sable	18	3	0,54
4	Plancher En Corps Creux	14	20	2,80
5	Enduit En Plâtre	10	02	0,20
6	Cloison de séparation interne	09	10	0,90
		G_{Total}		5,44

2) Maçonnerie :

a) Murs extérieurs :

En double cloisons (avec briques creuses) d'épaisseur égale à 30 cm.

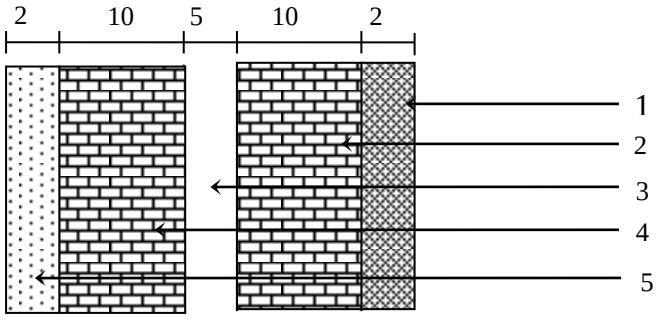


Fig .II.7 : Coupe verticale d'un mur extérieur

Tableau-II-3 : charges permanentes des murs extérieurs :

N°	Désignation	Poids volumique (KN/m^3)	Epaisseur (cm)	Charge Surfacique (KN/m^2)
1	Enduit ciment	0,18	01,5	0,27
2	Briques creuses	0,09	10,0	0,90
3	Lame d'air	/	10,0	0,00
4	Briques creuses	0,09	10,0	0,90
5	Enduit plâtre	0,10	01,5	0,15
		G_{Total}		**2,22**

b) Murs intérieurs :

Ils sont constitués de briques creuses de 10 cm et un enduit plâtre des 2 faces.

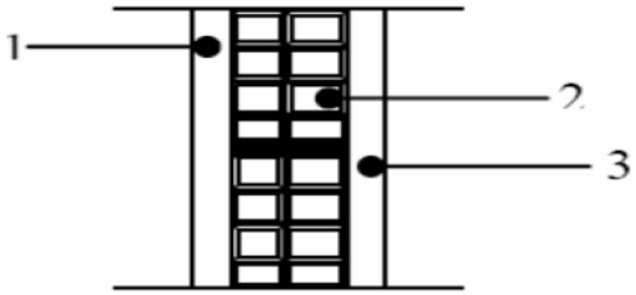


Fig .I.8 : Coupe verticale d'un mur intérieur.

Tableau-II-4-charges permanentes des murs intérieurs :

Éléments constituant	Poidsvolumique (KN/m^3)	Epaisseur (cm)	Charge Surfacique (KN/m^2)
1) Enduit plâtre	10	2	0,2
2) Brique creuse	09	10	0,9
3) Enduit plâtre	10	2	0,2
	G_{Total}		**1,30**

II.2.2. LES SURCHARGE D'EXPLOITATIONS :

- L'acrotère ……..... Q=1,00 KN/m^2.
- Plancher terrasse inaccessible …… Q=1,00 KN/m^2.
- Plancher étage courant ……..... Q=1,50 KN/m^2.
- Plancher du RDC …… Q=1,50 kN/m^2
- Niveau balcon …… Q=3,50 KN/m^2.
- Escalier des déférents étages …… .Q=2,50 KN/m^2.

II.3. LES POTEAUX :

Le pré dimensionnement de poteaux se' fera à l'état limite de service (ELS) en compression Simple, en supposant que le béton reprend l'effort normal : **Ns=G+Q.**

Avec :
- $\mathbf{N_s}$: effort normal repris par le poteau.
- **G** : charge permanente.
- **Q** : surcharge d'exploitation

On prend le poteau le plus sollicité et sa section transversale sera donnée par la relation:

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

avec :
- **S** : section de poteau
- $\overline{\sigma}_{bc}$: Contrainte limite de service de béton en compression.
- $\overline{\sigma}_{bc} = 0{,}6 f_{c28}$ =15 Mpa

L'effort normal '' N_s'' sera déterminé par le procédé de la descente de charge donné par le règlement du (BAEL 91) qui se fait comme suit :

❖ Descente de charge :

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

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

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

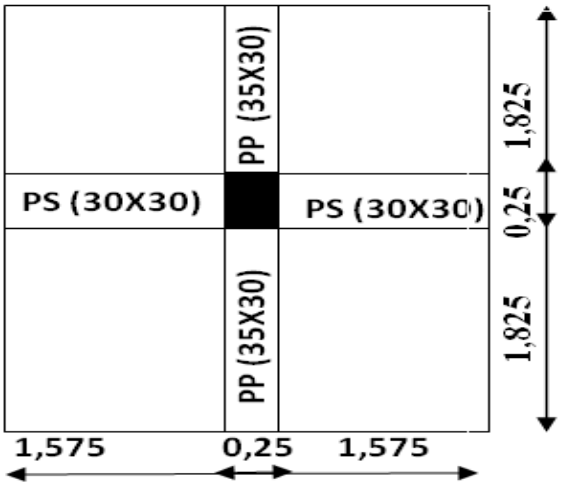


Fig. II.9 : Représentation de la surface revenante au poteau le plus sollicite.

a- Surface d'influence:

$S_1=S2=S3=S4= 1,825x1, 575=2,874\ m^2$

- **Surface nette :** $S_n= (1,825+1,825)$ x **(**$1,575+1,575)=11,496\ m^2$
- **Surface brute :** $S_b=3,9$ x $3,40 =13,26m^2$

b- Poids propre des éléments:

❖ **Poids propre de plancher terrasse inaccessible *:***

P_{pt} = G x S_n =6, 71 x11,496 =77, 14 KN

❖ **Poids propre de plancher étage courant :**

P_{pc} = G x S_n =5, 44x 11,496 =62, 54 KN

❖ **Poids propre des poteaux :**

$P_{oteau}= S \times \rho \times h_e$ ⟹

- RDC : 4,08 *x* 0,25 *x* 0,25 *x*25 =6,375 KN
- étage courant : 3,06 *x* 0,25 *x* 0,25 *x* 25 =4,781 KN

❖ **Poids propre des poutres :**

$P_{poutre}= (bxh\ x\rho)xL$ ⟹

- Poutre principale : P_{pp}= (0.35x0.30x25) x 3.65=9.58 KN
- Poutre secondaire: P_{ps}= (0,30 *x* 0,30x25) x3.15=7.08 KN

D'où le poids des poutres : Ppoutres= P_{pp} + P_{ps} = 9.58+7.08=16.66 KN

❖ **Loi de dégression des surcharges *:***

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

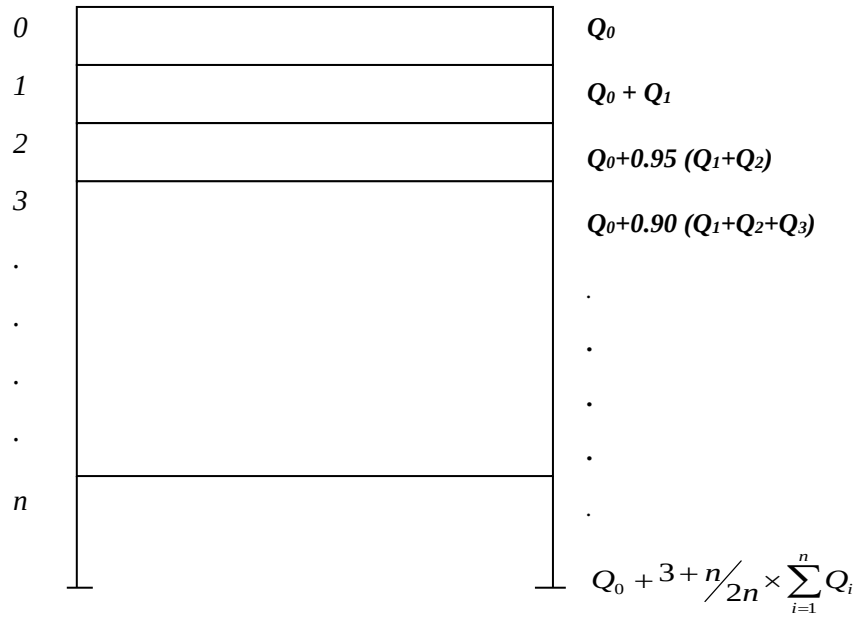
$$Q_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n}\sum_{i=1}^{n} Q_i \quad \text{Pour n} \geq 5.$$

Avec :**Q_0** : surcharge d'exploitation à la terrasse.

Q_i :(i=1 à n) charge d'exploitation respectives des planchers des étages 1 jusqu'à n.

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

Q_n : surcharge d'exploitation à l'étage « n » en tenant compte de la dégression des surcharges.



❖ **Coefficient de dégression de surcharge :**

Niveau	11	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1
Coefficients	1	1	0,95	0,90	0,85	0,8	0,75	0,714	0,688	0,666	0,650

- plancher terrasse : Q_0= 1,00 x13.26 = 13.26KN

- plancher d'étage courant : $Q_1= Q_2= Q_3=\ldots= Q_9$ = 1,50x13.26=19.89 KN

-plancher RDC : Q=13.26x1.5=19.89 KN

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

La terrasse : Q_0 = 13.26 KN

8éme étage : $Q_0 + Q_1$ = (13.26+19.89)=33.15KN

7éme étage :Q_0+ 0 ,95 ($Q_1 + Q_2$) = 13.26+0.95 (2X19.89)=51.05 KN

6éme étage: Q_0 + 0 ,90 ($Q_1 + Q_2 + Q_3$) =13.26+0.90 (3X19.89) = 66.96 KN

5éme étage : Q_0 + 0 ,85 ($Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4$) =13.26+0.85 (4X19.89) = 80.88 KN

4éme étage :Q_0 + 0 ,80 ($Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5$) =13.26+0.8 (5X19.89)= 92.82 KN

3éme étage:Q_0 + 0,75($Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6$)=13.26+0.75 (6X19.89)=102.76 KN

2éme étage: Q_0 +0,714(Q1+Q2 +Q3 +Q4 +Q5 +Q6+Q7)=13.26+0.714(7X19.89)

=112.67 KN

1éme étage: Q_0+0,688 ($Q_1+ Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8$) =13.26+0.688(8X19.89)

= 122.73 KN

RDC: Q_0+0,666($Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+ Q_8 +Q_9$) = 13.26+0.666(9X19.89)

=132.48 KN

Dimensionnement des poteaux :

Selon l'article (Art 7.4.1) du R.P.A 99Version 2003 :

Tableau-II-5 : Tableau récapitulatif de la descente de charge :

Niveaux	*Charges permanentes [KN]*					*Surcharges d'exploitation [KN]*		*Effort normal* $N=G_c+Q_c$ *[KN]*	*Section du poteau [cm²]*	
	Poids des planchers	*Poids des poutres*	*Poids des poteaux*	G_{totale}	G_{cumule}	Q_n *(Kn /m²)*	Q_i *cumulée (Kn /m²)*		*Section trouvée* $\frac{N_s}{\sigma_{bc}}$	*Section adoptée*
Terrasse	77.14	16.66	00	93.800	93.800	13.26	13.26	107.06	71.37	35x35
8	62.54	16.66	4.781	83.981	167.781	19.89	33.15	200.931	133.954	35x35
7	62.54	16.66	4.781	83.981	261.762	19.89	53.04	314.802	209.868	35x35
6	62.54	16.66	4.781	83.981	345.743	19.89	72.93	418.673	279.115	40x40
5	62.54	16.66	4.781	83.981	429.724	19.89	92.82	522.544	348.373	40x40
4	62.54	16.66	4.781	83.981	513.705	19.89	112.71	626.415	417.610	40x40
3	62.54	16.66	4.781	83.981	597.686	19.89	132.60	730.286	486.857	45x45
2	62.54	16.66	4.781	83.981	681.667	19.89	152.49	834.157	556.105	45x45
1	62.54	16.66	4.781	83.981	765.648	19.89	172.38	938.028	625.352	45x45
RDC	62.54	16.66	6.375	85.575	851.223	19.89	192.27	1043.493	695.662	45x45

❖ REMARQUE :

Suite aux dégâts constatés lors du séisme de 21 mai 2003 à Boumerdes ; on a passé d'une Section de **(35x35)** à une section de **(40x40)** pour deux raisons telles-que :

- Pour ne pas avoir la rotule plastique dans les poteaux avant les poutres.
- Pour une meilleure disposition des armatures.

II.4 : VÉRIFICATION RELATIVE AU COFFRAGE :

(RPA 99 VERSION 2003 ART 7.4.1)

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

Zone IIa :
- Min (b x h) ≥ 25cm
- Min (b x h) ≥ he/20
- 1/4 < b/h < 4

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

CONCLUSION :

Les conditions du RPA sont vérifiées, la section des poteaux est admissible.

D'où les sections des poteaux adoptées sont :

Niveaux	RDC et 1ére et 2éme et 3éme	4éme et 5éme et 6éme	7éme et 8éme et 9émé
Poteaux	(45X45) cm^2	(40X40) cm^2	(35X35) cm^2

II.5 : VÉRIFICATION DE LA RÉSISTANCE DES POTEAUX AU FLAMBEMENT :

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

(BAEL 91 modifié 99).

$$\lambda = \frac{L_0}{\sqrt{\frac{I}{B}}} = \frac{0.7L_0}{\sqrt{\frac{bh3/12}{bh}}} = 0.7L_0 \frac{\sqrt{12}}{h} \Rightarrow \lambda = 0.7\sqrt{12}\,\frac{l_0}{h}$$

Avec :

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

Niveau	*La section cm²*	λ	$\lambda \leq 50$
RDC et1er et 2émet 3éme	(45x45)	24.73	Vérifiée
4éme, 5émeet 6éme	(40x40)	18.55	Vérifiée
7éme, 8émeet9éme	(35x35)	21.20	Vérifiée

CONCLUSION :

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

II.6 : VÉRIFICATION DE L'EFFORT NORMAL RÉDUIT (ART 7.4.3.1) :

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

Suivante :

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

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

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

$V = \frac{314.802 \times 10^3}{350 \times 350 \times 25} = 0.10 \leq 0.30$ ⟹ condition vérifiée.

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

$V = \frac{626.415 \times 10^3}{400 \times 400 \times 25} = 0.15 \leq 0.30$ ⟹ condition vérifiée.

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

$V = \frac{1043.493 \times 10^3}{450 \times 450 \times 25} = 0.20 \leq 0.30$ ⟹ condition vérifiée.

CONCLUSION

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

✓ Les planchers :

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

✓ Les poutres :

- Section des poutres principales (30 x35) cm²
- Section des poutres secondaires (30x30) cm²

✓ Les poteaux :

La section des poteaux est :

- RDC ou 3eme niveau ⟹ (45x45) cm²
- 4eme ou 6eme niveau ⟹ (40*x*40) cm²
- 7eme ou 9eme niveau ⟹ (35*x*35) cm²

✓ Les voiles :

Épaisseur des voiles e = 20cm.

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

INTRODUCTION :

Ce chapitre concerne le dimensionnement et le calcul des éléments de la structure qui peuvent être isolement étudié sous l'effet des seules charges qu'ils reviennent.

III.1) CALCUL DE L'ACROTÈRE :

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

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

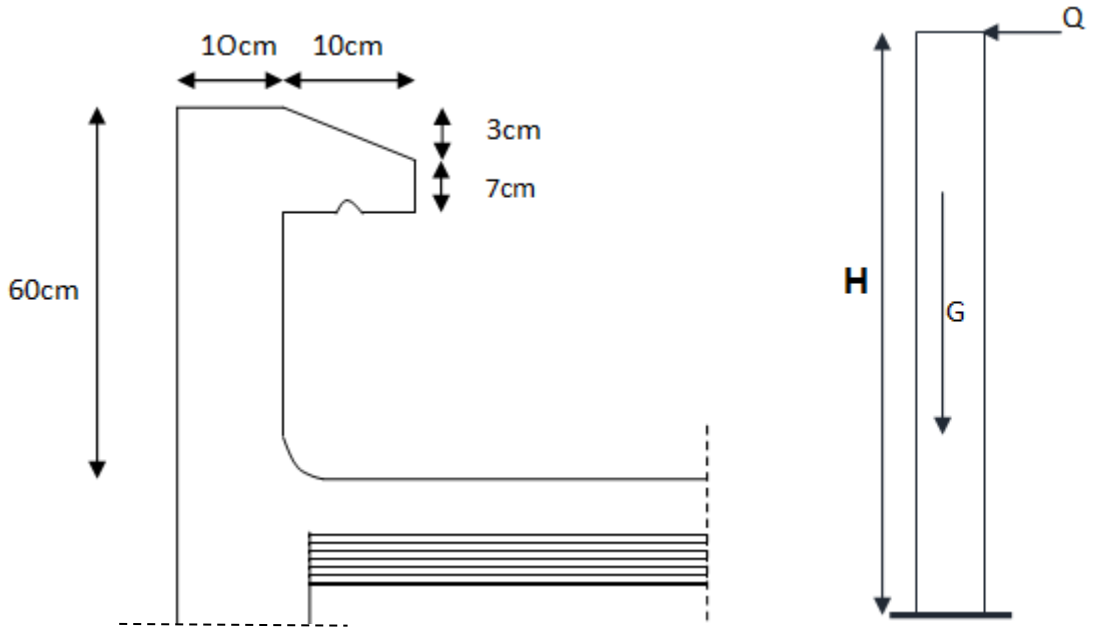


Fig.III.1.1 : Coupe transversale de l'acrotère

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

III.1.1) DÉTERMINATION DES SOLLICITATIONS :

- Poids propre de l'acrotère : G=S× ρ

Avec : S : section transversale.
ρ: Masse volumique du béton.

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

- Surcharge d'exploitation : Q=1,00 KN/ml
- Effort normal dus au poids propre G : N=Gx1 =1,713 KN
- Effort tranchant : T=Qx1 =1,00 KN
- Moment fléchissent max du a la surcharge Q : M = QxH=1×0,60 =0.60KN.m

❖ Diagrammes des efforts :

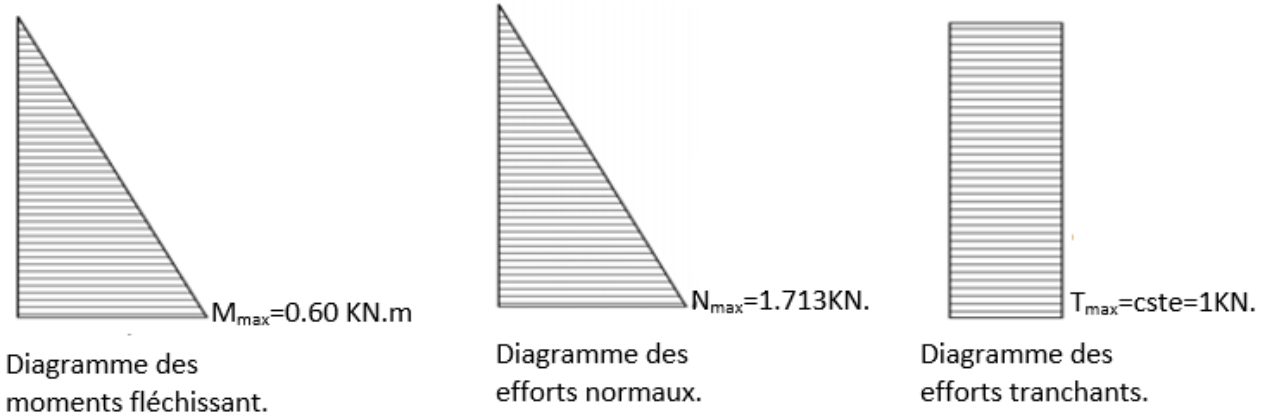


Fig. III.1.2 : schémas statique de moment fléchissant et de l'effort normal et de l'effort tranchant.

III.1.2) COMBINAISON DES CHARGES :

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

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

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

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

III.1.3) FERRAILLAGE DE L'ACROTÈRE À L'ELU :

❖ Hypothèse de calcul :

- L'acrotère est sollicité en flexion composée.
- La fissuration est considérée comme préjudiciable (l'acrotère étant exposé aux intempéries.
- Le calcul se fera pour une bande de 1m.

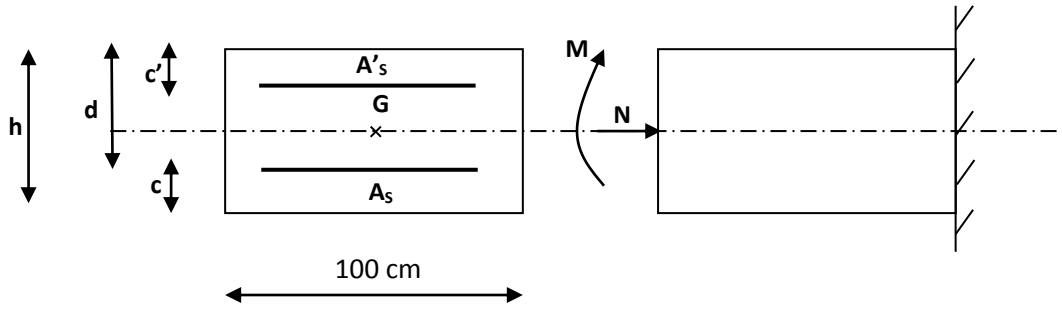


Fig III .1.3 : Section rectangulaire de l'acrotère soumise à la flexion composée

❖ Calcul de l'excentricité :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.90}{2.313} = 0.398 \text{ m} = 39.8 \text{ cm}$$

$$a = \frac{h}{2} - C = \frac{10}{2} - 2 = 3 \text{ cm}$$

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

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

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

❖ Calcul des armatures en flexion simple ; section fictive :

- **Moment fictif :**

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

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

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

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

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

- **Les armatures fictives (flexion simple) :**

$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348$ MPa et $\beta = 0,994$

Donc : $A_f = \frac{M_f}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{0,969 \times 10^3}{0,994 \times 8 \times 348} = 0,350 cm^2$

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

$A_r = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0,350 - \frac{2.313 \times 10}{348} = 0,284\ cm^2 \Longrightarrow A_r = 0,284\ cm^2$

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

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

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

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

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

$A_{min} = \frac{0,23 \times 100 \times 8 \times 2,1}{400} \times \left[\frac{35 - (0,445 \times 8)}{35 - (0,185 \times 8)}\right] = 0,904\ cm^2$

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

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

- **Armature principales :**

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

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

Soit : As = 5HA8 ⟹ $A_s = 2.51 cm^2/ml$ avec un espacement $S_t = 100/5 = 20cm$

- **Armature de répartition :**

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

$$A_r = \frac{2,01}{4} = 0,50\ cm^2.$$

Soit : A_r = 4 HA8 = 2,01 cm^2 Avec un espacement : $S_t = 60/4 = 15cm$

III.1.4) VÉRIFICATION A L'ELU :

❖ **Vérification au cisaillement : (Art III .2.BAEL 99)**

La vérification s'effectue à l'ELU, la fissuration est considérée comme préjudiciable

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

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

avec : τ_u: contrainte de cisaillement

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

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

Donc : τ_u = 0,018 MPa $\leq \bar{\tau}_u$= 2,5 MPa ⟹ la condition est vérifiée,

Alors : il n'y a pas de risque de cisaillement(les armatures transversales ne sont pas nécessaires).

❖ vérification de l'adhérence dans les barres : (Art 6.1.3 BAEL91)

Il est important de connaitre le comportement de l'interface entre le béton et l'acier, puisque le béton armé est composé de ces deux matériaux, il faut donc vérifier que :

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28}$$

avec :
- $\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9\, d \sum U_i}$
- $\sum$**Ui** : Somme des périmètres utiles des barres.
- $\sum$**Ui** : n $\pi\varphi$=5x 3,14 x 0,8=12,56 cm

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

D'où : τ_{se}= 1,65 MPa< $\bar{\tau}_{se}$ = 3,15 MPa

$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$ ⟹ La condition est vérifiée, donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

❖ Ancrage des barres verticales :

La longueur de scellement droit (BAEL 91 1.2.2)

$L_s = 40\varphi$= 40 x 0.8 = 32 cm

❖ La longueur de scellement droit :(Art6.1.1.23 BAEL)

La longueur de scellement droit est :

$$l_s = \frac{\varphi}{4} \times \frac{f_e}{\tau_s} = 35{,}3\ \varphi$$

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

- ✓ $\tau_s = 0{,}6\ \Psi^2 f_{tj} = 0{,}6 \times (1.5)^2 \times 2{,}1 = 2.835$ MPa
- ✓ $l_s = 35{,}3\ \varphi = 35{,}3 \times 0{,}8 = 28{,}24$ cm
- ✓ $0{,}6\ l_s = 0{,}6 \times 28{,}24 = 16{,}944$ cm

- Les barres étant comprimées, un scellement d'une longueur de0,6 ls =20 cm et un crochet normal suffiraient largement pour garantir son ancrage.

III.1.5) VÉRIFICATION À L'ELS :

Il faut vérifierles deux conditions suivantes :

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

❖ Vérification de la contrainte dans l'acier :

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

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

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

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

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

Calcul de σ_{st} : $\sigma_{st}=\frac{M_S}{\beta_1 \times d \times A_S}$; avec : A_s = 2,51 cm²

- $\rho_1 = \frac{100.A_S}{bd} = \frac{100\times2,51}{100\times8} = 0,313 \Longrightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,9125 \\ K_1 = 42,147 \\ K = \frac{1}{K_1} = 0,023 \end{cases}$

- $\sigma_{st}=\frac{M_S}{\beta_1 \times d \times A_S} = \frac{0.6\times10^6}{0.9125\times 80 \times (2.51\times10^2)}$ =32.74 MPa.

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

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

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

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

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

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

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

III.1.6) VÉRIFICATION DE L'ACROTÈRE AU SÉISME :

(RPA99. ART 6.2.3) :

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

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

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

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

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

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

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

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

CONCLUSION :

La condition étant vérifiée, donc l'acrotère sera calculé avec un effort horizontal supérieur à la force sismique d'où le calcul au séisme est inutile.

Apres toute vérification, nous avons adopté le ferraillage suivant :

- ✓ Armatures principales : 5HA8/ml = 2.51 cm^2 /ml avec un espacement de S_t=20cm.
- ✓ Armatures de répartition : 2x4 HA8= 2.01 cm^2 avec un espacement de S_t=15 cm.

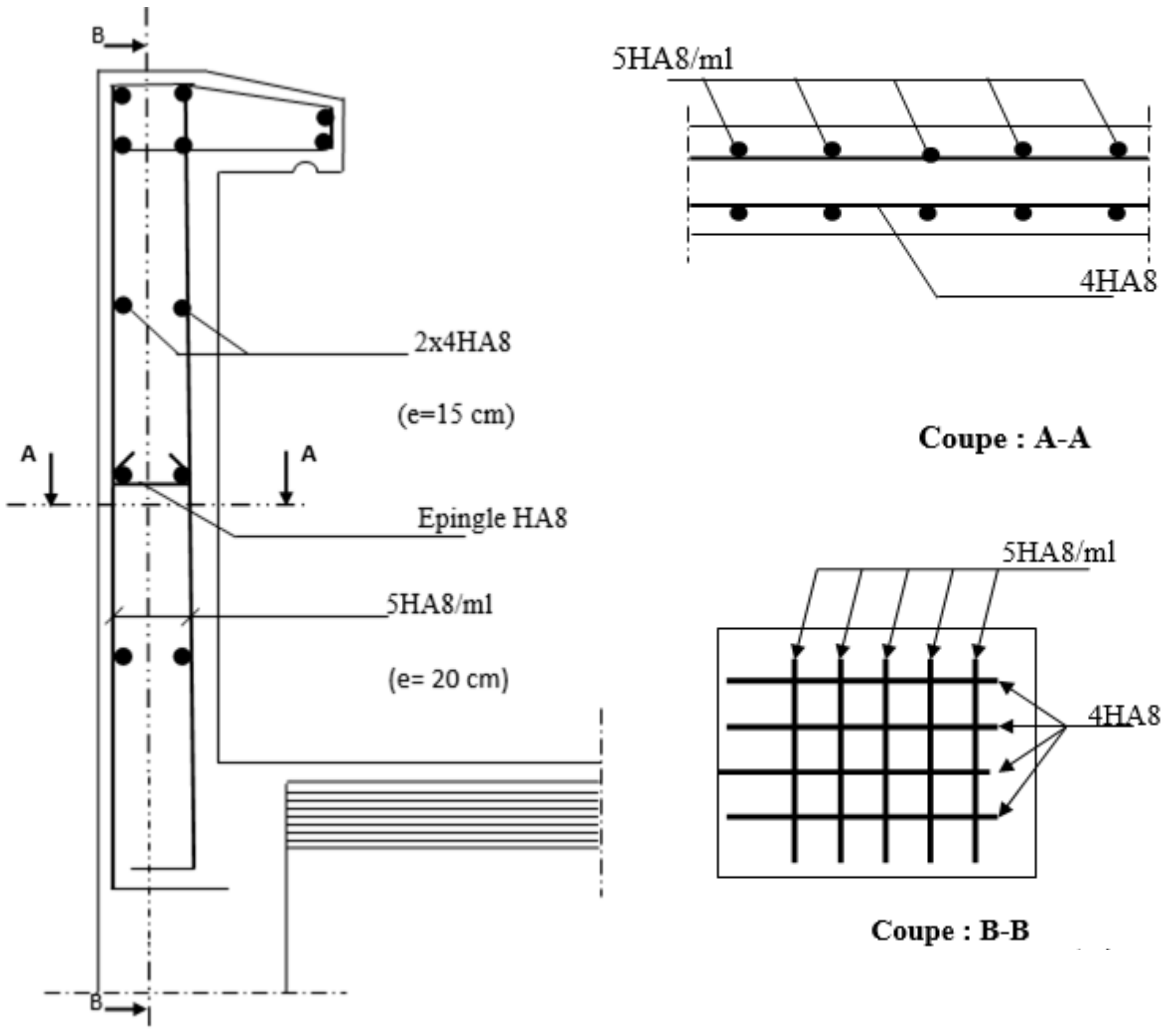


Fig. III .1.4 : Ferraillage de l'acrotère.

III.2) LES BALCONS:

Le balcon se calcul comme un consol encastre au niveau de la poutre de rive du planché soumise a une charge horizontal « Q » due a la main courante qui engendre un moment « M_Q »dans la section d'encastrement.

Le calcul du ferraillage se fera pour une bande de 1ml, dont la section est assimilée a la flexion simple, il est réalisé en dalle pleine.

III.2.1) PRÉ DIMENSIONNEMENT DE LA DALLE PLEINE (BALCON) :

- L'épaisseur de la dalle pleine est donnée par :

  $e_p \geq \frac{l}{10}$; (Avec l : largeur du balcon)

- Le balcon est en brique, le poids propre du garde corps égale à 1KN/ml.

  $e_p = \frac{130}{10} = 13cm$

- Pour des considérations pratiques ; on doit majorer à : e_p=15cm

III.2.2) SCHÉMA STATIQUE DE CALCUL :

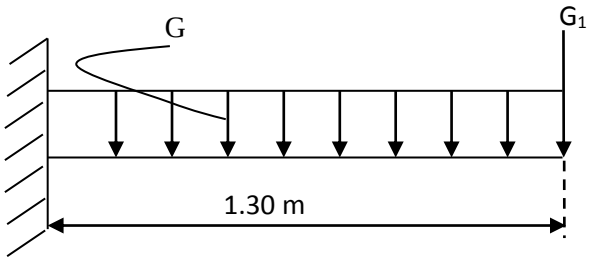
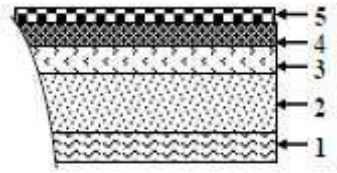


Fig III.2.1: Schéma statique

III.2.3) DÉTERMINATION DES CHARGES ET SURCHARGES DU BALCON :

a) Les charges permanentes :

Tableau III.2.1 : caractéristiques de différentes couches de balcon

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Masse volumique ρ (KN/m³)	Poids G (KN/m²)	Schéma :
1	**Enduit de ciment**	0,02	22	0,44	 Coupe verticale d'un balcon
2	**Dalle pleine**	0,15	25	3,75	
3	**Couche de sable**	0,03	18	0,54	
4	**Mortier de pose**	0,02	22	0,44	
5	**Revêtement en carrelage**	0,02	22	0,44	
Charge permanente totale G				**5,61**	

b) Charge concentrée (garde corps) :

G_1= 2 (poids de l'enduit ciment) + poids de la brique creuse

Tableau III.2.2 : Charge concentrée sur le balcon due au poids propre du garde-corps.

Charges permanentes concentrées poids du corps creux	Masse volumique ρ (KN/m³)	Epaisseur (m)	Poids G (KN/m²)
Murs en briques creuses	9	0, 1	0,9
Enduit en mortier de ciment	18	2×0,02	0,72
Poids de garde corps G_1			**1,62**

- poids propre du garde de corps (en brique) : G_1=1,62KN/m².

Nous considérons une bonde de 1m de largeur du balcon donc :

- Sur 1ml la charge permanente est : G=5,61KN/m² x 1 ml = 5 ,61 KN/ml .
- Sur 1ml Charge concentré du garde corps est : G_1=1,62KN/m² x 1 ml =1,62 KN /ml.

Remarque :

Le moment provoqué par la main courante sera négligé car le garde corps est en maçonnerie.

c) surcharges d'exploitation du balcon (DTR B.C.2.2):

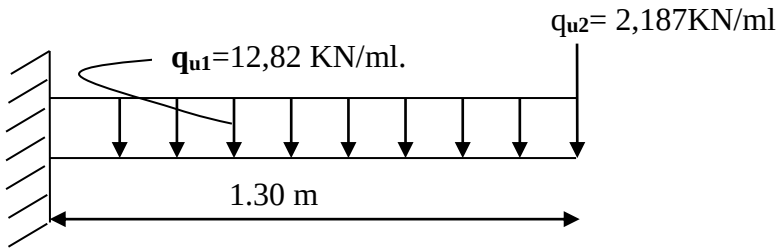
Q =3,5 KN/m²

III.2.4) COMBINAISON DES CHARGES : (BAEL)

L'ELU:

La dalle : $\mathbf{q_{u1}}$=1,35G+ 1,5Q = 1,35x5, 61 + 1,5x3, 5 = 12,82 KN/ml.

Le garde corps : q_{u2} =1,35G_1= 1,35x1, 62 = 2,187KN/ml.



L'ELS:

La dalle : $\mathbf{q_{S1}}$= G + Q = 5,61 + 3.5 = 9,11 KN/ml.

Le garde corps : $\mathbf{q_{S2}}$ = G_1 = 1,62KN/ml.

III.2.5) FERRAILLAGE:

III.2.5.1) CALCUL A L'ELU:

- **Ferraillage de balcon à la flexion simple:**

Il consiste a l'étude d'une section rectangulaire soumise a la flexion simple .La section dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement.

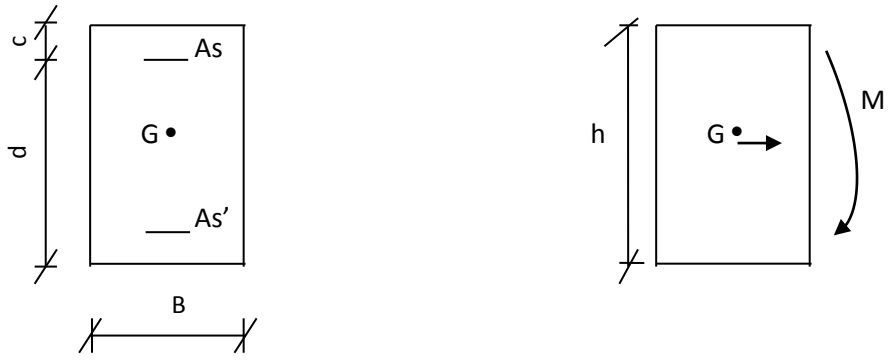


Figure III.2.3: section de balcon

Avec : **h :** Epaisseur de la section (h =15 cm).

B : Largeur de la section (B=100 cm).

c : Enrobage (c = c'=2 cm).

d : Hauteur utile (h – c = 15 – 2 = 13 cm).

A. Calcul des moments fléchissant :

Soit : $M_u = \frac{-q_{u_1} l^2}{2} - q_{u2} l$

- **le moment provoqué par la charge q_{u1} :**

$$M_{qu1} = \frac{-q_{u_1}}{2} l^2 = \frac{-12{,}82 \times 1{,}30^2}{2} = -10{,}83 \text{ KN .m .}$$

- **le moment provoqué par la charge q_{u2} :**

$$Mq_{u2} = -q_{u2} \times l = -2{,}187 \text{ x}1{,}3 = -2{,}84 \text{ KN.m}$$

- **le moment total** :

$$M_u = \frac{-q_{u_1} l^2}{2} - q_{u2} l = M_{qu1} + Mq_{u2} = -10{,}83 - 2{,}84 = -13.67 \text{KN.m}$$

Remarque :

Le signe (-) signifie que les fibres supérieurs sont tendues.

B. Effort tranchant:

$$Vu = -q_{u1} \text{ x } L - q_{u2}$$

$$Vu = -12{,}82 \times 1{,}30 - 2{,}187 = -18{,}85 \text{ KN.}$$

C. Ferraillage :

- **Armatures principal :**

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{13{,}67 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14{,}2} = 0{,}056 < \mu_l = 0{,}392$$

$\mu_u = 0{,}056 < \mu_l = 0{,}392 \Longrightarrow$ La section est simplement armée (SSA).

$\mu_u = 0{,}056 \Longrightarrow \beta = 0{,}971$

- $A_{SC}=0$
- $A_{st}=\dfrac{M_u}{\beta\times d\times\sigma_{st}}=\dfrac{13{,}67\times10^3}{0{,}971\times13\times348}=3{,}11\text{cm}^2$

Soit : A_{st} = 4 HA12= 4 ,52 cm^2;Avec un espacement : S_{t1} = 25cm

- **Armatures de répartition :**

$$A_r=\frac{A_{st}}{4}=\frac{4{,}52}{4}=1.13\ \text{cm}^2$$

Soit : A_r= 4HA 10 = 3.14 cm^2 ; Avec un espacement : S_{t2} = 25cm

D. vérifications :

- **vérification de la condition de non fragilité (Art 4.21/BAEL 91) :**

On doit vérifier que :A_{st}> $A_{min}=0.23\,b\times d\times\dfrac{f_{t28}}{f_e}$

$$A_{min}=0.23\,b\times d\times\frac{f_{t28}}{f_e}=\frac{0{,}23\times100\times13\times2{,}1}{400}=1\,,57\text{cm}^2$$

D'où : A_{st}= 4 ,52 cm^2 > A_{min} =1.57cm^2 $\Longrightarrow$ condition vérifiée

- **Vérification de l'écartement des barres :**

Armatures principales :

S_t = 25cm < min (3h; 33cm) = 33cm. $\Longrightarrow$ Condition vérifiée.

Armatures de répartition :

St = 25cm < min (4h; 45cm) = 45cm. $\Longrightarrow$ Condition vérifiée.

❖ **vérification au cisaillement :**

On doit vérifier que : $\tau_u=\dfrac{V_u}{b\times d}\le\overline{\tau_u}=\min\left\{\dfrac{0.15f_{c28}}{\gamma_b}\,;\,4MPa\right\}$

Avec : $\begin{cases} \overline{\tau_u} = \min\left\{\dfrac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4MPa\right\} = 2.5 \text{ MPa} \quad \text{(fissuration préjudiciable)} \\ V_u = 18,85 \text{ KN.} \\ B = 100 \text{ cm} \quad ; d = 13 \text{cm.} \end{cases}$

$$\tau_u = \frac{18,85 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0,14 \text{ Mpa}$$

D'où : $\tau_u = 0,14 \text{ Mpa} < \overline{\tau_u} = 2,5 \text{Mpa}$ $\Longrightarrow$ Condition vérifiée

Donc, Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

❖ vérification de l'adhérence des barres (Art6.13/BAEL91) :

On doit vérifier que : $\tau_{se} = \dfrac{V_u}{0,9 \times d \times \sum U_i} \leq \overline{\tau_{se}} = \psi_S \times f_{t28}$

Avec :

$\begin{cases} \sum U_i = n \times \pi \times \Phi = 4x\ \pi\ x\ 12 = 150,72 \text{mm.} \\ \overline{\tau_{se}} = \psi_S \times f_{t28} = 1,5 \text{ x } 2,1 = 3,15 \text{MPa.} \\ \tau_{se} = \dfrac{18,85 \times 10^3}{0,9 \times 130 \times 150,72} = 1,07 \text{MPa.} \end{cases}$

D'où : $\tau_{se} = 1,07 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3,15 \text{MPa}$ $\Longrightarrow$ condition vérifiée.

❖ longueur de scellement :

La longueur de scellement droit est donnée par la loi : $l_s = \dfrac{\phi \times f_e}{4 \times \overline{\tau_s}}$

$$\overline{\tau_s} = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \text{ x } 1,5^2 \text{ x } 2,1 = 2,84 \text{ MPa}$$

$$l_s = \frac{12 \times 400}{4 \times 2,84} = 422,53 \text{mm} \qquad \text{soit : } l_s = 45 \text{cm}$$

Pour des raisons pratiques on adopte un crochet normal

La longueur de recouvrement d'après **le BAEL91(Art6.1.2.5.3)** est fixée pour les aciers HA :

$l_a = 0.4 \times l_s$

l_a = 0.4 x 45= 18 cm Soit : l_a =18cm

III.2.5.2) CALCUL À L'ELS :

A. Calcul des moments :

Soit : $Ms = \frac{q_{s_1} l^2}{2} + q_{s2} l$

- **le moment provoqué par la charge q_{s1} :**

$$M_{qs1} = \frac{q_{s_1}}{2} l^2 = \frac{9{,}11 \times 1{,}30^2}{2} = 7{,}70 \text{ KN.m.}$$

- **le moment provoqué par la charge q_{s2} :**

$Mq_{s2} = q_{s2} \times l$ = 1,62 x 1.3 = 2,11 KN.m

- **le moment total :**

$Ms = \frac{q_{s_1} l^2}{2} + q_{s2} l$ = 7,70 + 2,11= 9,81 KN.m

B. vérification à l'ELS :

- **Vérification de la contrainte des aciers** :(BAEL91/art4.5.33)

On doit vérifier que : $\sigma_{st} < \overline{\sigma_s} = \min\left\{\frac{2}{3} f_e ; 110\sqrt{\eta \times f_{t28}}\right\}$

Avec :

- Des aciersHA: $\phi \geq 8\,mm$ et $feE\ 400$ ⟹ ŋ= 1,6
- $\overline{\sigma_s} = \min\left\{\frac{2}{3} \times 400 ; 110\sqrt{1{,}6 \times 2{,}1}\right\}$ =min {266 ,66 ; 201,63} ⟹ $\overline{\sigma_s}$ =201,63MPa
- $\rho_1 = \frac{100 A_{St}}{b.d} = \frac{100 \times 4.52}{100 \times 13} = 0{,}347$ ⟹ $\rho_1 = 0{,}347$ ⟹ $\beta_1 = 0{,}9085$, $K_1 = 39{,}65$, **K=** $\frac{1}{K_1}$ **=0.025**

D'où : $\sigma_{st} = \frac{M_S}{\beta_1 d A_{St}} = \frac{9.81\times10^3}{0{,}9085\times13\times4.52} = 183.76MPa$

Donc : σ_s =183.76MPa $< \overline{\sigma_s}$ = 201.63MPa. ⟹ Condition vérifiée

- **vérification des contraintes dans le béton (Art A 452 du BAEL) :**

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0{,}6\, f_{c28} = 15MPa$

Il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte dans le béton si les conditions suivantes sont satisfaites :

-La section est rectangulaire.

- La nuance des aciers est FeE400.

$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$ Avec : $\gamma = \frac{M_u}{M_s}$

Pour une section rectangulaire b =100 cm ; e =20cm, armée par des aciers de nuance FeE 400 soit à vérifier α.

On a :

$$\begin{cases} \gamma = \frac{M_u}{M_S} = \frac{13.67}{9.81} = 1.39 \\ \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.39-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.445 \\ \mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{13{,}67\times10^6}{1000\times130^2\times14{,}2} = 0.056 \end{cases} \Longrightarrow \alpha = 0{,}0721$$

D'où : $\alpha = 0{,}0721 \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0{,}445$ ⟹ Condition vérifiée

Donc : le calcul de σ_{bc} n'est pas nécessaire.

c) vérification de la flèche : (BAEL.99/Artb6.5.2)

On peut dispenser de calcul de la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées

$$\begin{cases} \frac{h}{l} = \frac{15}{130} = 0.115 > \frac{1}{16} = 0.0625 \Longrightarrow \text{Condition vérifiée} \\ \frac{h}{l} = \frac{15}{130} = 0.115 > \frac{M}{10 \times M} = 0{,}1 \Longrightarrow \text{Condition vérifiée} \\ \frac{A}{b \times d} = \frac{4.52}{100 \times 13} = 0.0035 < \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \Longrightarrow \text{Condition vérifiée} \end{cases}$$

D'où : Toutes les conditions sont vérifiées. Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

CONCLUSION :

Le ferraillage des bacons est comme suit :

- Armatures principales : 4HA12 avec un espacement St=25 cm
- Armatures secondaires : 4HA10 avec un espacement St=25 cm

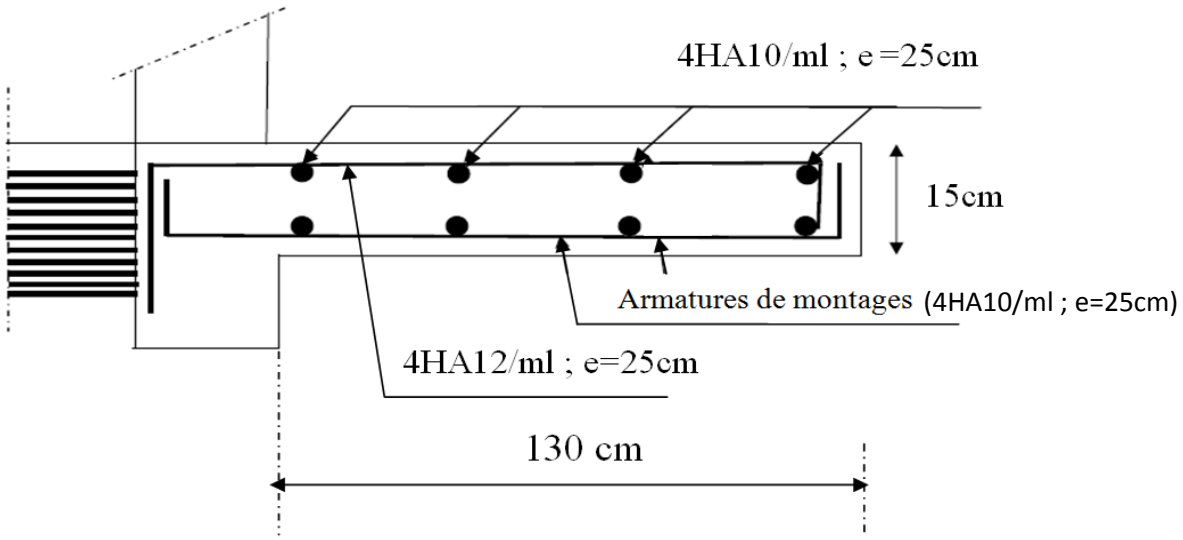


Fig III-2-4 : Schémas de ferraillage de balcon.

III.3-LE PORTE À FAUX :

Il sera assimilé à une console encastrée à une extrémité, réalisé en dalle pleine.

Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur sous les sollicitations suivantes :

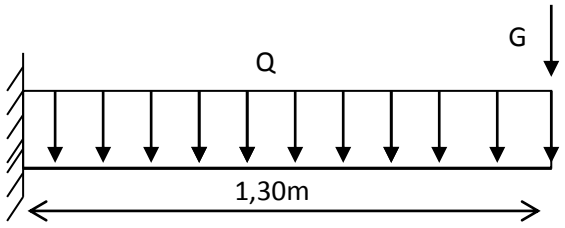


Fig. III.3.1. Schéma Statique

Q : charges et surcharges verticales, revenant au porte à faux.

G : charge concentrée verticale due à l'effet du poids propre du mur double cloison.

III.3.1. DIMENSIONNEMENT DE PORTE À FAUX :

L'épaisseur du porte à faux est déterminée comme suit :

$ep \geq \frac{L}{10} = \frac{130}{10} = 13cm$

On prend: ep = 15cm.

III.3.2. DÉTERMINATION DES CHARGES ET SURCHARGES

➢ Charges permanentes :

Tableau III .3.1 : charges revenant à la dalle pleine **(porte à faux) :**

Charges permanentes uniformes	Masse volumique (Kn/m^3)	Epaisseur (m)	Poids (KN/m^2)
Revêtement en carrelage	20	0,02	0,40
Mortier de pose	20	0,03	0,60
Couche de sable	18	0,03	0,54
la dalle pleine	25	0,15	3,75
Enduit en mortier de ciment	18	0,015	0,27
			G = 5,56KN/m²

La charge de double cloison : G=2,22 KN/m^2

$$G_1 = 2{,}22 \times (3{,}06 - 0{,}15) = 6{,}34 KN/m$$

- **charge d'exploitation :** Q = 3,5KN/m

III.3.3. CALCUL À L'ELU :

Combinaison des charges :

A l'ELU :
- **Dalle :** q_{u1}= (1,35G + 1,5Q) ×1m= [(1,35×5,56) + 1,5 ×(3,5)] ×1m= 12,75KN/ml
- **Mur double cloison :** q_{u2} = (1,35G_1)×1m = (1,35x 6,34) x1m= 8,55KN

A l'ELS :
- **Dalle :** q_{s1} = G+Q= [5,56+3,5] x1m=9,06KN/ml
- **Mur double cloison :** q_{s2} =G_1×1m= 6,34KN

III.3.4. LE FERRAILLAGE À L'ELU :

Le calcul se fait en flexion simple pour une bonde de 1m de largeur, la section dangereuse est située au niveau d'encastrement.

❖ Calcul du moment sollicitant:

$$M_U = q_{u1} \times \frac{l^2}{2} + q_{u2} \times l$$

$$M_U = 12{,}75 \times \frac{1{,}3^2}{2} + 8{,}55 \times 1{,}3 = 21{,}88 kN.m .$$

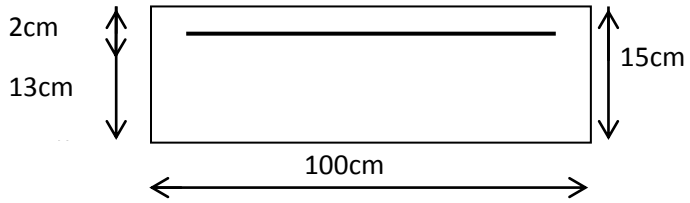
❖ Calcul de l'effort tranchant:

$$V_u = q_{u1} \times l + q_{u2}$$

$$V_u = 12{,}75 \times 1{,}3 + 8{,}55 = 25{,}12 \text{ KN}$$

❖ Armatures principales :

b = 100cm
d = h –c =15-2=13cm



$$\mu = \frac{M_U}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{21{,}88 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14{,}2} = 0{,}091$$

μ =0,091< μ_l = 0,392 ⟹ la section est simplement armée

μ = 0,091 ⟹ β = 0,9525

$$A_s = \frac{M_u}{\beta\ d\ x\sigma_{st}} = \frac{21{,}88\ x10^5}{0{,}9525\ x\ 13x\ 348 \times 10^2} = 5{,}07\ cm^2$$

Soit : Armatures principale 4HA14/ml = 6,16cm²/ml avec un espacement S_t=100/4 = 25cm

- **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{6{,}16}{4} = 1{,}54 cm^2$$

Armatures de répartition 4HA10/ml = 3,14cm²/ml avec un espacement S_t= 25cm

III.3.5. VÉRIFICATION À L'ELU :

❖ Condition de non fragilité (Art. 4.2.1 /BAEL 91modifier 99) :

La section des armatures longitudinale doit vérifier la condition suivante : $A_{adopté} > A_{min}$

Avec :

$$A_{min} = \frac{0{,}23 \times b \times d \times ft_{28}}{fe} = \frac{0{,}23 \times 100 \times 13 \times 2{,}1}{400} = 1{,}56 cm^2$$

A_S = 6,16cm² > A_{min} = 1,56cm² ⟹ Condition vérifiée.

❖ Contrainte tangentielle (Art .A.5.1.2/ BAEL 91modifier 99) :

Aucune armature d'effort tranchant n'est nécessaire si : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

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

Avec : $\begin{cases} \tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{25{,}12 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0{,}19 \text{ MP} \\ \bar{\tau}_u = \min\left\{\frac{0{,}15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4MPa\right\} = 2{,}5\ MPa \text{ ; (Fissuration préjudiciable).} \end{cases}$

τ_u=0 ,19 MPa < $\bar{\tau}_u$ = 2,5MPa ⟹ Condition vérifiée

Donc : Pas de risque de cisaillement (les armatures transversales ne sont pas nécessaires)

❖ Vérification de l'adhérence (Art .A.6.1.3/BAEL91 modifier99) ;

On doit vérifier que : $\tau_{se} < \bar{\tau}_{se}$

$$\begin{cases} \tau_{se} = \dfrac{V_u}{0{,}9d\Sigma u_i} \\ \bar{\tau}_{se} = \psi_s \, ft_{28} = 1{,}5 \times 2{,}1 = 3{,}15MPa \\ \Sigma u_i = 5 \times 3{,}14 \times 12 = 188{,}40mm \end{cases}$$

$$\tau_{se} = \frac{25{,}12 \times 10^3}{0{,}9 \times 130 \times 188{,}40} = 1{,}13MPa$$

$\tau_{se} = 1{,}13MPa < \bar{\tau}_{se} = 3{,}15MPa$ ⟹ Condition vérifiée (Pas de risque d'entrainement des barres).

❖ espacement des barres :(Art. A.8.2.42/BAEL91 modifier 99):

- **Armature principale**: $S_t \leq$ min (3h, 33cm)=33cm > St=20cm ⟹ Condition vérifiée
- **Armature de répartition**: $S_t \leq$ min (4h, 45cm)=45cm > St=25 ⟹ Condition vérifiée

❖ longueur de scellement : (Art. A.6.1.22 BAEL91) :

La longueur de scellement droit est donnée par :

$$L_s = \frac{\Phi f_e}{4\tau_s}$$

$Avec$: $\tau_s = 0{,}6\psi_s{}^2 f_{t28}$= 0,6×1,5²×2,1=2,835Mpa

$$L_s = \frac{12 \times 400}{4 \times 2{,}835} = 423{,}28 \text{ mm} = 42{,}32 \text{cm}$$

Pour des raisons de pratique on adopte un crochet normal.

La longueur de recouvrement d'après l'article ***(A.6.1, 253/BAEL91modifié 99)*** est fixéepour les b arres à haute adhérence à : L_r= 0 ,4 x L_s = 0,4 × 45 = 18 cm

On adopte : **L_r = 18 cm.**

❖ **Influence de l'effort tranchant aux voisinages des appuis : (Art.4.2.1/BAEL91)**

On doit vérifiée que : $\overline{V}_u \geq V_u$

Avec :

$$\overline{V}_u = 0{,}4 \times f_{c28} \times 0{,}9 \times d \times \frac{b}{\gamma_s}$$

$$\overline{V}_u = 0{,}4 \times 25 \times 10^3 \times 0{,}9 \times 0{,}13 \times \frac{1}{1{,}15} = 1017{,}39KN$$

$V_u = 25{,}12\ KN < \overline{V}_u = 1017.39\ KN$ ⟹ Condition vérifiée

❖ **Influence de l'effort tranchant aux appuis (armature principal) :**

On doit vérifiée que : $A_s \geq V_u/(f_e/\gamma_s)$

Avec : $\begin{cases} A_S = 4{,}52cm^2 \\ V_U = 25{,}12KN \\ V_u/(f_e/\gamma_s) = (25{,}12 \times 10^3 \times 1{,}15)/400 = 72{,}22mm^2 = 0{,}72cm^2 \end{cases}$

Donc : $A_S = 4{,}52cm^2 > \frac{V_u}{(f_e/\gamma_s)=0{,}72cm^2}$ ⟹ Condition vérifiée

III.3.6.VÉRIFICATION À L'ELS :

❖ **Calcul du moment sollicitant:**

La section dangereuse étant au niveau de l'encastrement.

$$Ms = q_{S1} \times \frac{l^2}{2} + q_{S2} \times l$$

$$Ms = 9{,}06 \times \frac{1{,}30^2}{2} + 6{,}34 \times 1{,}30 = 15{,}89KN.m$$

❖ Les contraintes dans le béton et l'acier:

a) Vérification des contraintes dans le béton :

Il faut vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$

Avec :

$$\begin{cases} \overline{\sigma_{bc}} = 0,6\, f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_{bc} = \dfrac{\sigma_s}{k_1} \end{cases}$$

$$* \rho_1 = \frac{100\, A_s}{bd} = \frac{100 \times 4,52}{100 \times 13} = 0,34$$

$$\rho_1 = 0,34 \Longrightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,909 \\ k1 = 39,95 \end{cases}$$

$$* \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 A_s d} = \frac{15,89 \times 10^3}{0,909 \times 4,52 \times 13} = 297,49 MPa$$

$$* \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{297,49}{39,95} = 7,44$$

donc: $\sigma_{bc} = 7,44 MPa < \overline{\sigma_{bc}}$=15MPa ⟹ Condition vérifiée.

b) Vérification des contraintes dans l'acier :

Il faut vérifier que : $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$

Avec : $\begin{cases} \sigma_s = 297,49\ MPa \\ \overline{\sigma_s} = \dfrac{400}{1,15} = 348 MPa \end{cases}$

donc: $\sigma_s = 297,49 MPa < \overline{\sigma_s} = 348 MPa$ ⟹ Condition vérifiée.

c) Etat limite de déformation: (Art B.6.5.1/BAEL91) :

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont vérifiées

$$\frac{h}{L} = \frac{15}{130} = 0{,}11 \geq \frac{1}{16} = 0{,}06 \Longrightarrow$$ Condition vérifiée.

$$\frac{h}{L} = \frac{15}{130} = 0{,}11 \geq \frac{M_S}{10M_0} = \frac{15{,}89}{10\times15{,}89} = 0{,}10 \Longrightarrow$$ Conditionvérifiée.

$$\frac{A}{bd} = \frac{5{,}65}{100\times13} = 0{,}0034 < \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0{,}0105 \Longrightarrow$$ Condition vérifiée.

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire car toutes les conditions sont vérifiées.

CONCLUSION :

Apres toute vérification, nous avons adopté le ferraillage suivant :

- **Armatures principales :**4HA12/ml = 4,52 cm^2 /ml avec un espacement de S_t =25 cm
- **Armatures secondaires** : 4 HA10 = 3,14cm^2/ml avec un espacement de S_t= 25cm

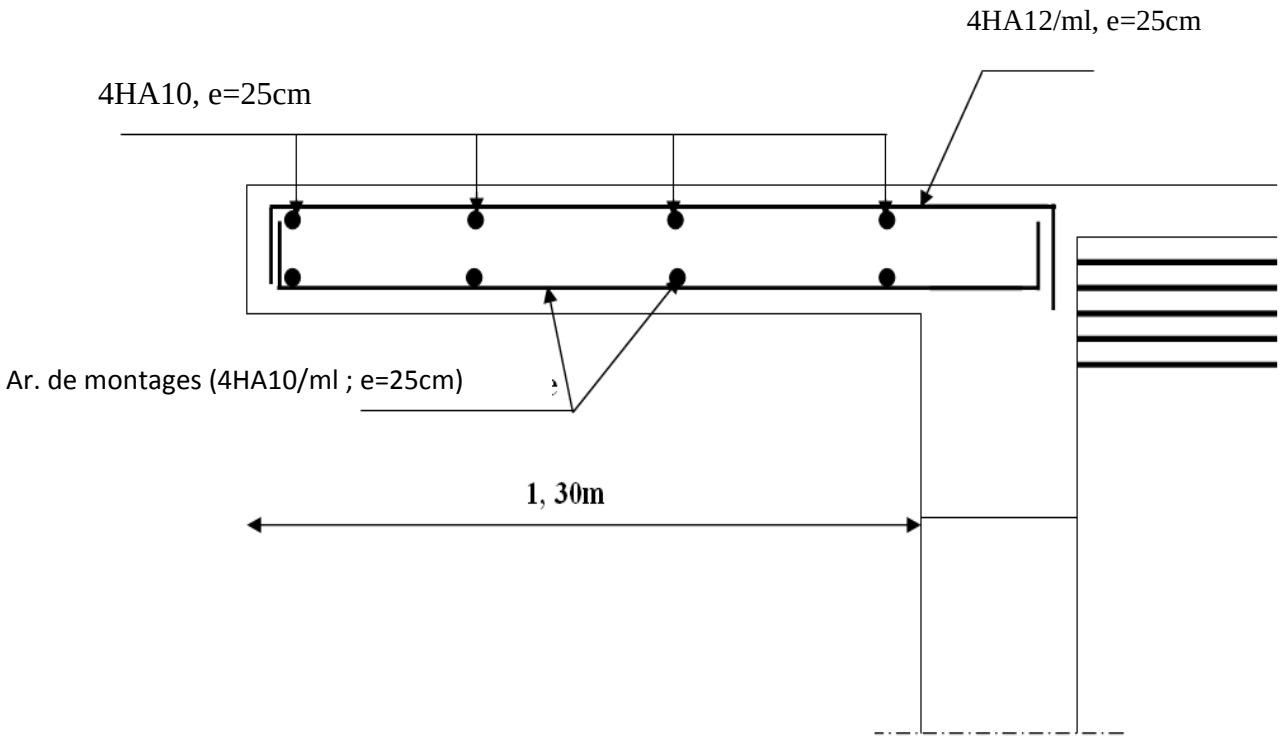
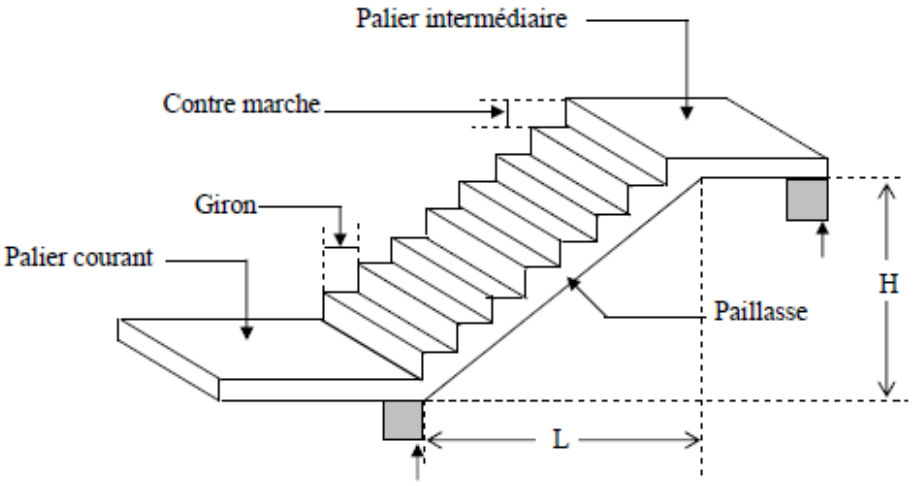


Figure III.3.2 : Ferraillage de porte à faux

III.4) : CALCUL DES ESCALIERS :

Un escalier est un ouvrage constitué d'une suite de degrés horizontaux (marches et palier) Permettant de passer à pied d'un niveau à un autre.

Ses caractéristiques dimensionnelles sont fixées par des normes, des **DTU**, des décrets en Fonction du nombre d'utilisateurs et du type du bâtiment.



Notions utilisées :

H : hauteur de la volée

L : longueur de la volée projetée

L_1 : largeur du palier

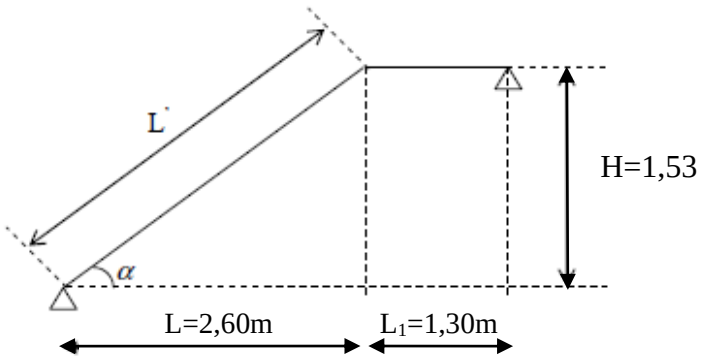


Schéma statique

Fig .III.4.1 : Coupe verticale d'un escalier

- **La marche** : est la partie horizontale, sa forme en plan peut être rectangulaire, trapézoïdale, arrondie, etc.
- **La contre marche :** est la partie verticale entre deux marches, l'intersection de la marche et la contre marche nommée nez de marche est parfois saillie sur la contre marche.
- **La hauteur de la marche h** : est la différence de niveau entre deux marches successives ; valeurs courantes h = 13à17 cm, jusqu'à 22.5 cm pour les escaliers à usage technique ou privé.
- **Le giron :** est la distance en plan mesurée sur la ligne de foulée, séparant deux contre marches ;il y a une valeur constante ,de 28cm au minimum .Un escalier se montera sans fatigue si l'on respecte la relation de BLONDEL qui est :2h + g = 59 à 64.
- **Une volée** : est l'ensemble des marches (25 au maximum) comprises entre deux paliers consécutifs.
- **Un palier** : est la plate forme constituant un repos entre deux volées intermédiaires et/ou à chaque étage.
- **L'emmarchement :** représente la largeur de la marche.

LES DIFFÉRENTS TYPES D'ESCALIERS :

On peut pratiquement, à condition naturellement que les dimensions le permettent, d'adapter un tracé d'escalier à n'importe quelle forme de cage. On distingue notamment, les escaliers :

- à cartier tournants.
- à palier intermédiaire.
- à la Française (limon apparent sur le coté.
- à l'anglaise (marche en débord sur le limon).

La **figure III.4.a.** Donne quelques exemples des systèmes les plus courants pour les escaliers intérieurs des immeubles.

Un escalier extérieur permettant l'accès à un immeuble, s'appelle un perron. On peut en imaginer des formes et des dispositions très variées, la figure III.1.b donne quelques exemples.

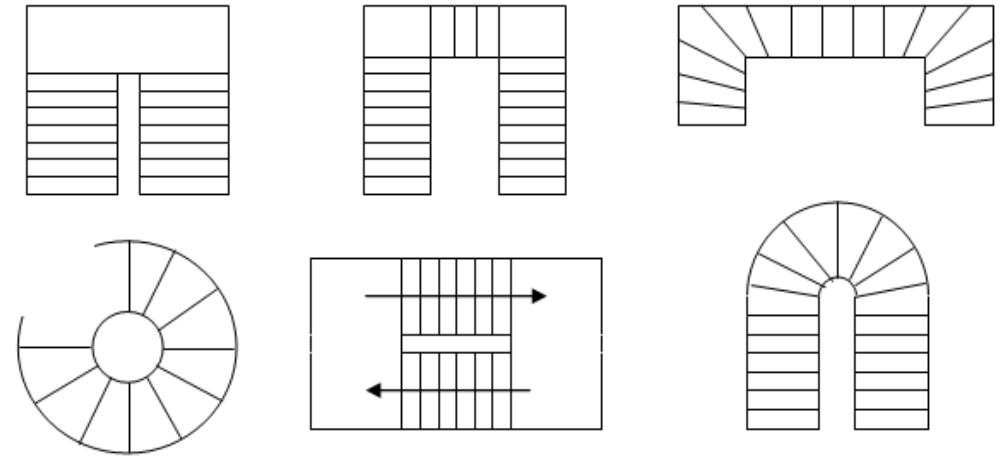


Fig.III.4.a

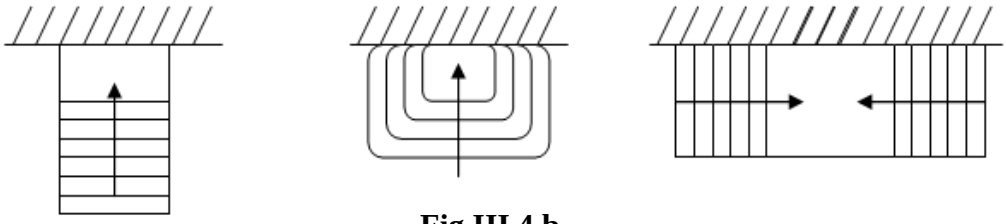


Fig.III.4.b

Fig .III.4.2 : Les différents types d'escaliers

III .4.1) : CALCUL DE L'ESCALIER DE L'ÉTAGE COURANT :

Notre étage courant comporte deux volées identiques, donc le calcul se fera pour une seule volée.

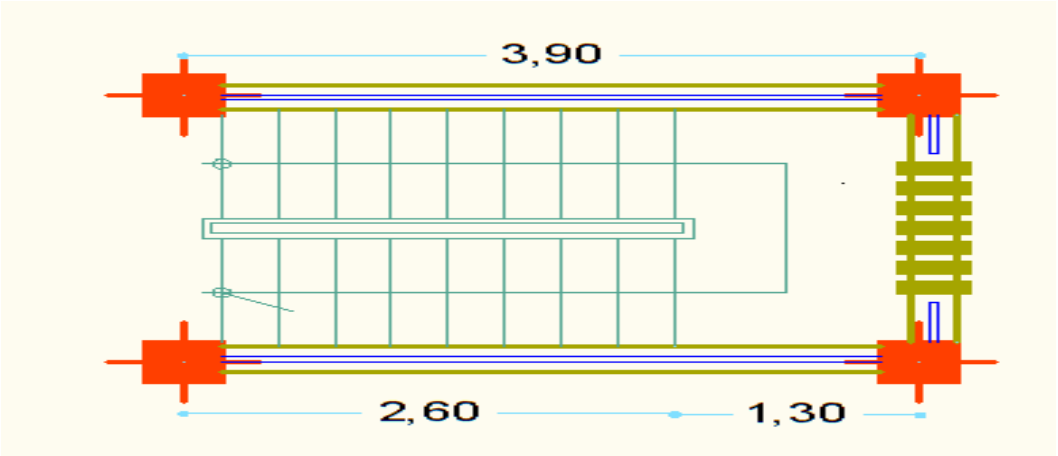


Fig .III.4. 3 : vue en plan de l'escalier

III.4.1.1) : PRÉ DIMENSIONNEMENT :

Les escaliers seront pré dimensionnés suivant la formule de **BLONDEL,** en tenant compte des dimensions données sur le plan.

$59cm \leq g+2h \leq 66cm$

$14cm \leq g+2h \leq 18cm$

❖ Calcul du nombre de contre marches :

$14cm \leq h \leq 18cm$

On prend h égal à 17cm

n = H/h = 153/17 = 9 contre marches.

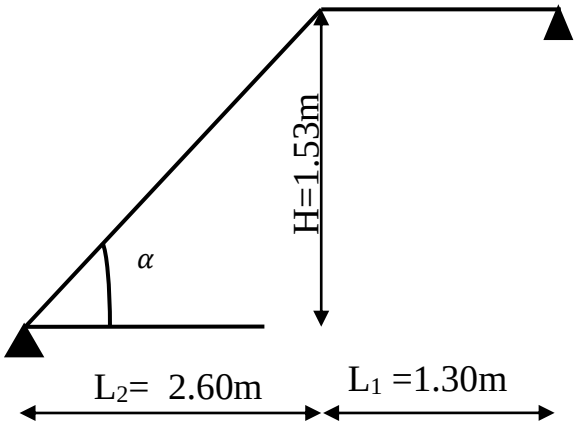


Fig.III.4.4 : schéma statique d'escalier

❖ Calcul du nombre de marches :

m = n- 1 = 9 -1 = 8 marches.

❖ Calcul de la hauteur de la contre marche :

h = H/n = 153/9 = 17 cm.

❖ Calcul de la hauteur du giron :

g = L/n-1 = 260/8 = 30 cm

❖ Vérification de la relation de BLONDEL :

On doit vérifiée que : $59 \leq g+2h \leq 66$ cm

$14 \text{ cm} \leq h \leq 17$ cm

On a h = 17 cm

$59 \leq 30 + (2x17) = 64 \leq 66$ cm ⟹ Condition vérifiée

Les relations de **BLONDEL** sont vérifiées

III.4.1.2) PRÉ DIMENSIONNEMENT DE LA PAILLASSE ET DU PALIER:

❖ La paillasse :

Pour déterminer les efforts dans la volée et le palier, on fera référence aux lois de la **RDM** en prenant l'ensemble (volée + palier) comme une poutre isostatique partiellement encastrée aux appuis.

L'épaisseur de la paillasse (e_p) doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{L_0}{30} \leq e_p \leq \frac{L_0}{20}$$

Avec : L_0 longueur totale entre nus des appuis.

$L_0 = \frac{L}{\cos\alpha} + L_1$

$\tan\alpha = \frac{h}{g} = \frac{17}{30} = 0{,}56$

D 'ou : $\alpha = \arctan(0{,}56) = 29{,}54°$

Donc : $L_0 = \frac{260}{\cos(29{,}54°)} + 130 = 428{,}84$ cm.

$\frac{L_0}{30} = \frac{428{,}84}{30} = 14{,}29 \text{ cm} \leq e_p \leq \frac{L_0}{20} = \frac{428{,}84}{20} = 21{,}44 \text{ cm} \Longrightarrow 14{,}29 \text{ cm} \leq e_p \leq 21{,}44 \text{ cm}$

On prend : $e_p = 15$ cm.

❖ Le palier :

On prend la même épaisseur pour le palier $e_{palier} = 15$ cm.

III.4.1.3) DÉTERMINATION DES SOLLICITATIONS DE CALCUL :

Le calcul s'effectuera pour une bande de (**1m**) d'emmarchement et une bande de (**1m**) de projection horizontale de la volée .En considérant une poutre simplement appuyée en flexion simple.

❖ Charges et surcharges :

Surcharge d'exploitation : selon le (DTR B.C.2-2) pour une construction à usage de service ou d'habitation, Q =2 ,5KN/m.

➢ Le palier:

Tableau III-4-1 : Charges et surcharges revenant au palier

Eléments	Poids propre [KN/m]	
Poids propre de la dalle	25 x 0,13 x1,00	3,25
sable	18 x0,03 x 1,00	0,54
mortier	20 x0,03 x1,00	0,60
carrelage	20 x 0,02 x1,00	0,40
Enduit de plâtre	10 x 0,02 x1,00	0,20
		G_{palier}=4,99
		Q_{palier}=2,50

➢ La paillasse :

Tableau III-4-2 : Charges et surcharges revenant à la paillasse

Eléments	Poids propre [KN/m]	
Poids propre de la paillasse	$25(\,^{e_p}/_{\cos\alpha}) = 25x(\,^{0,15}/_{\cos(29,54)}\,)$	4,31
Poids propre des marches	$25 \times (\,^{h}/_{2}\,) = 25 \times (\,^{0,17}/_{2})$	2,12
carrelage	20 x 0,02 x 1,00	0,4
Mortier de pose	20 x0,03 x1,00	0,6
Couche de sable	18 x 0,03 x 1,00	0,54
Enduit de ciment	10 x0,02 x1,00	0,2
Poids propre du garde corps	0,02 x1,00	0,2
		$G_{paillasse}$ =8,80
		Q $p_{aillasse}$=2,50

❖ Combinaisons des charges :

Tableau III-4-3 : Combinaisons des charges

	ELU : q_u= (1.35G+1.5 q)x1m [KN/ml]	ELS : q_S =(G+ q)x 1m[KN/ml]
Palier	q_u^{palier} = (1,35x4,99 +1,5x2,5) x1m =10,48	q_s^{palier} = (4,99+2,5) x1m =7,49
paillasse	$q_u^{paillasse}$ = (1,35x8,80+1,5x2,5) x1m = 15,63	$q_s^{paillasse}$ = (8,80+2,5) x1m =11,3

III.4.2) FERRAILLAGE ET CALCUL DES EFFORTS À L'ELU :

- **Schéma statique :**

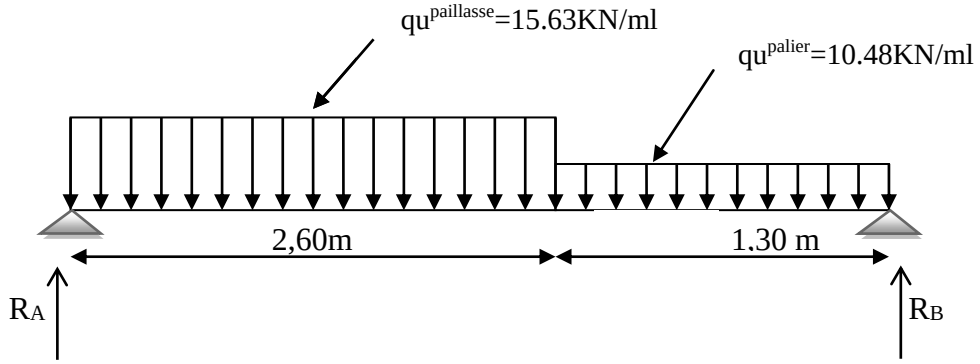


Figure III.4.5: Schéma statique de calcul a l'ELU

- **Calcul des réactions d'appuis :**

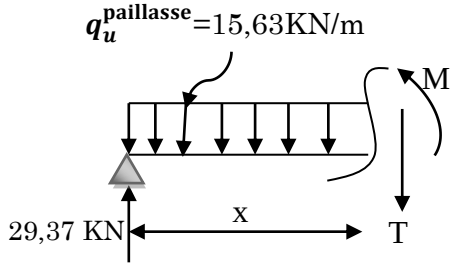
$$\begin{cases} \sum F/_y = 0 \Longrightarrow R_A + R_B = 15{,}63 \times 2{,}60 + 10{,}48 \times 1{,}30 \\ \sum M/_A = 0 \Longrightarrow \frac{15{,}63 \times 2{,}60^2}{2} + 10{,}48 \times 1{,}30 \left[\left(1{,}30/_2\right) + 2{,}60\right] = 3{,}90 R_B \end{cases}$$

D'ou:

$$\begin{cases} R_B = 24{,}89 \text{ KN.} \\ R_A = 29{,}37 \text{ KN} \end{cases}$$

- **calcul des efforts tranchants et moments fléchissant :**

  - **1ér tronçon : 0,00 m ≤ x ≤ 2 ,6m :**



* L'effort tranchant est donné par l'équation suivante :

T (x) = 29,37– 15,63x

$$\begin{cases} \text{Pour : } x = 0 \\ \text{Pour } x = 2{,}6 \end{cases} \Longrightarrow \begin{cases} T(x=0) = 29{,}37\text{KN} \\ T(x=2{,}6) = -11{,}26\text{KN} \end{cases}$$

*Le moment fléchissant est donné par l'équation suivante :

$M_z(x) = 29{,}37x - 15{,}63\frac{x^2}{2}$

$$\begin{cases} \text{Pour : } x = 0 \\ \text{Pour : } x = 2{,}6 \end{cases} \Longrightarrow \begin{cases} M_z\,(x=0) = 0 \text{ KN.m} \\ M_z(x=2{,}6) = 23{,}53 \text{ KN.m} \end{cases}$$

*Moment maximum :

Quand T=0 $\Longrightarrow$ $M_z = M_{Zmax}$

$\frac{dM_z(x)}{dx} = 0$ $\Longrightarrow$ $29{,}37 - 15{,}63X_{tm} = 0$

$X_{tm} = \frac{29{,}37}{15{,}63} = 1{,}87$ m

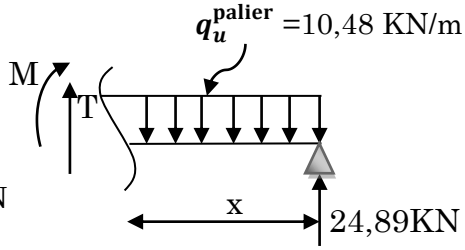
*Le moment est max pour : $X_{tm} = 1{,}87$ m

Donc : $M_{Zmax} = M_z(X_{tm} = 1{,}87\text{m}) = 27{,}59$ KN.m

- **2^{ém} tronçon : 0,00 m ≤ x ≤ 1,3 m :**

* L'effort tranchant est donné par l'équation suivante :

T (x) = 10,48x – 24,89



$\begin{cases} \text{Pour : } x = 0 \\ \text{Pour : } x = 1{,}3 \end{cases} \Longrightarrow \begin{cases} T(x=0) = -24{,}89\text{KN} \\ T(x=1{,}3) = -11{,}26\text{KN} \end{cases}$

*Le moment fléchissant est donné par l'équation suivante :

$M_z(x) = 24{,}89\ x - 10{,}48\ \frac{X^2}{2}$

$\begin{cases} \text{Pour : } x = 0 \\ \text{Pour : } x = 1{,}3 \end{cases} \Longrightarrow \begin{cases} M_z(x=0) = 0 \text{ KN.m} \\ M_z(x=1{,}3) = 23{,}50 \text{ KN.m} \end{cases}$

REMARQUE :

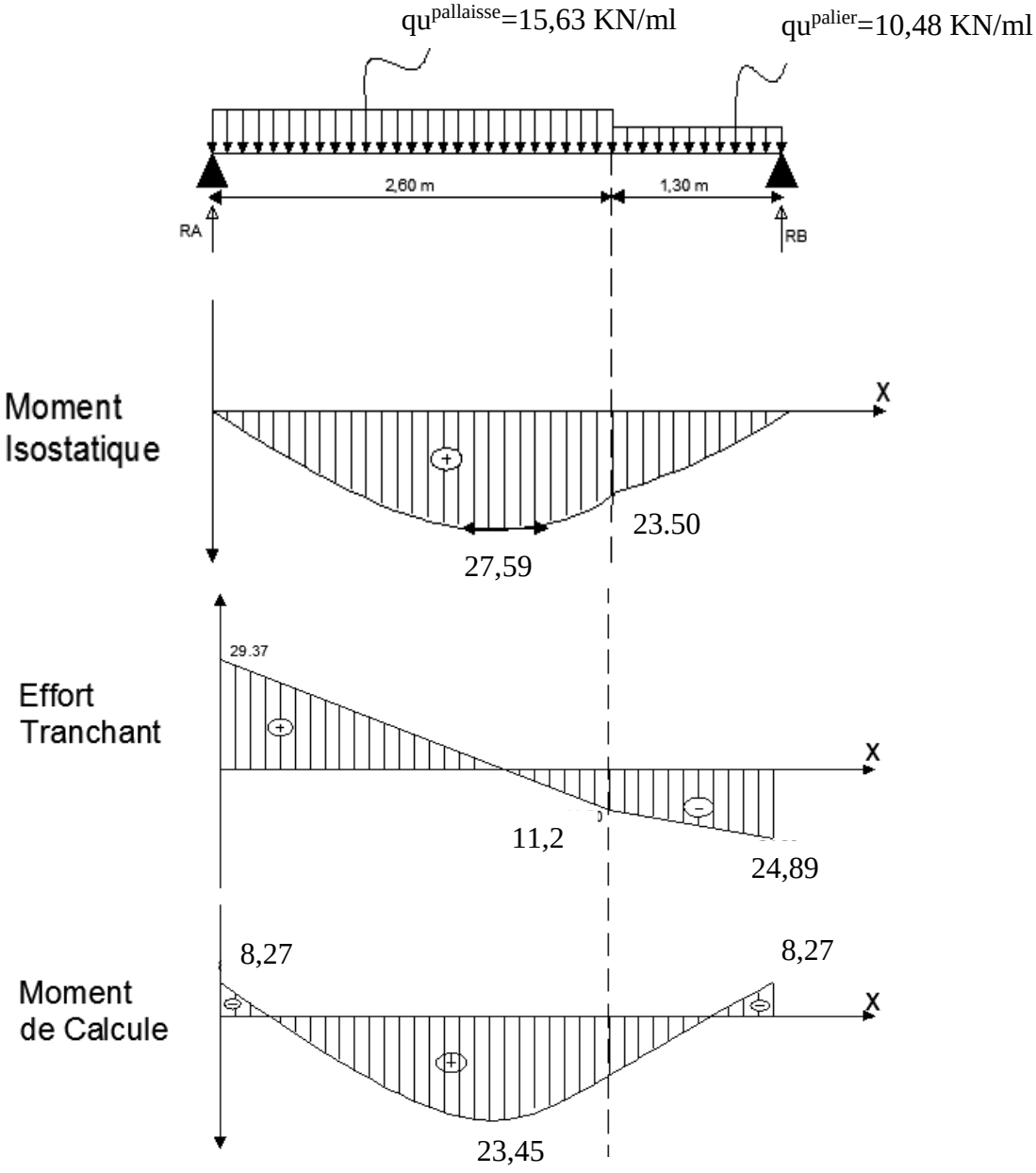
*Compte tenu du semi encastrement à l'extrémité des appuis, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour les moments au niveau des appuis et en travée.

*Les moments de calcul seront comme suit:

- **Aux appuis:** M_{ua} = - 0,3 M_{Zmax}= - 0,3 x 27,59 = - 8,27 KN.m.
- **En travées :** M_{ut} = 0,85 M_{Zmax}= 0,85 x 27,95 = 23,45 KN.m.

*Les résultats trouvés figurent sur le diagramme ci-dessous :

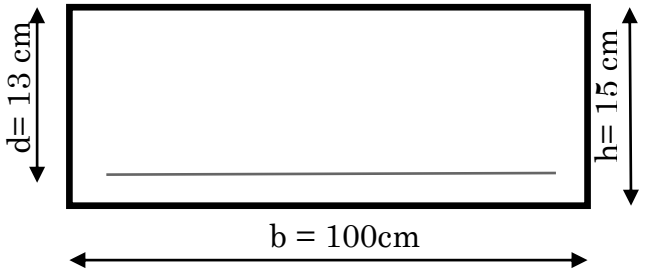
❖ **Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU :**



❖ **Calcul des armatures :**

Le calcul des armatures sera basé sur le calcul d'une section rectangulaire, soumise à la flexion simple pour une bande de (1m), en utilisant les moments et les efforts calculés précédemment.

- **Aux appuis:**



M_{ua}= -8,27KN.m

h= 15 cm, c = 2cm, b = 100cm ;

d=h-c=15-2=13 cm ;

γ_b = 1,5 ; γ_{st} =1,15; σ_{st} = 348 MPa ;FeE400 ;

f_{c28} =25 MPa; f_{t28} =2,1 MPa; $f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b}$ =14,20 MPa

***Armatures principales :**

$$\mu_a = \frac{M_{au}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{8,27 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,035 \leq 0,392 \Longrightarrow$$ Section simplement armée

$\mu_a = 0,035 \Longrightarrow \beta = 0,9825$

$$A_a = \frac{M_{au}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{8,27x10^3}{0,9825x13x348} = 1,90 \text{ cm}^2$$

0n opte pour 4HA12/ml (A_a =4,52 cm²) avec un espacement S_t =25 cm

***Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_a}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13 \text{ cm}^2$$

0n opte pour 4HA10 (A_r =3,14 cm²) avec un espacement S_t =25 cm

- **En travée :**

M_{ut} = 23,45 KN

***Armatures principales :**

$$\mu_b = \frac{M_{tu}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{23,45x10^3}{100x13^2 x14,2} = 0,099 \leq 0,392 \Longrightarrow$$ Section simplement armée

$\mu_b = 0,099 \Longrightarrow \beta = 0,9475$

$$A_t = \frac{M_{tu}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{23,45x10^3}{0,9475x13x348} = 5,59 \text{ cm}^2$$

0n opte pour 5 HA 14/ml ($A_t = 7{,}70\ cm^2$) avec un espacement $S_t = 20$ cm

***Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{7{,}70}{4} = 1{,}93 cm^2$$

0n opte pour 4HA10 ($A_r = 3{,}14\ cm^2$) avec un espacement $S_t = 25$ cm

III.4.3) VÉRIFICATION À L'ELU :

❖ Espacement des armatures :

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

- **Armatures principales :** $S_t < \min\{3h ; 33cm\}$

*Aux appuis : $S_t = 20$ cm $< \min\{3h ; 33cm\} = 33$cm ⟹ Condition vérifiée.

* En travée : $S_t = 20$ cm $< \min\{3h ; 33cm\} = 33$cm ⟹ Condition vérifiée.

- **Armatures de répartition :** $S_t < \min\{4h ; 45cm\}$

*Aux appuis : $S_t = 25$ cm $< \min\{4h ; 45cm\} = 45$cm ⟹ Condition vérifiée.

*En travée : $S_t = 25$cm $< \min\{4h ; 45cm\} = 45$cm ⟹ Condition vérifiée.

❖ Condition de non fragilité :

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{adopté} > A_{min} = \frac{0{,}23.b.d.f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} = \frac{0{,}23.b.d.f_{t28}}{fe} = \frac{0{,}23x100x13x2{,}1}{400} = 1.57 cm^2$$

- **Aux appuis :** A_{ad} = 5HA12 =5.65.cm^2 > 1.57 cm^2 ⟹ Condition vérifiée.
- **En travée :** A_{ad} = 5HA14 =7.70 cm^2 > 1.57 cm^2 ⟹ Condition vérifiée.

❖ Vérification de l'effort tranchant : (Art A.5.1.2/ BAE91) :

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{V_{max}}{b_0 d} \leq \overline{\tau_u}$

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

Avec : $V_{max} = 29{,}37$ KN.

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b_0.d} = \frac{29{,}37\times10^3}{1000\times130} = 0{,}22 \text{ MPa}$$

Donc : $\tau_u < \bar{\tau}_u \Longrightarrow$ il n'ya pas de risque de cisaillement(Les armatures transversales ne sont pas nécessaires)

❖ Contrainte d'adhérence et d'entrainement des barres : (Art.A.6.1.3/ BAEL91) :

il faut vérifier que : $$\tau_{se} = \frac{V_u^{max}}{0.9\times d\times \sum U_i} < \bar{\tau}_{se}$$

Avec : $\bar{\tau}_{se} = \Psi_s.f_{t28} = 1{,}5 \text{ x } 2{,}1 = 3{,}15$ Mpa ; $\Psi_s = 1{,}5$ (pour les aciers H.A).

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles.

$\sum U_i = n \text{ x } \pi \times \Phi = 5 \text{ x } 3{,}14 \text{ x } 1{,}4 = 21{,}98\text{cm}$

$$\tau_{se} = \frac{29{,}37\times10^3}{0{,}9\times130\times219{,}8} = 1{,}15 MPa$$

$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \Longrightarrow$ Pas de risque d'entrainement des barres.

❖ L'ancrage des armatures (Art A.6.1.23 / BAEL91) :

Elle correspond à la longueur d'acier ancrée dans le béton pour que l'effort de traction ou de compression demandé à la barre puisse être mobilisé.

$$L_s = \frac{\Phi\times f_e}{4\times\tau_{su}}$$

Avec : $\tau_{su} = 0.6\ \psi^2\ f_{t28} = 0.6\times(1.5)^2\times 2.1 = 2.835$ Mpa.

$$L_s = \frac{\Phi\times f_e}{4\times\tau_{su}} = \frac{1{,}4\times400}{4\times2.835} = 49{,}38 \text{ cm}$$

Vu que L_s dépasse l'épaisseur du voile dans lequel il sera ancré.

Le **BAEL** (**Art A.6. 1 .253**) propose de munir les barres d'un crochet normal de longueur d'encombrement dont la longueur d'ancrage est fixée à : **0.4Ls**

L_C = 0.4 x L_S = 0,4 x 49,38 = 19,75 cm

❖ Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis :

➢ Influence sur le béton (Art A.5.4.321 /BAEL91) :

Il faut vérifiée que : $T_{u\,max}$ =29,37 KN < V_u

$V_u = \dfrac{0{,}4 \times f_{c28} \times a \times b}{\gamma_b}$ Avec : a = 0,9d = 0,9 x 13=11,7 cm

$V_u = \dfrac{0{,}4 \times 25 \times 10^3 \times 0{,}117 \times 1}{1{,}5} = 780KN$.

Donc: $T_{u\,max}$ =29,37 KN < V_u=780KN ⟹ Condition vérifiée.

➢ Influence sur les aciers (Art A.5.4.321 /BAEL91) :

On doit vérifier que : A_a = 5,65 cm² $\geq \dfrac{\gamma_s}{f_e}\left(T_{u\,max} + \dfrac{M_a}{0{,}9d}\right)$

Avec : $\dfrac{\gamma_s}{f_e}\left(T_{u\,max} + \dfrac{M_a}{0{,}9d}\right) = \dfrac{1{,}15}{400}\left(29{,}37 + \dfrac{(8{,}27)\times 10^2}{0{,}9\times 13}\right) = 0{,}29$ cm²

Donc: A_a = 5,65 cm² ≥ 0,29 cm² ⟹ Condition vérifiée.

Finalement en constante que l'effort tranchant **Tu** n'as pas d'influence sur les armatures inferieures.

III.4.4) CALCUL À L'ELS:

❖ Schéma statique :

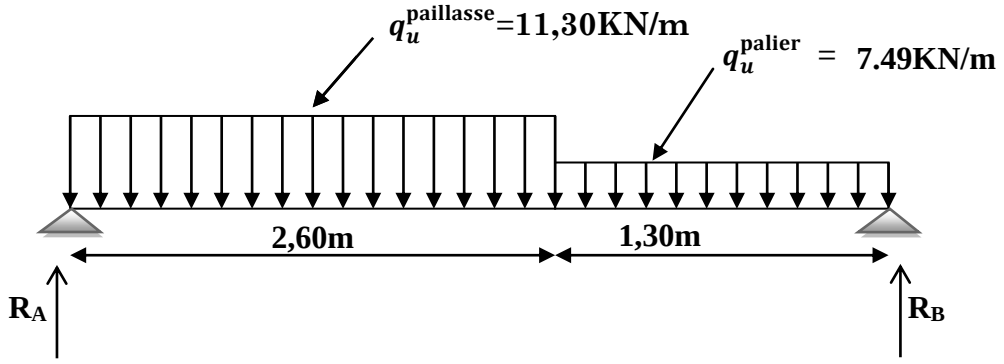


Figure III.4.6: Schéma statique de calcul a l'ELS

❖ **Calcul des réactions d'appuis :**

$$\begin{cases} \sum F/_y = 0 \Longrightarrow & R_A + R_B = 11{,}30 \times 2{,}60 + 7{,}49 \times 1{,}30 \\ \sum M/_A = 0 \Longrightarrow & \frac{11{,}30 \times 2{,}60^2}{2} + 7{,}49 \times 1{,}30 \left[\left(1{,}30/_2\right) + 2{,}60\right] = 3{,}90\ R_B \end{cases}$$

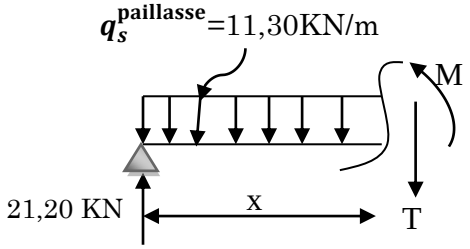
D'ou: $\begin{cases} R_B = 17{,}90 \text{ KN.} \\ R_A = 21{,}20 \text{ KN.} \end{cases}$

❖ **calcul des efforts tranchants et moments fléchissant :**

➢ **1^{ér} tronçon : 0,00 m ≤ x ≤ 2 ,6 m :**

* L'effort tranchant est donné par l'équation suivante :

T (x) = 21,20 – 11,30x



$$\begin{cases} \text{Pour : } x = 0 \\ \text{Pour } x = 2{,}6 \end{cases} \Longrightarrow \begin{cases} T\ (x=0) = 21{,}20\text{KN} \\ T\ (x=2{,}6) = -8{,}18\text{KN} \end{cases}$$

*Le moment fléchissant est donné par l'équation suivante :

$M_z(x) = 21{,}20\ x - 11{,}30 \frac{X^2}{2}$

$$\begin{cases} \text{Pour : } x = 0 \\ \text{Pour : } x = 2{,}6 \end{cases} \Longrightarrow \begin{cases} M_z\ (x=0) = 0 \text{ KN.m} \\ M_z(x=2{,}6) = 16{,}94 \text{ KN.m} \end{cases}$$

*Moment maximum :

quand T=0 $\Longrightarrow$ $M_z = M_{Zmax}$

$\frac{dM_z(x)}{dx} = 0 \Longrightarrow 21{,}20 - 11{,}30X_{tm} = 0$

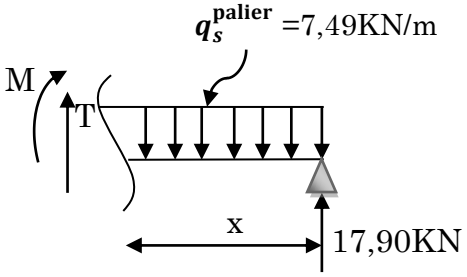
$X_{tm} = \frac{21{,}20}{11{,}30} = 1{,}87$ m

*Le moment est max pour : $X_{tm} = 1{,}87$ m

Donc : M_{Zmax}= $M_z(X_{tm} = 1{,}87\text{m}) = 19{,}88$ KN.m

- **2^{ém} tronçon : 0,00 m ≤ x ≤ 1,5 m :**

* L'effort tranchant est donné par l'équation suivante :



T (x) = 7,49x – 17,90

Pour : x = 0 ⟹ T (x=0) = - 17,90KN

Pour : x = 1,3 ⟹ T (x=1,3) = -8,18KN

*Le moment fléchissant est donné par l'équation suivante :

$M_z(x) = 17,90x - 7,49\frac{x^2}{2}$

Pour : x = 0 ⟹ M_z (x=0) = 0 KN.m

Pour : x = 1,3 ⟹ M_z(x=1,3) = 16,94 KN.m

REMARQUE :

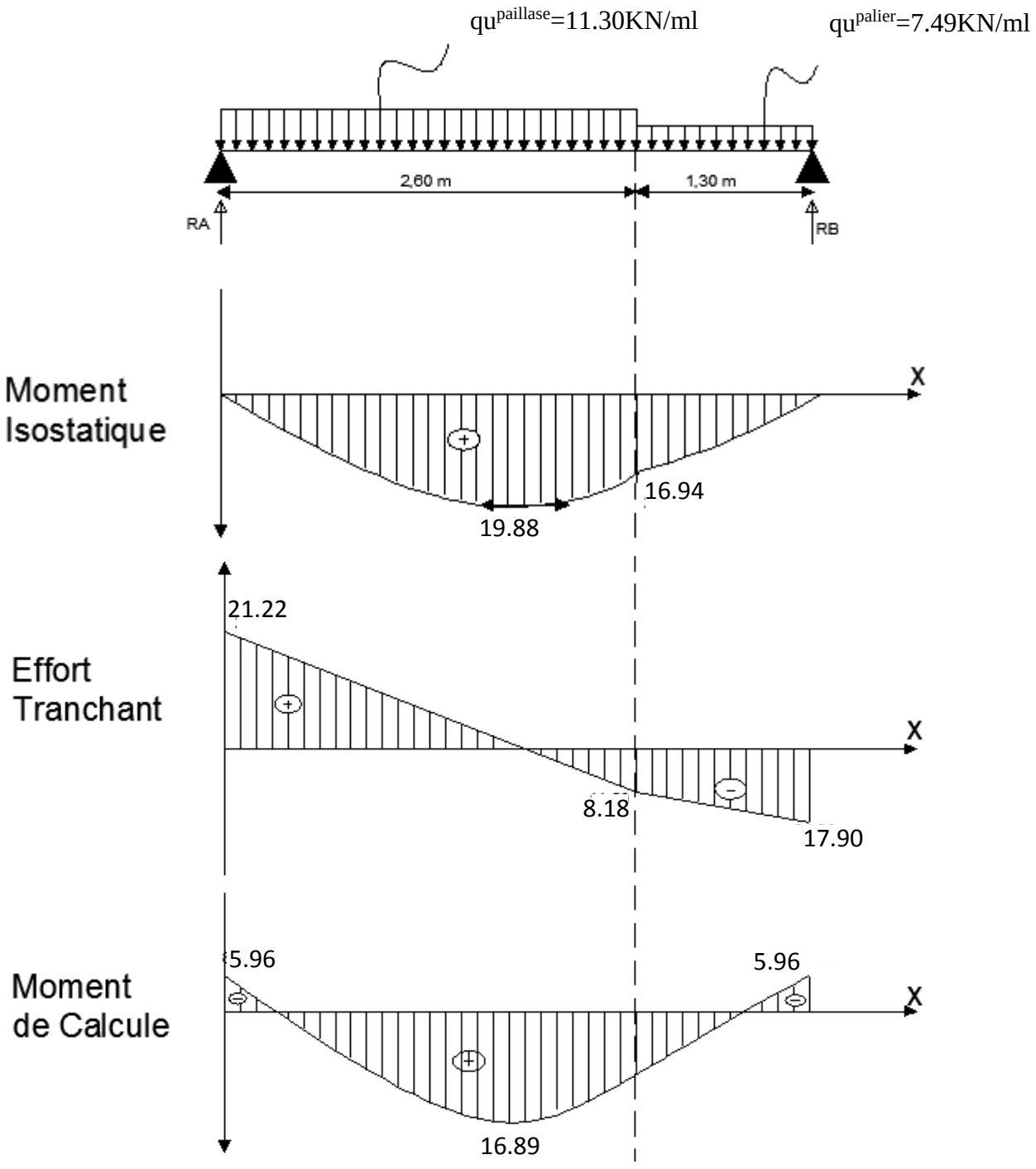
*Compte tenu du semi encastrement à l'extrémité des appuis, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour les moments au niveau des appuis et en travée.

*Les moments de calcul seront comme suit:

- **Aux appuis:** M_{sa} = - 0,3 M_{Zmax}= - 0,3 x 19,88 = - 5,96 KNm.
- **En travées :** M_{st} = 0,85 M_{Zmax}= 0,85 x19,88 = 16,89 KNm.

*Les résultats trouvés figurent sur le diagramme ci-dessous :

❖ **Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELS:**



III.4.5) VÉRIFICATION À L'ELS :

❖ **Etat limite d'ouverture des fissures (Art. A.5.3,2 /BAEL91) :**

Dans notre cas, la fissuration est considérée peu nuisible, on se dispense de vérifier l'état limite d'ouverture des fissures.

❖ Vérification des contraintes dans le béton et les aciers : (Art. A.4.5.2 /BAEL91)

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$

Avec : $\begin{cases} \overline{\sigma}_{bc} = 0{,}6\, f_{c28} = 0{,}6x25 = 15MPa \\ \sigma_{bc} = \dfrac{\sigma_s}{K_1} \end{cases}$

➢ En travée :

$$\rho_1 = \frac{100A_t}{bd} = \frac{100\times 7{,}70}{100\times 13} = 0{,}592$$

$\rho_1 = 0{,}592 \Longrightarrow$ Après interpolation on trouve $\begin{cases} K_1 = 29{,}055 \\ \beta_1 = 0{,}8865 \end{cases}$

***la contrainte dans les aciers est :**

$$\sigma_s = \frac{M_{ts}}{\beta_1 dA_t} = \frac{16{,}89\times 10^3}{0{,}8865\times 13\times 7{,}70} = 190{,}33MPa < \overline{\sigma_{st}} = 348\text{MPa} \Longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

*** la contrainte dans le béton est :**

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{190{,}33}{29{,}055} = 6{,}55MPa < \overline{\sigma}_{bc} = 15MPa \Longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➢ Aux appuis :

$$\rho_1 = \frac{100A_a}{bd} = \frac{100x5{,}65}{100x13} = 0{,}434 \Longrightarrow K_1 = 34{,}75 \text{ et } \beta_1 = 0{,}8995$$

*** la contrainte dans les aciers est :**

$$\sigma_s = \frac{M_{as}}{\beta_1 dA_a} = \frac{5{,}96\times 10^3}{0{,}8995\times 13\times 5{,}65} = 90{,}21MPa < \overline{\sigma_{st}} = 348\text{MPa} \Longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

*** la contrainte dans le béton est :**

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{90{,}21}{34.75} = 2{,}59MPa < \overline{\sigma}_{bc} = 15MPa \Longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Vérification de la flèche** (Art.B.6.5, 2 / BAEL 91) **:**

Nous pouvons disposer du calcul de la flèche si trois conditions suivantes sont vérifiées :

$$\begin{cases} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{l} \leq \frac{M_t}{10M_0} \\ \frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \end{cases}$$

$\frac{h}{l} = \frac{15}{390} = 0,038 < \frac{1}{16} = 0,0625$ ⟹ Condition non vérifiée

La 1^{ér} conditions non vérifiée, alors on va procéder au calcul de la flèche

❖ **Calcul de la flèche (Art.B.6.5.2/BAEL):**

$$f \leq \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{390}{500} = 0,78cm$$

$$f = \frac{5}{384}\frac{q^{max}{}_s L^4}{E_v I} \leq \bar{f}$$

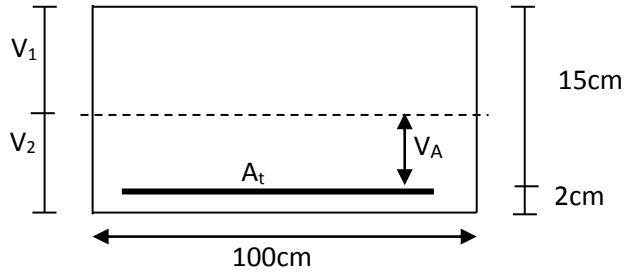
Avec :

* $\bar{f}$: La flèche admissible.

* E_v : module de déformation différée ($E_v = 3700\sqrt[3]{f_{c28}} = 3700\sqrt[3]{25} = 10818,865MPa$)

*I : moment d'inertie totale de la section homogénéisée par rapport au CDG de la section ;

*V_1 : position de l'axe neutre $V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0}$



- **Calcul la section homogénéisée :**

$B_o = b.h + 15A_t = 100 \times 15 + 15 \times 7,70 = 1615,50cm^2$

- **Moment statique de la section homogénéisée :**

$S_{xx'} = \frac{bh^2}{2} + 15A_t \, x \, d = \frac{100x15^2}{2} + 15x7,70x13 = 12751,50cm^3$

$$V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0} = \frac{1275{,}50}{161{,}50} = 7{,}89\,cm$$

$$V_2 = h - V_1 = 15 - 7{,}89 = 7{,}11\,cm$$

- **Moment d'inertie totale de la section homogénéisée :**

$$I = \frac{b}{3}(V_1^3 + V_2^3) + 15A_t(V_A)^2 = \frac{100}{3}(7{,}89^3 + 7{,}11^3) + 15x7{,}70(7{,}11-2)^2 = 31369{,}097\,cm^4$$

- **La flèche :**

$$f = \frac{5}{384}\frac{q_S^{\max} L^4}{E_v I} = \frac{5}{384}x\frac{11{,}30\,x(3{,}90)^4\,x10^3}{10818{,}865\,x\,31369{,}097x\,10^{-2}} = 0{,}0077$$

D'où :

$f = 0{,}0077 \prec \bar{f} = 0{,}78$ ⟹ Condition vérifiée.

Donc : les armatures calculées a l'ELU sont suffisantes.

CONCLUSION :

Le ferraillage de l'escalier l'étage courant est comme suit :

- **Aux appuis :**

Armatures principales : 5HA12 ($A_a = 5{,}65$ cm^2) avec $S_t = 20$ cm

Armatures répartition : 4HA10 ($A_r = 3{,}14$ cm^2) avec $S_t = 25$ cm

- **En travées :**

Armatures principales : 5HA14 ($A_a = 7{,}70$ cm^2) avec $S_t = 20$ cm

Armatures répartition : 4HA10 ($A_r = 2{,}01$ cm^2) avec $S_t = 25$ cm

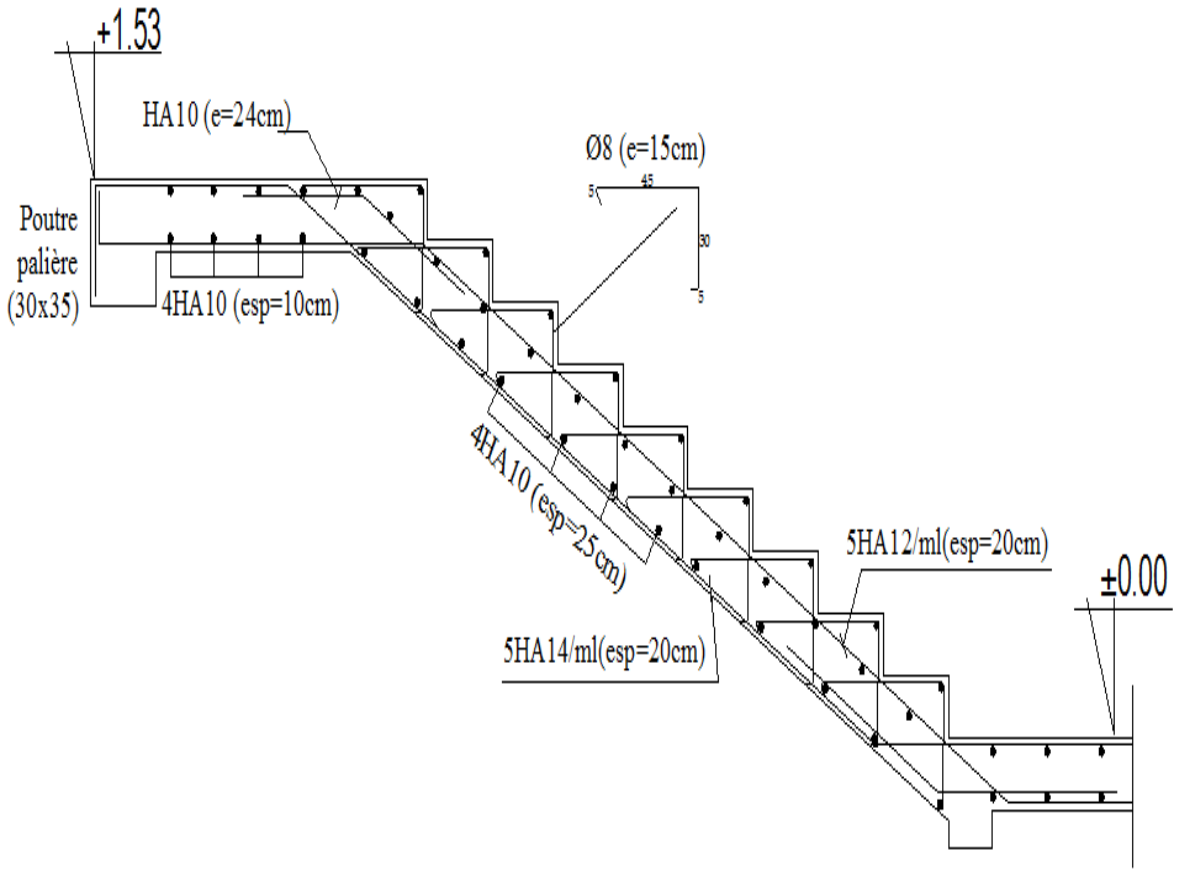


Figure III.4.7: ferraillage de l'escalier

III.5. LA POUTRE PALIÈRE :

La poutre palière est une poutre de section rectangulaire de dimension (bxh). Elle est soumise à son poids propre et la réaction des escaliers. Elle est parfaitement encastrée à ses extrémités dans les deux poteaux.

III.5.1.PRÉ DIMENSIONNEMENT :

A. Hauteur :

La hauteur de la poutre est donnée par la formule suivante :

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

Avec :
- h_t: hauteur de la poutre.
- L_{max} : longueur libre de la poutre entre nus d'appuis.

Donc : $\frac{270}{15} \leq h_t \leq \frac{270}{10}$ ⟹ 18 cm $\leq h_t \leq$ 27 cm

Compte tenue des exigences du l'RPA on opte pour : **h_t= 35 cm**

B. Largeur :

La largeur de la poutre palière est donnée par : $0.4\ h_t \leq b \leq 0.7 h_t$

D'où : 12 cm ≤ b ≤ 21 cm.

Selon le RPA : b ≥ 20cm ⟹ on opte pour : **b = 30cm**

C. Vérification relative aux exigences du RPA :

(Art 7.5.1 du RPA99/version 2003).

- b ≥20cm ……..30 ≥ 20cm ⟹ condition vérifiée.
- h_t ≥30cm…… 35≥30cm ⟹ condition vérifiée.
- h_t / b ≤ 4……. 35/30 =1.16<4 ⟹ condition vérifiée.

CONCLUSION :

Donc la poutre palière a pour dimensions : (b×h) = (30×35) cm^2.

III.5.2. CALCUL DE LA POUTRE PALIÈRE D'ÉTAGE COURANT :

➢ Détermination des charges et surcharges :

- ❖ Poids propre de la poutre : G=25×0.30×0.35 =2.62 kN/ml
- ❖ Surcharge d'exploitation : Q= 2.5 KN /ml
- ❖ Réaction du palier à l'ELU : $R_B = T_U$ = 24.89 KN
- ❖ Réaction du palier à l'ELS : $R_B = T_S$= 17.90 KN
- ❖ Le poids de mur : $q_{u_{mur}} = 1.35 \times 2.22 \times 1.53 = 1.58 KN/ml$

$$q_{s_{mur}} = 2.22 \times 1.53 = 3.39 \text{ KN/ml}$$

III.5.3. CALCUL À L'ELU:

➢ Combinaisons des charges:

$q_u = 1.35G + \frac{2T_U}{L} + q_{u_{mur}}$

$q_u = 1.35 \times 2.62 + \frac{2 \times 21.20}{2.70} + 1.58$

q_u = 20.82KN/ml

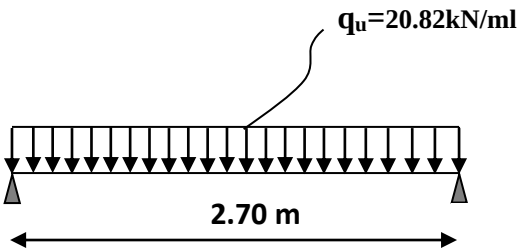


Figure III.5.1 : Schéma statique de la poutre palière à l'ELU

➢ Calcul du moment et de l'effort tranchant :

❖ Moment isostatique :

$$M_{0u} = \frac{q_u \cdot \ell^2}{8} = \frac{20.82 \times 2.7^2}{8} = 18.97 KN.m.$$

❖ Effort tranchant :

$$\mathbf{V_U} = \frac{q_u \times \ell}{2} = \frac{20.82 \times 2.7}{2} = 28.11\, KN.$$

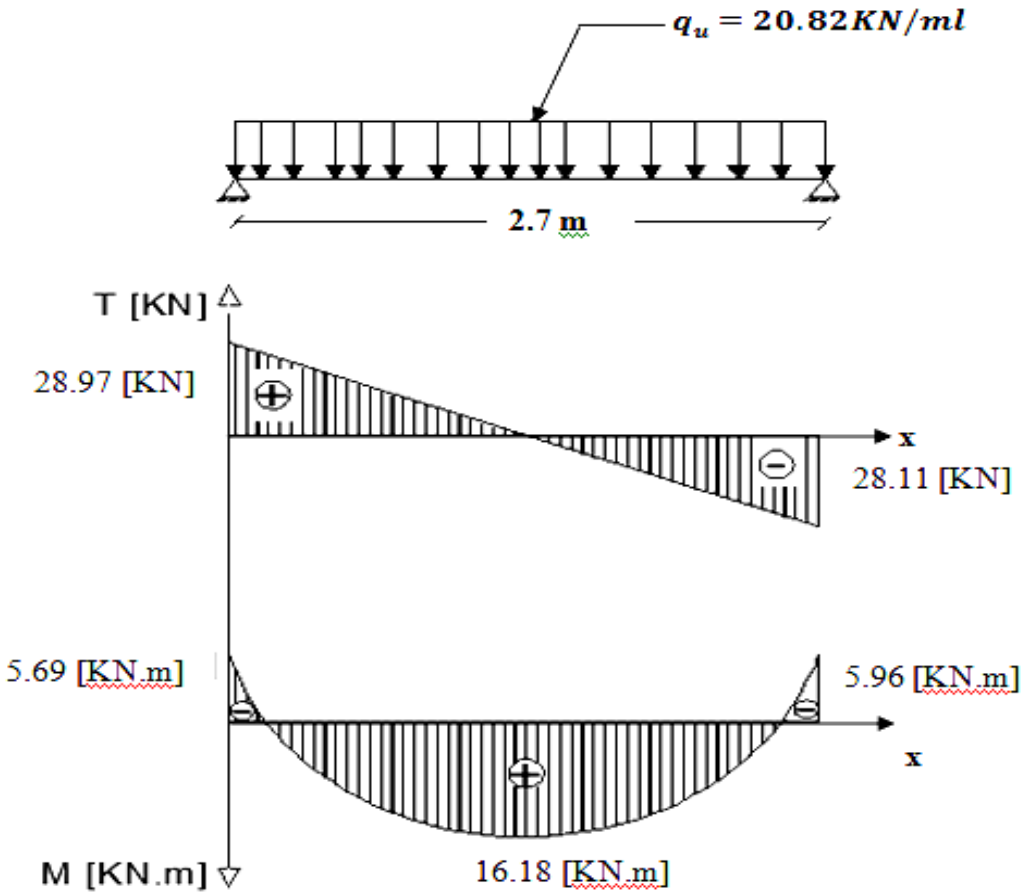
❖ Moment aux appuis :

M_a = -0.3 M_{0U} = -0.3 x18.97 = -5.89 KN.m

❖ Moment en travée :

M_t= 0.85 M_{0U} = 0.85 x 18.97 = 16.12 KN.m

➢ **Diagramme du moment et de l'effort tranchant:**



III .5 .4. FERRAILLAGE :

❖ **Aux appuis :**

M_{ua} =- 5.69KN.m

$$\mu_b = \frac{M_u}{b.d^2 f_{bu}} = \frac{45.69\times10^3}{30\times(33)^2\times14{,}2} = 0.012 \prec \mu_l = 0{,}392. \Longrightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_b = 0{,}012 \xrightarrow{tableau} \beta = 0{,}994$$

$$A_a = \frac{M_u}{\beta.d.f_e/\gamma_s} = \frac{5.69\times10^3}{0.994\times33\times348} = 0.49 \quad Cm^2$$

On opte pour 3HA12= 3.39 cm^2

❖ **En travée :**

M_{ut} = 16.12 KNm.

$$\mu_b = \frac{M_u}{b.d^2.f_{bu}} = \frac{16.12\times10^3}{30\times(33)^2\times14{,}2} = 0.034 \prec \mu_e = 0{,}392 \Longrightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_b = 0{,}034 \xrightarrow{tableau} \beta = 0.983$$

$$A_t = \frac{16.18\times10^3}{0.983\times33\times348} = 1.43cm^2$$

On apte pour 3HA12 =3.39 cm^2.

III.5.5. VÉRIFICATION :

A- Condition de non fragilité : BAEL (Art A-4-2-1) :

$$A_{\min} = \frac{0.23\,b.d.f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23\times30\times33\times2.1}{400} = 1.19cm^2$$

B- Aux appuis A_a :

3.39m^2 $\succ$ 1.19 cm^2 ⟹ condition vérifiée.

C- En travée A_t

3.39cm^2 $\succ$ 1.19 cm^2 ⟹ condition vérifiée.

D -Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres :

On doit vérifier la condition suivante :

$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}} = \psi_s . f_{t28} = 1.5\text{x}2.1 = 3.15\text{Mpa}$

Σu_i. : étant la somme des périmètres utiles des barres

$\Sigma u_i = n.\pi.\phi = 3\times3.14\times1.2 = 11.30\ cm.$

$$\tau_{se} = \frac{V_{u\max}}{0.9\,d\,\Sigma u_i} = \frac{28.11\times10^3}{0.9\times330\times11.30\times10} = 0.83MPa$$

$\tau_{se} = 0.83MPa \prec \overline{\tau_{su}} = 3.15$ MPa $\Rightarrow$ condition vérifiée.

Donc il n'y a aucun risque d'entraînement des barres.

E- Encrage des barres :(Art 6.1.2)

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{su}} = 0.6\psi_s^2 . f_{t28} = 0.6\times(1.5)^2 \times 2.1 = 2.835\ MPa.$$

$\tau_{se} = 0.83MPa \prec \overline{\tau_{su}} = 2{,}835$ MPa $\Rightarrow$ condition vérifiée.

La longueur de scellement droit : $L_S = \frac{\varphi f_e}{4\bar{\tau}_S}$

Forfaitairement : $L_S = \frac{1.2\times400}{4\times2.835} = 42.32$ cm

F-Vérification de l'effort tranchant :(Art 5.1.2.1 BAEL)

$$\tau_u = \frac{V_u}{b\cdot d} = \frac{28.11\times10^3}{300\times330} = 0.28Mpa$$

$\overline{\tau_u} = \min\left\{0{,}2\frac{f_{C28}}{\gamma}, 5MPa\right\} = 3{,}33MPA$ (Fissuration non préjudiciable)

$\tau_u = 0.28MPa < \bar{\tau}_u = 3.33\,MPa \Rightarrow$ Condition vérifiée (Pas de risque de cisaillement.)

G- Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis (Art 5.1.3.2 BAEL) :

1)-Influence sur les armatures inferieurs :

$$A_U = \frac{V_U + \frac{M_{ua}}{0.9\times d}}{\frac{fe}{1.15}} = \frac{28.11\times10^3 + \frac{5.69\times10^5}{0.9\times33}}{\frac{400}{1.15}\times10^4} = 0.013\text{cm}^2$$

$A_a = 3.39\text{cm}^2 \geq A_U = 0.014\text{cm}^2$

2)- Influence sur le béton:

$$V_u \leq 0{,}4 \times 0{,}9 \times bd \frac{f_{c28}}{\gamma b}$$

$$V_u \leq 0{,}4 \times 0{,}9 \times 300 \times 330 \times \frac{25 \times 10^{-3}}{1.5} = 594KN$$

V_U=28.11 KN $< 504KN$ $\Rightarrow$ Condition vérifiée

H- Calcul les armatures transversales :

1-Diamètre : $\phi_t \leq \min\left\{\frac{h_t}{35}, \frac{b}{10}, \phi_l\right\}$

$$\phi_t \leq \min\left\{\frac{350}{35}, \frac{300}{10}, 12\right\} = \min\{10, 30, 12\} = 10\text{mm}$$

Nous prenons : $\phi_t = 10\ mm$

2-Espacement des barres

$$S_{t\max} \leq \min\{0{,}9d; 40cm\} = S_{t\max} \leq \min\{29{,}7; 40cm\} = 29{,}7\text{cm}$$

Soit : S_t = 25cm

Selon le RPA version 2003 (Art 7.5-2) ; l'espacement doit vérifier :

A- Aux appuis :

$$\text{St} \leq \frac{h}{4} \longrightarrow \text{st} = \frac{35}{4} = 8.75\text{cm}$$

Soit : St = 8cm

Selon RPA : les premières armatures transversales doivent être disposés à 5cm au plus du nu de l'appui

B- En travée :

$$st \leq \frac{h}{2} = \frac{35}{2} = 17.5\,cm$$

Soit : St = 17cm

III .5.6. CALCUL À L'ELS :

- **Combinaisons de charges:**

$q_s = G + 2T_s/L + q_{smur}$

$q_s = 2.25 + 2 \times \frac{17.90}{2.7} + 3.39$

$q_s = 18.89 KN/ml$

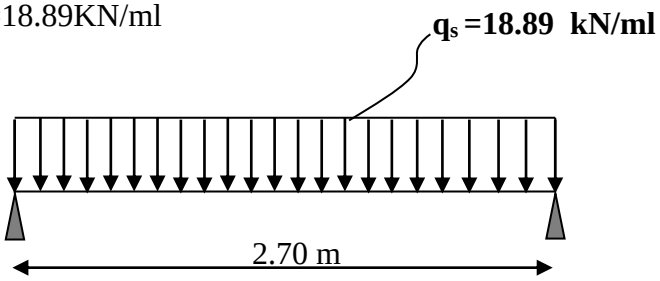


Figure III.5.2 : schéma statique de la poutre palière a l'ELS

- **Calcul du moment et de l'effort tranchant :**

A. Moment isostatique :

$$M_{0s} = \frac{qs.\ell^2}{8} = \frac{18.89 \times 2.70^2}{8} = 17.21 KN.m.$$

B. Effort tranchant :

$$\mathbf{V_s} = \frac{qs \times \ell}{2} = \frac{18.89 \times 2.70}{2} = 25.50 KN.$$

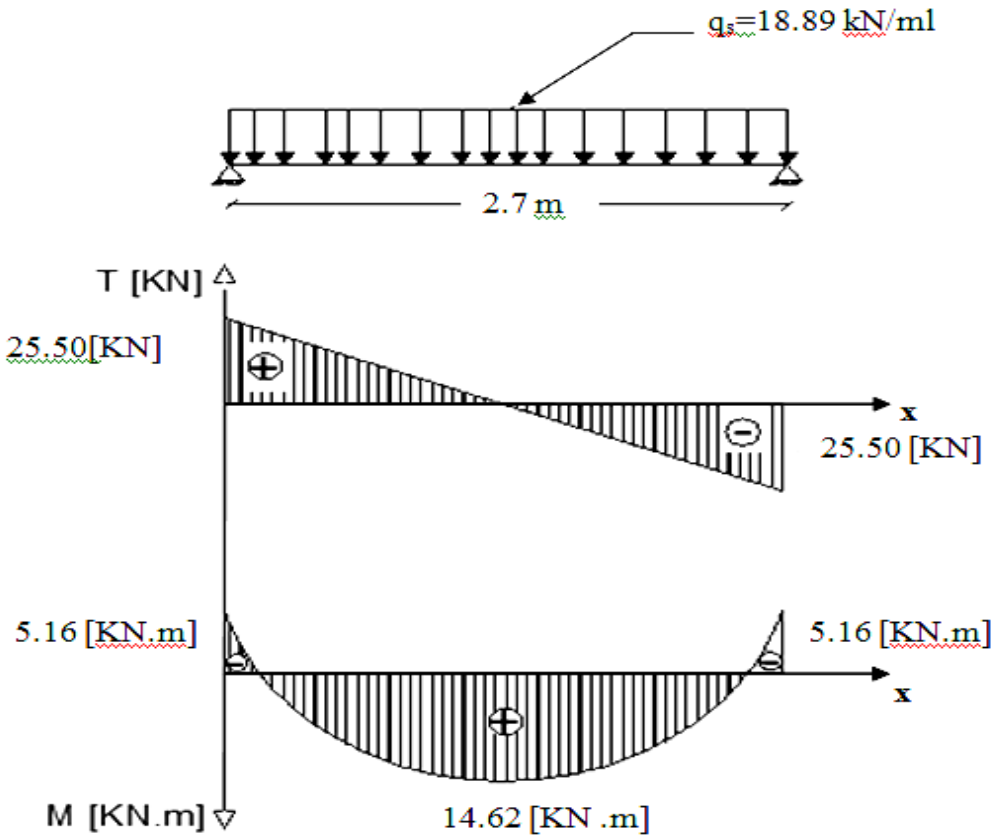
C. Moment aux appuis :

$M_{Sa} = -0.3\ M_s = -0.3 \times 17.21 = -5.16$ kN.m

D. Moment en travée :

$M_{St} = 0.85\ M_s = 0.85 \times 17.21 = 14.62$ KN.m

➢ **Diagramme du moment et de l'effort tranchant:**



III. 5 .7.VÉRIFICATION DES CONTRAINTES:

A-Etat limite de résistance à la compression : [BAEL91/Art.4.5,2]

On doit avoir $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0{,}6\, f_{c28}$

$$\rho = \frac{100 A_{S.}}{b.d} \quad ; \quad \sigma_{bc} = K \sigma_s \quad ; \quad \sigma_s = \frac{M_S}{A_S.\beta_1.d}$$

zone	M_s (KN.m)	A_s (cm^2)	ρ_1	β_1	K	σ_s (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma_{bc}}$
travée	14.62	3.39	0.322	0.2685	0.024	486.73	11.68	15
appuis	5.16	3.39	0.322	0.2685	0.024	211.07	5.06	15

L'état limite de compression du béton aux appuis et en travées est vérifié, donc les armatures adoptées à l'ELU sont suffisantes.

B-Vérification de la flèche : [BAEL.99/Art b.6.5.2] :

On peut se dispenser de calcul de la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\begin{cases} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_{st}}{10M_{0s}} \\ \frac{A_c}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{cases}$$

$\frac{h}{l} = \frac{30}{270} = 0.129 > \frac{1}{16} = 0.0625$…… condition vérifiée

$\frac{h}{l} = 0.107 > \frac{M_{st}}{10 \times M_{0s}} = \frac{14.62}{10 \times 17.21} = 0.084$…… condition vérifiée

$\frac{A}{b \times d} = \frac{3.39}{30 \times 33} = 0.0034 < \frac{4.2}{f_e} = 0.0105$… ……. condition vérifiée

- ✓ Toutes les conditions sont vérifiées, le calcul de la flèche n'est pas nécessaire

CONCLUSION :

Le ferraillage de la poutre palière est comme suit :

Armatures principales :

-Aux appuis : 3HA12=3.39cm^2

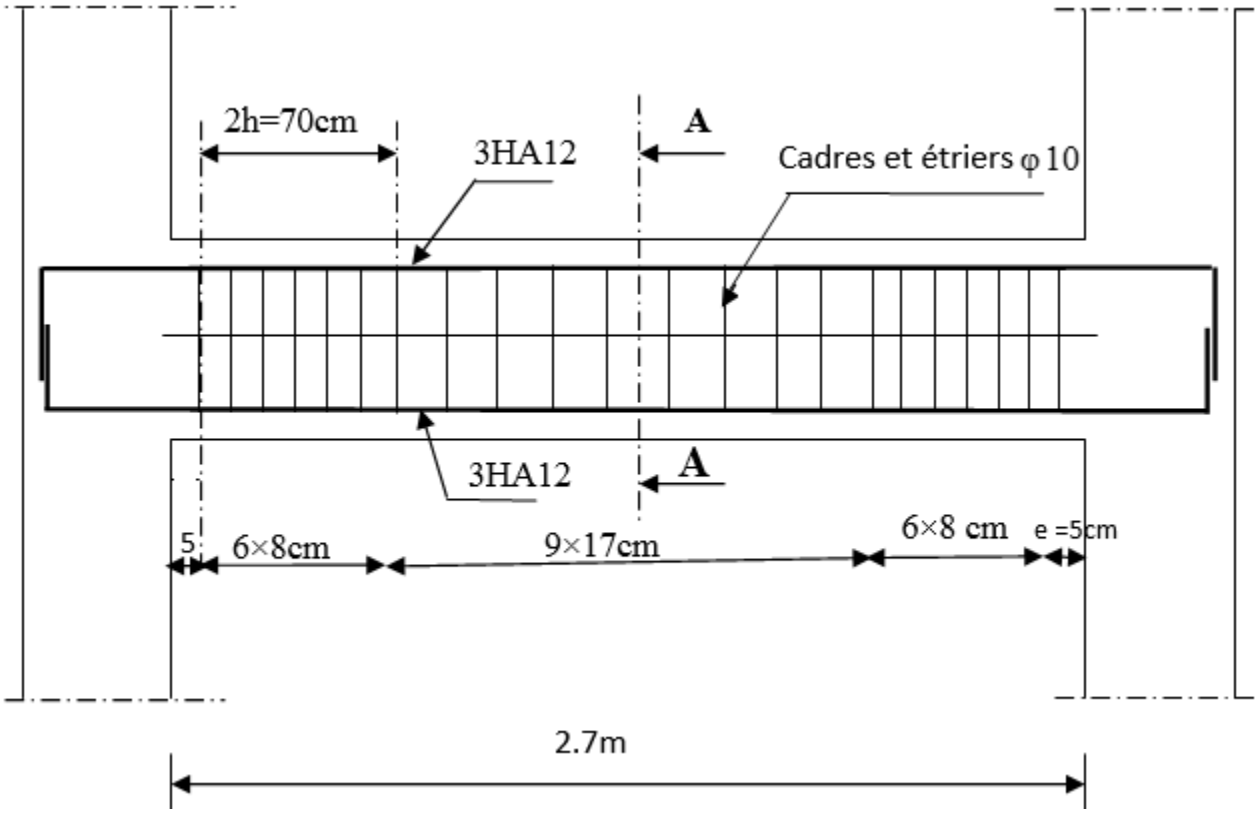
-En travée : 3HA12=3.39cm^2

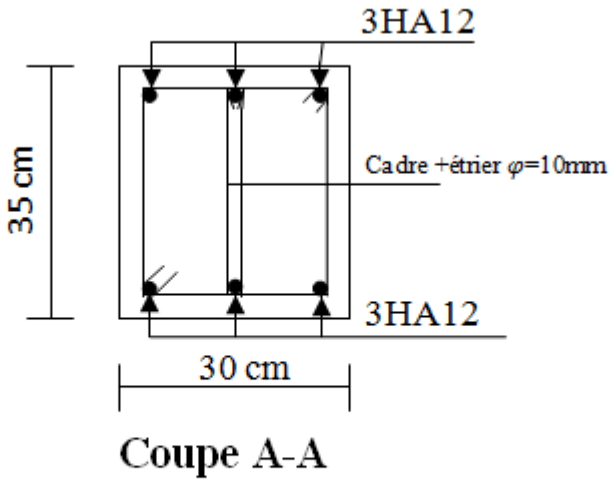
Armatures de répartition :

On a opté pour un diamètre φ=10mm avec espacement de :

-Aux appuis : st = 8 cm

-En travée : st =17 cm





Coupe A-A

Figure III.5.3 : Plan de ferraillage de la poutre palière.

III-6) LES PLANCHERS :

Un plancher est une plate-forme solide servant de séparation horizontale entre deux étages successifs qui assure la fonction de résistance aux charges (charges permanentes et charges exploitations) ; la résistance à l'incendie ; et la fonction d'isolations (thermique et acoustique).

Il existe plusieurs types de planchers, mais ceux utilisés dans notre construction sont : les plancher en corps creux, constitués de poutrelles préfabriquées en béton sur lesquelles reposent les corps creux, revêtus d'une dalle de répartition (dalle de compression), le deuxième type il s'agit des planchers en dalle plaine en béton armé.

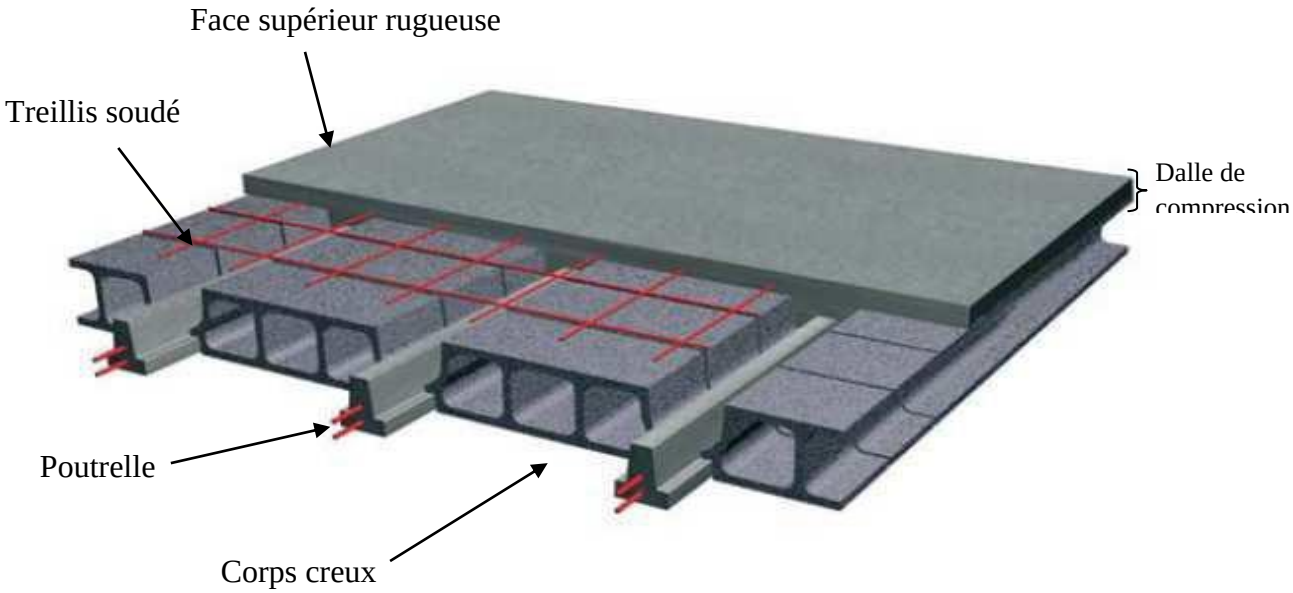


Fig. III. 6.1 : plancher en corps creux

REMARQUE :

Le calcul sera fait pour les poutrelles avant et après coulage de la dalle de compression.

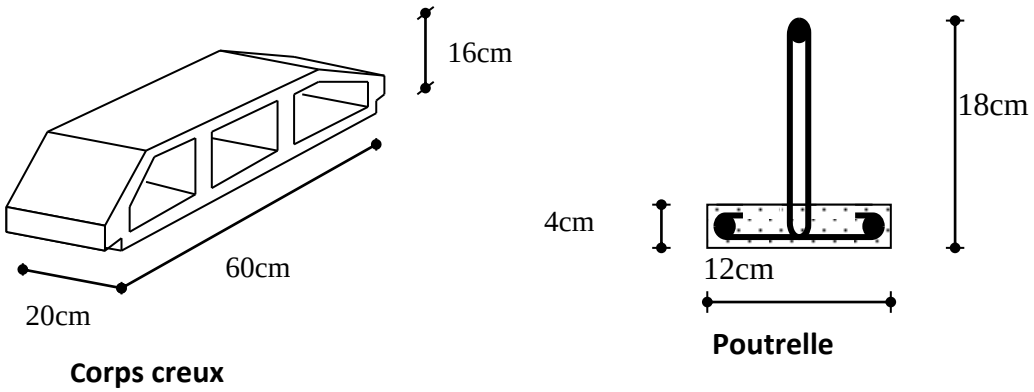
III-6-1) LA DALLE DE COMPRESSION :

La dalle de compression en béton de 4cm d'épaisseur est coulée sur place, elle est armée avec un treillis soudé de nuance TL520, ayant pour but de :

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

Les dimensions des mailles de treillis soudé ne doivent pas dépasser les valeurs suivantes données par le BAEL 91.

- ✓ 20cm (5pm) pour les armatures ⊥ aux poutrelles.
- ✓ 30cm (3pm) pour les armatures // aux poutrelles.



III-6-1-1) FERRAILLAGE DE LA DALLE DE COMPRESSION :

a)Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

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

Avec :

*L' : Entre axes des poutrelles, exprimé en cm

*Fe : limite d'élasticité de l'acier utilisé, en MPa

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

Donc : $A_{\perp} \geq \frac{4L'}{f_e} = \frac{4\times65}{520} = 0{,}5cm^2/ml$

$A_{\perp} \geq 0{,}5cm^2/ml \Longrightarrow$ Soit : $A_{\perp}$ =6T5/ml =1,18cm^2 /ml Avec un espacement S_t =15cm

b) Armatures parallèles aux poutrelles :

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

$A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0{,}98}{2} = 0{,}490$ cm^2/ml

$A_{//} \geq 0{,}49$ cm^2/ml $\Longrightarrow A_{//}$ = 6T5/ml =1,18 cm^2 /ml, Avec un espacement S_t=15cm.

Finalement; pour des réseaux de disponibilité sur le marché nous adoptent un treillis soudéφ6.

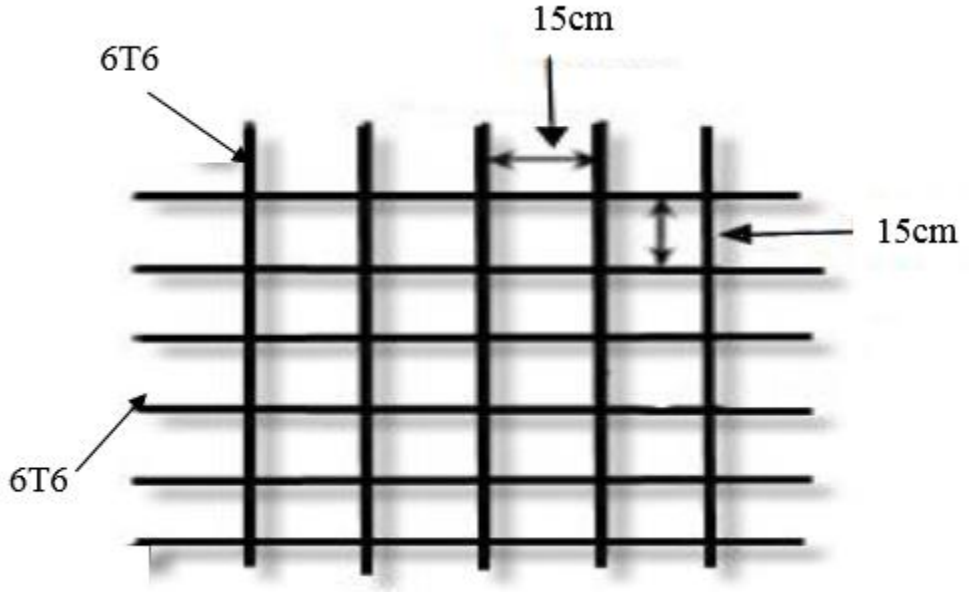


Fig. III. 6.2 : treillis a soudéTL520

III-6-2) CALCUL DES POUTRELLES :

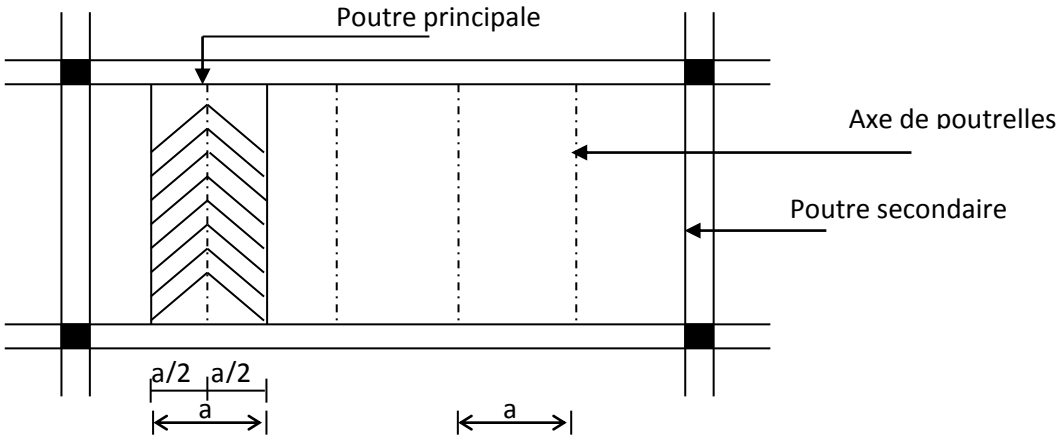


Figure III. 6 .3 : Surfaces revenant aux poutrelles

a : largeur du plancher repris par la poutrelle.

Le calcul des poutrelles se fait généralement par deux étapes.

III.6.2.1) AVANT LE COULAGE DE LA DALLE DE COMPRESSION :

La poutrelle pré fabriqué est considérée comme une poutre de section rectangulaire de dimension (12x4) cm^2, simplement appuyée sur ses deux extrémités. Elle travaille en flexion

simple, elle est conçus de manière à supporter au-delà de son poids propre, le poids de corps creux et le poids de la main d'ouvre.

- **Charges et surcharges** :

*Le poids propre de la poutrelle : G_1 =S x W_b= 0,12 x 0,04 x25= 0,12KN/ml

*Le poids de corps creux :G_2 =0 ,98 x 0,65 =0,637KN/ ml

*La surcharge de la main d'ouvre : Q= 1KN/ml

D'où :

Charge permanente : G= G_1 + G_2 = 0,12 + 0,637 = 0,757 KN/ml

Charge d'exploitation : Q= 1KN/ml

- **Ferraillage à l'état limite ultime ELU :**

$q_u = 1{,}35G + 1{,}5Q = 1{,}35 \times (0{,}757) + 1{,}5 \times (1) = 2{,}52\,KN/ml$

On fait le calcul pour la travée la plus longue travée dans le sens des poutrelles :

On a: L = 340 -25 = 315 cm

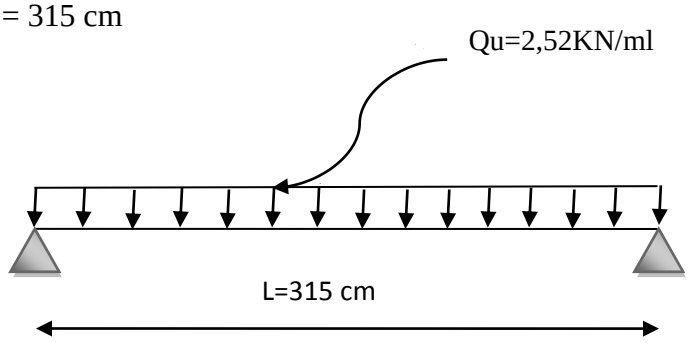


Fig. III. 6.4: Schéma statique de la poutrelle

- **Le moment isostatique** :

A mis travée : $M_0 = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{2{,}52 \times (3{,}15)^2}{8} = 3{,}125$ KN/ml

- **L'effort tranchant :**

Sur appui : $V_{max} = \frac{q_u l}{2} = \frac{2{,}52 \times 3{,}15}{2} = 3{,}969$ KN

- **Calcul d'armatures :**

Soit : { l'enrobage c=2cm
La hauteur utile d=h-c = 3,4 - 2 = 1,4cm

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

$$\mu = \frac{M_0}{b.d^2.f_{bu}} = \frac{3{,}125}{0{,}12 \times 1{,}4^2 \times 14{,}16} = 0{,}938$$

$\mu = 0{,}938 > \mu_l = 0{,}392$ ⟹ Section doublement Armée.

CONCLUSION:

Vu la hauteur faible de la poutrelle de l'ordre de 4cm, il est impossible de disposer deux (2) nappes d'armatures .par conséquent il faudra prévoir des était intermédiaires pour soulager la poutrelle à supporter les charges et les surcharges avant coulage de la dalle de compression.

III.6.2.2) APRÈS COULAGE DE LA DALLE DE COMPRESSION :

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

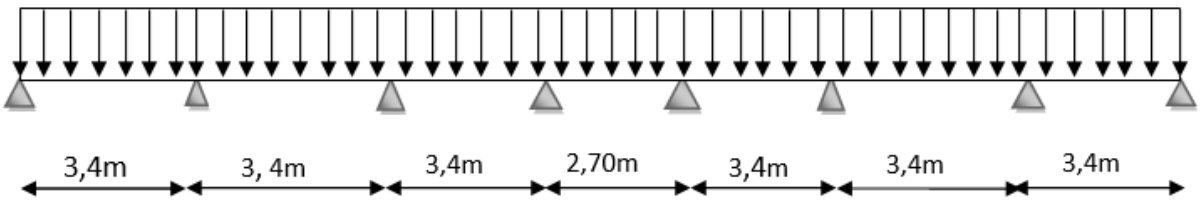


Fig .III. 6 .5 : schéma statique de la poutrelle

- **Dimensionnement de la dalle de compression (B.A.E.L /Art A.4.1.3) :**

*la hauteur de la poutrelle h = 16+4 =20 cm

*la hauteur de la dalle de compression h_0 = 4 cm,

* largeur de la nervure b_0 = 12 cm,

- **Détermination de la largeur de la table de compression :** [Art .A.4.1.3 /BAEL 91]

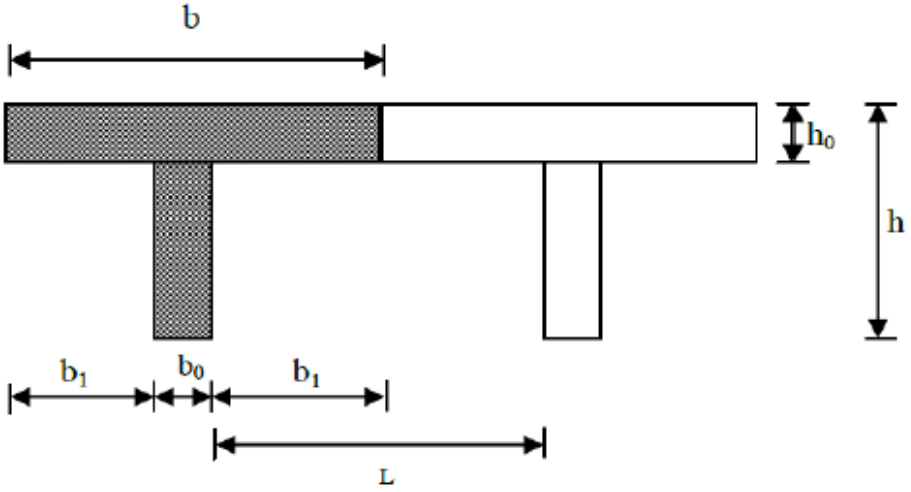


Fig.III.6.6 : construction de la section en Té

- **Largeur de la table à mi- travée :**

  - $b_1 \leq \frac{L_O}{2} = \frac{65-12}{2} = 26.5cm$
  - b_1
  - $b_1 \leq \frac{L}{10} = \frac{315}{10} = 31{,}5\ cm$

$\Longrightarrow \begin{cases} b_1 = \min(26{,}5\ ;\ 31{,}5) = 26{,}5\ \text{cm} \\ b = 2b_1 + b_0 = 26{,}5 \times 2 + 12 = 65\ \text{cm} \end{cases} \Longrightarrow \begin{cases} b_1 = 26{,}5\ \text{cm} \\ b = 65\ \text{cm} \end{cases}$

Avec :

*L_O : Distance entre deux faces voisines de deux poutrelles.($l = 65-12 = 53cm$).

*b_0 : largeur de la nervure (b_0 =12 cm).

*L : largeur de la plus grande portée (L= 3,15m).

III.6.3) CALCUL DES EFFORTS INTERNES :

III.6.3 .1) CHARGES ET SURCHARGES :

- **Plancher d'étage courant :**

*Poids de plancher : G= 5,44 x 0 ,65 = 3 ,536 KN /ml

*Surcharges d'exploitation : Q= 1,5 x 0,65 = 0.975 KN/ml

- **Combinaison de charges :**

ELU : $q_u = 1,35G + 1,5\ Q = 1,35(3,536)+1,5(0,975)= 6,236KN/ml$

ELS : $q_s = G + Q = 3,536+0,975= 4,511KN/ml$

- **Plancher étage terrasse inaccessible :**

Poids de plancher : G= 5,83 x 0 ,65 = 3 ,789 KN /ml

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

- **Combinaison de charges :**

ELU : $q_u = 1,35\ G + 1,5\ Q = 1,35(3,789)+1,5(0,65)= 6,090KN/ml$

ELS : $q_s = G + Q = 3,789+0,65= 4,439KN/ml$

On doit faire les calculs pour le cas le plus défavorable ;pour notre cas c'est le plancher d'étage courant

III.6.3 .2) CHOIX DE LA MÉTHODE DE CALCUL :

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

*Méthode forfaitaire.

*Méthode des trois moments.

*Méthode de Caquot.

III.6.3 .3) CONDITIONS D'APPLICATION DE LA MÉTHODE FORFAITAIRE :

1. principe de la méthode : (BAEL91/(modifier 99)Art B.6.2.211) :

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

2. Domaines d'application de la méthode : (BAEL91/Art B.6.2 .210) :

La méthode forfaitaire s'applique aux constructions courantes dont les charges d'exploitation restent modérées c'est-à-dire : **$Q \leq \max (2G ; 5\ KN/m^2)$.**

➢ Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :

1. $Q \le \max\left\{ 2G\ ;\ 5KN/mL \right\}$

Avec :

$2 \times G = 2 \times 3{,}536 = 7{,}072\ KN/mL$

$Q = 0{,}975 \le \max\left\{ 7{,}072\ ;\ 5 \right\} = 7{,}072\ KN/mL \Longrightarrow$ La condition est vérifiée

2. Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes pour les différentes travées $\Longrightarrow$ La condition est vérifiée.

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

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

$\frac{L_1}{L_2} = \frac{3{,}40}{3{,}40} = 1{,}00$; $\frac{L_2}{L_3} = \frac{3{,}40}{3{,}40} = 1{,}0$; $\frac{L_3}{L_4} = \frac{3{,}30}{2{,}70} = 1{,}25$ $\Longrightarrow$ Condition vérifiée

4. La fissuration est non préjudiciable $\Longrightarrow$ Condition vérifiée

CONCLUSION :

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

➢ Exposé de la méthode :

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

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

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

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

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

Considérée.

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

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

} On prend : M_{tmax}

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

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

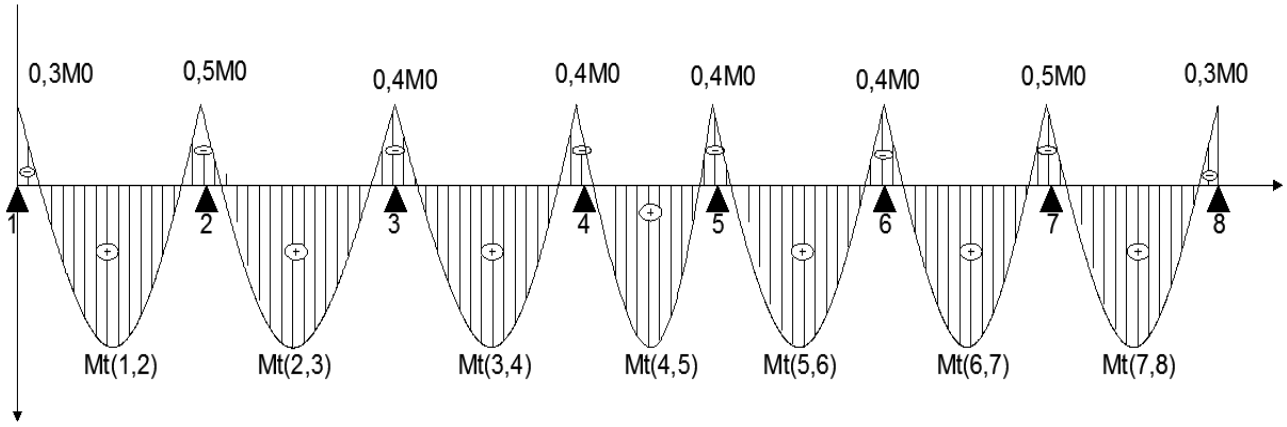


Fig .III.6.8 : diagramme des moments d'une poutre continue.

- **Application de la méthode :**

  - **A L'ELU :**

a) Calcul de rapport de charge α :

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{0{,}975}{0{,}975 + 3\,,536} = 0{,}216 \quad ; \; 0 < \alpha = 0{,}216 < {}^{2}/_{3} = 0{,}666$$

$$\alpha = 0{,}216 \implies \frac{1}{2}(1 + 0{,}3\alpha) = 0{,}532 \; ; \; \frac{1}{2}(1{,}2 + 0{,}3\alpha) = 0{,}632$$

b) Calcul du moment isostatique M_{0i} :

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

Par symétrie:

$$\begin{cases} *M_{01}=\frac{6,236x\,3,4^2}{8}=9,011KN.m & M_{01}=M_{02}=M_{03}=M_{05}=M_{06}=M_{07}=9,011KN.m \\ *M_{04}=\frac{6,236x\,2,7^2}{8}=5,682KN.m \end{cases}$$

c) Calcul des moments sur appuis :

$$\begin{cases} *M_1=0,3\,M_{01}=0,3X9,011=2,703\ KN.m & \Longrightarrow M_1=M_8=2,703\ KN.m \\ *M_2=0,5\,M_{02}=0,5X9,011=4,505KN.m & \Longrightarrow M_2=M_7=4,505KN.m \\ *M_3=0,4M_{03}=0,4X9,011=3,604KN.m & \Longrightarrow M_3=M_6=3,604KN.m \\ *M_4=\max 0,4(M_{04};M_{05})=\max 0,4(5,682;9,011)=(3,604;2,272)=3,604\ KN.m & \\ \Longrightarrow M_4=M_5=3,604\ KN.m & \end{cases}$$

d) Calcul des moments en travées :

- **travèe (1;2) travèe de rive :**

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

$$\begin{cases} M_t \geq \max\{(1+0,3(0,216)\times 9,011\,;1,05(9,011)\}-\frac{2,703+2,703}{2} \longrightarrow M_t \geq 6,891KN.m \\ M_t \geq \frac{1,2+0,3(0,216)}{2}\times 9,011 \longrightarrow M_t \geq 5,698KN.m \end{cases}$$

DONC :$M_{t(1;2)}=6,891KN.m$

- **travée (2;3) travée intermédiaire :**

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

$$\begin{cases} M_t \geq \max\{(1+0{,}3(0{,}216)\times 9{,}011\,;\,1{,}05(9{,}011)\} - \frac{2{,}703+2{,}703}{2} \longrightarrow M_t \geq 6{,}891KN.m \\ M_t \geq \frac{1+0{,}3(0{,}216)}{2}\times 9{,}011 \longrightarrow M_t \geq 4{,}797KN.m \end{cases}$$

DONC : $M_{t(2;3)} = 6{,}891KN.m$

- **travée (4;5) travée intermédiaire :**

$$\begin{cases} M_t \geq \max\{(1+0{,}3\alpha)M_{04}\,;\,1{,}05M_{04}\} - \frac{M_w+M_e}{2} \\ M_t \geq \frac{1+0{,}3\alpha}{2}M_{04} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_t \geq \max\{(1+0{,}3(0{,}216)\times 5{,}682\,;\,1{,}05(5{,}682)\} - \frac{9{,}011+9{,}011}{2} \Longrightarrow M_t \geq -2{,}961KN.m \\ M_t \geq \frac{1+0{,}3(0{,}216)}{2}\times 5{,}682 \quad \Longrightarrow M_t \geq 3{,}025KN.m \end{cases}$$

Donc : $\boldsymbol{M_{t(4;5)}} = 3{,}025KN.$

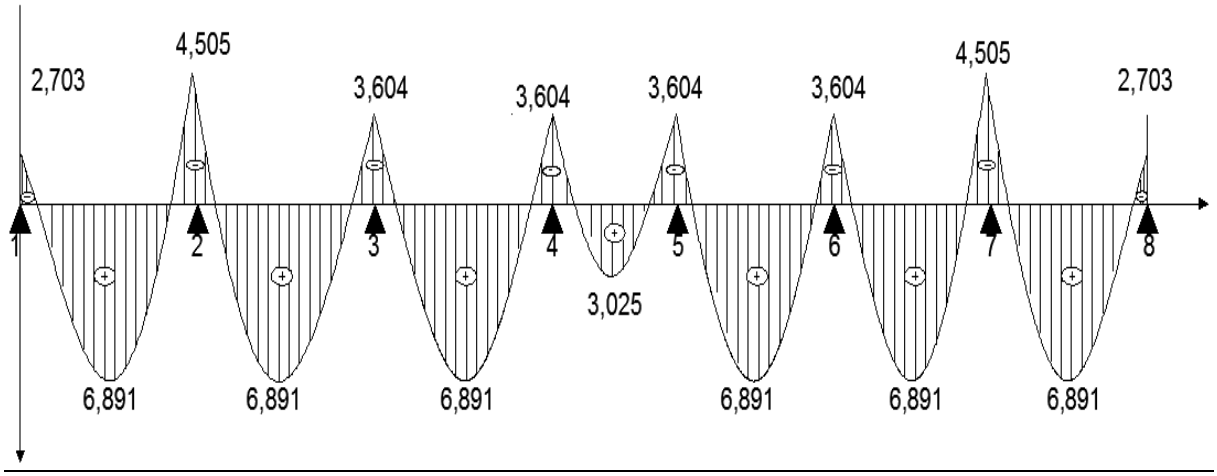


Fig .III.6.9: Le diagramme des moments fléchissant à l'ELU (en KN.m)

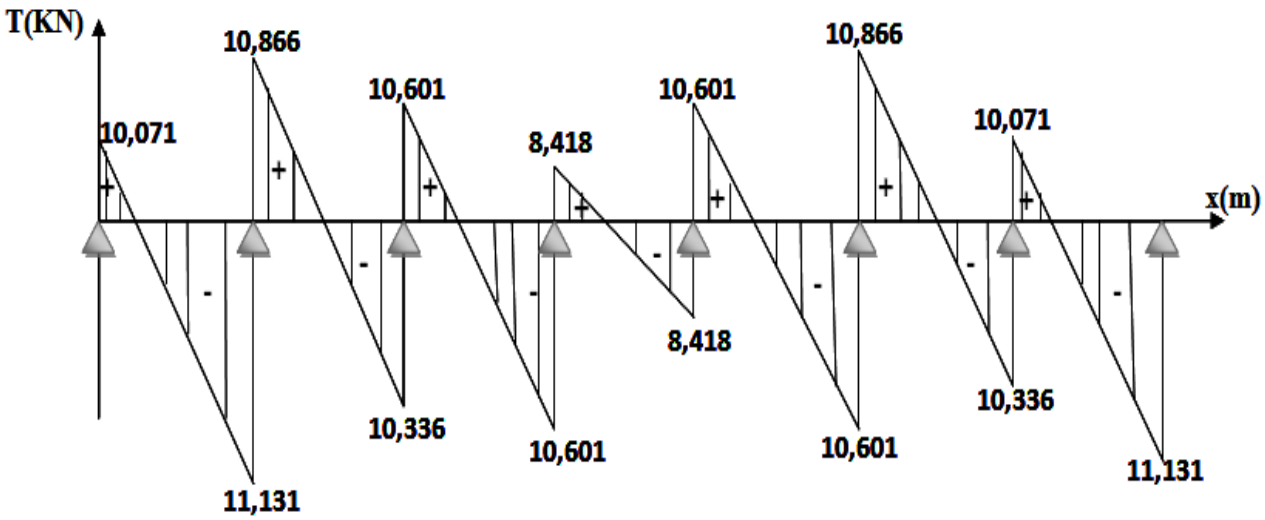
e) Calcul des efforts tranchants :

T_w ; T_e : Efforts tranchants sur appuis de gauche et droite respectivement.

$$\begin{cases} T(x)=\theta(x)+\frac{M_{i+1}-M_i}{L} \\ avec:\ \theta(x=0)=\frac{q_u L}{2} \\ et\ \ \theta(x=L)=-\frac{q_u L}{2} \end{cases} \Longrightarrow \begin{cases} T_w=\frac{M_w-M_e}{L}+\frac{q_u L}{2} \\ T_e=\frac{M_w-M_e}{L}-\frac{q_u L}{2} \end{cases}$$

Les résultats sont mentionnés au tableau ci-dessous :

Travée	(1 ; 2)	(2 ; 3)	(3 ; 4)	(4 ; 5)	(5 ; 6)	(6 ; 7)	(7 ;8)
M_w $(KN.m)$	2,703	4,505	3,604	3,604	3,604	4,505	2,703
M_e $(KN.m)$	4,505	3,604	3,604	3,604	3,604	3,604	4 ,505
T_w (KN)	10,071	10,866	10,601	8,418	10,601	10,866	10,071
T_e (KN)	-11,131	-10, 336	-10,601	-8,418	-10,601	-10,336	11,131
M_t $(KN.m)$	6,891	6,891	6,891	3,025	6,891	6,891	6,891



FigIII.6.10: Le diagramme des efforts tranchants à l'ELU (en KN)

III-6-4) FERRAILLAGE DE LA POUTRELLE A L'ELU:

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

- **En travée :(**M^t_{max}=6,891KN.m)

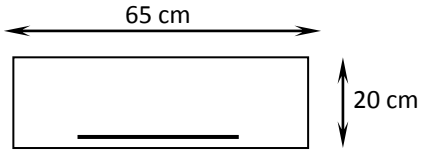
On calcul d'abord le moment équilibré par la table de compression

$$M_{tab} = b \times h_0 \times \left(d - \frac{h_0}{2} \right) \times f_{bu}$$ [3]

$$M_{tab} = 0{,}65 \times 0{,}04 \times (0{,}18 - 0{,}02) \times 14{,}2 \times 10^3 = 59{,}072\ KN.m$$

$$M^t_{\max} = 6{,}891 KN.m < M_{tab} = 56{,}072 KN.m$$

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



$$\mu = \frac{M^t_{\max}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{6{,}891}{0{,}65 \times (0{,}18)^2 \times 14{,}2.10^3} = 0{,}0230$$

$\mu = 0{,}0230 < 0{,}392 \Longrightarrow$ S.S.A

$\mu = 0{,}0230 \rightarrow \beta = 0{,}9885$

$$A_{st} = \frac{M^t_{\max}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{6{,}891}{0{,}9885 \times 0{,}18 \times 348.10^3} 10^4 = 1{,}11 cm^2$$

Soit : A_{st} = 2HA10 = 1,57 cm^2

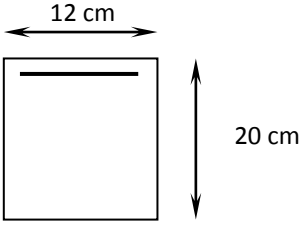
- **Aux appuis : (**M^a_{max} =4,505KN.m)

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

$$\mu = \frac{M^{\max}_a}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{4{,}505}{0{,}12 \times (0{,}18)^2 \times 14{,}2.10^3} = 0{,}081 < 0{,}392 \Longrightarrow$$ S.S.A

$\mu = 0{,}081 \rightarrow \beta = 0{,}9575$

$$A^a = \frac{M^{\max}_a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{4{,}505}{0{,}9575 \times 0{,}18 \times 348} x10 = 0{,}75\ cm^2$$



Soit : $A^a = 2HA10 = 1,57\ cm^2$

Soit : 1HA10 filant et 1HA10 comme chapeaux

❖ Calcul d'espacement :

$$St \leq \min(0,9d\ ;\ 40\ cm) = \min(0,9\times 18\ ;\ 40\ cm) = 16,2\ cm$$

$$St \leq \min(0,9\times 18\ ;\ 40\ cm) = 16,2\ cm$$

Soit un espacement S_t = 15cm entre les cadres

III-6-5) VÉRIFICATION À L' ELU :

❖ Vérification de la condition de non fragilité(BAEL 91,A 4.2.1):

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

➢ En travée :

$$A_{min} = \frac{0,23\times b_0 \times d \times f_{t28}}{fe}$$

$$A_{min} = \frac{0,23\times 65\times 18\times 2,1}{400} = 1,41\ cm^2$$

Donc : $A = 1,57 cm^2 > A_{min} = 1,41 cm^2$ ⟹ Condition vérifiée

➢ Aux appuis :

$$A_{min} = \frac{0,23\times b_0 \times d \times f_{t28}}{fe}$$

$$A_{min} = \frac{0,23\times 12\times 18\times 2,1}{400} = 0,26\ cm^2$$

Donc : $A = 1,57 cm^2 > A_{min} = 0,26 cm^2$ ⟹ Condition vérifiée

❖ Vérification de l'effort tranchant (Art .A5.1.1/BAEL91):

On doit vérifée que : $\tau_u < \overline{\tau_u}$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b_0 \cdot d}$$

Avec : $T_u^{max} = 11{,}131 kN$

$$\begin{cases} \tau_u = \dfrac{11{,}131 \times 10^3}{120 \times 180} = 0{,}515\ MPa \\ \overline{\tau_u} = \min\left\{ \dfrac{0{,}2 \cdot f_{c28}}{\gamma_b};\ 5MPa \right\} = 3{,}33\ MPa \end{cases}$$

$\tau_u < \overline{\tau_u}$ ⟹ Condition vérifiée

❖ Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement(Art.6.1.3/BAEL)

On doit vérifée que : $\tau_{Se} < \overline{\tau_{Se}}$

$$\tau_{Se} = \frac{T_u^{max}}{0{,}9 \cdot d \cdot \sum U_i} \quad \textbf{\textit{avec}}: \quad U_i = n \times \pi \times \Phi \quad ; \text{(Ui le périmètre des barres)}$$

$$\begin{cases} U_i = 2 \times 3{,}14 \times 10 = 62{,}8\ mm \\ \tau_{Se} = \dfrac{11{,}131 \times 10^3}{0{,}9 \times 180 \times 62{,}8} = 1{,}094\ MPa \\ \overline{\tau_{Se}} = \psi_S \cdot f_{t28} \\ \overline{\tau_{Se}} = 1{,}5 \times 2{,}8 = 3{,}15 MPa \end{cases}$$

$\tau_{Se} < \overline{\tau_{Se}}$ ⟹ Condition vérifiée ;pas de risque d'entraînement des barres

❖ Les Armatures transversales :

1) Leurs diamètres sont donnés par l'article (A.7 .2.12 BAEL 91) :

$$\Phi_t \leq \min\left\{ \frac{h}{35}; \Phi_l; \frac{b_0}{10} \right\}$$

$$\Phi_t \leq \min\left\{\frac{20}{35}; 1; \frac{12}{10}\right\} = 0{,}57 \text{ cm}$$

Soit : $\Phi_t = 5{,}7mm$; On prend Φ_t = 8 mm $\Longrightarrow A_t = 2\Phi 8 = 1{,}01 cm^2$

2) D'après le règlement (BAEL 91 /Art : A .5.1.22) L'espacement est :

$S_t = \min (S_{t1} ; S_{t2})$

$$\begin{cases} S_{t1} \leq \min \{0{,}9\ d;\ 40\ cm\} \\ S_{t2} \leq \dfrac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot 0{,}4} \end{cases}$$

$$\begin{cases} S_{t1} \leq \min \{0{,}9x18;\ 40\ cm\} = 16{,}2\ cm \\ S_{t2} \leq \dfrac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot 0{,}4} = \dfrac{0{,}57 \times 400}{12 \times 0{,}4} = 47{,}5\ cm \end{cases}$$

Soit: S_t =15 cm

La section des armatures transversales doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b_0} \geq 0{,}4MPa$$

$\frac{0{,}57 \cdot 400}{12} = 19MPa \geq 0{,}4MPa$ $\Longrightarrow$ Condition verifiée.

❖ Calcul des ancrages (BAEL91/ Art 6.1.2.5.3):

Les barres rectiliges de diametre $\Phi_t$et de limite d' élasticité fe sont ancrées sur une longeur L_s , dite longeur de sellement droit.

La longueur de scellement droit d'après les règles BAEL91

$$L_s = \frac{\phi \times fe}{4 \times \tau_{su}}$$

Avec :

- τ_{su} : contrainte d' adhérence
  $\tau_{su} = 0{,}6\psi^2{}_s f_{t28} = 0{,}6 \times 1{,}5^2 \times 2{,}1 = 2{,}835MPa$
- ψ_s= 1,5 pour HA , ψ_s : coefficient de sellement
- pour f_{c28} = 25 MPa et Fe400
- $\frac{L_s}{\phi} = 35{,}3$

Pour $\phi = 10$ mm $\Longrightarrow$ $L_s = 35{,}3\ cm$; soit $L_s = 35cm$

On a : $L_a = 0{,}4\ L_s$

$L_a = 0{,}4 \times 35 = 14cm$; L_a : Longueur crochets normaux adoptés

III- 6-6) VÉRIFICATION À L'ELS :

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

*Etat limite de résistance de béton en compression

*Etat limite de déformation

*Etat limite d'ouverture des fissures

a) calcul des moments isostatiques à l'ELS :

$M_0 = \frac{q_s \times L^2}{8}$ avec : q_s =G+Q = 4,511KN/ml

Par symétrie:

$$\begin{cases} *M_{01} = \frac{4{,}511 \times 3{,}4^2}{8} = 6{,}518 KN.m & \Longrightarrow M_{01} = M_{02} = M_{03} = M_{05} = M_{06} = M_{07} = 6{,}518 KN.m \\ *M_{04} = \frac{4{,}511 \times 2{,}7^2}{8} = 4{,}110 KN.m \end{cases}$$

b) calcul des moments de flexion et efforts tranchants a l'ELS :

REMARQUE :

Lorsque la charge est la mêmes sur toutes les travées de la poutre, ce qui est le cas pour nos poutrelles, pour obtenir les valeurs à L'ELS, il suffit de multiplier les résultats de calcul à L'ELU par le coefficient q_s/q_u

$$\frac{q_s}{q_u} = \frac{4{,}511}{6{,}236} = 0{,}723$$

- **Moments fléchissant :**

Aux appuis :

$$\begin{cases} *M_S^1 = 2{,}703 \times 0{,}723 = 1{,}954 KN.m & \Longrightarrow M_S^1 = M_S^8 = 2{,}703 KN.m \\ *M_S^2 = 4{,}505 \times 0{,}723 = 3{,}257 KN.m & \Longrightarrow M_S^2 = M_S^7 = 3{,}257 KN.m \end{cases}$$

$\begin{cases} * M_S^3 = 3{,}604 \times 0{,}723 = 2{,}605 KN.m \Longrightarrow M_S^3 = M_S^6 = 2{,}605\ KN.m \\ * M_S^4 = 3{,}604 \times 0{,}723 = 2{,}605 KN.m \Longrightarrow M_S^4 = M_S^5 = 3{,}604 KN.m \end{cases}$

En travée:

$\begin{cases} * M^{(1;2)} = 6{,}891x\ 0.723 = 4{,}982 KN.m \\ * M^{(1;2)} = M^{(7;8)} = 4{,}982 KN.m \\ * M^{(2;3)} = 6{,}891x\ 0.723 = 4{,}982 KN.m \\ * M^{(2;3)} = M^{(6;7)} = M^{(3;4)} = M^{(5;6)} = 4{,}982 KN.m \\ * M^{(4;5)} = 3{,}025x\ 0.723 = 2{,}187 KN.m \end{cases}$

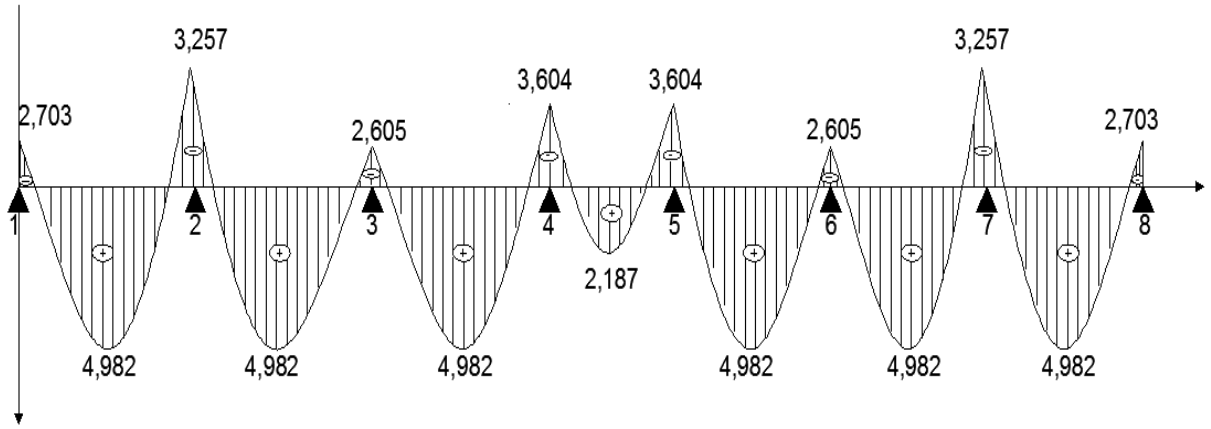


Fig .III.6.11: Le diagramme des moments fléchissant à l'ELS (en KN.m)

- **Efforts tranchants aux appuis:**

$\begin{cases} *T^1_1 = 10{,}071 \times 0{,}723 = 7{,}281 KN \\ *T^1_2 = 10{,}866 \times 0{,}723 = 7{,}856 KN \\ *T^1_3 = 10{,}601 \times 0{,}723 = 7{,}664 KN \\ *T^1_4 = 8{,}418 \times 0{,}723 = 6{,}086 KN \\ *T^1_5 = 10{,}601 \times 0{,}723 = 7{,}644 KN \\ *T^1_6 = 10{,}866 \times 0{,}723 = 7{,}856 KN \\ *T^1_7 = 10{,}071 \times 0{,}723 = 7{,}281 KN \end{cases}$

$\begin{cases} *T^2_2 = -11{,}131 \times 0{,}723 = -8{,}047 KN \\ *T^2_3 = 10{,}336 \times 0{,}723 = -7{,}472 KN \\ *T^2_4 = -10{,}601 \times 0{,}723 = -7{,}664 KN \\ *T^2_5 = -8{,}418 \times 0{,}723 = -6{,}086 KN \\ *T^2_6 = -10{,}601 \times 0{,}723 = -7{,}664 KN \\ *T^2_7 = -10{,}601 \times 0{,}723 = -7{,}664 KN \\ *T^2_8 = -11{,}131 \times 0{,}723 = -8{,}047 KN \end{cases}$

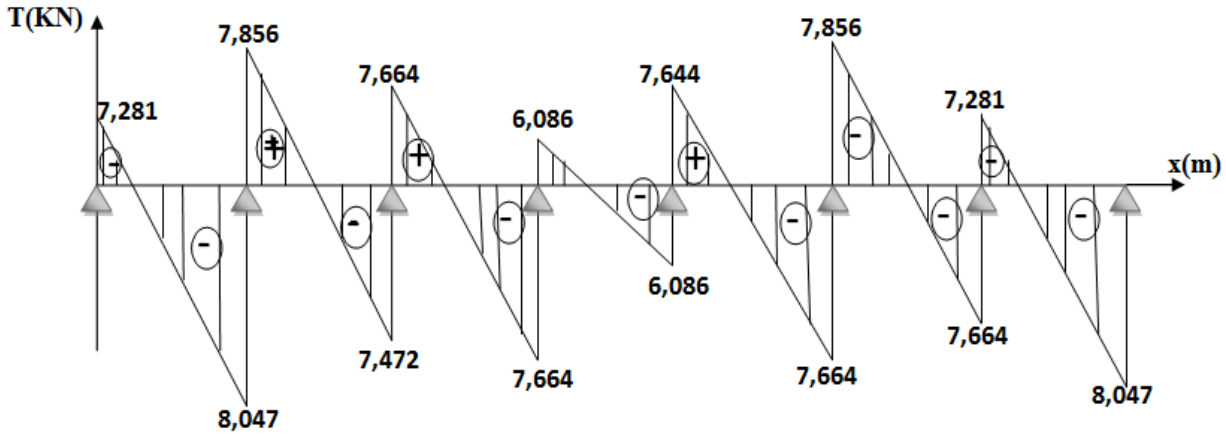


Fig.III-6-12 : Le diagramme des efforts tranchants à l'ELS (en KN)

➢ Vérification de la résistance à la compression du béton :

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$

$$\begin{cases} \overline{\sigma}_{bc} = 0{,}6 \times f_{c28} = 15\ MPa \\ \sigma_{bc} = \dfrac{\sigma_s}{k_1} \quad \text{Avec :} \\ \sigma_s = \dfrac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_{st}} \end{cases}$$

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

-Aux appuis :

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

La contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_{st}} = \frac{3{,}604 \times 10^3}{0{,}8765 \times 18 \times 1{,}57} = 147{,}499\ MPa$$

La contrainte dans le béton est:

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = K \times \sigma_s = 0{,}039 \times 147{,}499 = 5{,}787\ MPa$$

Donc :

$\sigma_{bc} = 5{,}787\ MPa \leq 15\ MPa$ ⟹ Condition vérifiée

- **En travée :**

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 1{,}57}{12 \times 18} = 2{,}726 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0{,}8765 \\ K_1 = 25{,}485 \end{cases}$$

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

$$\sigma_s = \frac{4{,}982 \times 10^3}{0{,}8765 \times 18 \times 1{,}57} = 201{,}131 MPa$$

Donc :

$\sigma_{bc} = 7{,}844 MPa \leq 15\ MPa$ ⟹ Condition vérifiée

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

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

- **Vérification de la flèche :**

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

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

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

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

Nous avons : $\frac{h}{\ell} = \frac{20}{340} = 0{,}05$; $\frac{1}{16} = 0{,}06$ ⟹ $\frac{h}{l} < \frac{1}{16}$ ⟹ Condition non vérifiée

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

III-6-7) CALCUL DE LA FLÈCHE :

1) calcul de la flèche (Art B.6.5.2/BAEL91) : on doit vérifier que :

$$f = \frac{M_t^S \cdot l^2}{10 \cdot E_V \cdot I_{fv}} \leq \bar{f}$$

La flèche admissible de la poutrelle est : $\overline{f} = \frac{l}{500} = \frac{3400}{500} = 6{,}8\text{mm}$

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

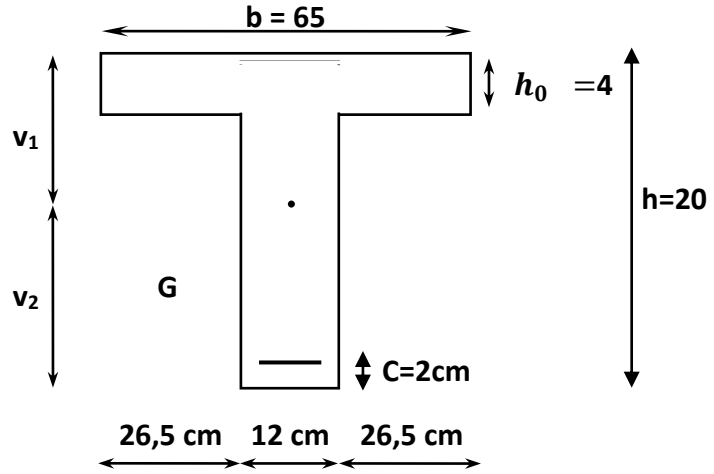
$\bar{f}$: Laflèche admissible

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

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

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

μ; λ_V : Coefficients



- **Aire de la section homogénéisée :**

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

$$B_0 = 12 \times 20 + (65 - 12)4 + 15 \times 1{,}57 = 475.55\text{cm}^2$$

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

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

$$S/_{XX} = \frac{12 \times 20^2}{2} + (65 - 12)\frac{4^2}{2} + 15 \times 1{,}57.18$$

$S/_{XX} = 3247{,}9\text{cm}^3$

❖ **Position du centre de gravité :**

$$\mathbf{V_1}=\frac{S/XX}{B_0}=\frac{3247,9}{475,55}=6,829cm$$

$\boldsymbol{V_2}$= h-V_1= 20-6,829 = 13,171cm

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

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

$$\boldsymbol{I_0}=\frac{12}{3}(6,829^3+13,171^3)+(65-12)\times 4\times(\frac{4^2}{12}+(6,829-\frac{4}{2})^2)+15\times 1,57(13,171-2)^2$$

$I_0=18578,384cm^4$

❖ **Calcul des coefficients :**

$$\boldsymbol{\rho}=\frac{A}{bd}=\frac{1,57}{12\times 18}=0,007$$

$$\boldsymbol{\lambda_i}=\frac{0,05\times 2,1}{0,007(2+\frac{3\times 12}{65})}=5,710$$

$$\boldsymbol{\lambda_V}=\frac{2}{5}\lambda_i=2,284$$

$$\mu=1-\frac{1,75f_{t28}}{4\rho\sigma_S+f_{t28}}=1-\frac{1,75\times 2,1}{4\times 0,007\times 201,131+2,1}=0,524$$

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

$$If_V=\frac{1,1\,I_0}{1+\lambda_V\,\mu}=\frac{1,1\times 18578,384}{1+2,284\times 0,524}=9302,655cm^4$$

❖ **Calcul de la flèche :**

$$f=\frac{4,982\times 3400^2\times 10}{10818,865\times 9302,655}=5,72mm$$

f =5,72mm< $\bar{f}$ =6,8mm ⟶ la flèche est vérifiée

➢ Règle forfaitaire des longueurs des chapeaux :(Art E1.3/BAEL99)

Les travées successives de la poutrelle sont dans un rapport compris entre 0,8et1, 25

Donc les chapeaux sur appuis doivent déborder du nu de l'appui d'au moins :

- De la longueur de la plus grande travée voisine si l'appui n'appartient pas à une travée de rive
- De la longueur de la plus grande travée voisine si l'appui appartient à une travée de rive

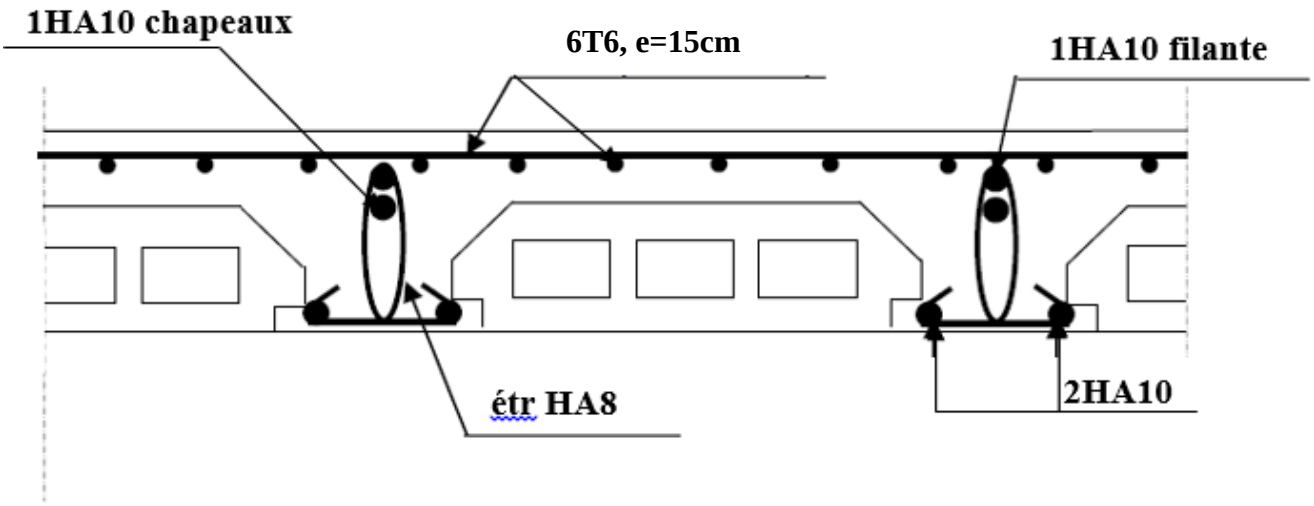


Fig III.6.13 : Plan de ferraillage du plancher.

III.7) SALLE MACHINE :

L'ascenseur est un appareil servant a déplacer verticalement des personnes ou des charges vers l'ensemble des étages de l'immeuble, c'est souvent un matériel muni de dispositif de sécurité.

La machinerie et le local dans lequel se trouve l'ensemble des organes moteurs assurant le mouvement et l'arrêt de l'ascenseur, en générale elle se trouve au dessus de la gaine.

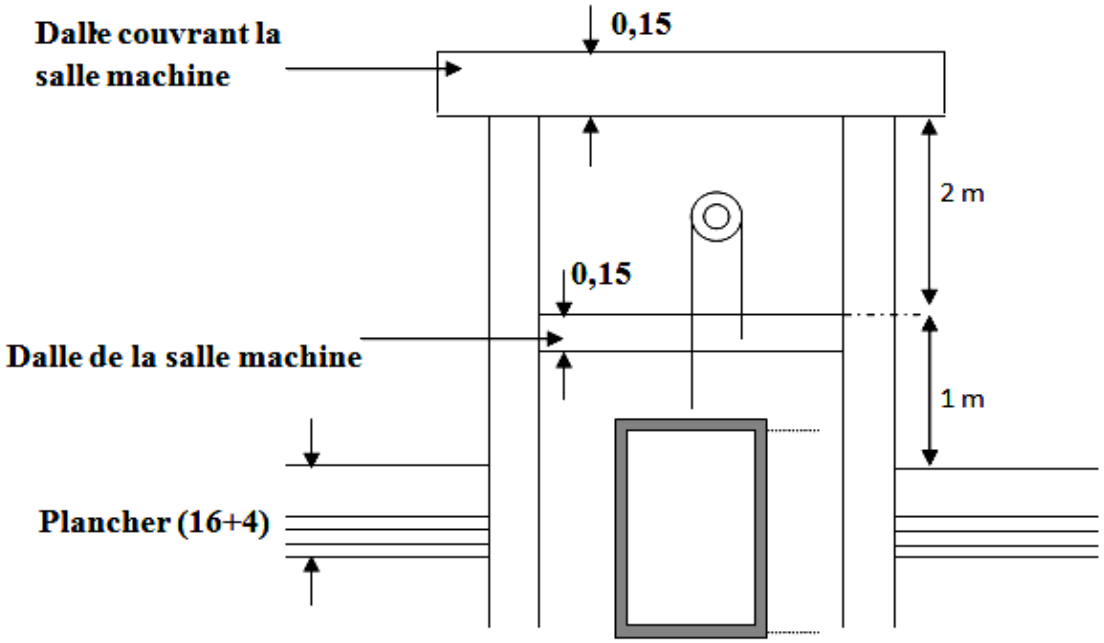


Fig.III.7.1 :Schéma de l'ascenseur .

❖ Caractéristique de la cage d'ascenseur :

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

- Lx = 1,30 m.
- Ly =1,40 m.
- La surface de passage d'ascenseur est : $S = l_y \times l_x = 1{,}40 \times 1{,}30 = 1{,}82\ m^2$.
- La surface de la cabine est de : $S' = 0.8 \times 0.8 = 0.64\ m^2$.

❖ Charges nominales et le poids total :

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

- Charge 630 Kg …… 8 personnes.
- Vitesse d'entrainement est : V = 1 m / s

- la charge totale transmise par le système de levage et la cabine chargée, est de : 9 tonnes (P = 90 KN).

III.7.1) CALCUL DE LA DALLE PLEINE DE LA SALLE MACHINE :

La dalle est soumise aux charges suivantes :

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

III.7.1.1) SOUS CHARGE LOCALISÉE :

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

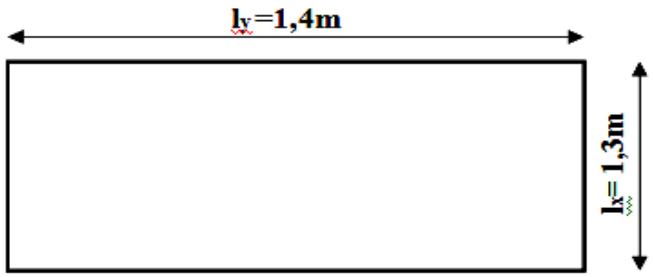


Fig.III.7.2 : Panneau de la dalle de la salle machine

➢DIMENSIONNEMENT DE LA DALLE DE LA CAGE :

- **Epaisseur de la dalle :**

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

$$\mathbf{h_t \geq \frac{l_x}{30}} \Longrightarrow h_t \geq \frac{130}{30} = 4{,}33 \text{ cm} \Longrightarrow h_t \geq 4{,}33 \text{ cm}$$

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

- **Calcul de la sollicitation :**

On a $\rho_x = \frac{l_x}{l_y} = \frac{130}{140} = 0{,}93 \Longrightarrow 0{,}4 < \rho_x = 0{,}93 < 1$

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

- **Calcule de U et V :s**

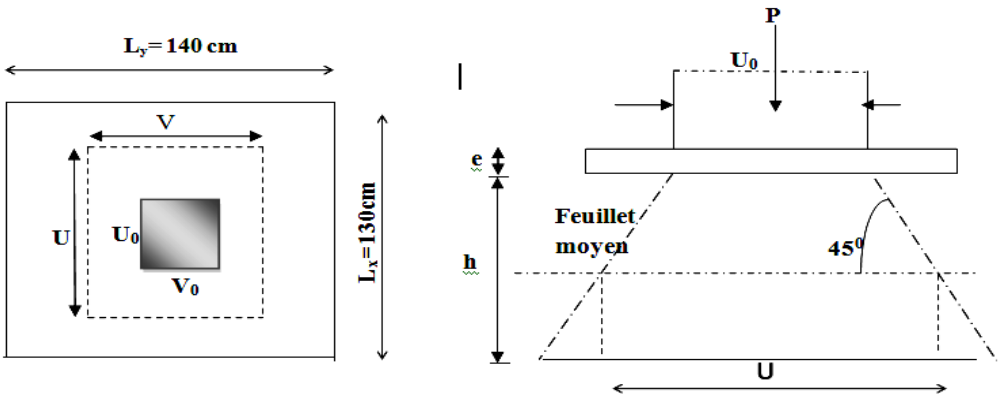


Fig.III.7.3 :Schéma représentatifs de diffusion de charge au niveau de feuillet moyen

« U, V » coté du rectangle sur lequel s'applique la charge P (P=90KN) compte tenu de la diffusion a 45° dans le revêtement et la dalle de béton .Ils sont déterminés au feuillet moyen de la dalle. Pour un revêtement en béton :

$$\begin{cases} U = U_0 + 2\xi.e + h_t \\ V = V_0 + 2\xi.e + h_t \end{cases}$$

Avec:

- **ξ:** coefficient de la nature de revêtement → $\xi = 1$ (revêtement en béton).
- **h_t :** hauteur de la dalle (h_t =15 cm).
- **U_0x V_0** : surface de contact, zone dans laquelle q est concentrée ($U_0 = V_0 = 80$ cm). Les cotés U_0 et V_0 Sont supposé parallèles respectivement à L_x et L_y.
- **e :** épaisseur de revêtement (e = 0 cm) pas de revêtement.

D'où :

$$\begin{cases} U = U_0 + 2\xi e + h_t = 80 + 2(1) \times 0 + 15 = 95 \text{ cm}. \\ V = V_0 + 2\xi e + h_t = 80 + 2(1) \times 0 + 15 = 95 \text{cm}. \end{cases}$$

❖ Calcul des moments à l'ELU :

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

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

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

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

Avec :

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

$$\begin{cases} \frac{U}{l_x}=\frac{95}{130}=0{,}73 \Longrightarrow & 0{,}7 < \frac{U}{l_x}=0{,}73 < 0{,}8 \\ \frac{V}{l_y}=\frac{95}{140}=0{,}68 \Longrightarrow & 0{,}6 < \frac{V}{l_y}=0{,}68 < 0{,}7 \end{cases}$$

Apres l'interpolation :

✓ $\boldsymbol{\rho_x}=\frac{l_x}{l_y}=0{,}93$

✓ $\frac{U}{l_x}=\frac{95}{130}=0{,}73$

✓ $\frac{V}{l_y}=\frac{95}{140}=0{,}68$

$\Longrightarrow$ après une triple interpolation on trouve : $\begin{cases} M_1 = 0{,}0695 \\ M_2 = 0{,}057 \end{cases}$

$p_u = 1{,}35\ P = 1{,}35 \times 90 = 121{,}5$ KN ; (P_u : charge totale à ELU).

Pour une bande de 1m de largeur, les moments au milieu de panneau sont:

$$\begin{cases} M_{x1}=P_u\,(M_1+\nu M_2)=P_u\,M_1 \text{ , (avec : } \nu = 0 \text{ à l'ELU)} \\ M_{y1}=P_u\,(M_2+\nu M_1)=P_u\,M_2 \end{cases}$$

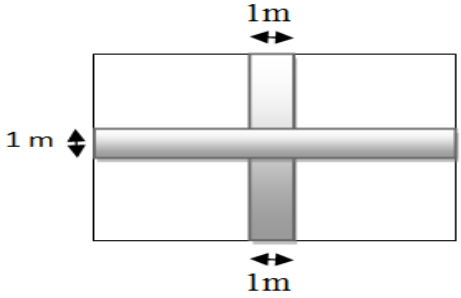


Fig.III.7.4 : Panneau de dalle

$$\begin{cases} M_{x1} = P_u M_1 = 121,5 \times 0,0695 = 8,444 \text{ KN. m} \\ M_{y1} = P_u M_2 = 121,5 \times 0,057 = 6,925 \text{ KN. m} \end{cases}$$

III.7.1.2) SOUS CHARGE UNIFORMÉMENT RÉPARTIE :

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

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

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

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

Les valeurs de coefficient μ_x et μ_y sont données, en fonction du rapport $\boldsymbol{\rho_x = \frac{l_x}{l_y}}$ =0.93 et du coefficient de poisson ν=0.

ρ_x= 0.93 ⟹ la dalle travail dans les deux sens.

$$\begin{cases} \nu = 0 \\ \rho_x = 0.93 \end{cases} \Longrightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0428 \\ \mu_y = 0,841 \end{cases}$$

- **Poids propre de la dalle :**
  G = 25 x 0, 15 x 1 = 3, 75 KN/ ml
- **La surcharge d' exploitation :**
  Q = 1 KN/ml
  q_u = 1,35 G + 1,5 Q ⟹ q_u = 1, 35 x (3,75) + 1,5 x 1 = 6,562 KN/ml.

D'ou:
$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x . q_u . l_x^2 = 0,0428 \times 6,562 \times (1,30)^2 = 0,474 \text{ KN. m} \\ M_{y2} = \mu_y . M_{x2} = 0,474 \times 0,841 = 0,398 \text{ KN. m} \end{cases}$$

III.7.1.3) SUPERPOSITION DES MOMENTS AGISSANT AU CENTRE DU PANNEAU :

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 8,444 + 0,474 = 8,918 \text{ KN.m} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 6,925 + 0,398 = 7,323 \text{ KN.m.} \end{cases}$$

REMARQUE :

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

- **Correction des moments :**

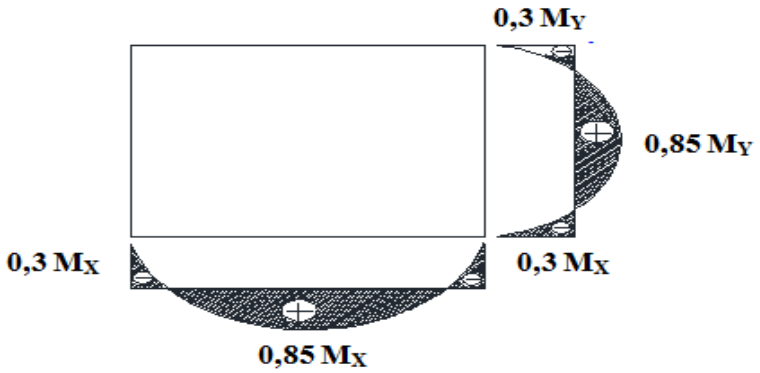


Fig III.7.5 : Diagramme des moments de panneau de dalle en travée et aux appuis.

- **Les moments en travée :**

$$\begin{cases} M_x^t = 0.85\ M_x = 0.85 \times 8{,}918 = 7{,}580\ \text{KN.m} \\ M_y^t = 0.85\ M_y = 0.85 \times 7{,}323 = 6{,}224\ \text{KN.m} \end{cases}$$

- **Les moments aux appuis:**

$$\begin{cases} M_x^a = -0{,}3\ M_x = -0{,}3 \times 8{,}918 = -2{,}675\ \text{KN.m} \\ M_y^a = -0{,}3\ M_y = -0{,}3 \times 7{,}323 = -2{,}196\ \text{KN.m} \end{cases}$$

III.7.2) FERRAILLAGE DE LA DALLE :

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

III.7.2.1) EN TRAVÉE :

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

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

- **Armatures // à X-X :**

$d = h_t - c = 15 - 2 = 13$ cm

$f_{bu} = 14.2$ Mpa

$\mu = \frac{M_x^t}{b.d^2.f_{bu}} = \frac{7,580}{1\times(0,13)^2\times14,2\times10^3} = 0.031 < \mu_l = 0.392 \Longrightarrow$ SSA

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $A_{sc} = 0$.

$\mu = 0,031 \Longrightarrow \beta = 0,9845$

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

$A_{tx} = \frac{M_x^t}{\beta\times d.\sigma_s} = \frac{7,580\times10^4}{0.9845\times0,13\times348\times10^3} = 1.70$ cm^2

Soit : 4HA10/ml $\Longrightarrow A_{tx} = 3,14$ cm^2/ml avec un espacement $S_t = 100/4 = 25$ cm

❖ **Armatures // à Y-Y :**

$\mu = \frac{M_y^t}{b.d^2.f_{bu}} = \frac{6,224}{1\times(0,13)^2\times14,2\times10^3} = 0.025 < \mu_l = 0.392 \Longrightarrow$ SSA

$\mu = 0,029 \Longrightarrow \beta = 0,9855$

$A_{ty} = \frac{M_y^t}{\beta\times d.\sigma_s} = \frac{6,224\times10^4}{0.9855\times0.13\times348\times10^3} = 1.39$ cm^2.

Soit : 4HA10/ml $\Rightarrow A_{ty} = 3,14$ cm^2/ml avec un espacement $S_t = 100/4 = 25$ cm

III.7.2.2) AUX APPUIS :

❖ **Armatures // à X-X :**

$\mu = \frac{M_x^a}{b.d^2.f_{bu}} = \frac{2,675}{1\times(0,13)^2\times14,2\times10^3} = 0.011 < \mu_l = 0.392 \Longrightarrow$ SSA

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $A_{SC} = 0$.

$\mu = 0,011 \Longrightarrow \beta = 0,9945$

$A_{ax}=\frac{M_x^a}{\beta\times d.\sigma_s}=\frac{2{,}675\times10^4}{0.9945\times0.13\times348\times10^3}=0{,}59\text{cm}^2$

Soit : 4HA10/ml $\Rightarrow A_{ax}$ = 3,14 cm²/ml avec un espacement S_t = 100/4 = 25 cm

❖ **Armatures // à Y-Y :**

$\mu=\frac{M_y^a}{b.d^2.f_{bu}}=\frac{2{,}167}{1\times(0{,}13)^2\times14{,}2\times10^3}=0.009<\mu_l=0.392 \Longrightarrow$ SSA

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires A_{SC} = 0.

$\mu = 0{,}009 \longrightarrow \beta = 0{,}9955$

$A_{ay}=\frac{M_y^a}{\beta\times d.\sigma_s}=\frac{2{,}167\times10^4}{0.9955\times0.13\times348\times10^3}=0.48\text{ cm}^2$

Soit : 4HA10/ml $\Rightarrow A_{ay}$ = 3,14 cm²/ml avec un espacement S_t = 100/4 = 25 cm

❖ **Résumé :**

Zone	Sens	M_u en $[MPa]$	μ	β	A en$[cm^2]$	S_t Max en$[cm]$
Sur appuis	X-X	2,675	0,011	0,9945	3,14	25
	Y-Y	2,167	0,009	0,9955	3,14	25
En traveés	X-X	7,580	0,031	0,984	3,14	25
	Y-Y	6,224	0,029	0,9855	3,14	25

III.7.3) VÉRIFICATION À L'ELU :

III.7.3 .1) CONDITION DE NON FRAGILITÉ : [ART A.2.1DU BAEL.91]

Les armatures tendues d'une section transversale soumise a la flexion doivent présenter une section minimale correspondent au taux d'armature suivant :

❖ **Armatures inférieures (suivant X-X) :**

$\omega_x=\frac{A_{min}^x}{S}\geq\omega_0\times\frac{(3-\rho_x)}{2} \Longrightarrow A_{min}^x\geq\omega_0\times\frac{3-\rho_x}{2}\times S$

Avec :

- ($\rho_x = \frac{l_x}{l_y} = 0{,}93$)
- ω_0 = taux d'acier minimal 0.8‰ =0,0008 pour [Fe400]
- ω_x : taux minimal d'acier en travée dans le sens x - x.
- A_{min} : section minimale d'armatures.

$$A_{min}^{x} \geq 0{,}0008 \times \frac{3-0{,}93}{2}(100 \times 15) = 1{,}242 \text{ cm}^2$$

$$\begin{cases} A_{min}^{x} = 1{,}242 \text{ cm}^2 < A_{tx} = 3{,}14 \text{ cm}^2 \Longrightarrow \text{La condition est vérifiée.} \\ A_{min}^{x} = 1{,}242 \text{ cm}^2 < A_{ax} = 3{,}14 \text{ cm}^2 \Longrightarrow \text{La condition est vérifiée.} \end{cases}$$

❖ **Armatures supérieures (suivant Y - Y) :**

$$\omega_y = \frac{A_{min}^{y}}{b \times h} \geq \omega_0 = 0{,}0008 \Longrightarrow A^{Y} \geq \omega_0 \times b \times h$$

ω_y : Taux minimal d'acier dans le sens y-y.

$$A_{min}^{Y} \geq 0{,}0008 \times (100 \times 15) = 1{,}20 \text{ cm}^2$$

$$\begin{cases} A_{min}^{Y} = 1{,}2 \text{ cm}^2 < A_{ty} = 3{,}14 \text{ cm}^2 \Longrightarrow \text{La condition est vérifiée.} \\ A_{min}^{Y} = 1{,}2 \text{ cm}^2 < A_{ay} = 3{,}14 \text{ cm}^2 \Longrightarrow \text{La condition est vérifiée.} \end{cases}$$

CONCLUSION :

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

III.7.3.2) DIAMÈTRE MAXIMALE DES BARRES :

[Art A.721du BAEL.91]

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

Φ: Diamètre des armatures longitudinales.

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

III.7.3 .3) ECARTEMENT DES BARRES [ART A.8.2.42 DU BAEL.91] :

L'écartement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :(Charge concentrée)

Direction la plus sollicitée : min (2h; 25cm)

Direction perpendiculaire : min (3h; 33cm)

❖**Armatures Ax // Lx :**

Armatures supérieures : S_t =25 cm ≤ min(2h= 30 cm;25cm)=25cm ⟹ cv

Armatures inférieures : S_t = 25 cm ≤min(3h= 45 cm;33cm)=33cm ⟹cv

❖**Armatures A_y // L_y :**

Armatures supérieures : S_t =25 cm ≤min(2h= 30 cm;25cm)=25cm ⟹v

Armatures inférieures : S_t = 25 cm ≤min(3h= 45cm;33cm)=33cm ⟹v

III.7.3 .4) CONDITION DE NON POINÇONNEMENT : (ART A-5-2-42 BAEL91)

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

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

Avec :

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

μ_c= 2(U + V) = 2×(0 ,95 + 0 ,95) = 3,8 m.

$P_0 = 0{,}045\ \mu_c h_t\ \frac{f_{c28}}{\gamma_s}$ = 0,045 × 3,8 × 0,15 $\frac{25\times10^3}{1{,}5}$ = 427,5 KN.

P_u=1,35 x 90 =121,5 KN

D'où : P_u= 121,5 KN ≤ P_0 = 427,5KN ⟹ La condition est vérifiée.

Donc : les armatures transversales sont inutiles.

III.7.3 .5) VÉRIFICATION DE LA CONTRAINTE TANGENTIELLE :

Les efforts tranchants sont max au voisinage de la charge :

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

❖ **Au milieu de U (sens X-X):**

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

$T_u = \frac{121.5}{2(0,95)+0,95}$ = 42,631 KN

❖ **Au milieu de V (sens Y-Y):**

$T_u = \frac{P_u}{3V} = \frac{121.5}{3\times0,95}$ = 42,631 KN

D'où : $\tau_u = \frac{T_{u\,max}}{bd} = \frac{42,631\times10^3}{1000\times130} = 0,328$MPa

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

Donc : $\tau_u = 0,328$ MPa< $\bar{\tau}_u$=3,33MPa ⟹ la condition est vérifiée

III.7.4) VÉRIFICATION À L 'ELS :

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

III.7.4.1) EVALUATION DES MOMENTS M_{x1} ET M_{y1} DUS AU SYSTÈME DE LEVAGE :

A L'ELS { **ν= 0,2** ; P=90KN

$M_{x1}=P(M_1+\nu M_2) = P(M_1+0.2\,M_2) = 90\times(0,0695+0,2\times0,057) = 7,281$ KN.m

$M_{y1}=P(M_2+\nu M_1) = P(0.2\,M_1+M_2) = 90\times(0.2\times0,0695+0,057) = 6,381$ KN.m

III.7.4.2) ÉVALUATION DES MOMENTS M_{x2} ; M_{y2} DUS AU POIDS PROPRE DE LA DALLE ET DE LA SURCHARGE:

$q_s = G + Q = 3,75 + 1 = 4,75$ KN/m²

$\rho_x = 0,93$ ⟹ { $\mu_x = 0,0428$; $\mu_y = 0,841$

D'où : { $M_{x2} = \mu_x \times q_s \times l_x^2 = 0,0428 \times 4,75 \times (1,30)^2 = 0,343$KN.m

$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} = 0,841 \times 0,343 = 0,288$ KN.m

III.7.4.3) LES MOMENTS GLOBAUX :

$$\begin{cases} M_{xs} = M_{x1} + M_{x2} = 7{,}281 + 0{,}343 = 7{,}624 \text{ KN. m} \\ M_{ys} = M_{y1} + M_{y2} = 6{,}381 + 0{,}288 = 6{,}669 \text{ KN. m} \end{cases}$$

III.7.4.4) CORRECTION DES MOMENTS :

- **Les moments en travée**

$$\begin{cases} M^t_{xs} = 0{,}85\, M_{xs} = 0{,}85 \times 7{,}624 = 6{,}480 \text{ KN. m . (Sens x-x)} \\ M^t_{ys} = 0{,}85\, M_{ys} = 0{,}85 \times 6{,}669 = 5{,}668 \text{ KN. m . (Sens y-y)} \end{cases}$$

- **Les moments aux appuis:**

$$\begin{cases} M^a_{xs} = -0{,}3\, M_{xs} = -0{,}3 \times 7{,}624 = -2{,}287 \text{ KN. m . (Sens x-x)} \\ M^a_{ys} = -0{,}3\, M_{ys} = -0{,}3 \times 6{,}669 = -2{,}001 \text{ KN. m . (Sens y-y)} \end{cases}$$

III.7.4.5) VÉRIFICATION DES CONTRAINTES DANS LE BÉTON ET L'ACIER:

Il faut vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0{,}6 x f_{c28} = 15$ MPa avec : $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$

Aucune vérification n'est nécessaire ; si la condition suivant est satisfaite :

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{Avec} \quad \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

- **Dans le sens xx :**
  - **En travée :**

$$M_x^t = 0{,}85 . M_x = 6{,}480\ kN.m$$

$$\begin{cases} \gamma = \frac{M_u}{M_S} = \frac{7.580}{6.480} = 1.16 \\ \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.16 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.33 \\ \mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = 0.004 \Longrightarrow \alpha = 0{,}0050 \end{cases}$$

D'où : $\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0{,}33 > \alpha = 0{,}00050 \Longrightarrow$ Condition vérifiée

  - **Aux appuis :**

$$M_x^a = 0{,}85 . M_x = 2{,}287\ kN.m$$

$$\begin{cases} \gamma = \dfrac{M_u}{M_S} = \dfrac{2{,}675}{2.287} = 1.16 \\ \dfrac{\gamma - 1}{2} + \dfrac{f_{c28}}{100} = \dfrac{1.16 - 1}{2} + \dfrac{25}{100} = 0.33 \end{cases}$$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = 0.001 \Longrightarrow \alpha = 0{,}00125$$

D'où : $\dfrac{\gamma - 1}{2} + \dfrac{f_{c28}}{100} = 0{,}33 > \alpha = 0{,}00125 \Longrightarrow$ Condition vérifiée

- **Dans le sens YY :**

  - **En travée :**

$$M_x^t = 0{,}85.M_x = 5{,}668 kN.m$$

$$\begin{cases} \gamma = \dfrac{M_u}{M_S} = \dfrac{7.580}{6.225} = 1.21 \\ \dfrac{\gamma - 1}{2} + \dfrac{f_{c28}}{100} = \dfrac{1.21 - 1}{2} + \dfrac{25}{100} = 0.355 \\ \mu = \dfrac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = 0.004 \Longrightarrow \alpha = 0{,}0050 \end{cases}$$

D'où : $\dfrac{\gamma - 1}{2} + \dfrac{f_{c28}}{100} = 0{,}355 > \alpha = 0{,}00050 \Longrightarrow$ Condition vérifiée

  - **Aux appuis :**

$$M_x^a = 0{,}85.M_x = 2{,}001 kN.m$$

$$\begin{cases} \gamma = \dfrac{M_u}{M_S} = \dfrac{2{,}167}{2.001} = 1.08 \\ \dfrac{\gamma - 1}{2} + \dfrac{f_{c28}}{100} = \dfrac{1.08 - 1}{2} + \dfrac{25}{100} = 0.29 \\ \mu = \dfrac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = 0.001 \Longrightarrow \alpha = 0{,}00125 \end{cases}$$

D'où : $\dfrac{\gamma - 1}{2} + \dfrac{f_{c28}}{100} = 0{,}29 > \alpha = 0{,}00125 \Longrightarrow$ Condition vérifiée

Donc : le calcul de σ_{bc} n'est pas nécessaire

III.7.4.6) ETAT LIMITE DE FISSURATION :

La fissuration est peu préjudiciable. Aucune vérification n'est nécessaire.

III.7.4.7) ETAT LIMITE DE DÉFORMATION :

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

a) $\frac{h}{l_x} \geq \frac{1}{16}$

b) $\frac{A_x}{b.d} \leq \frac{2}{f_e}$ tel que: f_e en [MPA]

c) $\frac{h}{l_x} \geq \frac{M_{tx}}{20 \times M_x}$

Avec :

h : hauteur de dalle est égale a 15 cm .

$\mathbf{M_{tx}}$: Moment entravé de la dalle continue dans la direction l_x .

$\mathbf{M_x}$: Moment isostatique dans la direction de (x-x) pour une bande de largeur égale 1[m].

$\mathbf{A_x}$: Section d'armature par bande de largeur égale à 1[m].

d : La hauteur utile de la bande est égale a 13 cm.

b : La largeur de bande égale à 1[m].

a)

$$\left.\begin{array}{l} \frac{h}{l_x} = \frac{15}{130} = 0{,}115 \\ \frac{M_{tx}}{20 \times M_x} = \frac{0.85 \times M_x}{20 \times M_x} = \frac{0.85}{20} = 0.0425 \end{array}\right\} \frac{h}{l_x} = 0.09 \geq \frac{M_{tx}}{20 \times M_x} = 0.0425 \Longrightarrow \text{CV.}$$

b)

$$\left.\begin{array}{l} \frac{A_x}{b.d} = \frac{3.14}{100 \times 13} = 0.002 \\ \frac{2}{f_e} = \frac{2}{400} = 0.005 \end{array}\right\} \frac{A_x}{b.d} = 0.002 < \frac{2}{f_e} = 0.005 \Longrightarrow \text{CV.}$$

c) $\frac{h}{l_x} = \frac{15}{130} = 0{,}115 \geq \frac{1}{16} = 0{,}062 \Longrightarrow$ CV

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

CONCLUSION :

Le ferraillage de la dalle de salle machine est comme suit :

➢ Ferraillage suivant X-X :

- En appuis : 4HA10 / ml avec un espacement S_t=25 cm
- En travées **:** 4HA10 /ml avec un espacement S_t=25 cm

➢ Ferraillage suivant Y-Y :

- En appuis : 4HA10 / ml avec un espacement S_t=25 cm
- En travées **:** 4HA10 /ml avec un espacement S_t=25 cm

1-Sens X-X :

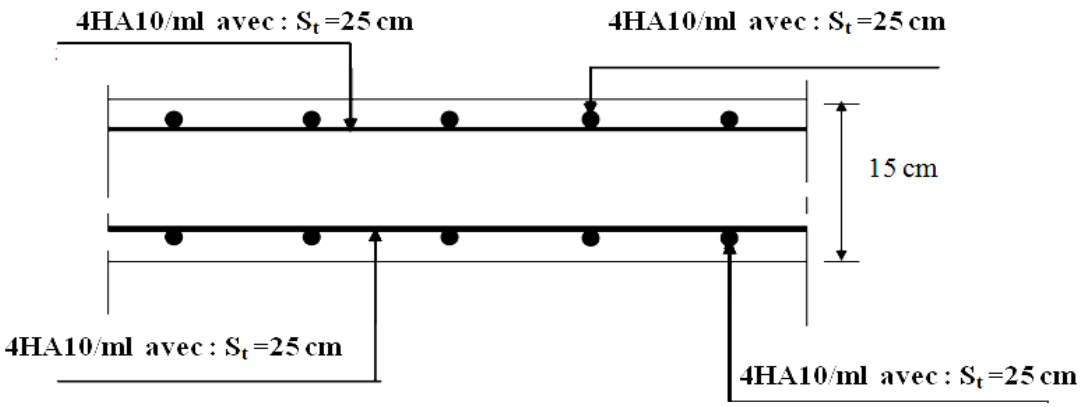


Fig.III.7.6 :Plan de ferraillage de la dalle de la salle machine suivant x-x

2-Sens Y-Y :

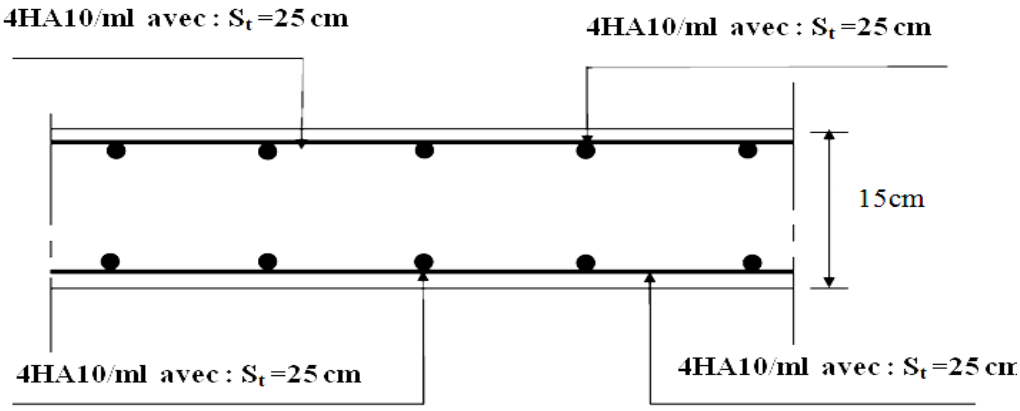


Fig .III.7.7 :Plan de ferraillage de la dalle de la salle machine suivant y-y

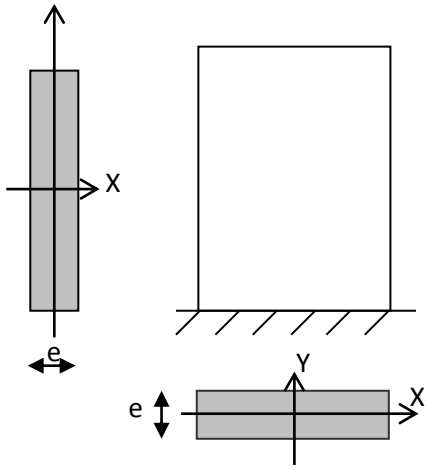
INTRODUCTION :

Dans ce chapitre l'étude consiste la détermination des éléments de contreventement et leurs caractéristiques géométriques pour assurer une sécurité suffisant sous l'action des charges horizontales (vent et séisme).

Il est indispensables de compare l'inertie des refends par rapport à celle des portiques pour choisir un système de contreventement et connaitre la répartition des sollicitations entre les refends et les portiques.

IV.1 : CARACTÉRISTIQUES GÉOMÉTRIQUES DE REFENDS:

❖ Inerties des refends pleins :



- **Les refends longitudinaux :**

$$I_X = \frac{L \times e^3}{12} \quad ; I_Y = \frac{e \times L^3}{12}$$

$I_x << I_y$ (e<< L) $\Longrightarrow$ $I_x = 0$

- **Les refends transversaux** :

$$I_X = \frac{L \times e^3}{12} \quad ; I_Y = \frac{e \times L^3}{12}$$

$I_x << I_y$ (e<< L) $\Longrightarrow$ $I_y = 0$

Avec:

L: langueur de voile.

e: épaisseur de voile

Les inerties des voiles sont données dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV.1 : Les inerties des voiles.

Refond longitudinal				**Refend transversal**			
Voile	e(m)	L(m)	I(m^4)	**Voile**	e(m)	L(m)	I(m^4)
4*VL1	0.20	2	0,53333	**4*VT1**	0.20	3	1.80
VL2	0.20	1.4	0,04573	**2*VT2**	0.20	1.3	0.07323
4*VL3	0.20	1.04	0,07499				
$I_{MOYENNE}$		**0.65405 m^4**		**$I_{MOYENNE}$**		**1.87323m^4**	

Inertie moyen du refend dans le sens longitudinal : I_{moy} = 0.65405 m^4

Inertie moyen du refend dans le sens transversal : I_{moy} = 1.87323 m^4

IV.2 : INERTIE FICTIVE DES PORTIQUES :

Inertie fictive des portiques est évaluée, en calculant le déplacement de chaque portique au droit de chaque de plancher sous l'effet d'une force horizontale égale à 1 tonne, ensuite en compare les déplacements aux flèches que produira un refends sous l'effet de même système de forces horizontales (1tonne pour chaque niveau) et pour une inertie égale à l'unité ($I=1m^4$).

L'inertie fictive des portiques est donnée par :

$$I_{en} = \frac{F_n}{D_n} \quad avec: \quad D_n = \sum \Delta_n$$

Avec :

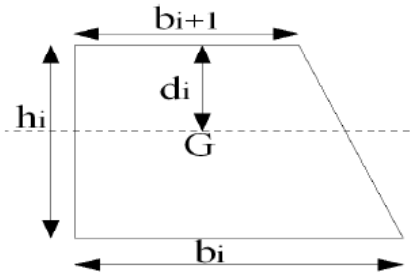
- I_{en} : Inertie équivalente du portique au niveau « i ».
- Δ_n **:** Déplacement du portique au niveau « i ».
- F_n **:** Flèche du refond au niveau « i ».
- D_n : Déplacement du niveau n (somme des déplacements des portiques du niveau n)

IV.2 .1: CALCUL DES FLÈCHES DU REFEND :

Le calcul des flèches du refend dont l'inertie est I = 1 m^4, soumis au même système de forces que le portique (une force égale à une tonne à chaque niveau), sera obtenu par la méthode des « Moments des aires ».

Le diagramme des moments fléchissant engendrés par la série de forces horizontales égales à (1 tonne), est une série de sections de trapèzes superposés et délimités par les niveaux La flèche est donnée par la relation suivante :

$$f_i = \frac{\sum S_i \times d_i}{EI}$$



Avec :

- f_i **:** flèche de refend choisit au niveau « i » .
- S_i **:** Surface du trapèze.
- d_i **:** Distance entre le centre de gravité du trapèze et le niveau considéré.

$$\begin{cases} d_i = \frac{(2b_i+b_{i+1})}{3(b_i+b_{i+1})} \times h_i \\ S_i = (b_i + b_{i+1}) \times \frac{h_i}{2} \end{cases}$$

Le tableau suivant donne les aires « S_i » et la position du centre de gravité « X_i » par diagramme des moments :

niveau	hi	Bi	Bi+1	si	di	si*di
9	3,06	3,06	0	4,6818	2,04	9,550872
8	3,06	6,12	3,06	14,0454	1,7	23,87718
7	3,06	9,18	6,12	23,409	1,632	38,203488
6	3,06	12,24	9,18	32,7726	1,602857143	52,529796
5	3,06	15,3	12,24	42,1362	1,586666667	66,856104
4	3,06	18,36	15,3	51,4998	1,576363636	81,182412
3	3,06	21,42	18,36	60,8634	1,569230769	95,50872
2	3,06	24,48	21,42	70,227	1,564	109,835028
1	3,06	27,54	24,48	79,5906	1,56	124,161336
rdc	4,08	31,62	27,54	120,6864	2,086896552	251,860032

Tableau IV.2 : Valeurs des flèches des refends à chaque niveau.

IV.2 .2 : CALCUL DES DÉPLACEMENTS DES PORTIQUES :

La rotation d'étage est donnée :

- Niveau étage courant :

$$E.\theta_n = \frac{M_n + M_{n+1}}{24\sum Kt_n}$$

- Niveau RDC :

-Poteaux encastrés à la base : $E\theta_1 = \frac{M_1 + M_2}{24\sum Kt_1 + 2\sum Kp_1}$

-Poteaux articulé a la base : $E\theta_1 = \frac{2M_1 + M_2}{24\sum Kt_1}$

Avec :

$M_n = T_n \times h_n$

T_n : Effort tranchant de niveau « n ».

K_{tn} : Raideur des poutres. $K_{tn} = \frac{I_{tn}}{L}$

K_{Pn} : Raideur des poteaux. $K_{Pn} = \frac{I_{Pn}}{h}$

h : hauteur d'étage.

L : langueur libre de la poutre

Les déplacements sont donnée par : $\Delta_n = \Psi_n . h$

Avec : $E\psi_n = \frac{M_n}{12\sum K_{pn}} + \frac{E\theta_n + E\theta_{n+1}}{2}$

Les étapes de calcul des déplacements et des inerties fictives des portiques par niveaux sont résumées dans les tableaux qui suivent :

- **K des poteaux sens X-X :**

niveau	b (cm)	h (cm)	I (cm ^{4})	he (cm)	hp (cm)	h' (cm)	e pot (cm)	hc (cm)	k (cm^3)
9	35	35	125052,083	306	30	276	35	293,5	426,071834
8	35	35	125052,083	306	30	276	35	293,5	426,071834
7	35	35	125052,083	306	30	276	35	293,5	426,071834
6	40	40	213333,333	306	30	276	40	296	720,720721
5	40	40	213333,333	306	30	276	40	296	720,720721
4	40	40	213333,333	306	30	276	40	296	720,720721
3	45	45	341718,75	306	30	276	45	298,5	1144,78643
2	45	45	341718,75	306	30	276	45	298,5	1144,78643
1	45	45	341718,75	306	30	276	45	298,5	1144,78643
rdc	45	45	341718,75	408	30	378	45	400,5	853,230337

- **K des poteaux sens Y-Y :**

niveau	b (cm)	h (cm)	I (cm ^{4})	he (cm)	hp (cm)	h' (cm)	e pot (cm)	hc (cm)	k (cm^3)
9	35	35	125052,083	306	35	271	35	288,5	433,456095
8	35	35	125052,083	306	35	271	35	288,5	433,456095
7	35	35	125052,083	306	35	271	35	288,5	433,456095
6	40	40	213333,333	306	35	271	40	291	733,104238
5	40	40	213333,333	306	35	271	40	291	733,104238
4	40	40	213333,333	306	35	271	40	291	733,104238
3	45	45	341718,75	306	35	271	45	293,5	1164,28876
2	45	45	341718,75	306	35	271	45	293,5	1164,28876
1	45	45	341718,75	306	35	271	45	293,5	1164,28876
rdc	45	45	341718,75	408	35	373	45	395,5	864,017067

- **K des poutres sens X-X :**

niveau	Portique	b (cm)	h (cm)	I (cm 4)	L0 (cm)	epot	L' (cm)	hptre (cm)	Lc (cm)	K (cm 3)
	1_2	30	30	67500	340	35	305	30	320	210,9375
	2_3	30	30	67500	340	35	305	30	320	210,9375
	3_4	30	30	67500	340	35	305	30	320	210,9375
	4_5	30	30	67500	270	35	235	30	250	270
	5_6	30	30	67500	340	35	305	30	320	210,9375
	6_7	30	30	67500	340	35	305	30	320	210,9375
Etages 7,8,9	7_8	30	30	67500	340	35	305	30	320	210,9375
	1_2	30	30	67500	340	40	300	30	315	214,285714
	2_3	30	30	67500	340	40	300	30	315	214,285714
	3_4	30	30	67500	340	40	300	30	315	214,285714
	4_5	30	30	67500	270	40	230	30	245	275,510204
	5_6	30	30	67500	340	40	300	30	315	214,285714
	6_7	30	30	67500	340	40	300	30	315	214,285714
Etage4,5,6	7_8	30	30	67500	340	40	300	30	315	214,285714
	1_2	30	30	67500	340	45	295	30	310	217,741935
	2_3	30	30	67500	340	45	295	30	310	217,741935
	3_4	30	30	67500	340	45	295	30	310	217,741935
	4_5	30	30	67500	270	45	225	30	240	281,25
	5_6	30	30	67500	340	45	295	30	310	217,741935
	6_7	30	30	67500	340	45	295	30	310	217,741935
Etages rdc,1,	7_8	30	30	67500	340	45	295	30	310	217,741935

- **K des poutres sens Y-Y :**

niveau	Portique	b (cm)	h (cm)	I (cm 4)	L0 (cm)	epot	L' (cm)	hptre (cm)	Lc (cm)	K (cm 3)
	A_B	30	35	107187,5	300	35	265	35	282,5	379,424779
	B_C	30	35	107187,5	390	35	355	35	372,5	287,751678
	C_D	30	35	107187,5	390	35	355	35	372,5	287,751678
Etages 7,8,9	D_E	30	35	107187,5	390	35	355	35	372,5	287,751678
	A_B	30	35	107187,5	300	40	260	35	277,5	386,261261
	B_C	30	35	107187,5	390	40	350	35	367,5	291,666667
	C_D	30	35	107187,5	390	40	350	35	367,5	291,666667
Etage4,5,6	D_E	30	35	107187,5	390	40	350	35	367,5	291,666667
	A_B	30	35	107187,5	300	45	255	35	272,5	393,348624
	B_C	30	35	107187,5	390	45	345	35	362,5	295,689655
	C_D	30	35	107187,5	390	45	345	35	362,5	295,689655
rdc,1,2,3	D_E	30	35	107187,5	390	45	345	35	362,5	295,689655

IV.3 : RIGIDITÉS DES PORTIQUES :

La méthode utilisée et la méthode de **MUTO**, celle-ci est basée sur les rigidités des niveaux d'étages dont il propose des formules approches.

a. Calcul des rigidités linéaires :

-Rigidité linéaire d'un poteau : $K_{Pot} = \frac{I_{Pot}}{h_c}$

-Rigidité linéaire d'une poutre: $K_{Ptr} = \frac{I_{ptr}}{L_C}$

Avec :

- I_{pot} : Moment d'inertie de poteau.
- I_{ptr} : Moment d'inertie d'une poutre.
- h_c ,l_c : Hauteur et largeur de calcul .

$$\begin{cases} h_c = \bar{h} + \frac{1}{2} h_{pot} \leq h_0 \\ L_c = \bar{L} + \frac{1}{2} h_{ptr} \leq L_0 \end{cases}$$

Avec :

- L_0 : Distance entre axes des poteaux.
- h_0 : Distance entre axes des poteaux.
- h_{pot} : hauteur de poteau.
- h_{ptr} : hauteur de poutre.
- $\bar{h}$: Hauteur entre nus des poutres.
- $\bar{L}$: Longueur entre nus des poteaux.

b. Calcul des coefficients (rigidités moyennes) :

-Cas d'étage courant :

$$\overline{K} = \frac{\sum(poutres\ sup + poutres\ Inf)}{2Kpot}$$

-Cas de RDC :

$$\overline{K} = \frac{\sum K_i \, poutres \, sup}{Kpot}$$

c. Calcul des coefficients de rigidités des poteaux « a » :

-Cas d'étage courant : $a_{ij} = \frac{\overline{K}}{2+K}$

- Cas de RDC (poteau encastré) : $a_{ij} = \frac{0,5+\overline{K}}{2+K}$

d. Calcul des rigidités relatives des portiques par niveau:

$R_{jx} = \sum r_{ij}$ Pour chaque niveau dans le sens longitudinal.

$R_{jy} = \sum r_{ij}$ Pour chaque niveau dans le sens transversal.

$$r_{ij} = \frac{12EI}{h_C^3} \, a_{ij}$$

Avec :

- r_{ij}**:** Rigidité du poteau **«i»** de niveau **«j».**
- **E :** module de déformation instantané du béton.

E = 32164 ,2 MPa = 321642 daN/cm^2

- **I :** Moment d'inertie de la section transversale du poteau **«i»** au niveau **«j».**

Les résultats de rigidités sont résumés dans les tableaux suivant :

RÉSUMÉ :

Pourcentage pour chaque système de contreventement, sont résumés dans le tableau suivant :

Sens	I_{moy} voile	I_{moy} portique	T_{otale}	Voile %	Portique %
longitudinal	0.81	1.93	2.75	29.65	70.34
Transversal	2.34	2.14	4.48	47.83	52.16

IV.4 : *Proportions des charges verticales reprises par les voiles et les portiques :*

On a pris exemple d'étudier le plancher de l'étage courant :

- La charge permanente du plancher : G = 5.44 KN/m^2
- La surcharge d'exploitation : Q = 1.5 KN/m^2
- La charge totale : G_t = 5.44 + 1.5 = 6.94 KN/m^2
- La surface d'un panneau S_p = 3.4 × 3.9 = 13.26 m^2
- La surface totale du plancher :

$$S_t = L_x \times L_y = (23.40 \times 15.05) = 341.64 \text{ m}^2$$

- La charge verticale totale du plancher :

$$\text{Ch.}_{\text{v t plancher}} = St \times G_t = 341.64 \times 6.94 = 2370.98\text{KN}$$

- La charge vertical totale d'un panneau :

$$\text{Ch.}_{\text{v t panneau}} = Sp \times G_t = 13.26 \times 6.94 = 92.02 \text{ KN}$$

- La charge reprise par un voile : $\text{Ch}_{\text{r voile}} = \frac{\text{ch v t panneau}}{2} = \frac{92.02}{2} = 46.01$ KN
- La charge totale reprise par les voiles :

$$\text{Ch.}_{\text{t r voiles}} = \text{Ch}_{\text{r voile}} \times 5 = 46.01 \times 6 = 276.06 \text{ KN}$$

$\text{Ch}_{\text{v t plancher}}$ =2370.98 KN ⟶ 100 %

$\text{Ch}_{\text{t r voiles}}$ = 276.06 KN ⟶ X

$$\rightarrow X = \frac{276.06 \times 100}{2370.98} = 11.64\ \%$$

CONCLUSION :

En comparant les deux résultats, on voit bien que dans les deux sens (longitudinal et transversal) le système de contreventement doit travailler conjointement par les portiques et les voiles. Dans ce cas notre système de contreventement est mixte assuré par des voiles et des portiques.

Le RPA prescrit pour ce système de contreventement, les recommandations suivantes :

- Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20 % des sollicitations dues aux charges verticales.
- Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques Proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultantes de leurs interactions à tous les niveaux.
- Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales. Au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

Donc **: dans ce cas de système de contreventement mixte, la valeur du coefficient de comportement est égale à 5,** (R=5).

V. INTRODUCTION:

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente réellement est souvent complexe et demande un calcul très fastidieux, donc le calcul manuel est peu fiable. Pour cela l'utilisation de l'outil informatique est devenu indispensable afin d'avoir des résultats proches des résultats réels dans des délais réduits.

Plusieurs programmes de calcul automatiques sont faits afin de formuler le problème de calcul des structures et ils sont basés sur la méthode des éléments finis (MEF), permettant le calcul automatique de diverses structures, on dispose de nombreux programmes permettant l'étude statique et dynamique des structures dont ETABS, ROBOT, SAP….etc. Pour notre étude nous avons utilisé ETABS.

V.1. DESCRIPTION DU LOGICAL ETABS (EXTENDED THREE DIMENSIONS ANALYSIS BUILDING SYSTEMS):

ETABS est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments est ouvrages de Génie Civil à la fois facile et très efficace pour le calcul vis-à-vis des forces horizontales dues au séisme, il permet aussi

- La modélisation de tous types de structures
- La prise en compte des propriétés des matériaux
- Le calcul et le dimensionnement des éléments
- L'analyse des effets dynamiques est statique
- La visualisation des déformées, des efforts internes, des modes de vibration …..etc
- Le transfert de données avec d'autres logiciels

V.2. ÉTAPES DE MODÉLISATION:

Les étapes de modélisation peuvent être résumées comme suit :

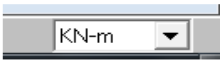
- Introduction de la géométrie du modèle.
- Spécification des propriétés mécaniques des matériaux.
- Spécification des propriétés géométriques des éléments (poteaux, poutres, voile…etc.).
- affectation des éléments définis au model
- Définition des charges statiques (G, Q).
- Introduction du spectre de réponse (E) selon le *RPA99 /version2003*.
- Définition de la charge sismique E.
- Chargement des éléments.
- Introduction des combinaisons d'actions.

❖ **Étape 01** : Introduction de la géométrie du modèle (unités, grilles, niveaux)

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

a) Chois de l'unité :

On doit choisir un système d'unités pour la saisie des données dans L'ETABS.

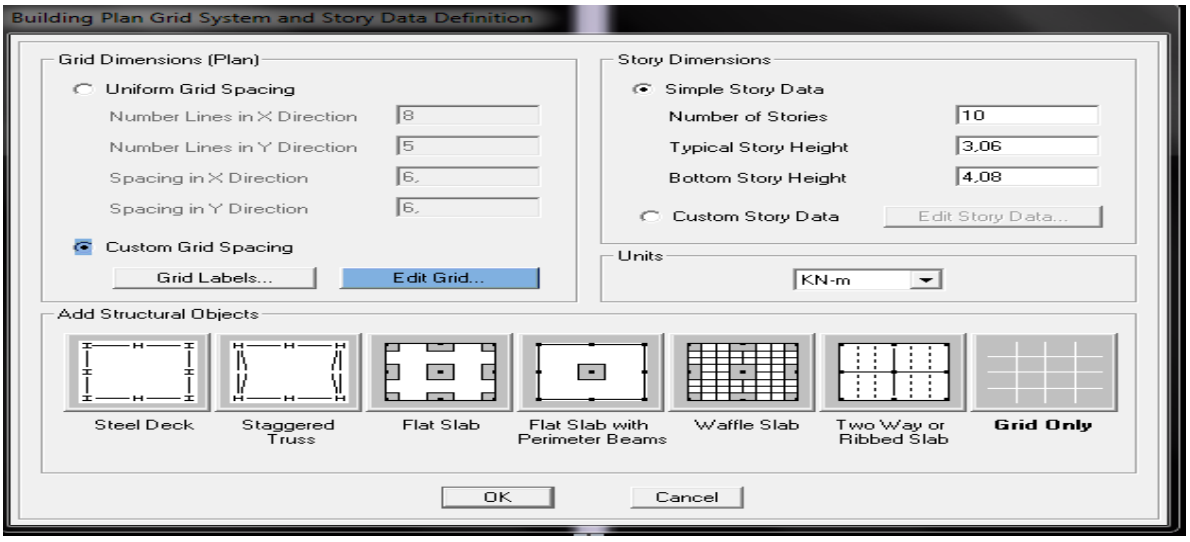
Au bas de l'écran, on sélectionne KN-m qui sera notre unité de travail 

b) Géométrie de base :

Dans le menu déroulant en haut de l'écran on sélectionne **file** puis **New model**

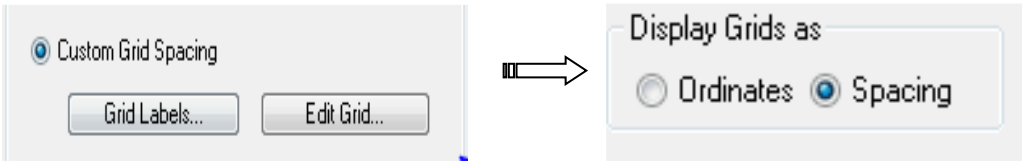
La fenêtre qui va s'ouvrir permet d'introduire :

- Le nombre de lignes suivant x-x.
- Le nombre de lignes suivant y-y.
- Le nombre d'étages.
- Les hauteurs des différents niveaux .

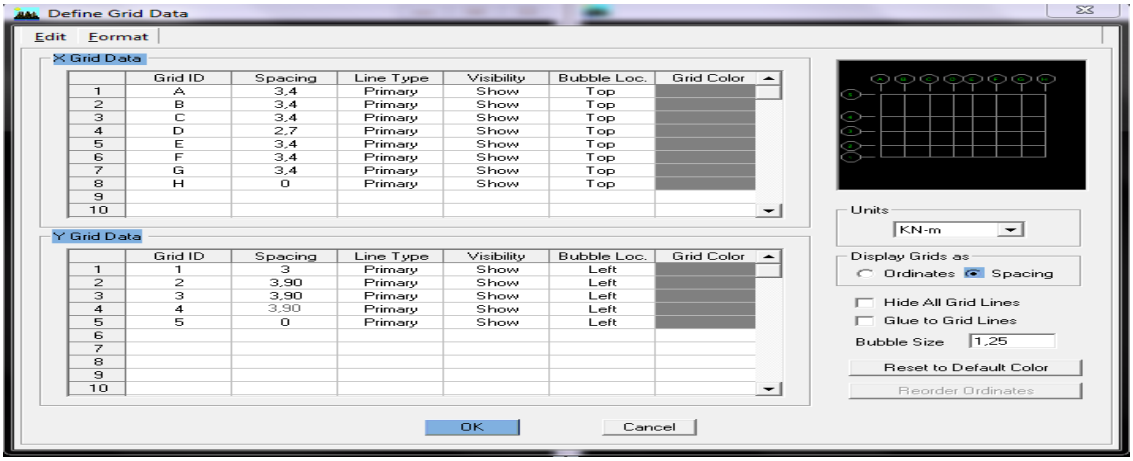


c) Modification de la géométrie de base :

On clique sure **Custom Grid Spacing** ⟶ **Edit Grid** ⟶ **Spacing**



On introduit les distances des trames suivent X-X et Y-Y



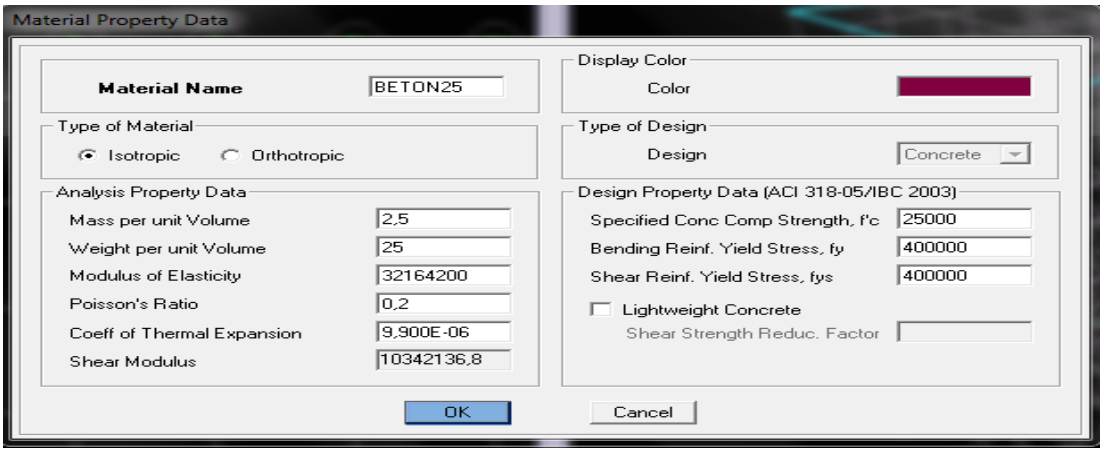
Apres introductions des données précédentes (hauteur d'étage) comme indiqué sur l'image, on valide et on obtient deux fenêtres représentants la structure l'une en 3D et l'autre en 2D

❖ **Étape 02 :** Spécification des propriétés mécaniques des matériaux.

Cette instruction permet d'introduire les propriétés mécaniques des matériaux

Define → Material properties → CONC →Modify/Show Material

Dans la boite de dialogue qui apparait on aura à définir les propriétés mécaniques des matériaux utilisés



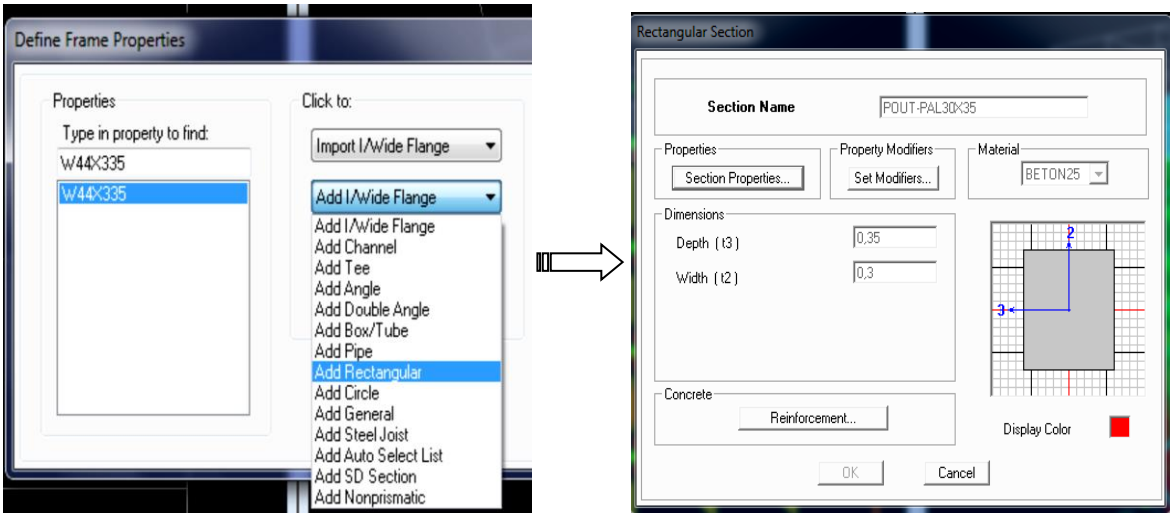
Étape03: Spécification des propriétés géométriques des éléments (poteaux, poutres, voile…etc)

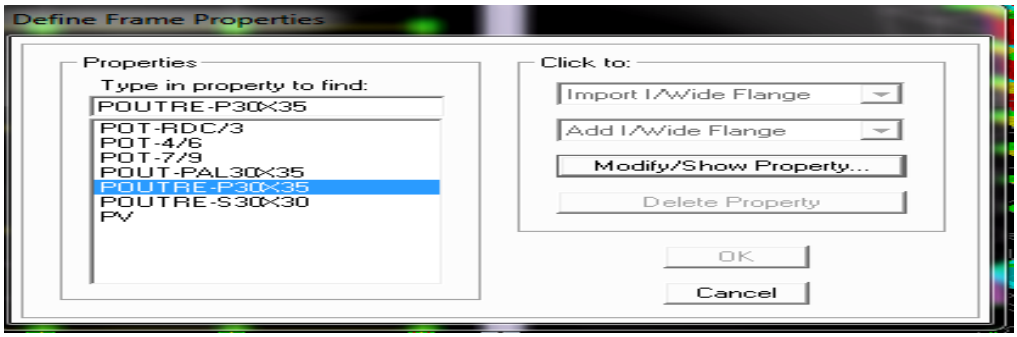
On va définir chaque élément de la structure les poutres principales et secondaires, les poteaux, les plancher, les dalles pleins et les voiles

➢ **Poutres, poteaux et poutrelle :** Defin Frame sections

Pour introduire les coffrages des poutres et des poteaux en clique sur :

Add I/Wide Flange ⟶ Add Rectangular

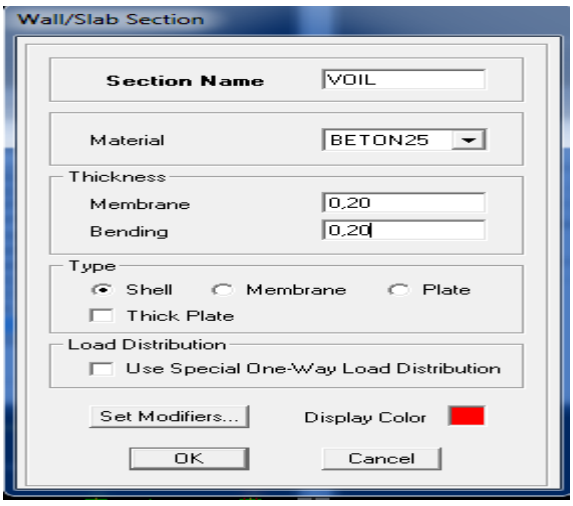


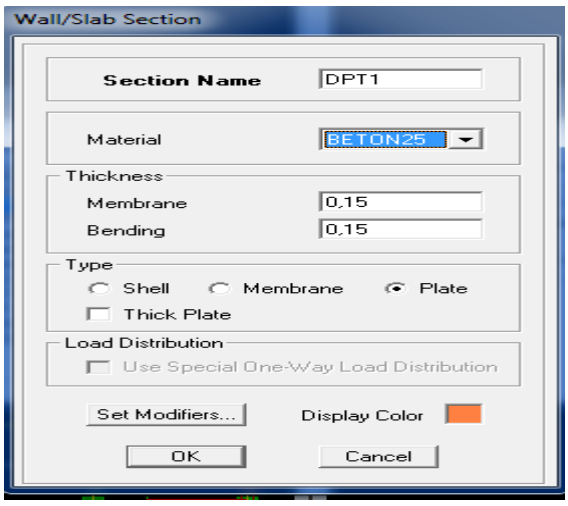


➢ Dalle pleines, voiles et raidisseur :

Define ⟶ Wall/slab/Deck Sections ⟶ ⟶

- SLAB= Dalles
- WALL = Voiles
- DECK= Plancher





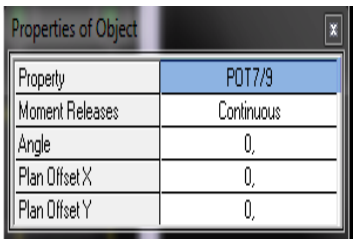
❖ **Etape 04 :** affectation des éléments défini au model

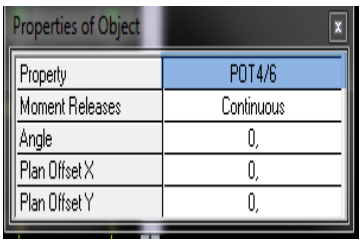
Pour affecter les sections définies aux différents éléments on doit suivre les étapes suivantes :

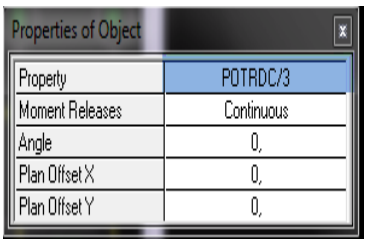
➢ **Pour les poteaux :**

Une boite de dialogue apparait et on selectionne dans Property of Object le type de poteaux à placer selon l'étage correspondant :

- 07-08-09eme étage : (35x35) cm^2
- 04-05-06emeetage : (40x40) cm^2
- RDC-01-02-03^{éme} étage :(45x45) cm^2





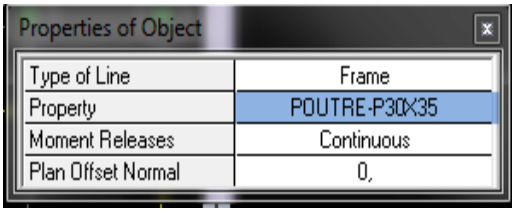


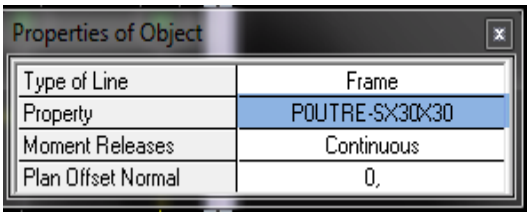
On place les poteaux dons leur place conformément au plan d'architecte

➢ **Pour les poutres :**

Une boite de dialogue apparait et on sélectionne dans **Property of Object** le type de la poutre à placer :

- Poutre principale 30x35
- Poutre secondaire 30x30

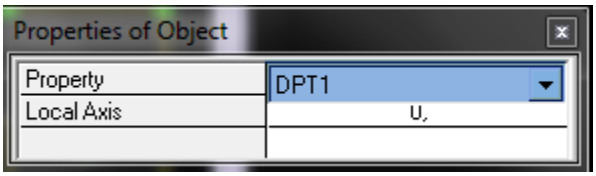




Sélectionne les lignes porteuses de cet élément pour qu'il soit placé.

➢ **Pour les dalles pleines :**

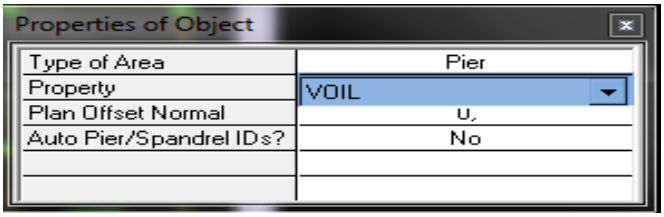
Dans la boite de dialogue qui apparaît on sélectionne dans Property DPT1.



Ensuite on se positionne sur le rectangle comportant la dalle pleine et on clique avec le bouton gauche pour placer la dalle.

➢ **Pour les voiles** :

Dans la boite de dialogue qui apparaît-on sélectionne dans Property VOIL

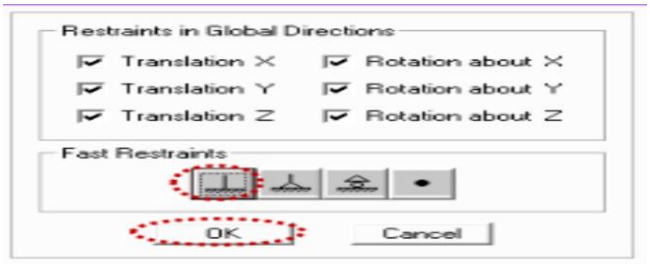


On se positionne sur la traves au le voile devra être placé et en clique avec le bouton gauche et le voile Serra positionné

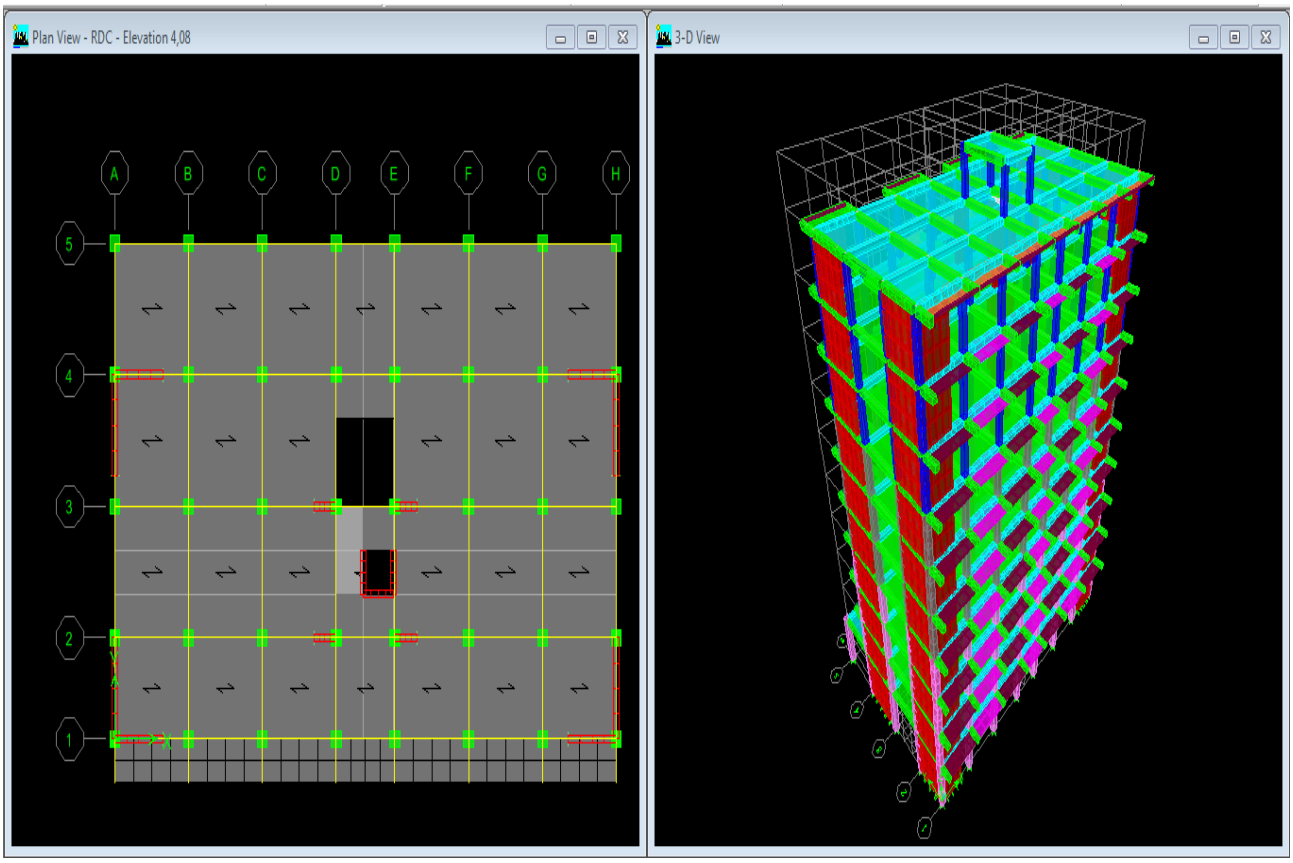
REMARQUE :

On doit définir les appuis (encastrer les poteaux et les voiles à la base du bâtiment) pour ce faire, on se place à la base et on la sélectionne puis on clique sur l'icône

La fenêtre suivante s'affiche



Tous les étapes président nous ferons aboutir a la structure suivent



❖ **Etape 05 :** définition des charges statiques (G, Q).

La structure est soumise à des charges permanentes (G) et des surcharges d'exploitation (Q)

pour les définir on clique sur , au bien **Define ⟶Static Load Casesb**

❖ **Etape 06 :** introduction du spectre de réponse (E) selon le RPA99 /version2003.

La création du spectre de réponse se fait avec l'utilisation du logiciel de calcul RPA99

On ouvre le logiciel en cliquant sur l'icône

On introduit les données dans leur case respective

- Zone II: zone de forte sismicité
- Groupe d'usage 2: importance moyenne (à usage d'habitation) dans la hauteur ne dépasse pas 48m
- Classification des sites d'implantation S_3: site meuble
- Classification des systèmes de contreventement

L'objet de classification des systèmes structuraux se traduit dans les règles et méthodes de calcules par l'attribution pour chacune des catégories de cette classification d'une valeur numérique du coefficient de comportement R.

La classification des systèmes structuraux est faite en tenant compte de leur fiabilité et de leur capacité dissipation de l'énergie vis-à-vis de l'action sismique et le coefficient de comportement correspond est fixé en fonction de la natures des matériaux constitutifs du type de construction des possibilités de redistribution d'effort dans la structure

Système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé

Le système est constitué de voiles uniquement ou de voiles et de portique .Dans ce dernier cas les voiles reprennent plus de 20%des sollicitations dues aux charges verticales .On considère que la sollicitation horizontale est repris uniquement par les voiles

➢Q : Facteur de qualité

La valeur de Q est déterminée par la formule suivant : Q =1+$\sum P_q$; (4 − 4 RPA 99)

$avec$: P_q : Pénalité retenir selon la satisfaction au non du critère de qualité ; sa valeur est donnée par le tableau suivant :

	P_q	
Critère q »	Observé	N/observé
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0,05
2. Redondance en plan	0	0,05
3. Régularité en plan	0	0,05
4. Régularité en élévation	0	0,05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0,05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0,10

a) Condition minimale sur les files de contreventement :

➢ Chaque file de portique doit comporter à tous les niveaux, au moine trois(03) travées dont le rapport des portées n'excède pas 1.5 les travées de portique peuvent être constituées de voiles de contreventement

Suivent x on a (07) travée ⟹ Condition Vérifiée

Suivent y on a (04) travée ⟹ Condition Vérifiée

➢ $\frac{L_{max}}{L_{min}} \leq 1{,}5$

$$\begin{cases} \text{Suivent x : } \frac{3{,}4}{2{,}7} = 1{,}25 < 1.5 \Longrightarrow \text{Condition vérifiée.} \\ \text{Suivent y ; } \frac{3{,}9}{3{,}0} = 1{,}30 < 1.5 \Longrightarrow \text{Condition vérifiée.} \end{cases} \Longrightarrow \begin{cases} \boldsymbol{P_1^x = 0} \\ \boldsymbol{P_1^y = 0} \end{cases}$$

b) Redondance en plan (surabondance) :

➢ Chaque étage devra avoir en plan au moins quatre (04) files de portiques et /ou de voiles dans la direction des forces latérales appliquées

➢ Ces files de contreventement devront être disposées symétriquement autant que possible avec un rapport entre valeurs maximale et minimale d'espacement ne dépassant pas 1.5

Suivent x : 05 files porteuses ⟹ Condition vérifiée

$\frac{d_{max}}{d_{min}} = \frac{3{,}9}{3} = 1{,}3 < 1{,}5$ ⟹ Condition vérifiée $\Big\} \boldsymbol{P_1^x = 0}$

Suivent y : 08 files porteuses ⟹ Condition vérifiée

$\frac{d_{max}}{d_{min}} = \frac{3{,}4}{2{,}7} = 1{,}25 < 1{,}5$ ⟹ Condition vérifiée $\Big\} \boldsymbol{P_1^x = 0}$

c) Régularité en plan :

➢ Le bâtiment doit présenter une configuration sensiblement symétrique vis-à-vis deux directions orthogonales aussi bien pour la distribution des rigidités que pour celle des masses

- Suivant x ⟹ Condition Vérifiée
- Suivant y ⟹ Condition Vérifiée

➢ Condition sur l'excentricité

A chaque niveau et pour chaque direction de calcul la distance entre le centre de gravité des masses et le centre des rigides ne dépasse pas 15%de la dimension du bâtiment

- $e_x = X_T - X_G \leq 15\% l_x$
- $e_y = y_T - y_G \leq 15\% l_y$

Avec : $\begin{cases} L_X = 23{,}24 \text{ m} \\ L_Y = 15{,}05 \text{ m} \end{cases}$

Le logicielle nous donne le centre de masse et de torsion pour chaque niveau :

	Centre de Masse		Centre de Torsion [m]		Excentricité		Excentricité accidentelle			
Story	XCM	YCM	XCR	YCR	ex=|XCM-XCR|	ey=|YCM-YCR|	Ex=15% LX	Ey=15% LY	eX ≤15% LX	ey ≤ 15% LY
RDC	11,564	5,477	11,582	5,238	0,018	0,239	3,486	2,257	CV	CV
ET1	11,568	5,202	11,569	5,094	0,001	0,108	3,486	2,257	CV	CV
ET2	11,568	5,202	11,564	5,07	0,004	0,132	3,486	2,257	CV	CV
ET3	11,568	5,203	11,562	5,087	0,006	0,116	3,486	2,257	CV	CV
ET4	11,569	5,203	11,56	5,11	0,009	0,093	3,486	2,257	CV	CV
ET5	11,569	5,203	11,559	5,13	0,01	0,073	3,486	2,257	CV	CV
ET6	11,569	5,203	11,558	5,145	0,011	0,073	3,486	2,257	CV	CV
ET7	11,569	5,204	11,557	5,156	0,012	0,048	3,486	2,257	CV	CV
ET8	11,573	5,185	11,557	5,163	0,016	0,022	3,486	2,257	CV	CV
TERRASSE	11,581	5,23	11,557	5,166	0,024	0,064	3,486	2,257	CV	CV
TERRASSE-1	11,55	4,95	11,55	4,959	0	0,009	3,486	2,257	CV	CV

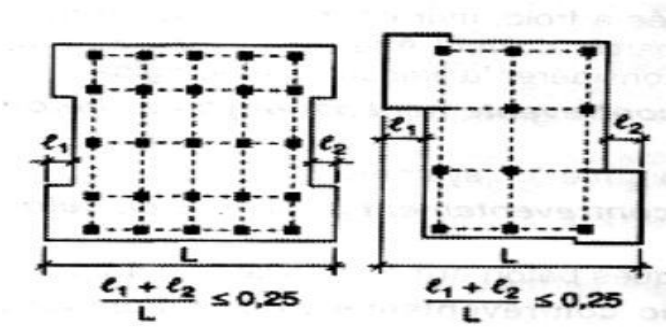
$$P_3^x = 0 \ ; \ P_3^y = 0$$

➢ Condition sur les décrochements:

• La forme du bâtiment doit être compacte avec un rapport longueur/largeur du plancher inférieure ou égale à (04)

$\frac{L_x}{L_y} = \frac{23{,}40}{15{,}05} = 1{,}55 \leq 4$ ⟹ Condition vérifiée

• La somme des dimensions ne doit pas excéder 25% de la dimension totale du bâtiment dans cette direction



$$\begin{cases} \text{Suivent x-x} : \frac{e_1 + e_2}{L_X} = \frac{1{,}5+0}{23{,}40} = 0{,}06 < 0{,}25 \Longrightarrow \text{condition vérifiée.} \\ \text{Suivent x-x} : \frac{e_1 + e_2}{L_X} = \frac{0+0}{15{,}05} = 0 < 0{,}25 \Longrightarrow \text{condition vérifiée.} \end{cases} \Longrightarrow \begin{cases} \boldsymbol{P_3^x = 0} \\ \boldsymbol{P_3^y = 0} \end{cases}$$

- **Condition sur les ouvertures :**

La surface totale des ouvertures de plancher doit rester inférieure à 15% de celle de ce dernier

$S_0 \leq 15\% S_T \longrightarrow 10{,}53 \leq 52{,}82 \Longrightarrow$ Condition vérifiée $\Longrightarrow \boldsymbol{P_4^x = 0}$; $\boldsymbol{P_4^y = 0}$

d) Régularité en élévation :

- **Condition sur le système de contreventement :**

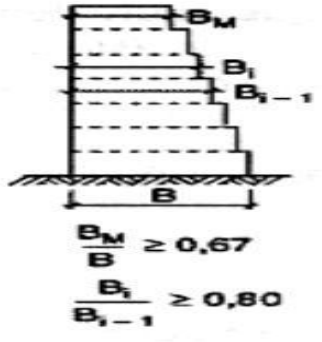
Le système de contreventement ne doit pas comporter d'élément porteur vertical discontinu dont la charge ne transmette pas directement à la fondation $\Longrightarrow$ Condition vérifiée.

- **Condition sur les masses et rigidités :**

Aussi bien la raideur que la masse des différents nivaux restent constants ou diminuent progressivement et sans chargement brusque de la base au sommet du bâtiment $\Longrightarrow$ C V.

- **Condition sur les décrochements en élévation** :

	Suivent y	Suivent x
$\frac{B_i}{B_{i-1}} > 0{,}8$	$\frac{12{,}65}{15{,}05} = 0{,}7 < 0{,}8$	$\frac{23{,}40}{23{,}4} = 1 > 0{,}8$
$\frac{B_{min}}{B_{max}} > 0{,}67$	$\frac{12{,}65}{15{,}05} = 0{,}7 > 0{,}67$	$\frac{23{,}40}{23{,}4} = 1 > 0{,}67$



Les conditions sont vérifiées $\Longrightarrow \begin{cases} \boldsymbol{P_4^x = 0{,}05} \\ \boldsymbol{P_4^y = 0{,}05} \end{cases}$

- **Contrôle de la qualité des matériaux** :

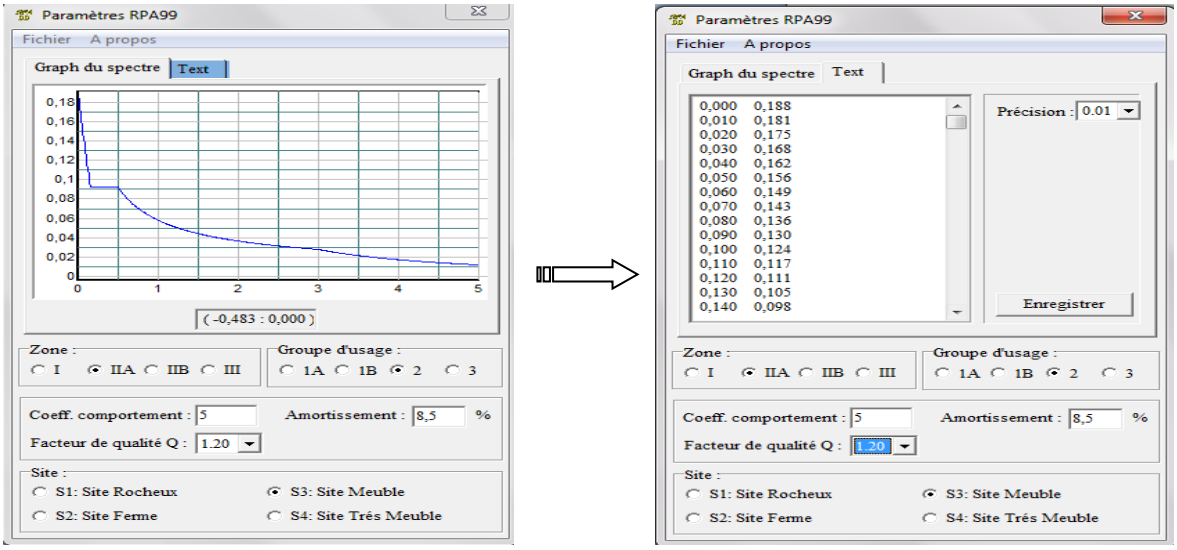
Des essais systématiques sur les matériaux mis en œuvre doivent être réalisés par l'entreprise **p_5=0.05**

- **Contrôle de la qualité de l'exécution :**

Il est prévu contractuellement une mission de suivi des travaux sur chantier .Cette mission doit comprendre notamment une supervision des essais effectués sur les matériaux notamment une supervision des essais effectués sur les matériaux $\Longrightarrow$ **p_6=0.10**

Finalement :

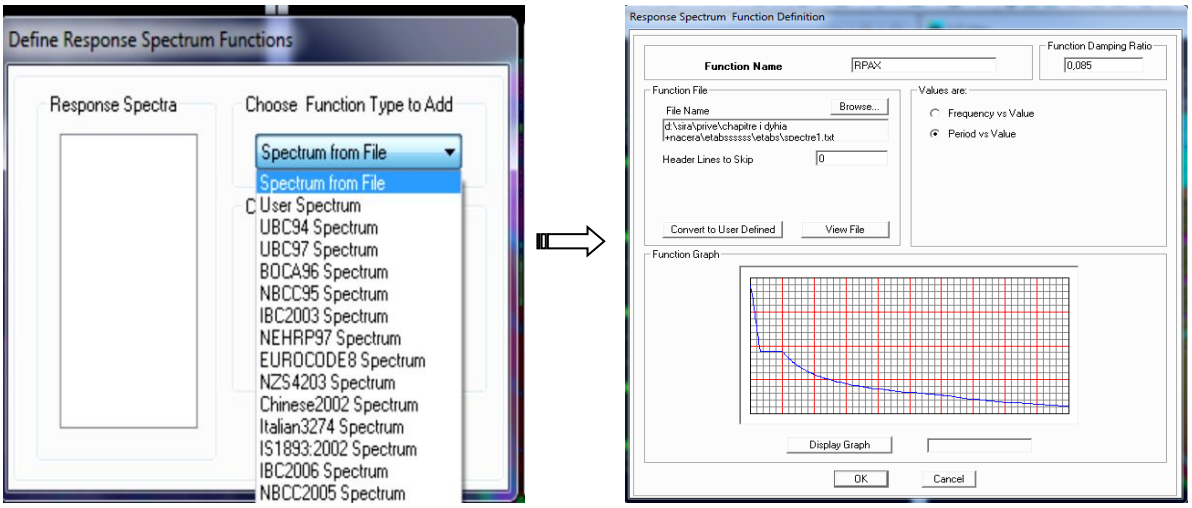
$$\begin{cases} Q_x = 1 + (0+0+0+0{,}05+0.05+0.10) = 1.20 \\ Q_y = 1 + (0+0+0+0{,}05+0.05+0.10) = 1.20 \end{cases}$$



On clique sur **Text** puis sur Enregistrer et on lui choisit un emplacement de sauvegarde

Pour injecter le spectre dans le logiciel ETABS on clique sure

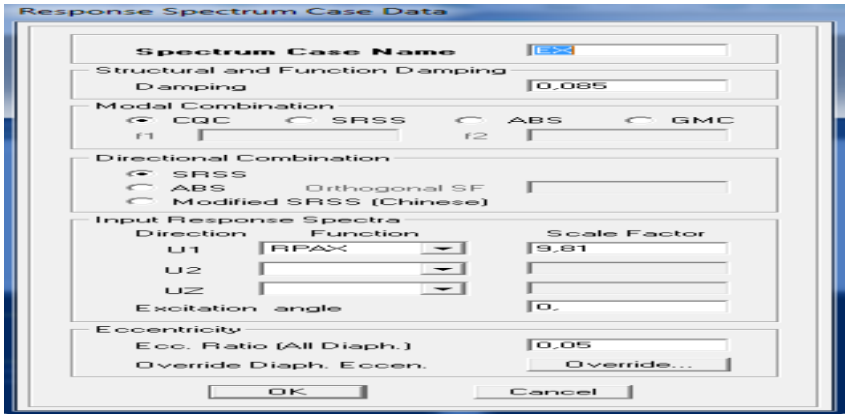
Define ⟶ **Response Spectrum** ⟶ **Function Spectrum from file**



tape 07 : définition de la charge sismique E.

Consiste à définition du chargement E(séisme) pour cela on clique sur

Define ⟶ **Reponses spectrum** case au bien



➢ Définition de la masse sismique

Masse source (masse revenant à chaque plancher)

La masse des planchers est supposées concentrée en leur centre de masse

$\mathbf{W} = \sum_{i=1}^{n} \boldsymbol{W_i}$ avec : $\mathbf{W_i} = \mathbf{W_{Gi}} + \beta\ \mathbf{W_{Qi}}$;(Formule 4-5 RPA99version 2003)

Avec :

W : poids dû aux charges permanentes

W_i : poids de l'étage i

W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes

W_{Qi} : Charges d'exploitation

β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation

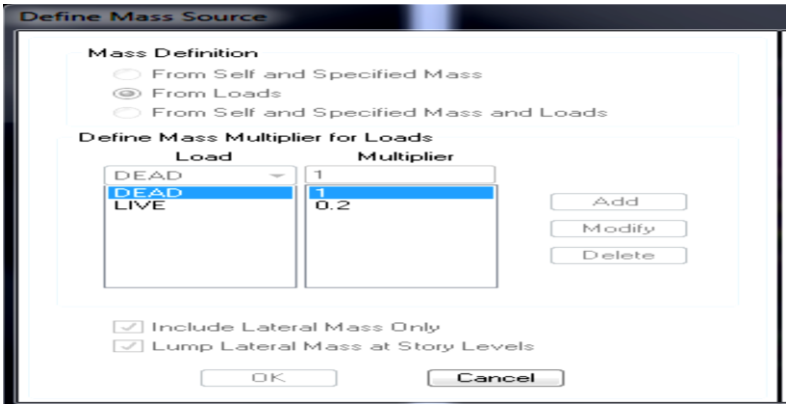
Cas	Type d'ouvrage	β
1	Bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés	0,20
2	Bâtiments recevant du public temporairement :	
	- Salles d'exposition, de sport, lieux de culte, salles de réunions avec places debout.	0,30
	- salles de classes, restaurants, dortoirs, salles de réunions avec places assises	0,40
3	Entrepôts, hangars	0,50
4	Archives, bibliothèques, réservoirs et ouvrages assimilés	1,00
5	Autres locaux non visés ci-dessus	0,60

Valeurs du coefficient de pondération β

Dans notre cas l'ouvrage est a usage d'habitation donc β =0.2

On introduit ces masses dans ETABS en passe par si étape

Define ⟶ Masse source ⟶ from Self and Specified Masse and *Loads*



➢ Attribution des diaphragmes au déférent plancher du modèle :

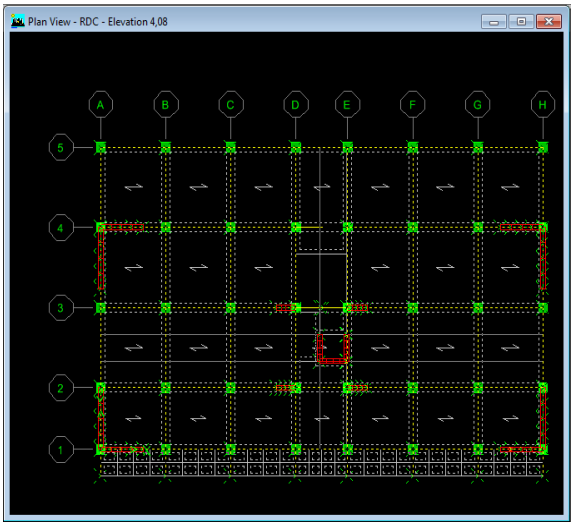
Comme les planchers sont supposés infiniment rigides, on doit relier les nœuds du même plancher a leurs nœuds maitres de telle sorte qu'ils puissent former un diaphragmes ceci a pour effet de réduire le nombre d'équitation à résoudre par *ETABS.* On sélectionne le premier étage puis on va dans :

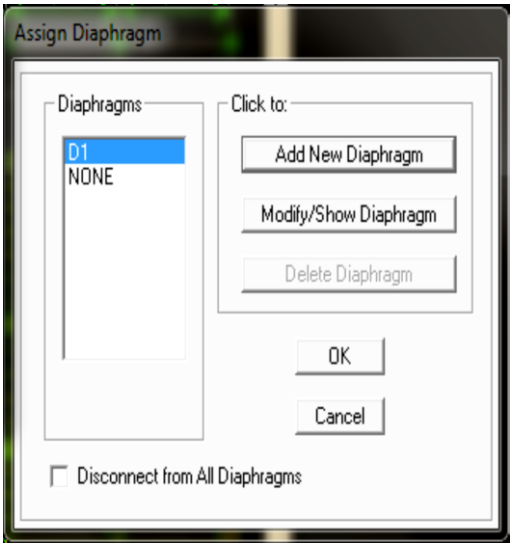
Set Plain View ⟶ STORY 1 ⟶ OK

Sélections de la vues en plan du premier étage

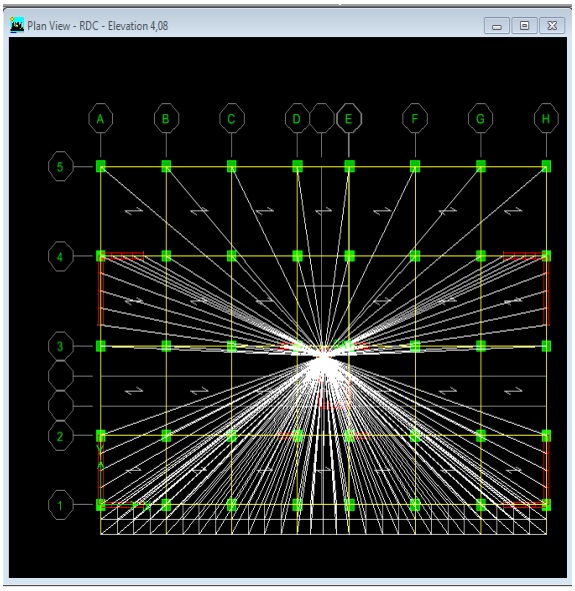
Define ⟶ Diaphragm ⟶ OK

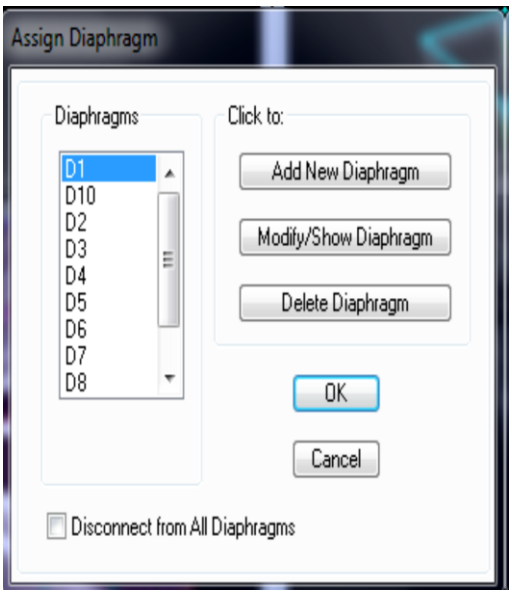
Le premier diaphragme apparaît alors





Avec la même façon on réalise les diaphragme qui vont suivre mais cette fois en cliquent sur **Add New Diaphregm** puis en clique sur **OK** pour valider et on refait les mêmes opérations pour tous les autres planchers





Étapes 08 : Chargement des éléments.

- **Planche étage courant :**

G=5,44 KN/m^2 ; Q = 1,5 KN/m^2

- **Planche terrasse :**

G=5,83KN/m^2 ; Q = 1 KN/m^2

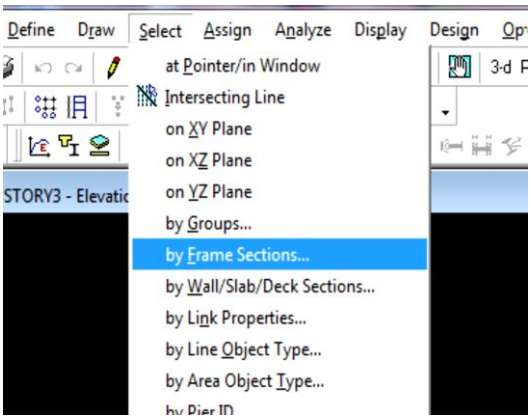
- **Dalle plaine :** G_t=5.61 KN/m^2 et Q=1 KN/m^2

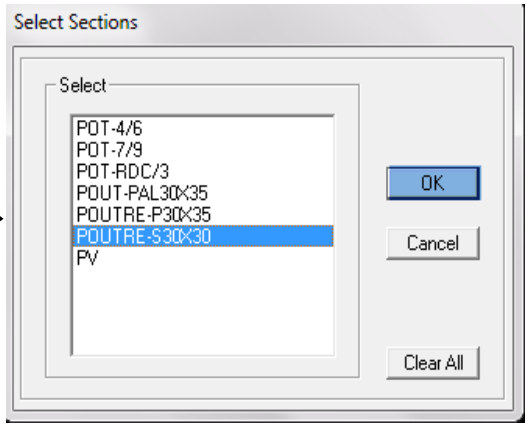
g=G-(e x25)=5.61-(0.15x25)=1.86 KN/m^2

q=1 KN/m^2

Pour le chargement des planchers nous allons faire la sélection les poutres secondaires

On sélection les poutres secondaire puis OK

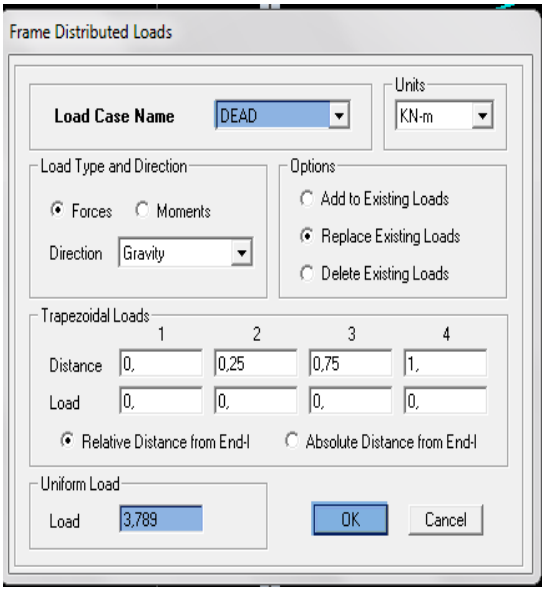


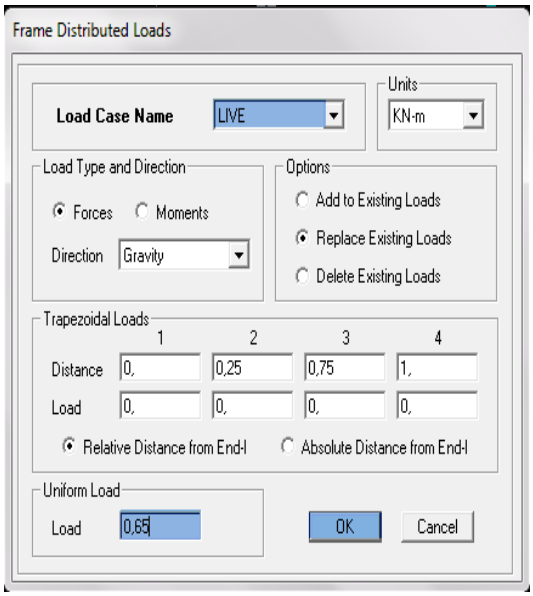


- **Chargement des poutres secondaires :**

Assign ⟶ Areas loads ⟶ Frame/line loads ⟶ Distributed

Ou bien on clique sur l'icone

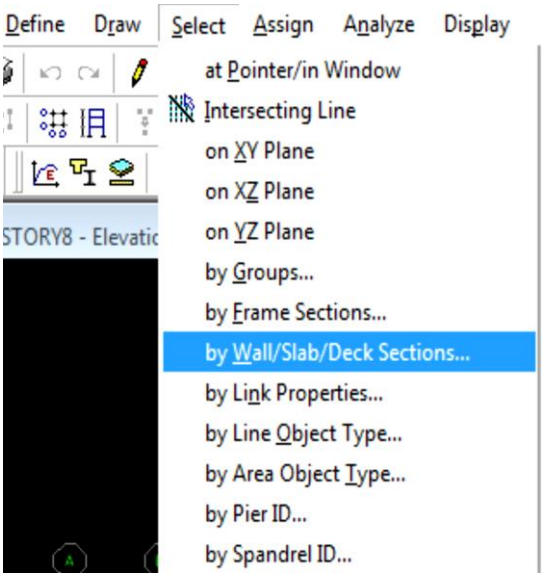


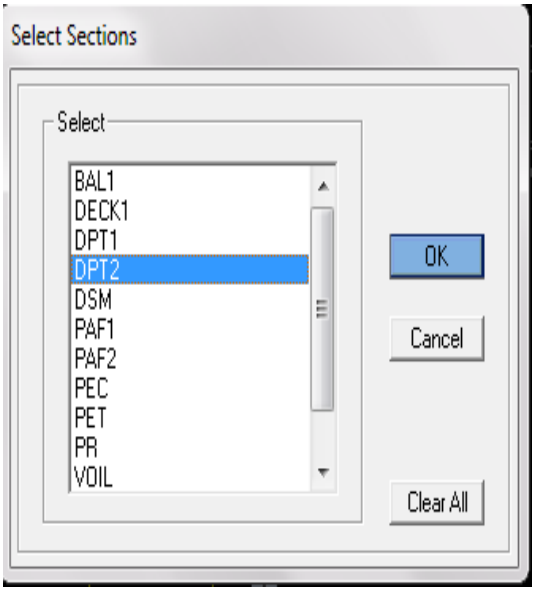


Et on introduit les valeurs des charge et surcharge de **chaque plancher** avec (DEAD=G) et (LIVE=Q)

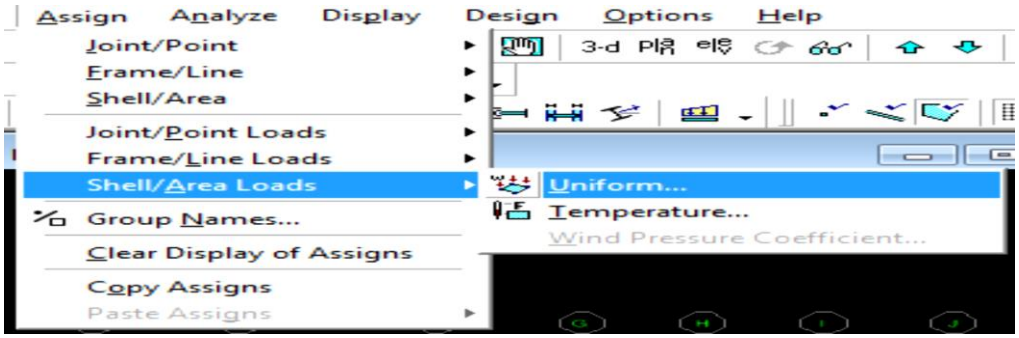
Pour le chargement des dalles plaines, nous allons les sélectionner comme suit :

Select ⟶ by Wall/Slab/Deck sections

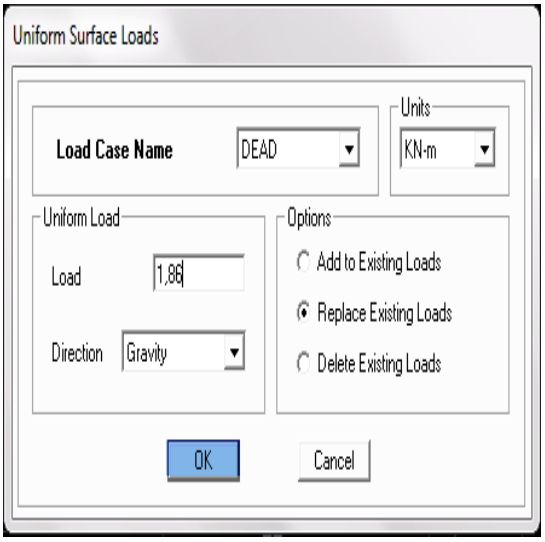


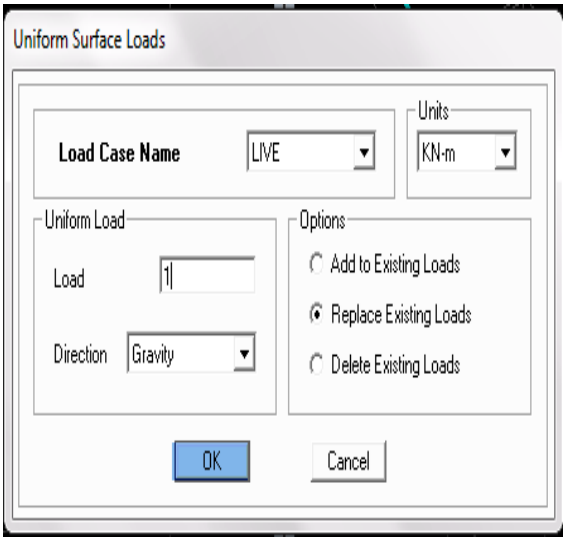


Assign ⟶ Shell/Area Loads ⟶ Uniform



Et on introduit les valeurs des charges et surcharge de **la dalle plaine**





Étape 09 : introduction des combinaisons d'actions.

- **Combinaisons aux états limites :**

  ELU : 1.35G+1.5Q

  ELS : G+Q

- **Combinaisons accidentelle du RPA :**

  GQE : G+Q±E

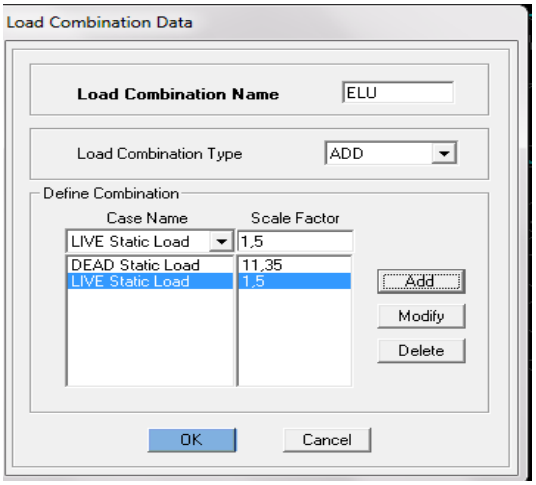
  08GE : 0.8G±E

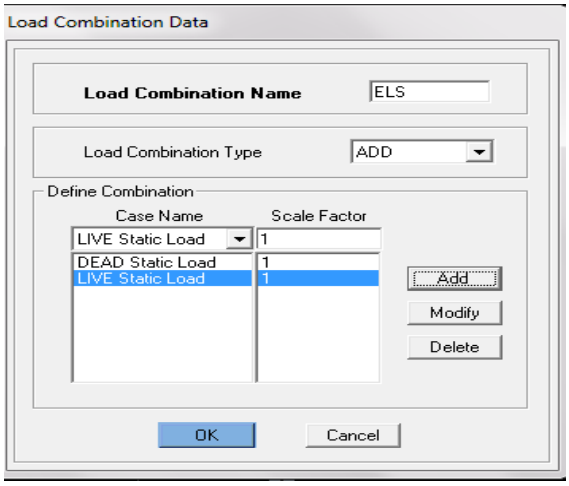
Pour les introduire don le logiciel on suit cette enchainement comme suite :

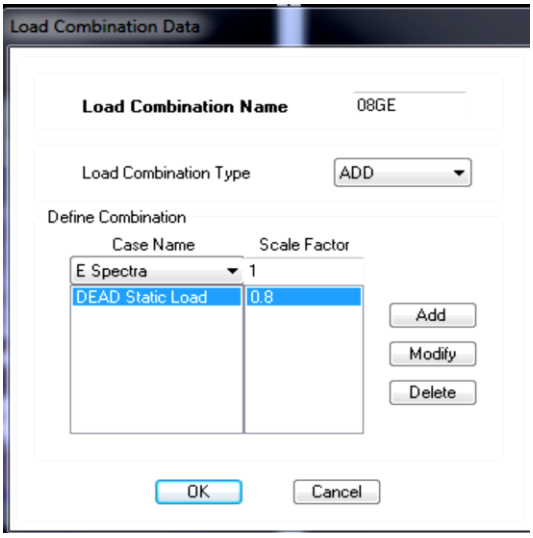
Define ⟶ Load combinations ⟶ Add New Combo

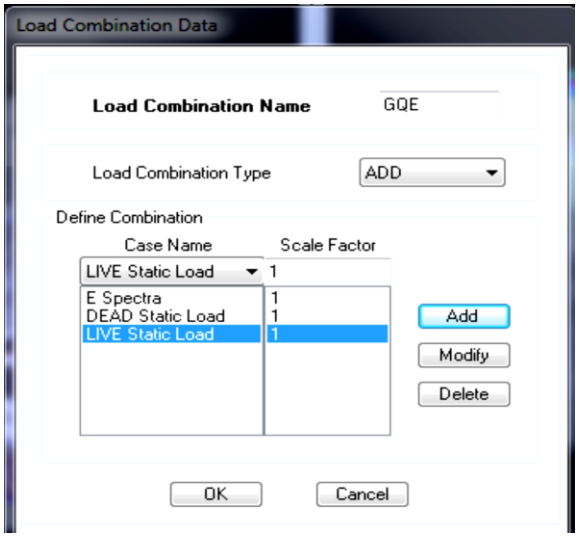
On aura la fenêtre suivent puis on clique sur Add New Combo

On introduit les noms des combinaisons et le facteur multiplicateur









VI. INTRODUCTION :

Les tremblements de terre ont présenté depuis toujours un des plus graves désastres pour l'humanité. Leur apparition brusque et surtout imprévue, la violence des forces mises en jeu, l'énormité des pertes humaines et matérielles ont marqué la mémoire des générations.
Parfois, les dommages sont comparables à un budget national annuel pour un pays, surtout si ses ressources sont limitées.
Une catastrophe sismique peut engendrer une grave crise économique, ou au moins une brusque diminution du niveau de vie dans toute une région pendant une longue période.
L'une des questions qui se posent est : Comment limiter les endommagements causés aux constructions par le séisme ?
Il est donc nécessaire de construire des structures résistant aux séismes.
Cette partie du chapitre consiste donc à analyser et vérifier les exigences du RPA qui sont :

1. Justification du système de contreventement.
2. Le pourcentage de participation de la masse modale
3. L'effort tranchant à la base.
4. Les déplacements
5. Justification vis-à-vis de l'effet P-Delta.
6. L'effort normal réduit. 7. L'excentricité 8-la période.

VI.1. MÉTHODES DE CALCUL :

Le choix des méthodes de calcul et la modélisation de la structure doivent avoir pour objectif de reproduire au mieux le comportement réel de l'ouvrage le calcul des forces sismique peut être mené suivant deux méthodes :

- Par la méthode statique équivalente.
- Par la méthode d'analyse modale spectrale.
- Par la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

Le calcul des forces sismiques se fera avec la méthode d'analyse modale spectrale qui est applicable sur tous les cas d' après les règles du RPA99 version 2003(article 4.1.3).

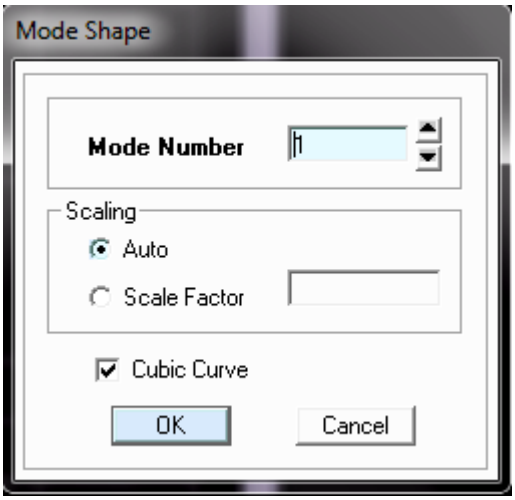
a) Principe de la méthode :

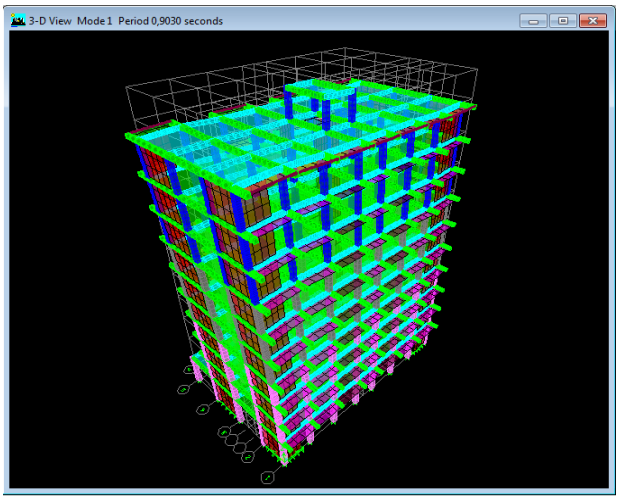
Pour cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul .Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

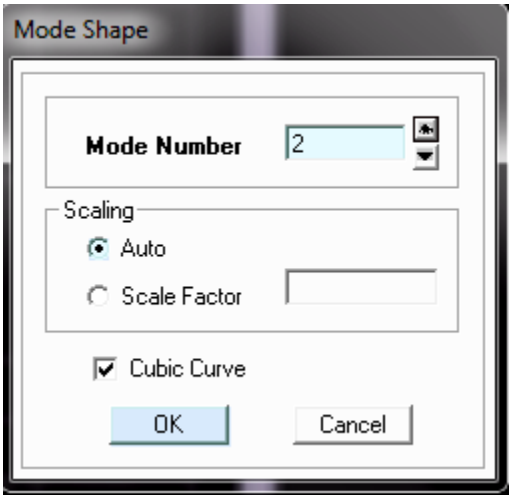
b) Définition du spectre de réponse :

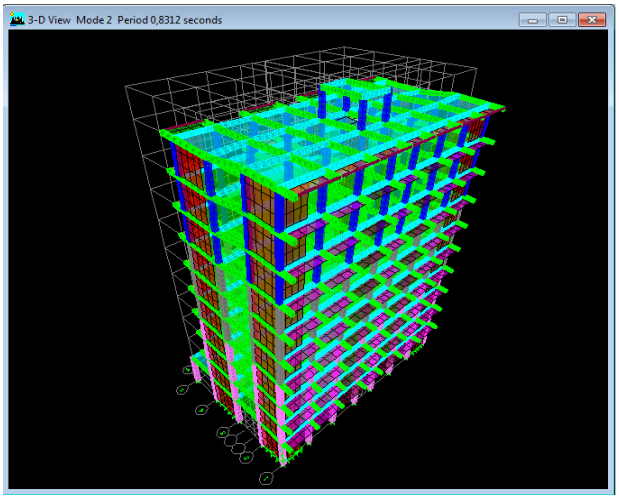
C'est une courbes permettant d'évaluer la réponse d'un bâtiment à un séisme passé ou futur

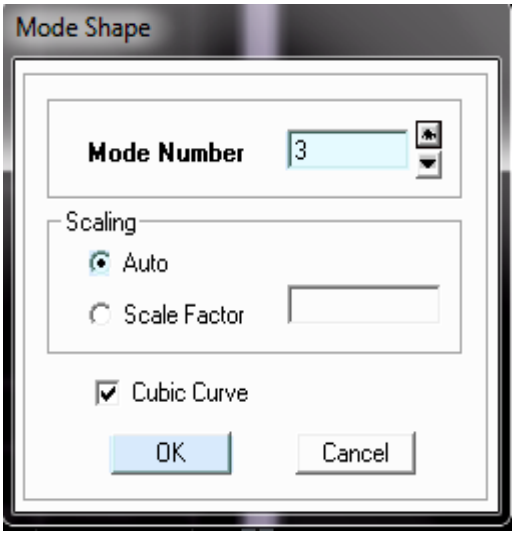
Display ⟹ Show Mode Shape

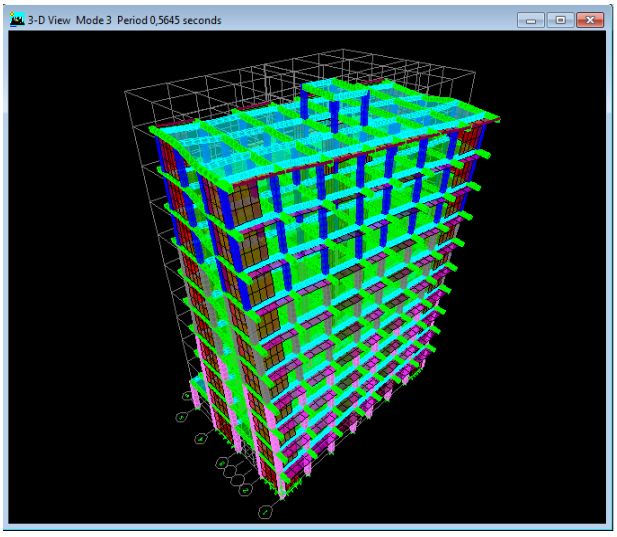








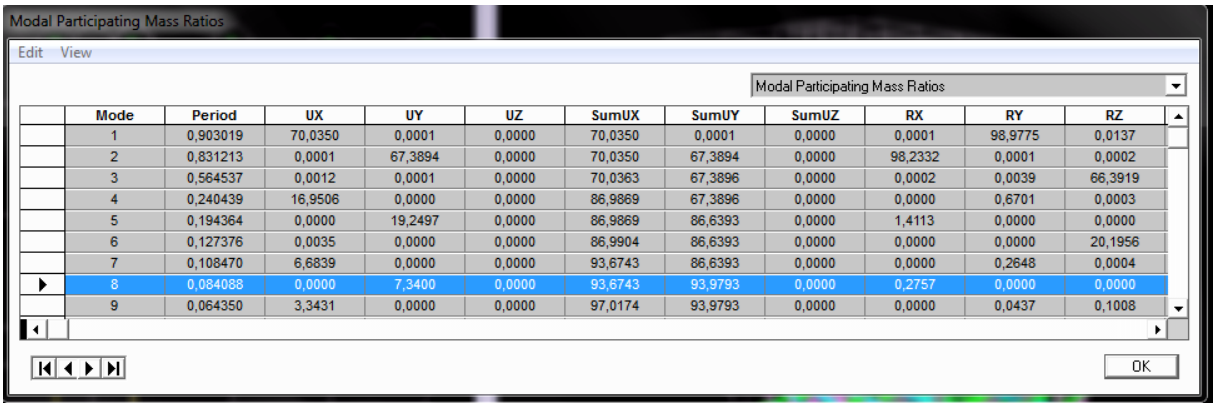




VI.2. VÉRIFICATION DU NOMBRE DE MODE :

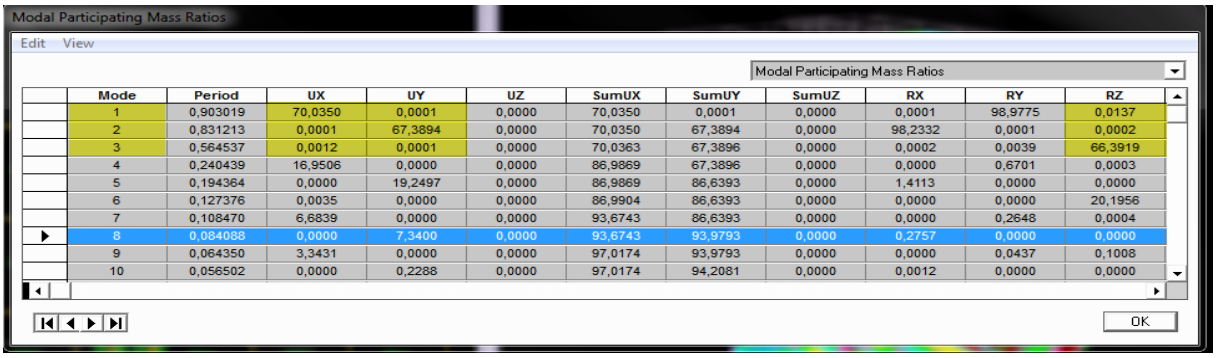
Le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure

Display ⇨ Show Tables ⇨ Modal Information Building ⇨ Modal Information ⇨ Table: Modal Participation Mass Rations



Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ
1	0,903019	70,0350	0,0001	0,0000	70,0350	0,0001	0,0000	0,0001	98,9775	0,0137
2	0,831213	0,0001	67,3894	0,0000	70,0350	67,3894	0,0000	98,2332	0,0001	0,0002
3	0,564537	0,0012	0,0001	0,0000	70,0363	67,3896	0,0000	0,0002	0,0039	66,3919
4	0,240439	16,9506	0,0000	0,0000	86,9869	67,3896	0,0000	0,0000	0,6701	0,0003
5	0,194364	0,0000	19,2497	0,0000	86,9869	86,6393	0,0000	1,4113	0,0000	0,0000
6	0,127376	0,0035	0,0000	0,0000	86,9904	86,6393	0,0000	0,0000	0,0000	20,1956
7	0,108470	6,6839	0,0000	0,0000	93,6743	86,6393	0,0000	0,0000	0,2648	0,0004
8	0,084088	0,0000	7,3400	0,0000	93,6743	93,9793	0,0000	0,2757	0,0000	0,0000
9	0,064350	3,3431	0,0000	0,0000	97,0174	93,9793	0,0000	0,0000	0,0437	0,1008

La condition du RPA se vérifié au **8eme**Mode ⇨ **condition vérifiée**



Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ
1	0,903019	70,0350	0,0001	0,0000	70,0350	0,0001	0,0000	0,0001	98,9775	0,0137
2	0,831213	0,0001	67,3894	0,0000	70,0350	67,3894	0,0000	98,2332	0,0001	0,0002
3	0,564537	0,0012	0,0001	0,0000	70,0363	67,3896	0,0000	0,0002	0,0039	66,3919
4	0,240439	16,9506	0,0000	0,0000	86,9869	67,3896	0,0000	0,0000	0,6701	0,0003
5	0,194364	0,0000	19,2497	0,0000	86,9869	86,6393	0,0000	1,4113	0,0000	0,0000
6	0,127376	0,0035	0,0000	0,0000	86,9904	86,6393	0,0000	0,0000	0,0000	20,1956
7	0,108470	6,6839	0,0000	0,0000	93,6743	86,6393	0,0000	0,0000	0,2648	0,0004
8	0,084088	0,0000	7,3400	0,0000	93,6743	93,9793	0,0000	0,2757	0,0000	0,0000
9	0,064350	3,3431	0,0000	0,0000	97,0174	93,9793	0,0000	0,0000	0,0437	0,1008
10	0,056502	0,0000	0,2288	0,0000	97,0174	94,2081	0,0000	0,0012	0,0000	0,0000

Les 3 premier modes sont vérifiées
- Mde1 : translation suivant X-X
- Mode 2 : translation suivant Y-Y
- Mode 3 : rotation suivant Z-Z

VI.3. VÉRIFICATION L'EFFORT TRANCHANT À LA BASE :

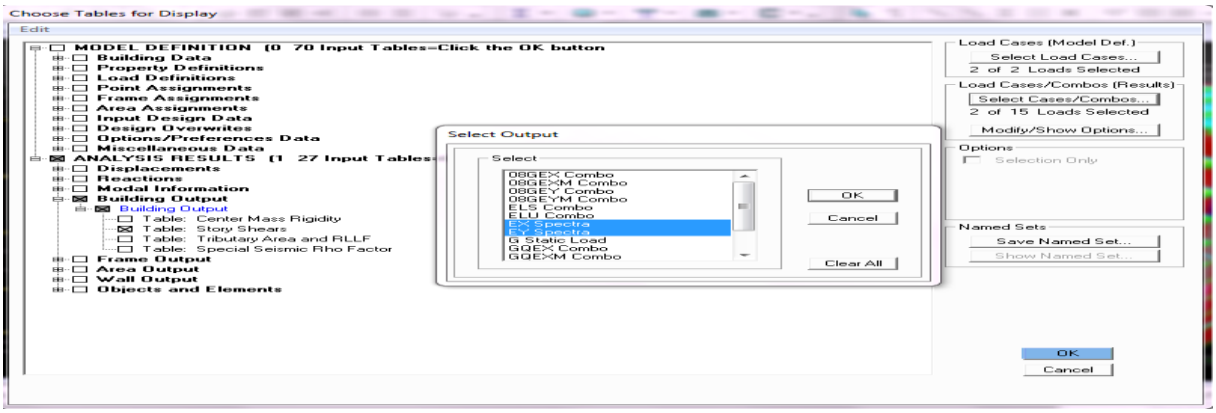
La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée (Art 4.3.6 RPA99)

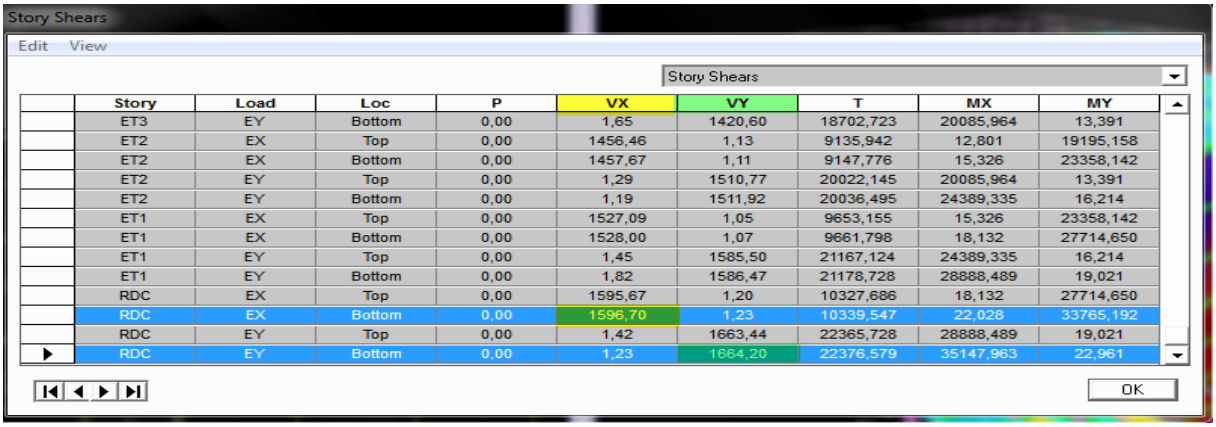
$$V_{base\ .MSM} \geq 80\% V_{base\ .MSE}$$

La fore sismique totale V appliquée à la base de la structure doit être calculée successivement dans les deux directions horizontales et orthogonales

a) $V_{base.MSM}$:

Effort trenchant sous E
Display ⇨ Show Tables ⇨ Select Cases/ Combos ⇨ Ex et Ey spectra +OK





Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
ET3	EY	Bottom	0,00	1,65	1420,60	18702,723	20085,964	13,391
ET2	EX	Top	0,00	1456,46	1,13	9135,942	12,801	19195,158
ET2	EX	Bottom	0,00	1457,67	1,11	9147,776	15,326	23358,142
ET2	EY	Top	0,00	1,29	1510,77	20022,145	20085,964	13,391
ET2	EY	Bottom	0,00	1,19	1511,92	20036,495	24389,335	16,214
ET1	EX	Top	0,00	1527,09	1,05	9653,155	15,326	23358,142
ET1	EX	Bottom	0,00	1528,00	1,07	9661,798	18,132	27714,650
ET1	EY	Top	0,00	1,45	1585,50	21167,124	24389,335	16,214
ET1	EY	Bottom	0,00	1,82	1586,47	21178,728	28888,489	19,021
RDC	EX	Top	0,00	1595,67	1,20	10327,686	18,132	27714,650
RDC	EX	Bottom	0,00	1596,70	1,23	10339,547	22,028	33765,192
RDC	EY	Top	0,00	1,42	1663,44	22365,728	28888,489	19,021
RDC	EY	Bottom	0,00	1,23	1664,20	22376,579	35147,963	22,961

Story	VX(t)	VY(t)
RDC	1596,70 KN	1664 ,20 KN

b) $V_{base.MSE}$:

D'après RPA99 la force sismique totale V qui s'applique à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule

$$V_{base.MSE} = \frac{A.D.Q}{R} W_T$$

- A: coefficient d'accélération de zone (Tableau 4.1 RPA99)

Groupe 2
Zone II
} A =0,15

- D : facteur d'amplification dynamique moyen

Il dépend de la période T du bâtiment, de l'amortissement ξet de la période T_2 associée au site sa valeur est calculer par l'une des trois(03) équations

$$D = \begin{cases} 2{,}5\eta \quad 0 \le T \le T_2 \\ 2{,}5\eta\left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} \quad T_2 \le T \le 3s \\ 2{,}5\eta\left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3}\left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} \quad T \ge 3 \end{cases}$$

Avec : η:facteur de correction d'amortissement

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}} \ge 0{,}7 \Longrightarrow \eta = \sqrt{\frac{7}{(2+8{,}5)}} = 0{,}82 \ge 0{,}7 \rightarrow \text{c'est vérifiée.}$$

ξ:pourcentage d'amortissement critique en fonction des remplissages en BA, mur en maçonner ξ=8,5%

- T_2: périodes caractéristiques associées à la catégorie du site et donné par le tableau (4 .7.RPA)

Site 3 $\Longrightarrow$ T_2=0,50 (Site meuble)

- Estimation de la période fondamentale T :

le RPA 2003 donne une formule empirique suivent : $\mathbf{T = C_T\, h_N^{3/4}}$;(4-6 RPA2003)
Avec :

-h_N: hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau ;h_N=34,02m

-C_T: Coefficient fonction du système de contreventement du type de remplissage est donné par le tableau (4.6.RPA99) $C_T = 0.05$

Donc : $T = 0{,}05 \times 34{,}02^{3/4} = 0{,}70S$
T= 1.3× 0,70 = 0,91 S

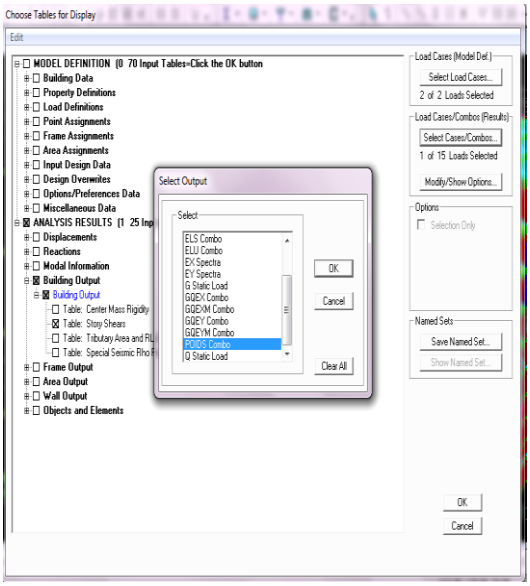
- la valeur de D :

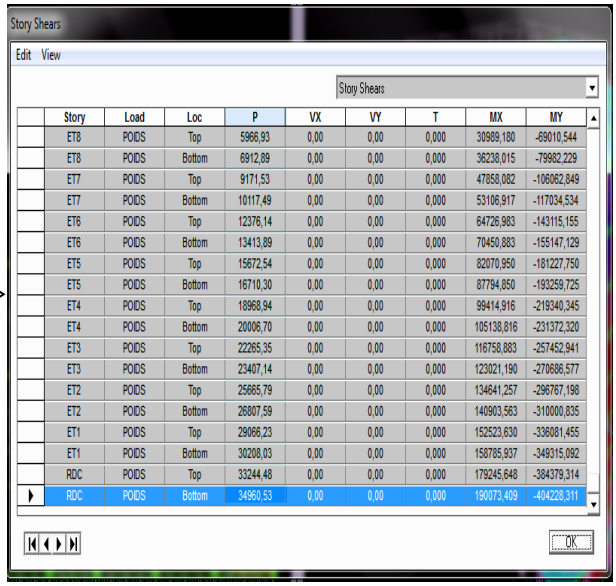
T_2 =0,50 S < T=0,91 < 3S $\Longrightarrow$ $D = 2{,}5\eta\left(\frac{0{,}50}{0{,}91}\right)^{2/3} = 2{,}5 \times 0{,}82 \times \left(\frac{0{,}50}{0{,}91}\right)^{2/3} = 1{,}38$

- R : coefficient de comportement de la structure (Tableau 4-3). Il est selon le système de contreventement pour R=5 (mixte portique /voiles).

$V_{base\ .MSE} = \frac{A.D.Q}{R} W_T = \frac{0{,}15 \times 1{,}38 \times 1{,}2}{5} W_T = 0{,}05 W_T$

Display ⟹ Show Tables ⟹ Select Cases/ Combos ⟹ poids comb +OK





Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
ET8	POIDS	Top	5966,93	0,00	0,00	0,000	30989,180	-69010,544
ET8	POIDS	Bottom	6912,89	0,00	0,00	0,000	36238,015	-79982,229
ET7	POIDS	Top	9171,53	0,00	0,00	0,000	47858,082	-106062,849
ET7	POIDS	Bottom	10117,49	0,00	0,00	0,000	53106,917	-117034,534
ET6	POIDS	Top	12376,14	0,00	0,00	0,000	64726,983	-143115,155
ET6	POIDS	Bottom	13413,89	0,00	0,00	0,000	70450,883	-155147,129
ET5	POIDS	Top	15672,54	0,00	0,00	0,000	82070,950	-181227,750
ET5	POIDS	Bottom	16710,30	0,00	0,00	0,000	87794,850	-193259,725
ET4	POIDS	Top	18968,94	0,00	0,00	0,000	99414,916	-219340,345
ET4	POIDS	Bottom	20006,70	0,00	0,00	0,000	105138,816	-231372,320
ET3	POIDS	Top	22265,35	0,00	0,00	0,000	116758,883	-257452,941
ET3	POIDS	Bottom	23407,14	0,00	0,00	0,000	123021,190	-270686,577
ET2	POIDS	Top	25665,79	0,00	0,00	0,000	134641,257	-296767,198
ET2	POIDS	Bottom	26807,59	0,00	0,00	0,000	140903,563	-310000,835
ET1	POIDS	Top	29066,23	0,00	0,00	0,000	152523,630	-336081,455
ET1	POIDS	Bottom	30208,03	0,00	0,00	0,000	158785,937	-349315,092
RDC	POIDS	Top	33244,48	0,00	0,00	0,000	179245,648	-384379,314
RDC	POIDS	Bottom	34960,53	0,00	0,00	0,000	190073,409	-404228,311

D'ou: $W_T = 34960{,}53\ KN$

Donc: $\begin{cases} V_{base.MSE} = 0{,}05 \times 34960{,}53 = 1748{,}02\ KN \\ 80\%\ V_{base.MSE} = 1398{,}41 KN \end{cases}$

VÉRIFICATION :

$\begin{cases} V_{x(MSM)} = 1596{,}70\ KN > 80\%\ V_{base.MSE} = 1398{,}41 KN \Longrightarrow \text{condition vérifiée} \\ V_{y(MSM)} = 1664{,}20\ KN > 80\%\ V_{base.MSE} = 1398{,}41 KN \Longrightarrow \text{condition vérifiée} \end{cases}$

VI.4. VÉRIFICATION DE LA PÉRIODE :

Les valeurs de **T** ; calculées à partir des formules de Rayleigh ou de méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%

le RPA 2003 donne une formule empirique suivent : $\mathbf{T = C_T h_N^{3/4}}$;(4-6 RPA2003)

$T = 0{,}05 \times 34{,}02^{3/4} = 0{,}70S$

D'où : $T = 1.3 \times 0{,}70 = 0{,}91\ S \geq T_{etabs} = 0{,}90\ S \Longrightarrow$ Condition vérifiée

VI.5. VÉRIFICATION DE L'EXCENTRICITÉ :

D'après le RPA/version 2003(Art 4.3) ; dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle; en plus de l'excentricité théorique calculée ; une excentricité accidentelle égale à 0,05 L (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant caque direction.

$$\begin{cases} |C_M - C_R| \leq 5\% \ L_X \\ |C_M - C_R| \leq 5\% \ L_Y \end{cases}$$

Avec :

$$\begin{cases} C_M : \text{Le centre de masse.} \\ C_R : \text{Le centre de torsion.} \\ L_X = 23{,}24 \text{ m} \\ L_Y = 15{,}05 \text{ m} \end{cases}$$

Display ⇨ Show Tables ⇨ Building output ⇨ Table: Centre Mass Rigidity +OK

				Centre de Masse		Centre de Torsion [m]		Excentricité		Excentricité accidentelle			
Story	Diaphragm	MassX	MassY	XCM	YCM	XCR	YCR	ex=|XCM-XCR|	ey=|YCM-YCR|	Ex=5% LX	Ey=5% LY	eX ≤ 5% LX	ey ≤ 5% LY
RDC	DA1	440,1772	440,1772	11,564	5,477	11,582	5,238	0,018	0,239	1,162	0,753	CV	CV
ET1	D2	333,7988	333,7988	11,568	5,202	11,569	5,094	0,001	0,108	1,162	0,753	CV	CV
ET2	D3	333,7988	333,7988	11,568	5,202	11,564	5,07	0,004	0,132	1,162	0,753	CV	CV
ET3	D4	328,4942	328,4942	11,568	5,203	11,562	5,087	0,006	0,116	1,162	0,753	CV	CV
ET4	D5	323,9392	323,9392	11,569	5,203	11,56	5,11	0,009	0,093	1,162	0,753	CV	CV
ET5	D6	323,9392	323,9392	11,569	5,203	11,559	5,13	0,01	0,073	1,162	0,753	CV	CV
ET6	D7	319,2587	319,2587	11,569	5,203	11,558	5,145	0,011	0,073	1,162	0,753	CV	CV
ET7	D8	315,3277	315,3277	11,569	5,204	11,557	5,156	0,012	0,048	1,162	0,753	CV	CV
ET8	D9	312,9768	312,9768	11,573	5,185	11,557	5,163	0,016	0,022	1,162	0,753	CV	CV
TERRASSE	D10	322,8975	322,8975	11,581	5,23	11,557	5,166	0,024	0,064	1,162	0,753	CV	CV
TERRASSE-1	D11	4,5403	4,5403	11,55	4,95	11,55	4,959	0	0,009	1,162	0,753	CV	CV

Tableau : Centre de masse et le centre de torsion de chaque niveau

VI.6. VÉRIFICATION DES DÉPLACEMENTS:

- **Déplacement relatifs:**

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

Le déplacement relatif au niveau (K) par rapport au niveau (K-1) de la structure est calculé comme suit :

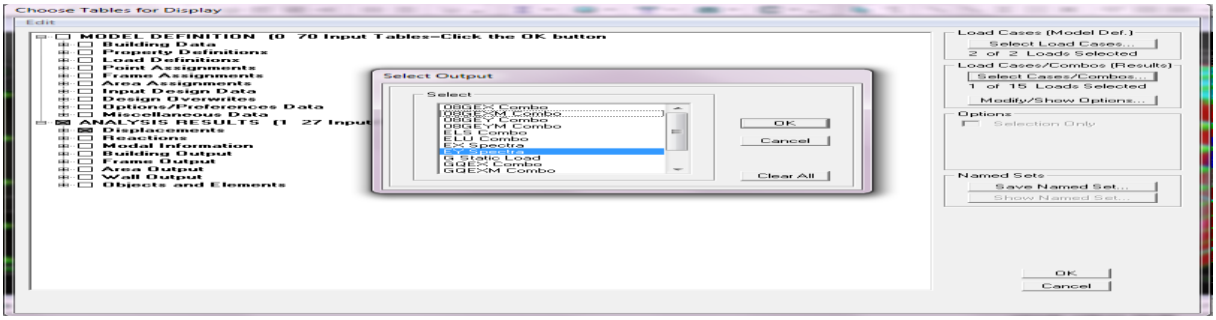
$$\begin{cases} \Delta X - X = |\ \boldsymbol{\delta_k} - \boldsymbol{\delta_{k-1}}| \leq 1\% \ h_k \quad ; \ (\text{Art } 4-20 \text{ RPA99/ VERSION 2003}) \\ \Delta Y - Y = |\ \boldsymbol{\delta_k} - \boldsymbol{\delta_{k-1}}| \leq 1\% \ h_k \end{cases}$$

Avec:

$$\begin{cases} h_k : \text{hauteur d'étage k .} \\ \delta_K : \text{Déplacement du aux forces sismique Fi (y compris l'effet de torsion) .} \end{cases}$$

Les résultats des déplacements sont calculés par le logiciel **ETABS**.

Display ⇨ Show Tables ⇨ Select Cases/ Combos ⇨ Ex spectra +OK



Sens X-X:

Story	Diaphragr	Load	UX	|δK-δK-1|	1% h	Obs
TERRASSE-1	D11	EX	0,0188	0,0008	0,0306	cv
TERRASSE	D10	EX	0,018	0,0018	0,0306	cv
ET8	D9	EX	0,0162	0,0019	0,0306	cv
ET7	D8	EX	0,0143	0,0021	0,0306	cv
ET6	D7	EX	0,0122	0,002	0,0306	cv
ET5	D6	EX	0,0102	0,0021	0,0306	cv
ET4	D5	EX	0,0081	0,0021	0,0306	cv
ET3	D4	EX	0,006	0,002	0,0306	cv
ET2	D3	EX	0,004	0,0017	0,0306	cv
ET1	D2	EX	0,0023	0,0014	0,0306	cv
RDC	DA1	EX	0,0009	0,0009	0,0408	cv

Sens Y-Y

Story	Diaphragm	Load	UY	|δK-δK-1|	1% h	Obs
TERRASSE-1	D11	EY	0,017	0,0005	0,0306	cv
TERRASSE	D10	EY	0,0165	0,0019	0,0306	cv
ET8	D9	EY	0,0146	0,002	0,0306	cv
ET7	D8	EY	0,0126	0,002	0,0306	cv
ET6	D7	EY	0,0106	0,002	0,0306	cv
ET5	D6	EY	0,0086	0,002	0,0306	cv
ET4	D5	EY	0,0066	0,0018	0,0306	cv
ET3	D4	EY	0,0048	0,0017	0,0306	cv
ET2	D3	EY	0,0031	0,0014	0,0306	cv
ET1	D2	EY	0,0017	0,001	0,0306	cv
RDC	DA1	EY	0,0007	0,0007	0,0408	cv

❖ **Déplacement maximal:**

On doit vérifier que le déplacement maximal que subit la structure vérifiée la formule suivant:

$$\boldsymbol{\delta_{max} \leq f = \frac{H_t}{500}}$$

avec : f : la flèche admissible

H_t: La hauteur totale du bâtiment (H_t=34,02m). ⇨ $f = \frac{3402}{500} = 6{,}804\ cm$

- **Sens transversal :** $\delta_{\max(x-x)} = 0{,}0188cm \leq f = 6{,}804\ cm$
- **Sens longitudinal :** $\delta_{\max(y-y)} = 0{,}017\ cm \leq f = 6{,}804\ cm$
-

VI.7. VÉRIFICATION DE L'EFFET P- Δ :

Les effets du 2° ordre(ou effet p- Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite pour tous les niveaux :

$$\boldsymbol{\theta_k = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k}}$$

Avec :
- P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associée au-dessus du niveau k
- Δ_k : Le déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau k-1
- V_k : Effort tranchant d'étage considéré au niveau k
- h_k: Hauteur de l'étage k.

D'où:
- $\theta_k \leq 0{,}1$ ⟹ l'effet p-Deta peut etre négligé
- $0{,}1 < \theta_k \leq 0{,}2$ ⟹ Amplifiant les effets de l'action sismique par $1/(1-\theta_k)$
- $\theta_k > 0{,}2$ ⟹ Structure instable et doit etre redimensionnée

Tableau récapitulatif de l'effet de second ordre(ou effet p- Δ) :

Sens X-X :

Story	Load	Loc	P[KN]	p de chaque etage[KN]	ΔX=|δK-δK-1| [m]	VX[KN]	h[m]	θ
TERRASSE-1	POIDS	Bottom	63,25	63,25	0,0008	9,17	3,06	0,01688506
TERRASSE	POIDS	Bottom	3708,28	3645,03	0,0018	376,77	3,06	0,05328669
ET8	POIDS	Bottom	6912,89	3204,61	0,0019	623,09	3,06	0,02990194
ET7	POIDS	Bottom	10117,5	3204,6	0,0021	819,49	3,06	0,02512875
ET6	POIDS	Bottom	13413,9	3296,4	0,002	987,56	3,06	0,02042809
ET5	POIDS	Bottom	16710,3	3296,41	0,0021	1132,66	3,06	0,01870176
ET4	POIDS	Bottom	20006,7	3296,4	0,0021	1257,81	3,06	0,01684091
ET3	POIDS	Bottom	23407,1	3400,44	0,002	1366,27	3,06	0,01523176
ET2	POIDS	Bottom	26807,6	3400,45	0,0017	1457,67	3,06	0,01213522
ET1	POIDS	Bottom	30208	3400,44	0,0014	1528	3,06	0,00953369
RDC	POIDS	Bottom	34960,5	4752,5	0,0009	1596,7	4,08	0,01092953

Sens Y-Y :

Story	Load	Loc	P[KN]	p de chaque etage[KN	ΔY[m]=|δK-δK-1| [m]	VY[KN]	h[m]	θ
TERRASSE-1	POIDS	Bottom	63,25	63,25	0,0005	9,44	3,06	0,0102513
TERRASSE	POIDS	Bottom	3708,28	3645,03	0,0019	406,62	3,06	0,052118
ET8	POIDS	Bottom	6912,89	3204,61	0,002	665	3,06	0,029492
ET7	POIDS	Bottom	10117,49	3204,6	0,002	864,17	3,06	0,0226948
ET6	POIDS	Bottom	13413,89	3296,4	0,002	1036,8	3,06	0,0194579
ET5	POIDS	Bottom	16710,3	3296,41	0,002	1186,62	3,06	0,0170013
ET4	POIDS	Bottom	20006,7	3296,4	0,0018	1312,87	3,06	0,0138297
ET3	POIDS	Bottom	23407,14	3400,44	0,0017	1420,6	3,06	0,0124518
ET2	POIDS	Bottom	26807,59	3400,45	0,0014	1511,92	3,06	0,0096351
ET1	POIDS	Bottom	30208,03	3400,44	0,001	1586,47	3,06	0,0065588
RDC	POIDS	Bottom	34960,53	4752,5	0,0007	1664,2	4,08	0,008156

CONCLUSION : On a pour chaque niveau « k » :

$\boldsymbol{\theta_{k(x-x)} \leq 0,1}$ et $\boldsymbol{\theta_{k(y-y)} \leq 0,1}$ ⟹ On constate que l'effet P-Delta peut être négligé pour le cas de notre structure

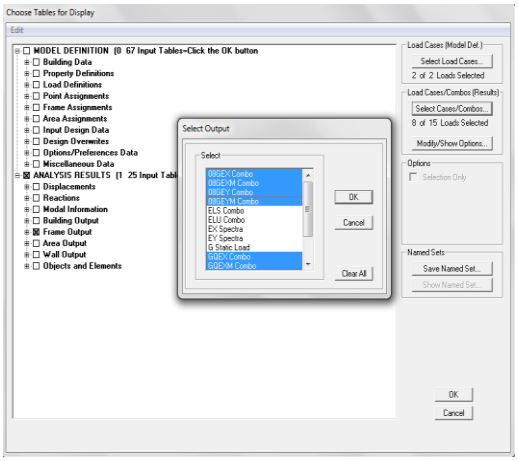
VI.8. EFFORT NORMAL RÉDUIT :

On entend effort normale réduit, le rapport

$$\mathbf{V} = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0,3$$; (Art 7.1.3.RPA99 / VERSION 2003)

Avec:
- $\mathbf{B_c}$: section du poteau.
- $\mathbf{N_d}$: effort normal max dans les poteaux sous : **(0.8G+E et G + Q ± E)**
- $\mathbf{f_{c28}}$: La résistance caractéristique du béton

Display ⇨ Show Tables ⇨ Select Cases/ Combos ⇨ **(0.8G+E et G + Q ± E)** +OK



	Story	Column	Load	Loc	P	V2	V3	T	M2	M3
2	RDC	C23	GQEX	0	-1120,69	0,45	0,27	0	0,093	0,587
3	RDC	C23	GQEXM	0	-1120,69	0,45	0,27	0	0,093	0,587
4	RDC	C23	GQEY	0	-1120,69	0,45	0,27	0	0,093	0,587
5	RDC	C23	GQEYM	0	-1120,69	0,45	0,27	0	0,093	0,587
6	RDC	C18	GQEX	0	-1120,67	-0,47	0,27	0	0,101	-0,644
7	RDC	C18	GQEXM	0	-1120,67	-0,47	0,27	0	0,101	-0,644
8	RDC	C18	GQEY	0	-1120,67	-0,47	0,27	0	0,101	-0,644
9	RDC	C18	GQEYM	0	-1120,67	-0,47	0,27	0	0,101	-0,644
10	RDC	C23	GQEX	1,865	-1111,25	0,45	0,27	0	-0,41	-0,253
11	RDC	C23	GQEXM	1,865	-1111,25	0,45	0,27	0	-0,41	-0,253

$$\mathbf{V} = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} = \frac{1120{,}69 \times 10^3}{450 \times 450 \times 25} = \mathbf{0,22} \leq \mathbf{0,3}$$ ⇨ Condition vérifiée

CONCLUSIONS :

Par suite des résultats obtenus dans cette étude, toutes les exigences du RPA sont vérifiées, on peut dire que notre bâtiment est bien dimensionné et peut résister aux différentes sollicitations, tel que le séisme après un ferraillage correct.
On peut donc passer à l'étape du ferraillage.

FERRAILLAGE DE LA STRUCTURE

VII.1) FERRAILLAGE DES POTEAUX :

INTRODUCTION :

Les poteaux sont des éléments structuraux qui ont pour rôle la transmission des efforts des poutres vers la fondation.

Les poteaux sont soumis dans les deux sens aux efforts normaux, aux efforts tranchants et aux moments fléchissant ; ils sont donc calculés en flexion composé, en tenant compte des combinaisons suivantes :

À l'ELU $\Longrightarrow$ $1{,}35G + 1{,}5Q$

À l'ELS $\Longrightarrow$ $G + Q$

RPA révisé 2003 $\Longrightarrow$ $\begin{cases} 0{,}8G \pm E \\ G + Q \pm E \end{cases}$.

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

- Effort normal maximal et le moment correspondant N^{max} -M^{corr}.
- Effort normal minimal et le moment correspondant N^{min} -M^{corr}.
- Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant M^{max} –N^{corr}.

VII.1.1) RECOMMANDATIONS DU RPA:

A. LES ARMATURES LONGITUDINALES : (R.P.A ART.7.5.2)

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence (HA), droites et sans crochets,

- Le diamètre minimal est de : **12 mm**.
- La longueur minimale des recouvrements est de: **40**∅ en zone (IIa).
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser **25 cm** zone (IIa).
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).
- La zone nodale est constituée par le nœud (poutre – poteau) proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont donnée par les relations suivantes :

$$h' = max\left(\frac{h_e}{6}; b; h_1; 60cm\right)$$

$$L' = 2h$$

Avec :

- $b_1; h_1$: Les dimensions de la section transversale du poteau.
- h_e : La hauteur du poteau.
- b; d : Les dimensions de la section transversale de la poutre.

Les pourcentages d'armatures recommandés en zone sismique (IIa) par rapport à la section du béton sont :

- **Le pourcentage minimal d'armatures sera :$0,8\%$ b. h** :
  - Poteau($45x45$) : RDC ; Etage 1 ;2 et 3: $A_{min} = 0{,}008 \times 45 \times 45 = 16{,}2 cm^2$.
  - Poteau(40x40): Etage 4 ; 5 et 6: $A_{min} = 0{,}008 \times 40 \times 40 = 12{,}8 cm^2$.
  - Poteau(35x35): Etage 7 ; 8 et 9: $A_{min} = 0{,}008 \times 35 \times 35 = 9{,}8 cm^2$.
- **Le pourcentage maximal en zone de recouvrement sera :6% b. h** :
  - Poteau(45x45) : RDC ; Etage 1 ;2 et 3: $A_{max} = 0{,}06 \times 45 \times 45 = 121{,}5 cm^2$.
  - Poteau(40x40): Etage 4 ; 5 et 6: $A_{max} = 0{,}06 \times 40 \times 40 = 96\ cm^2$.
  - Poteau(35x35): Etage 7 ; 8 et 9: $A_{max} = 0{,}06 \times 35 \times 35 = 73{,}5 cm^2$.
- **Le pourcentage maximal en zone courante sera :4% b. h** :
  - Poteau(45x45) : RDC ; Etage 1 ;2 et 3: $A_{max} = 0{,}04 \times 45 \times 45 = 81\ cm^2$.
  - Poteau(40x40): Etage 4 ; 5 et 6: $A_{max} = 0{,}04 \times 40 \times 40 = 64\ cm^2$.
  - Poteau(35x35): Etage 7 ; 8 et 9: $A_{max} = 0{,}04 \times 35 \times 35 = 49\ cm^2$.

B. LES ARMATURES TRANSVERSALES :

Le rôle des armatures transversales consiste à :

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

Positionner les armatures longitudinales :

Leur calcul se fait à l'aide de la formule suivante : **(RPA 99 révisé 2003 / Art 7 .4.2.2)**

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

Avec :

Vu: Effort tranchant de calcul.

h: Hauteur total de la section brute.

f_e: Contrainte limite élastique des armatures transversales ; $f_e = 400\ MP_a$.

$\mathbf{A_t}$: Armatures transversales.

$\boldsymbol{\rho_a}$: Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de rupture par effort tranchant :

$\begin{cases} \rho_a = 2.5 \text{ Si l'élancement géométrique } \lambda_g \geq 5. \\ \rho_a = 3.75 \text{ Si l'élancement géométrique } \lambda_g < 5. \end{cases}$

$\mathbf{S_t}$: Espacement des armatures transversales :

$\begin{cases} S_t \leq \text{Min}(10\Phi; 15\text{cm}) \text{ en zone nodal.} \\ S_t \leq 15\Phi \text{ en zone courante.} \end{cases}$

$\boldsymbol{\Phi_L}$**:** Diamètre minimal des armatures longitudinales dans les poteaux.

- **La quantité d'armatures transversales minimale :**

$\frac{A_t}{b.S_t}$; En % est donnée comme suit :

$\begin{cases} 0{,}3\ \% \quad \text{Si : } \lambda_g \geq 5. \\ 0{,}8\ \% \quad \text{Si : } \lambda_g \leq 3. \\ \text{Par interpolation entre les valeurs précédentes si : } 3 < \lambda_g < 5. \end{cases}$

Avec : λ_g L'élancement géométrique du poteau.

- **Calcul d'élancement géométrique :**

$$\lambda_g = \left[\frac{L_f}{i}\right] ; i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{\frac{bh^3}{12}}{bh}} = \frac{h}{\sqrt{12}}$$

Avec :

$\begin{cases} \mathbf{b}; \mathbf{d} \text{ : Les dimensions de la section du poteau.} \\ \mathbf{L_f} = 0.7h_0 \text{ : longueur de flambement du poteau.} \\ \text{Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à } 135° \text{ayant une longueur droite de } 10t \text{ minimum.} \end{cases}$

VII.1.2) CALCUL DES ARMATURES À L'ELU :

VII.1.2.1) LES ARMATURES LONGITUDINALES :

- ✓ **Exposé de la méthode de calcul à l'ELU:**

Chaque poteau est soumis à un effort normal N (de compression ou de traction) et à un moment fléchissant M, ce qui nous conduit à étudier deux cas suivants :

- Section partiellement comprimée (SPC).
- Section entièrement comprimée (SEC).
- Section entièrement tendue (SET).

✓ Calcul du centre de pression :

Deux cas peuvent se présenter : $e_u = \frac{M_u}{N_u}$

▪ Section partiellement comprimée :(S.P.C)

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

$$\begin{cases} e_u > \left(\frac{h}{2} - c\right) \\ N_u.(d - c') - M_f \leq (0.337.h - 0.81.c)b.h^2.f_{bc} \end{cases}$$

Avec :

M_f: Moment fictif $\Longrightarrow$ $M_f = M_u + N_u.\left(\frac{h}{2} - c\right)$

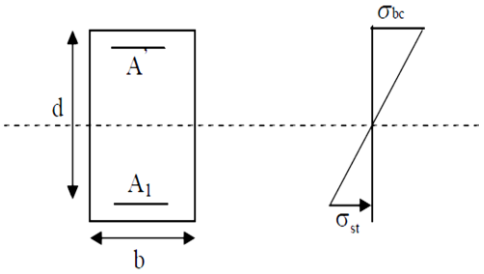


Figure VII.1 : Section de ferraillage.

Calcul des armatures :

En flexion composée la section d'armatures sera donnée par les relations suivant :

$$\mu = \frac{M_f}{b.d^2.f_{bc}}$$

✓ Si : $\mu \leq \mu_l = 0.392$ $\Longrightarrow$ la section est simplement armée.

$\mu \xrightarrow{\text{Tableau}} \beta$ $\Longrightarrow$ $A_f = \frac{M_f}{\beta.d.\sigma_s}$

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

✓ Si : $\mu > \mu_l = 0.392$ $\Longrightarrow$ la section est doublement armée.

On calcule : $M_f = \mu_l.b.d^2.f_{bc}$; $\Delta M = M_f - M_r$

$$A_f = \frac{M_f}{\beta_\gamma . d . \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d-c').\sigma_s} \quad ; \quad A' = \frac{\Delta M}{(d-c').\sigma_s} \quad ; \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Avec :

M_r : Moment ultime pour une section simplement armée.

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

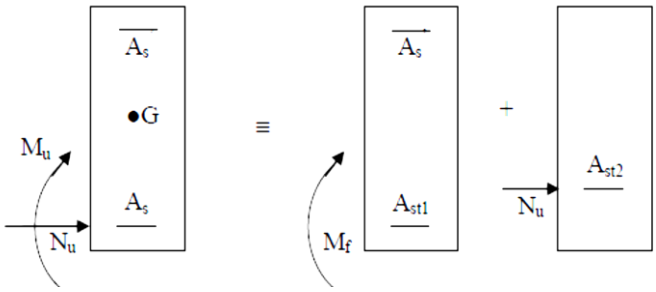


Figure VII.2 : Section partiellement comprimée (S.P.C).

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

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

$$\begin{cases} e_u \leq \left(\frac{h}{2} - c\right) \\ N_u.(d-c') - M_f > (0.337.h - 0.81.c)b.h^2.f_{bc} \end{cases}$$

Deux cas peuvent se présenter :

✓ **Section simplement armée(SSA) :**

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

Les sections d'armatures sont : $A'_{st} = \frac{N_u - 100.\Psi.b.h.f_{bc}}{100.\sigma_s}$; $A_{st} = 0.$

Avec : $\Psi = \frac{0.3571 + \frac{N_u.(d-c') - 100.M_u}{100.b.h^2.f_{bc}}}{0.8571 - \frac{c'}{h}}$; f_{bc} en (MP_a) *et* M en$(N.m)$.

✓ **Section doublement armée(SDA) :**

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

Les sections d'armatures sont : $A'_{st} = \frac{M_u - (d-0.5h).b.h.f_{bc}}{(d-c')\sigma_s}$; $A_{st} = \frac{N_u - b.h.f_{bc}}{\sigma_s} - A'_{st}$

REMARQUE1 :

Si : $e_u = \frac{M_u}{N_u} = 0$ (excentricité nulle ; compression pure), le calcul se fera à l'état limite de stabilité de forme et la section d'armature sera : $A = \frac{M_u - B.f_{bc}}{\sigma_s}$

Avec : B: Aire de la section du béton seul.

σ_s: Contrainte de l'acie

REMARQUE2:

Nous allons ferrailler par zone car on a constate qu'il est possible d'adopter le même ferraillage pour un certain nombre de niveau :

- **Zone I :** RDC, 1er ; 2eme et 3éme étage.
- **Zone II :** 4^{eme}; 5^{eme} et 6^{eme} étage.
- **Zone III :** 7^{eme}; 8^{eme} et 9^{eme}étag.
-

Caractéristiques de calcul en situation durable et accidentelle :

Situation	Béton			Acier		
	γ_d	$f_{c28}(MPa)$	$f_{bc}(MPa)$	γ_s	$f_e(MPa)$	$\sigma_s(MPa)$
Durable	1,5	25	14,2	1,15	400	348
accidentelle	1,15	25	18,48	1	400	400

Tableau VII.1 : Caractéristiques mécaniques des matériaux.

❖ LES EFFORTS DANS LES POTEAUX DES ZONES (I ;II et III) :

Zone	Sens	Combinaisons	Effort (N)	Moment (M)
Zone I (45*45)	X-X	ELU	$N_x^{max} = -49,45$	$M_x^{cor} = -18.752$
			$N_x^{min} = -1539,07$	$M_x^{cor} = 0,113$
			$N_x^{cor} = -118,1$	$M_x^{max} = 19,613$
		GQE	$N_x^{max} = -36,19$	$M_x^{cor} = -13,714$
			$N_x^{min} = -1120,69$	$M_x^{cor} = 0,093$
			$N_x^{cor} = -86,55$	$M_x^{max} = 14,322$
		0.8GE	$N_x^{max} = -25,77$	$M_x^{cor} = -9,704$
			$N_x^{min} = -757,15$	$M_x^{cor} = 0,14$
			$N_x^{cor} = -62,57$	$M_x^{max} = 9,97$
Zone II (40*40)	X-X	ELU	$N_x^{max} = -146,58$	$M_x^{cor} = -0,558$
			$N_x^{min} = -869,71$	$M_x^{cor} = 4,022$
			$N_x^{cor} = -255$	$M_x^{max} 21,104$
		GQE	$N_x^{max} = -107,19$	$M_x^{cor} = -0,411$
			$N_x^{min} = -633,42$	$M_x^{cor} = 2,94$
			$N_x^{cor} = -186,04$	$M_x^{max} = 15,419$
		0.8GE	$N_x^{max} = -75,16$	$M_x^{cor} = -0,027$
			$N_x^{min} = -428,95$	$M_x^{cor} = 2,07$
			$N_x^{cor} = -128,35$	$M_x^{max} = -10,798$
Zone III (35*35)	X-X	ELU	$N_x^{max} = -12,25$	$M_x^{cor} = -2,6$
			$N_x^{min} = -435,32$	$M_x^{cor} = 5,553$
			$N_x^{cor} = -130,94$	$M_x^{max} = 22,87$
		GQE	$N_x^{max} = -9,08$	$M_x^{cor} = -1,937$
			$N_x^{min} = -317,34$	$M_x^{cor} = 4,068$
			$N_x^{cor} = -95,51$	$M_x^{max} = 16,651$
		0.8GE	$N_x^{max} = -7,31$	$M_x^{cor} = -1,693$
			$N_x^{min} = -217,05$	$M_x^{cor} = 2,823$
			$N_x^{cor} = -67,48$	$M_x^{max} = 11,235$

Tableau VII.2 : Les efforts dans les poteaux suivant les deux sens.

VII.1.2.2) FERRAILLAGE DES POTEAUX :

Le ferraillage des différents poteaux se fera suivant la section minimale d'armatures A_S(min) correspondante recommandée par le règlement RPA 99-version 2003

Les résultats de ferraillages calculés à l'aide de l'application SOCOTEC sont exposés dans le tableau suivant :

Tableau VII.3 : Ferraillage des poteaux à l'ELU suivant les deux sens.

Niveaux	Comb	Effort normal (KN)	Moment fléchissant ($KN.m$)	Section (bxh) (cm^2)	OBC	A_s^{inf} (cm^2)	A_s^{sup} (cm^2)	A_s^{max} (cm^2)	A_{min} (cm^2)	$A_{adoptée}$ (cm^2)	Choix des barres
Zone I	ELU	$N_x^{max} = -49,45$	$M_x^{cor} = -18,752$	(45x45)	SPC	0,35	0	0,35	16,12	20,61	$4HA20$ + $4HA16$
		$N_x^{min} = -1539,07$	$M_x^{cor} = 0,113$		SEC	0	0				
		$N_x^{cor} = -118,1$	$M_x^{max} = 19,613$		SEC	0	0				
	0,8GE	$N_x^{max} = -25,77$	$M_x^{cor} = -9,704$		SPC	0,25	0	0,25			
		$N_x^{min} = -757,15$	$M_x^{cor} = -0,14$		SEC	0	0				
		$N_x^{cor} = -62,57$	$M_x^{max} = -9,97$		SEC	0	0				
	GQE	$N_x^{max} = -36,19$	M_x^{corr} =-13,714		SPC	0,39	0	0,39			
		$N_x^{min} = -1120,69$	M_x^{corr} =*0,093*		SEC	0	0				
		N_x^{cor} =-86,55	M_x^{max} =14,322		SEC	0	0				
Zone II	ELU	$N_x^{max} = -146,58$	$M_x^{cor} = -0,558$	(40x40)	SEC	0	0	0	12,8	14.20	$4HA16$ + $4HA14$
		$N_x^{min} = -869,71$	$M_x^{cor} = 4,022$		SEC	0	0				
		N_x^{cor} =-255	$M_x^{max} = 21,104$		SEC	0	0				
	0,8GE	$N_x^{max} = -75,16$	$M_x^{cor} = -0,027$		SEC	0	0	0			
		$N_x^{min} = -428,95$	$M_x^{cor} = 2,07$		SEC	0	0				
		$N_x^{cor} = -128,35$	$M_x^{max} = 10,792$		SEC	0	0				
	GQE	N_x^{max} =-107,19	$M_x^{cor} = -0,411$		SEC	0	0	0			
		N_x^{min} =-633,42	$M_x^{cor} = 2,94$		SEC	0	0				
		N_x^{cor} =-186,048	$M_x^{max} = 15,419$		SEC	0	0				
Zone III	ELU	$N_x^{max} = -12,25$	$M_x^{cor} = -2,6$	(35x35)	SPC	0,04	0	0,16	9,8	12,32	8HA14
		$N_x^{min} = -435,32$	$M_x^{cor} = 5,553$		SEC	0	0				
		$N_x^{cor} = -130,94$	$M_x^{max} = 22,87$		SPC	0,16	0				
	0,8GE	N_x^{max} =-7,31	$M_x^{cor} = 1,693$		SPC	0,04	0	0,04			
		N_x^{min} =-217,05	$M_x^{cor} = -2,823$		SEC	0	0				
		N_x^{cor} =-67,48	$M_x^{max} = -11,235$		SEC	0	0				
	GQE	N_x^{max} =-9,08	$M_x^{cor} = -1,937$		SPC	0,03	0	0,08			
		N_x^{min} =-317,34	$M_x^{cor} = 4,068$		SEC	0	0				
		N_x^{cor} =-95,51	$M_x^{max} = 16,651$		SPC	0,08	0				

VII.1.2.3) VÉRIFICATION À L'ELU :

➢ Détermination des armatures transversales :

Les armatures transversales sont disposées de manière à empêcher tout mouvement des aciers longitudinaux.

▪ Diamètre des armatures transversales : (Art A.8.1,3/BAEL91m 99) :

Le diamètre des armatures transversales est au moins égal à la valeur normalisée la plus proche du tiers du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent.

$$\emptyset_t^{min} = \frac{\emptyset_l}{3} = \frac{20}{3} = 6.66mm. \quad \text{Soit : } \emptyset_t^{min} = 8mm.$$

$\emptyset_l$: Diamètre max des armatures longitudinales.

Les armatures longitudinales des poteaux seront encadrées par deux cadres par cadres en HA8

Donc : $A_t = 2{,}01\ cm^2$

▪ Sections des armatures transversales :

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

- **Espacement des armatures transversales** :

(Art.7.4.2.2/RPA99version2003)

Selon le RPA, la valeur maximale de l'espacement « S_t » des armatures transversales dans la (Zone IIa) est fixée comme suit :

- **Dans la zone nodale** : $S_t \leq \min(10\emptyset_t^{min}$; 15cm)=12 $\Longrightarrow S_t = 10cm.$
- **Dans la zone courante :** $S_t \leq 15\emptyset_t^{min} = 18cm$ $\Longrightarrow S_t = 15cm.$

Avec : $\emptyset_l = 12mm$ est le diamètre minimal des armatures longitudinales des poteaux.

- **Calcul de l'élancement λ_g** :

$$\lambda_g = \frac{L_f}{i} = \frac{0{,}7l_0}{i} \quad ; \quad i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{\frac{bh^2}{12}}{bh}} = \frac{h}{\sqrt{12}} \quad \Longrightarrow \lambda_g = \frac{\sqrt{12}}{h}\ 0{,}7l_0$$

$$\text{Avec : } l_0 = \begin{cases} 4{,}08 & \text{RDC.} \\ 3{,}06 & \text{Etage courant.} \end{cases} \Longrightarrow L_f = \begin{cases} 2{,}856\ m. \\ 2{,}142\ m. \end{cases}$$

- **Poteau (45x45) :** $\begin{cases} \lambda_g = \frac{\sqrt{12}}{0,45} * 0,7 * 4,08 = 21,98 > 5 \text{ (RDC)} \\ \lambda_g = \frac{\sqrt{12}}{0,45} * 0,7 * 3,06 = 16,48 > 5. \text{ (Etage courant)} \end{cases}$
- **Poteau (40x40) :** $\lambda_g = \frac{\sqrt{12}}{0,40} * 0,7 * 3,06 = 18,55 > 5.$
- **Poteau (35x35) :** $\lambda_g = \frac{\sqrt{12}}{0,35} * 0,7 * 3,06 = 21,20 > 5.$

On a pour toutes les sections : $\lambda_g > 5. \Longrightarrow \quad \frac{A_t}{b.S_t} = 0,3\%$

Exemple de calcul : Pot (45x45) :

Zone nodale : $\begin{cases} A_s^{min} = 0,003.b.S_t = 0,003 * 45 * 10 = 1,35\ cm^2. \\ A_t = \frac{\rho_a V_u S_t}{h.f_e} = \frac{2,5*19,55*10}{45*400*10^{-1}} = 0,27\ cm^2. \end{cases}$

Zone courante : $\begin{cases} A_s^{min} = 0,003.b.S_t = 0,003 * 45 * 15 = 2,025 cm^2 \\ A_t = \frac{\rho_a V_u S_t}{h.f_e} = \frac{2,5*19,55*15}{45*400*10^{-1}} = 0,40 cm^2. \end{cases}$

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

	Zone I		Zone II	Zone III
	RDC	Etage courant		
Efforts tranchants(KN)	$V_2 = 19,55$	$V_2 = 19,55$	$V_2 = 24,95$	$V_2 = 26,99$
	$V_3 = 26,12$	$V_3 = 26,12$	$V_3 = 14,49$	$V_3 = 15,04$
Elancement géométrique λ_g	21,98	16,48	18,55	21,20
Coefficient correcteur ρ_a	2,5		2,5	2,5
A_t zone nodale (S_t = 10 cm)	0,27		0,38	0,48
	0,36		0,22	0,26
A_t zone courante (S_t = 15 cm)	0,40		0,58	0,72
	0,54		0,33	0,40
A_s^{min} zone nodale (S_t = 10 cm)	1,35		1,2	1,05
A_s^{min}zone courante (S_t = 15 cm)	1,68		1,8	1,575
Section adoptée $A_s^{adoptée}$ (cm^2)	2,01		2,01	2,01
Le choix de la section	2T8		2T8	2T8

Tableau VII.4 : Les sections transversales et leur espacement.

REMARQUE :

La zone nodale est sensible au séisme, on introduit des armatures en U superposées (avec alternance dans l'orientation) afin de la consolider et ainsi, la rendre vulnérable.

- **Longueur d'ancrage:** (Art A.5.1, 22 /BAEL91 modifié 99) :

On doit vérifier que : $\boldsymbol{L_s = \frac{\varphi \cdot f_e}{4.\tau_{su}}}$

Avec : $\tau_{su} = 0{,}6\Psi^2 f_{t28} = 0{,}6 * 1{,}5^2 * 2{,}1 = 2{,}835 MPa$

Pour : $\varphi = 2cm \Longrightarrow L_s = \frac{2*400}{4*2{,}835} = 70{,}54cm \Longrightarrow L_s = 70\ cm.$

Donc nous adapterons pour des raisons pratiques un crochet normal d'une longueur qui sera calculée comme suit :

$L_c = 0{,}4L_s = 0{,}4 * 70 = 28cm \Longrightarrow L_c = 28cm.$

- **Vérification au cisaillement :** (A.5.1,2/BAEL91modifié 99) :

On doit vérifiée que : $\boldsymbol{\tau_u = \frac{V_{max}}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = min\left(0,15\frac{f_{c28}}{\gamma_d}; 4MPa\right)}$

On prend l'effort tranchant max et on le généralise pour tous les poteaux.

$\bar{\tau}_u = \min\left(0{,}2 * \frac{25}{1{,}5}; 5MPa\right) = \min(3{,}33MPa; 5MPa) \Longrightarrow \boldsymbol{\bar{\tau}_u = 3{,}33MPa}.$

EXEMPLE DE CALCUL POT (45X45) :

$V_{max} = 26{,}12KN$

$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{26{,}12*10^3}{450*(0{,}9*450)} \Longrightarrow \tau_u = 0{,}143MPa.$

$\tau_u = 0{,}143MPa < \bar{\tau}_u = 3{,}33MPa \Longrightarrow$ Condition vérifiée.

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Niveaux	Section	V_u (KN)	b (cm)	d (cm)	τ_u (MPa)	$\overline{\tau}_u$ (MPa)	Observation
Zone I	$(45x45)$	$V_2 = 19{,}55$	45	40,5	0,107	3,33	Vérifiée
		$V_3 = 26{,}12$			0,143		Vérifiée
Zone II	$(40x40)$	$V_2 = 24{,}95$	40	36	0,173		Vérifiée
		$V_3 = 14{,}49$			0,100		Vérifiée
Zone III	$(35x35)$	$V_2 = 26{,}99$	35	31,5	0,244		Vérifiée
		$V_3 = 15{,}04$			0,136		Vérifiée

Tableau VII.5 : Vérification de la contrainte de cisaillement.

- **Délimitation de la zone nodale :**

Selon RPA 2003; la zone nodale est délimitée comme suit : $h' = max\left(\frac{h_e}{6}; b; h_1; 60cm\right)$

- **Poteau (45x45) :**

$h' = max\left(\frac{408}{6} = 68; 45; 45; 60cm\right) = 68\ cm.$ *(RDC).*

$h' = max\left(\frac{306}{6} = 51; 45; 45; 60cm\right) = 60\ cm.$ *(EC).*

- **Poteau (40x40) :**

$h' = max\left(\frac{306}{6} = 51; 40; 40; 60cm\right) = 60\ cm.$

- **Poteau (35x35) :**

$h' = max\left(\frac{306}{6} = 51; 35; 35; 60cm\right) = 60\ cm.$

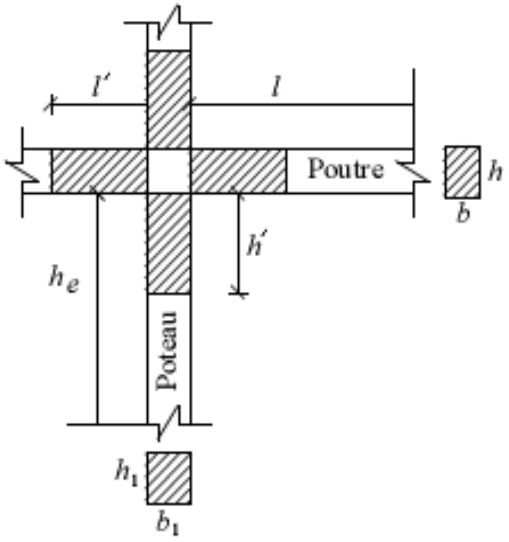


Figure VII.3 : Délimitation de la zone nodale.

VII.1.2.3) VÉRIFICATION À L'ELS :

- **Condition de non fragilité** : (Art A.4.2,1/BAEL 91 Modifiée 99) :

La condition de non fragilité dans le cas de la flexion composée est :

O doit vérifier que : $\boldsymbol{A_s \geq A_{min} = \frac{0{,}23\, f_{t28}}{f_e} \cdot \frac{e_s - 0{,}455d}{e_s - 0{,}185d} \cdot b \cdot d}$

Niveaux	comb	Sens	Effort normal N_S (KN)	Moment fléchissant $(KN.m)$	$e_s = \frac{M_S}{N_S}$ (m)	OBS	A_{smin} (cm^2)	$A_{adoptée}$ (cm^2)	Observation
Zone I	ELS	X-X	$N_{max} = -36.19$	$M_x^{cor} = -13.714$	0,37	SPC	1.40	20.61	Vérifiée
			$N_{min} = -1120.69$	$M_x^{cor} = -0.093$	0,00	SEC	5.74		Vérifiée
			$N_x^{cor} = -86.55$	$M_x^{max} = -14.322$	0,16	SPC	1.03		Vérifiée
		Y-Y	$N_{max} = -36.19$	$M_y^{cor} = -3.064$	0,08	SPC	- 45.21		Vérifiée
			$N_{min} = -1120.69$	$M_y^{cor} = 0.587$	0,00	SEC	5.74		Vérifiée
			$N_y^{cor} = -388.42$	$M_y^{max} = 20.362$	0,05	SEC	11.51		Vérifiée
Zone II	ELS	X-X	$N_{max} = -107.19$	$M_x^{cor} = -0.411$	0,01	SEC	4.51	14.20	Vérifiée
			$N_{min} = -633.42$	$M_x^{cor} = 2.94$	0,01	SEC	4.51		Vérifiée
			$N_x^{cor} = -186.04$	$M_x^{max} = 15.419$	0,08	SPC	4.54		Vérifiée
		Y-Y	$N_{max} = -107.19$	$M_y^{cor} = -1.536$	0,01	SEC	4.51		Vérifiée
			$N_{min} = -633.42$	$M_y^{cor} = 5.12$	0,01	SEC	4.51		Vérifiée
			$N_y^{cor} = -205.13$	$M_y^{max} = 26.298$	0,12	SPC	4.56		Vérifiée
Zone III	ELS	X-X	$N_{max} = -9.08$	$M_x^{cor} = -1.937$	0,21	SPC	3.50	12.32	Vérifiée
			$N_{min} = -317.34$	$M_x^{cor} = 4.068$	0,01	SEC	3.43		Vérifiée
			$N_x^{cor} = -95.51$	$M_x^{max} = 16.651$	0,17	SPC	3.48		Vérifiée
		Y-Y	$N_{max} = -9.08$	$M_y^{cor} = -0.822$	0,09	SPC	3.46		Vérifiée
			$N_{min} = -317.34$	$M_x^{cor} = -6.808$	0,02	SEC	3.44		Vérifiée
			$N_x^{cor} = -57.33$	$M_x^{max} = 27.788$	0,48	SPC	3.60		Vérifiée

Tableau VII.6 : Vérification de la contrainte de non fragilité a L'ELS.

❖ EXEMPLE DE CALCUL : POT (45X45) :

Sous l'effort normal de compression maximum et le moment fléchissant correspondant :

$N_{max} = -36.19\ KN \Longrightarrow M_x^{cor} = -13.714\ KN.m \Longrightarrow e_s = \frac{M_x^{cor}}{N_{max}} = 0.37$ m

$$A_{min} = \frac{0{,}23 \times 2{,}1}{400} \times \frac{37 - 0{,}455 \times 43}{37 - 0{,}185 \times 43} \times 45 \times 43 = 1.4cm^2.$$

$A_s = 20{,}61cm^2 > A_{min} = 1.4cm^2 \Longrightarrow$ Condition vérifiée

➢ Vérification de l'état limite de compression du béton et dans l'acier :

• Vérification d'une Section partiellement comprimée :

Pour calculer la contrainte du béton on détermine la position de l'axe neutre :

$$y_1 = y_2 + l_c$$

Avec :

- $\boldsymbol{y_1}$**:** La distance entre l'axe neutre à l'ELS et la fibre la plus comprimé.
- $\boldsymbol{y_2}$ **:** La distance entre l'axe neutre à l'ELS et le centre de pression Cp.
- $\boldsymbol{l_c}$**:** La distance entre le centre de pression Cp et la fibre la plus comprimée.

$\boldsymbol{y_2}$ **:** est obtenu avec la résolution de l'équation suivante : $y_2^3 + p.y_2 + q = 0$

Avec :
$$\begin{cases} l_c = \frac{h}{2} - e_s \\ p = -3.l_c^2 - 6n.\bar{A}_u.\frac{l_c - c'}{b} + 6n.A_u.\frac{d - l_c}{b} \\ q = -2.l_c^3 - 6n.\bar{A}_u.\frac{(l_c - c')^2}{b} - 6n.A_u.\frac{(d - l_c)^2}{b} \end{cases}$$

Pour la résolution de l'équation, on calcul : $\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}$

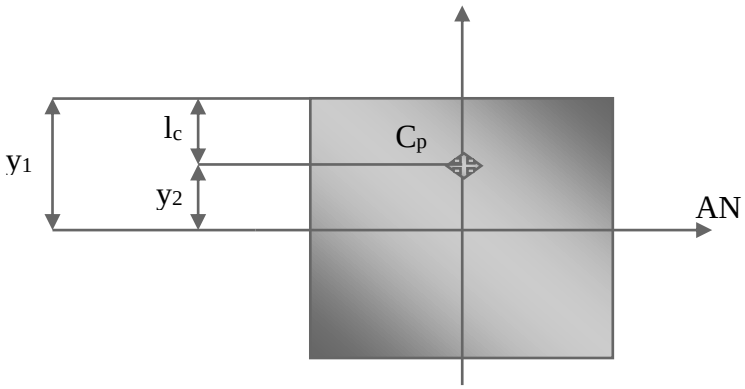
-Si $\Delta \geq 0$: $t = 0{,}5(\sqrt{\Delta} - q)$; $u = \sqrt[3]{t}$; $y_2 = u - \frac{p}{3u}$

-Si $\Delta < 0$: L'équation admet trois racines :

$$y_2^1 = a\cos\left(\frac{\alpha}{3}\right);\quad y_2^2 = a\cos\left(\frac{\alpha}{3} + \frac{2\pi}{3}\right);\quad y_2^3 = a\cos\left(\frac{\alpha}{3} + \frac{4\pi}{3}\right)$$

$$\alpha = a\cos\left(\frac{3q}{2p} \times \sqrt{\frac{-3}{p}}\right);\ a = 2\sqrt{\frac{-p}{3}}$$

On tiendra pour y_2 la valeur positive ayant un sens physique tel que :



$0 < y_1 = y_2 + l_c \quad < h \quad donc: y_1 = y_2 + l_c$

$I=\frac{b\times y_1^3}{3} + 15[A_s \times (d - y_1)^2 + A'_s \times (y_1 - c')^2]$

Finalement la contrainte de compression dans le béton est :

$$\sigma_{bc} = \frac{b \times N_s}{I} Y_1 \leq \overline{\sigma_{bc}}$$

Vérification d'une section entièrement comprimée :

- On calcul l'aire de la section homogène totale : $S = bh + 15(A_s + A'_s)$
- On détermine la position du centre de gravité qui est situé à une distance X_G au-dessus du CDG géométrique :

$$X_G = 15.\frac{A'_s(0{,}5h - d') - A_s(d - 0{,}5h)}{bh + 15(A_s + A'_s)}$$

- On calcul l'inertie de la section homogène totale :

$$I = \frac{bh^3}{12} + bh.{X_G}^2 + 15[A'_s(0{,}5h - d' - X_G)^2 + A_s(d - 0{,}5h + X_G)^2]$$

Les contraintes dans le béton valent :

Au niveau de la fibre supérieure: $\sigma_{sup} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{N_{ser}(e_s - X_G)(\frac{h}{2} - X_G)}{I}$

Au niveau de la fibre inférieur: $\sigma_{inf} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{N_{ser}(e_s - X_G)(\frac{h}{2} + X_G)}{I}$

En fin ; on vérifie **:** $\boldsymbol{max}(\sigma_{sup}; \sigma_{inf}) \leq \overline{\sigma_{bc}}$

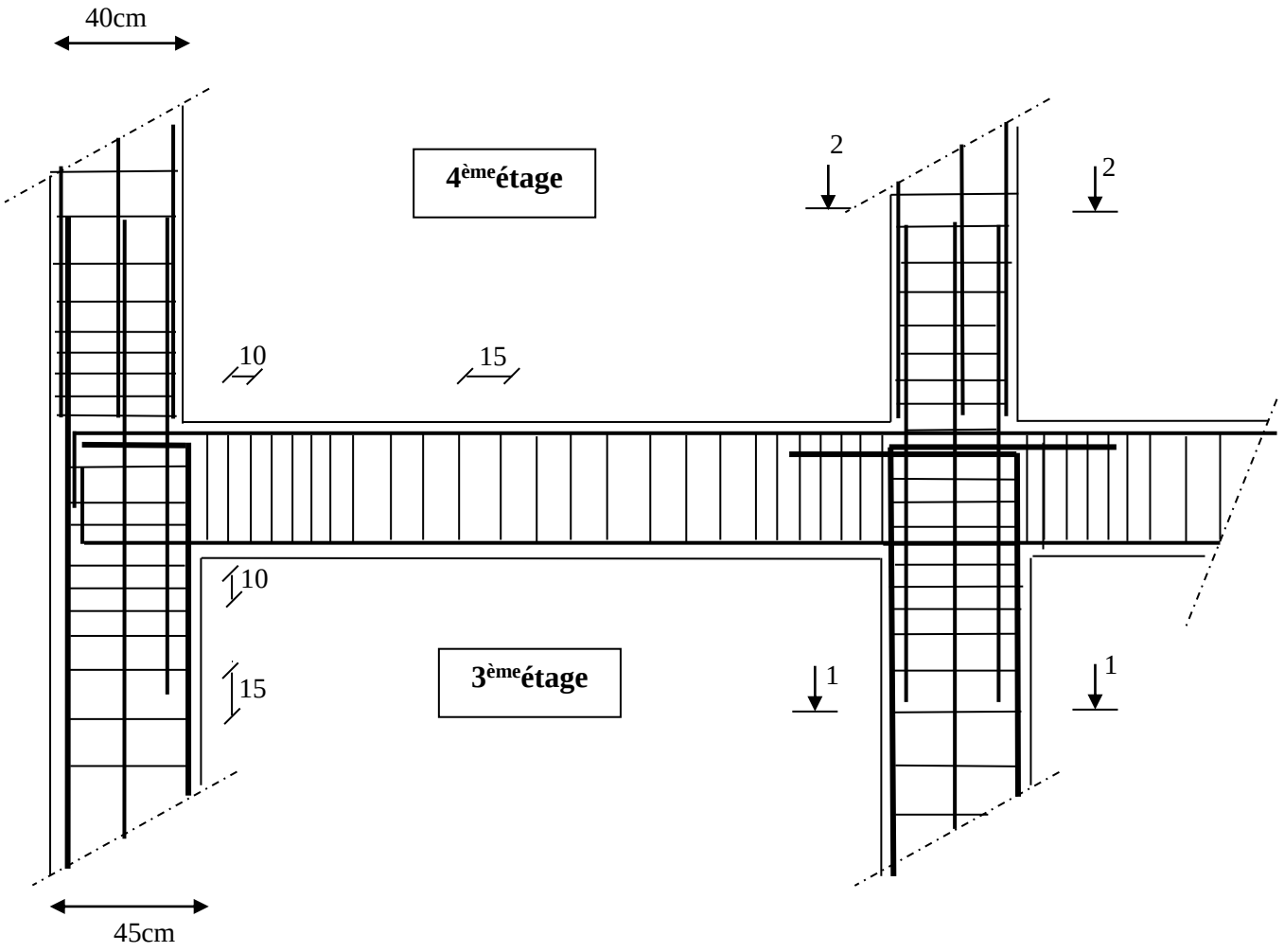
REMARQUE :

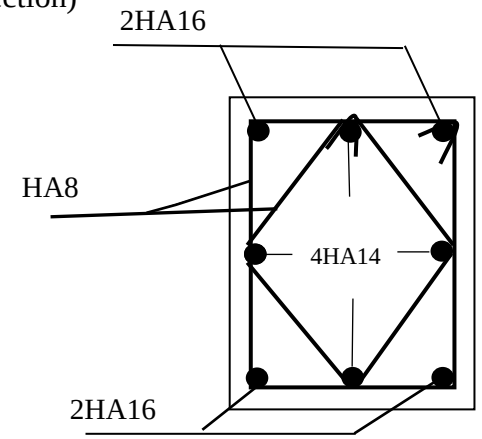
Si les contraintes sont négatives on refait le calcul avec une section partiellement comprimée.

Niveaux	Sens	Effort normal (KN)	Moment fléchissant ($KN.m$)	e_s	OBS	σ_b^{sup} (MP_a)	σ_b^{inf} (MP_a)	σ_{bc} (MP_a)	σ_s^{sup} (MP_a)	σ_s^{inf} (MP_a)	σ_s (MP_a)	Observation
Zone I	X-X	$N_{max} = -36.19$	$M_x^{cor} = -13.714$	0.37	SPC	0.75	0.00	15	10.2	-12.1	348	Vérifiée
		$N_{min} = -1120.69$	$M_x^{cor} = 0.093$	0.00	SEC	4.14	4.58		62.4	68.4		Vérifiée
		$N_x^{cor} = -86.55$	$M_x^{max} = -14.322$	0.16	SPC	0.9	0.00		12.7	-4.02		Vérifiée
	Y-Y	$N_{max} = -36.19$	$M_y^{cor} = -3.064$	0.08	SPC	0.25	0.02		3.62	0.52		Vérifiée
		$N_{min} = -1120.69$	$M_y^{cor} = 0.587$	0.00	SEC	4.16	4.56		62.70	68.2		Vérifiée
		$N_y^{cor} = -86.55$	$M_y^{max} = 20.362$	0.05	SEC	2.22	0.77		32.3	12.5		Vérifiée
Zone II	X-X	$N_{max} = -107.19$	$M_x^{cor} = -0.411$	0.01	SEC	0.53	0.53	15	8.01	7.91	348	Vérifiée
		$N_{min} = -633.42$	$M_x^{cor} = 2.94$	0.01	SEC	3.19	3.08		47.7	46.3		Vérifiée
		$N_x^{cor} = -186.04$	$M_x^{max} = 15.419$	0.08	SPC	1.76	0.06		25.1	2.15		Vérifiée
	Y-Y	$N_{max} = -107.19$	$M_y^{cor} = 1.536$	0.01	SEC	0.6	0.46		8.86	7.02		Vérifiée
		$N_{min} = -633.42$	$M_y^{cor} = 5.12$	0.01	SEC	3.31	2.96		49.4	44.6		Vérifiée
		$N_y^{cor} = -186.04$	$M_y^{max} = 26.298$	0.12	SPC	2.51	0.00		35.3	7.1		Vérifiée
Zone III	X-X	$N_{max} = -9.08$	$M_x^{cor} = -1.937$	0.21	SPC	0.23	0.00	15	3.13	-2.77	348	Vérifiée
		$N_{min} = -317.34$	$M_x^{cor} = 4.068$	0.01	SEC	2.2	1.82		32.7	27.6		Vérifiée
		$N_x^{cor} = -95.51$	$M_x^{max} = 16.651$	0.17	SPC	2.07	0.00		28.1	-18.3		Vérifiée
	Y-Y	$N_{max} = -9.08$	$M_y^{cor} = -0.822$	0.09	SPC	0.12	0.00		1.7	-0.04		Vérifiée
		$N_{min} = -317.34$	$M_x^{cor} = -6.808$	0.02	SEC	2.42	1.58		35.6	24.4		Vérifiée
		$N_x^{cor} = -95.51$	$M_x^{max} = 27.788$	0.48	SPC	3.05	0.00		38.9	-67.9		Vérifiée

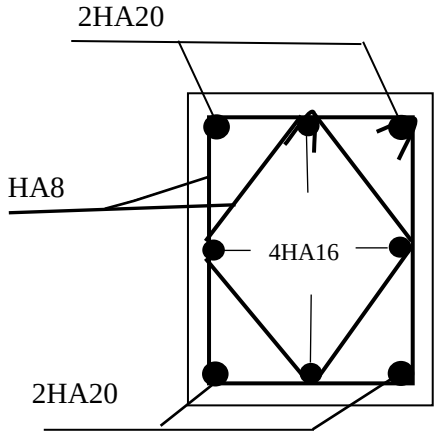
Tableau VII.7 : Vérification de l'état limite de compression du béton et dans l'acier

Figure VII.4 : Plans de ferraillage des poteaux (cas de changement de section)

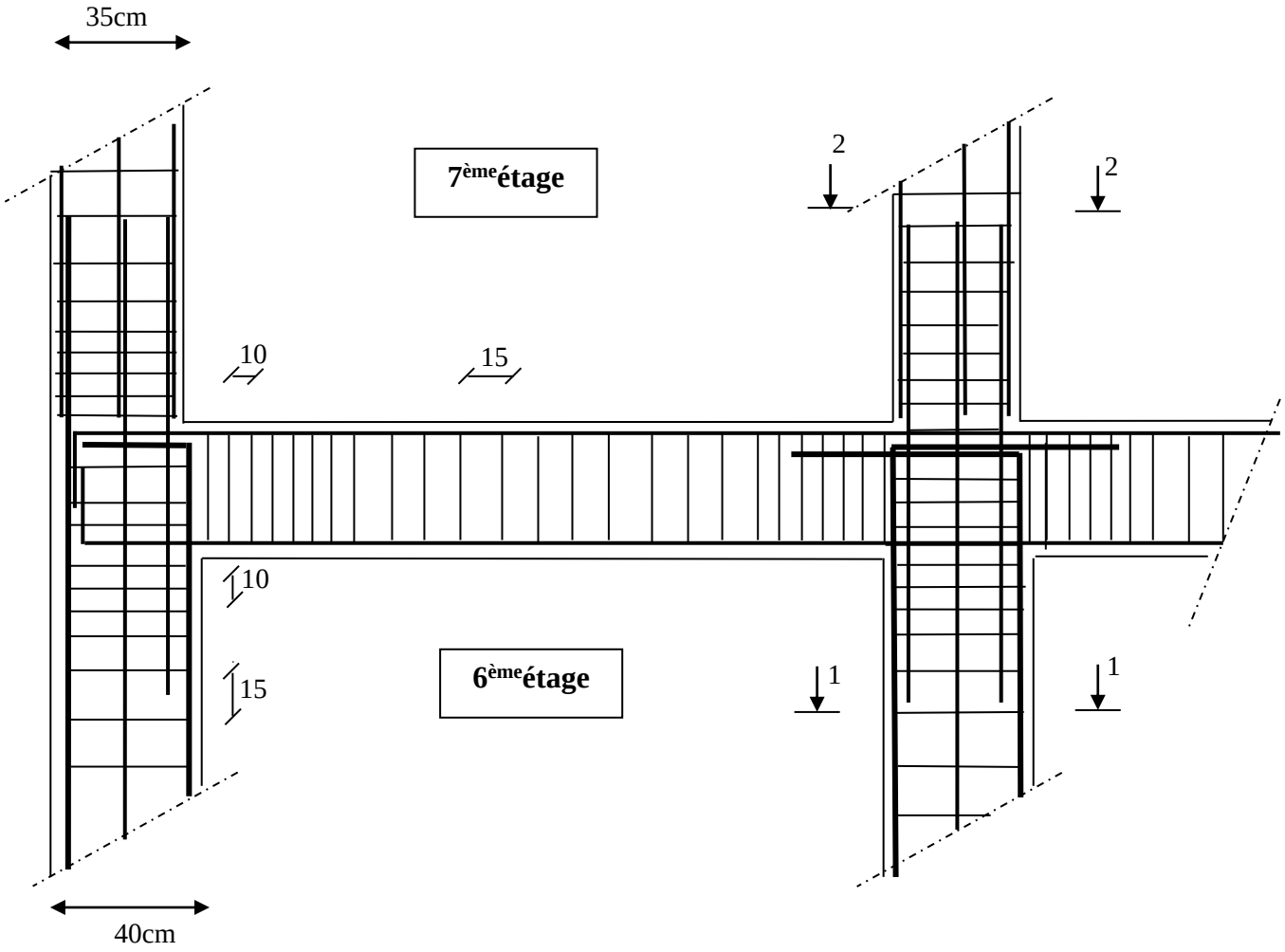


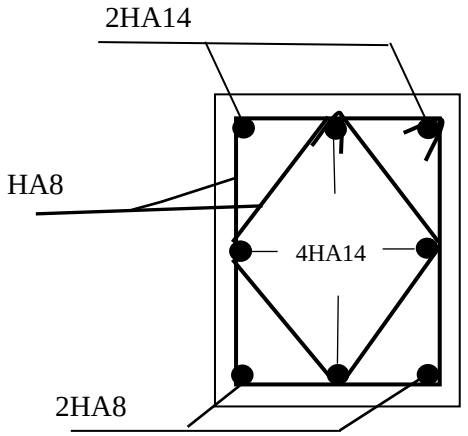


Coupe 2-2 (40x40)

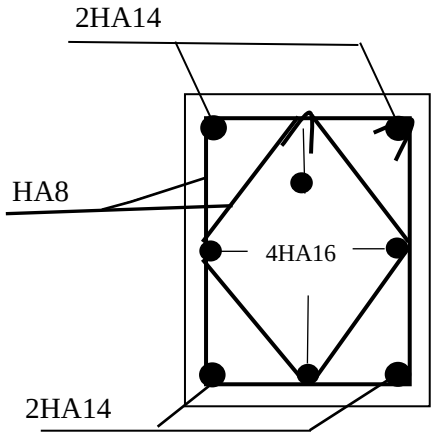


Coupe 1-1 (45x45)





Coupe 2-2 (35x35)



Coupe 1-1 (40x40)

VII.2) LES POUTRES :

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux .Elles supportent les charges verticales des planchers et les transmettent aux poteaux .Les poutres comportent des armatures longitudinale et transversales. le calcul de la section d'armature se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables en considérant la fissuration comme étant peu nuisible.

Ils seront ferraillés en flexion simple sous les combinaisons les plus défavorables.

- ELU (1.35G+1.5Q)
- ELS (G +Q)
- Accidentelles (G+Q±E et 0.8G±E) et suivant les règles du RPA99 modifié en 2003.

Ensuite on effectuera les vérifications à l'ELU, à l'ELS et au RPA99.

Les efforts dans les poutres :

Les résultats donnés dans les tableaux sont obtenus en fonction des combinaisons d'actions les plus défavorables en considérant la convention suivante :

$M_3^+(max)$: Moments en travée

$M_3^-(min)$: Moments aux appuis

Avec :
- **Zone I** ⟹ RDC, 1^{er}; $2^{éme}$ et $3^{éme}$ étages
- **Zone II** ⟹ $4^{éme}, 5^{éme} et\ 6^{éme}$ étages
- **Zone III** ⟹ $7^{éme}, 8^{éme} et\ 9^{éme}$ étages

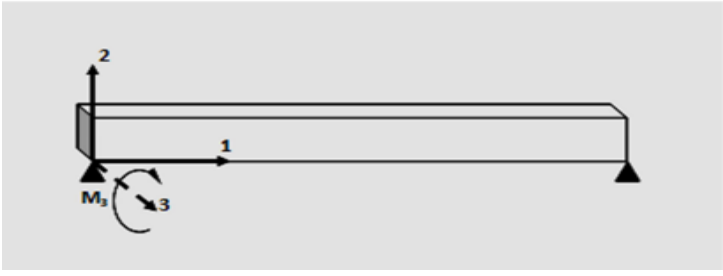


Figure VII.5 : La convention de signes pour les efforts internes dans les poutres.

		Poutres principales (30x35)			poutres secondaires (30x30)		
niveaux	Moments fléchissant	comb	V_2 [KN]	M_3 [KN.m]	comb	V_2 [KN]	M_3 [KN.m]
Terrasse 1-1	M.inf(Appuis)	08G-Ey G + Q ELU	-6.46	-1.912	08G-Ex G + Q ELU	-3.60	-1.10
	M.sup(Travée)		6.24	3.912		3.70	1.093
Terrasse	M.inf		-64.65	-47.095		-53.29	-39.997
	M.sup		71.49	27.91		53.09	18.703
8	M.inf		-66.41	-51.612		-72.12	-48.052
	M.sup		74.92	25.802		71.82	25.982
7	M.inf		-66.02	-49.507		-65.34	-44.526
	M.sup		73.74	26.126		65.10	23.261
6	M.inf		-65.42	-47.885		-63.74	-41.683
	M.sup		72.77	25.324		63.55	21.388
5	M.inf		-65.42	-47.408		-61.98	-39.387
	M.sup		72.35	24.968		61.80	21.874
4	M.inf		-65.00	-44.681		-53.64	-34.652
	M.sup		70.82	24.63		53.48	18.507
3	M.inf		-63.97	-41.304		-46.66	-29.48
	M.sup		68.85	24.146		46.50	15.797
2	M.inf		-63.74	-39.677		-41.27	-25.778
	M.sup		67.74	23.677		41.13	16.065
1	M.inf		-63.23	-36.17		-31.43	-20.057
	M.sup		65.85	23.372		31.30	16.048
RDC	M.inf		-63.00	-35.437		-25.74	-14.123
	M.sup		64.95	24.996		25.60	17.939

Tableau VII.8 : Les efforts dans les poutres.

VII.2.1) RECOMMANDATIONS DU RPA : (RPA 99/ART7.5.2)

VII.2.1.1) ARMATURES LONGITUDINALES :

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

Le pourcentage total minimal des aciers sur toute la longueur de la poutre est :

- **Pourcentage total minimum :**

$$A_{min} = 0,5\%bh \quad \text{(En toute section)}$$

-Poutres principales de $(30 * 35)cm^2$: $A_{min} = 0{,}5\% * 30 * 35 = 5.25\ cm^2$

-Poutres secondaires de $(30 * 30)cm^2$: $A_{min} = 0{,}5\% * 30 * 30 = 4.5\ cm^2$

- **Pourcentage total maximum :**

$\begin{cases} \boldsymbol{A_{max} = 4\%bh} & \text{En zone courante.} \\ \boldsymbol{A_{max} = 6\%bh} & \text{En zone recouvrement.} \end{cases}$

- Poutres principales de $(30 * 35)cm^2$:

$\begin{cases} A_{max} = 4\% * 30 * 35 = 42\ cm^2 & \text{; En zone courante.} \\ A_{max} = 6\% * 30 * 35 = 63\ cm^2 & \text{; En zone recouvrement.} \end{cases}$

- Poutres secondaires de $(30 * 30)cm^2$:

$\begin{cases} A_{max} = 4\% * 30 * 30 = 36\ cm^2 & \text{; En zone courante.} \\ A_{max} = 6\% * 30 * 30 = 54\ cm^2 & \text{; En zone recouvrement.} \end{cases}$

- La longueur de recouvrement est de 40Φ en zone IIa.

L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inferieures dans les poteaux de rives et de l'angle doit être effectué avec des crochets de 90°.

VII.2.1.2) ARMATURES TRANSVERSALES :

- La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par : $\boldsymbol{A_t = 0,003.S_t.b}$
- L'espacement maximum entre les armatures transversales est de :

$\begin{cases} S_t^{max} = \min(\frac{h}{4}; 12\Phi) & \text{; En zone nodale ; si les armatures comprimées sont nécessaires.} \\ S_t \leq \frac{h}{2} & \text{; En zone courante.} \end{cases}$

Avec :

Φ : Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures longitudinales et dans le cas d'une section en travée avec des armatures comprimée, c'est le plus petit diamètre des aciers comprimés.

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

❖ Dispositions constructives :

Conformément au CBA 93 annexe E3, concernant la détermination de la longueur des chapeaux et des barres inférieures de second lit, il y'a lieu d'observer les recommandations suivantes qui stipulent que :

La longueur des chapeaux à partir des murs d'appuis est au moins égale :

- À $\frac{1}{5}$de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui n'appartenant pas à une travée de rive.
- À $\frac{1}{4}$ de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui intermédiaire voisin d'un appui de rive.
- La moitié au moins de la section des armatures inférieures nécessaire en travée est prolongées jusqu' aux appuis et les armatures de second lit sont arrêtées à une distance des appuis au plus égale à$\frac{1}{10}$ de la portée.

VII.2.2) ETAPES DE CALCUL DES ARMATURES :

Les poutres sont ferraillées en flexion simple. Elles sont calculées en travées puis aux appuis sous les sollicitations les plus défavorables.

VII.2.2.1) ARMATURES LONGITUDINALES :

➢ Calcul des moments réduit ultime :

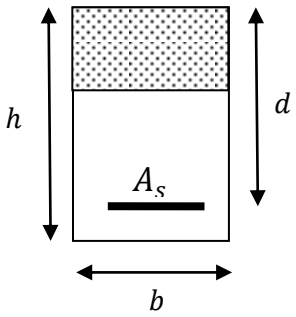
$$\begin{cases} \mu = \frac{M_u}{b.d^2 f_{bu}} \\ f_{bc} = \frac{0{,}85.f_{c28}}{\theta.\gamma_b} \end{cases} ; \ \gamma_b = 1.5 ; \quad f_{bc}=14.2 \text{ MPA}$$

Selon la valeur du moment réduit par rapport à celle du moment réduit limite, on distingue les deux cas suivants :

- $\mathbf{1^{er}cas}$: $\mu \leq \mu_l = 0{,}392$ La section est simplement armée (**S.S.A**), et les armatures comprimées ne sont pas nécessaires (A'_u=0).

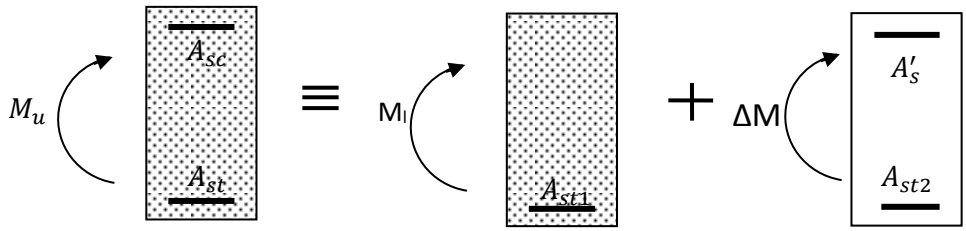
La section d'armatures tendues est donnée par la formule suivante :

$$\begin{cases} A_s = \dfrac{M_u}{\beta . d . \sigma_{st}} \\ \sigma_{st} = \dfrac{f_e}{\gamma_s} \end{cases}$$



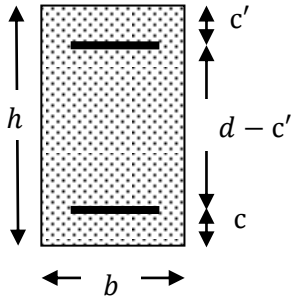
- $\mathbf{2^{er}cas}$: $\mu > \mu_l = 0{,}392$ La section est simplement armée (**S.D.A**)

La section d'armatures tendues est donnée par la formule suivante :



La section réelle est équivalente à la somme de deux sections fictives.

$$\begin{cases} M_u = \mu_l . b . d^2 . f_{bu} \\ \Delta M = M_u - M_l \end{cases}$$



Armature tendues : $A_{st} = A_{st1} - A_{st2}$

avec : $\begin{cases} A_{st1} = \dfrac{M_l}{\beta_l . d . \sigma_{st}} \\ A_{st2} = \dfrac{\Delta M}{(d - c') . \sigma_{st}} \end{cases}$

Armature comprimées : $A_{sc} = A'_s$ avec : $A'_s = \dfrac{\Delta M}{(d - c') . \sigma_{st}}$

REMARQUE :

Une part du moment de flexion équilibrée par les armatures comprimées doit étre inférieure a 40 % du moment totale c.-à-d $\Delta M < 0.4 M_u$ (Art BAEL B66).

VII.2.2.2) LES ARMATURES TRANSVERSALES :

La section minimale des aciers transversaux doit vérifier : $\dfrac{A_t}{b_0 . S_t} f_e \geq \dfrac{\tau_u}{2} 0{,}4\ MP_a$

L'espacement est de : $S_t \leq min\{0{,}9d\ ; 40cm;\ 15\emptyset_{lmin}'\}$ avec : $15\emptyset_{lmin}'$ si $A_{sc} = 0$

Diamètre des armatures transversales : $\emptyset_t \leq \left\{\frac{h}{35}\ \frac{b}{10}\ ;\ \emptyset_{l\,min}\right\}$

Soit :

- A_{st} : Section d'acier inférieure tendue ou bien la moins comprimée selon le cas.
- A_{sc} : Section d'acier supérieure la plus comprimée.
- M_u : Moment de flexion.

Tableau récapitulatif des contraintes selon les situations :

	γ_b	γ_s	f_{c28}(MPa)	f_{bu}(MPa)	f_e(MPa)	σ_{st}(MPa)
Situation durable	**1,5**	**1,15**	**25**	**14,2**	**400**	**348**
Situation accidentelle	**1,15**	**1**	**25**	**18,48**	**400**	**400**

Tableau VII.9 : Coefficients de sécurité en situation accidentelle et courante.

VII.2.3) VÉRIFICATION À L'ELU :

➢ Vérification de la condition de non fragilités :

La section minimale des armatures longitudinale à l'état limite ultime pour chaque cas de poutre est donnée par la formule suivante : $\boldsymbol{A_{min} = 0,23bd\frac{f_{t28}}{fe}}$

REMARQUE :

Si la section d'armatures choisie dépasse les 20% de la section théorique de calcul, la condition de non fragilité est inutile (BAEL 91).

➢ Vérification de l'effort tranchant : (Art. A.5.1 BAEL91 modifié en 99)

Les poutres soumises à des efforts tranchants sont justifiées vis-à-vis de l'état limite ultime, cette justification est conduite à partir de la contrainte tangente «$\boldsymbol{\tau_u}$», prise conventionnellement égale à : $\boldsymbol{\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b.d}}$

Avec :

- T_u^{max} :Effort tranchant max à l'ELU.
- M_u^a : Moment ultime agissant au droit de l'appui considéré.
- Fissuration peu nuisible.

- **Etat limite ultime du béton de l'âme : (Art A.5.1.21/ BAEL91 modf99)**

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left\{\frac{0{,}2.f_{c28}}{\gamma_b}; 5MP_a\right\} = 3{,}33MP_a$$

- **Influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales** :

(Art A.5.1.32/ BAEL91 modifié 99)

Lorsqu'au droit d'un appui $\boldsymbol{T_u + \frac{M_u^a}{0{,}9d} > 0}$ on doit prolonger au delà de l'appareil de l'appui une section d'armatures pour équilibrer un moment égal à : $\boldsymbol{T_u + \frac{M_u}{0{,}9d}}$

- Influence sur les aciers : $\boldsymbol{A_s > \left(T_{max} + \frac{M_u^a}{0{,}9d}\right)\frac{\gamma_s}{f_e}}$

Remarque : si $T_u + \frac{M_u}{0{,}9d} < 0$ ⟹ La vérification n'est pas nécessaire.

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

(Art A.5.1.32/ BAEL91 modifié 99)

Influence sur le béton : $\boldsymbol{T_u \leq \bar{T}_u = 0{,}4\frac{f_{c28}}{\gamma_b}.ab}$ Avec : $a = 0{,}9d$

- **Vérification de la contrainte d'adhérence :**

(Art. A.6.1.3/ BAEL91 modifi en 99)

La contrainte d'adhérence au niveau de l'appui le plus sollicité doit être :

$$\boldsymbol{\tau_{se} = \frac{T_u^{max}}{0{,}9.d.\sum U_i} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s f_{t28}}$$

Avec :
- $\psi_s = 1{,}5$ Pour les aciers hauts adhérence.
- $\sum U_i$: Le périmètre des aciers.
- $\bar{\tau}_{se} = \psi_s f_{t28} = 1.5x2.1 = 3.15\ MPA$

- **Calcul de longueur de scellement droit des barres :**

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

Avec : $\tau_{su} = 0.6x\psi_s^2 x f_{t28} = 2{,}835MPa$

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

VII.2.4) VÉRIFICATION À L'ELS :

Les états limite de service sont définis en tenant compte des amplifications de la durabilité de la construction.

➢ Etat limite d'ouverture des fissures :

Dans notre cas la fissuration est peu nuisible, donc la vérification n'est pas nécessaire.

➢ Etat limite de compression du béton :

On doit vérifier les conditions suivantes :

-La contrainte dans le béton : $\boldsymbol{\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6.f_{c28} = 15\ MP_a}$

- La contrainte de l'acier : $\boldsymbol{\sigma_s = \frac{M_s}{A.\beta_1.d} \leq \overline{\sigma} = \frac{f_e}{\gamma_s}}$ **= 348MPA**

$A_{adopté}$: armature adoptées a L'ELU

β_1 et K_1 : sont obtenus a l'aidedu coefficient ρ_1 avec: $\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d}$

➢ Etat limite de déformation (BAEL 91/Art B.6.5, 2):

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire si toutes les conditions suivantes sont vérifiées :

1) $\frac{h}{L_{max}} \geq \frac{1}{16}$; 2) $\frac{h}{\frac{l}{L_{max}}} > \frac{M_t}{10.M_0}$; 3) $\frac{A_s}{b.d} \leq \frac{4,2}{f_e}$

M_0 : Moment de travée de référence.

M_t : Moment en travée.

A_s : Section d'acier tendue en travée

L_{max} : Portée libre de la poutre.

On doit vérifier que : $\boldsymbol{f = \frac{M_t^{ser}.l^2}{10.E_v I_{fv}} \leq \overline{f} = \frac{l}{500}}$

Avec :

$$I_{fv} = \frac{1{,}1.I_0}{1+0.4\mu.\lambda_V} \begin{cases} \mu = \max\left(1 - \frac{1{,}75 f_{t28}}{4.\rho.\sigma_s + f_{t28}}\right) \\ \lambda_v = \frac{0{,}05 f_{t28}}{\left(2+\frac{3b_0}{b}\right)\rho};\ \rho = \frac{A}{b_0.d} \\ I_0 = \frac{b_0(V_1^3+V_2^3)}{3} + (b-b_0)h_0\left[\frac{h_0^2}{12} + \left(V_1 - \frac{h_0}{2}\right)^2\right] + 15A_{st}(V_2-c)^2 \end{cases}$$

$E_v = 1100\sqrt[3]{f_{c28}} = 1100\sqrt[3]{25} = 3216{,}42\ MP_a.$

$\bar{f}$: La flèche admissible

E_v: Module de déformation différé.

I_{fv}: Inertie fictive pour les charges de longue durée

I_0 : Moment d'inertie de la section homogénéisée.

ρ: Le rapport de l'aire A de la section de l'armature tendue à l'aire de la section utile de la nervure.

APPLICATIONS :

En raison des coefficients de sécurité qui différent, une distinction sera faite entre les moments à l'ELU et ceux des combinaisons accidentelles.
M_{ELU} : Moment max à l'ELU ; **M_{ca} :** Moment max du aux combinaisons accidentelles.

EXEMPLE DE CALCUL :

On se propose de calculer la section d'armatures de la poutre principale sur appuis :

$\mu = \frac{M_u}{b.d^2 f_{bu}} = \frac{47.095*10^6}{300*330^2*14.2} = 0{,}101 < \mu_l = 0{,}392 \Longrightarrow$ SSA

$\mu = 0{,}101 \Longrightarrow \beta = 0.9465$

$A_s = \frac{M_u}{\beta.d.\sigma_{st}} = \frac{47.095*10^6}{0.9465*330*348} = 392.78m = 3.92\ cm^2 \Longrightarrow A_s = 3.92\ cm^2$

On opte pour : 3HA14 = 4.62 cm^2

FERRAILLAGE DES POUTRES :

Le calcul des sections d'armatures, et le choix des aciers à adopter sont résumés dans les tableaux qui suivent :

A- POUTRES PRINCIPALES :

h = 35 cm ; b = 30 cm ; d = 33 cm

1- FERRAILLAGE EN TRAVÉE :

Niveaux	M_U (KN.m)	μ	μ_l	obs	β	A_s [cm²]	A_{min} [cm²]	$A_{adoptée}$ [cm²]	Ferraillage
Terrass1	3.912	0.008	0.392	SSA	0.996	0.30	5.25	4.62	3HA14
9	27.91	0.060		SSA	0.997	2.20		4.62	3HA14
8	25.802	0.055		SSA	0.9715	2.09		4.62	3HA14
7	26.126	0.056		SSA	0.971	2.12		4.62	3HA14
6	25.324	0.055		SSA	0.9715	2.05		4.62	3HA14
5	24.968	0.054		SSA	0.972	2.02		4.62	3HA14
4	24.630	0.053		SSA	0.9725	1.99		4.62	3HA14
3	24.146	0.052		SSA	0.973	1.95		4.62	3HA14
2	23.677	0.051		SSA	0.9735	1.91		4.62	3HA14
1	23.372	0.050		SSA	0.974	1.89		4.62	3HA14
RDC	24.996	0.053		SSA	0.9725	2.02		4.62	3HA14

Tableau VII.10 : Ferraillage des poutres principales en travée**.**

2- FERRAILLAGE EN APPUIS :

Niveaux	M_U (KN.m)	μ	μ_l	obs	β	A_s [cm²]	A_{min} [cm²]	$A_{adoptée}$ [cm²]	Ferraillage
Terrass1	1.912	0.004	0.392	SSA	0.998	0.15	5.25	4.62	3HA14
9	47.095	0.101		SSA	0.9465	3.92		4.62	3HA14
8	51.612	0.111		SSA	0.941	4.32		4.62	3HA14
7	49.507	0.106		SSA	0.944	4.13		4.62	3HA14
6	47.885	0.103		SSA	0.9455	3.99		4.62	3HA14
5	47.408	0.102		SSA	0.946	3.95		4.62	3HA14
4	44.681	0.096		SSA	0.949	3.71		4.62	3HA14
3	41.304	0.089		SSA	0.9535	3.41		4.62	3HA14
2	39.677	0.085		SSA	0.9555	3.27		4.62	3HA14
1	36.170	0.077		SSA	0.9595	2.97		4.62	3HA14
RDC	35.437	0.076		SSA	0.960	2.91		4.62	3HA14

Tableau VII.11 : Ferraillage des poutres principales aux appuis**.**

B- POUTRES SECONDAIRES :

h = 30 cm ; b = 30 cm ; d = 28 cm

1- FERRAILLAGE EN TRAVÉE :

Niveaux	M_U (KN.m)	μ	μ_l	obs	β	A_s [cm²]	A_{min} [cm²]	$A_{adoptée}$ [cm²]	Ferraillage
Terrass1	1.093	0.003	0.392	SSA	0.9985	0.10	4.5	3.39	3HA12
9	18.703	0.055		SSA	0.9715	1.79		3.39	3HA12
8	25.982	0.078		SSA	0.959	2.52		3.39	3HA12
7	23.261	0.069		SSA	0.9645	2.24		3.39	3HA12
6	21.388	0.064		SSA	0.967	2.05		3.39	3HA12
5	21.874	0.065		SSA	0.9665	2.10		3.39	3HA12
4	18.507	0.055		SSA	0.9715	1.77		3.39	3HA12
3	15.797	0.047		SSA	0.9755	1.50		3.39	3HA12
2	16.065	0.08		SSA	0.975	1.53		3.39	3HA12
1	16.048	0.048		SSA	0.975	1.53		3.39	3HA12
RDC	17.939	0.053		SSA	0.9725	1.71		3.39	3HA12

Tableau VII.12 : Ferraillage des poutres secondaires en

2-FERRAILLAGE AUX APPUIS :

Niveaux	M_U (KN.m)	μ	μ_l	obs	β	A_s [cm²]	A_{min} [cm²]	$A_{adoptée}$ [cm²]	Ferraillage
Terrass1	1.100	0.003	0.392	SSA	0.9985	0.10	4.5	5.65	3HA12+2HA12
9	39.997	0.119		SSA	0.9365	3.97		5.65	3HA12+2HA12
8	48.052	0.143		SSA	0.9225	4.84		5.65	3HA12+2HA12
7	44.526	0.133		SSA	0.9285	4.46		5.65	3HA12+2HA12
6	41.683	0.124		SSA	0.934	4.15		5.65	3HA12+2HA12
5	39.387	0.117		SSA	0.9375	3.90		5.65	3HA12+2HA12
4	34.652	0.103		SSA	0.9455	3.40		5.65	3HA12+2HA12
3	29.480	0.088		SSA	0.954	2.87		5.65	3HA12+2HA12
2	25.778	0.077		SSA	0.9595	2.49		5.65	3HA12+2HA12
1	20.057	0.060		SSA	0.969	1.92		5.65	3HA12+2HA12
RDC	14.123	0.042		SSA	0.979	1.34		5.65	3HA12+2HA12

Tableau VII.13 : Ferraillage des poutres secondaires aux appuis**.**

VÉRIFICATION À L'ELU :

➢ Vérification de la condition de non fragilité :

-Poutres Principales : (30x35)

$$A_{min} = 0{,}23bd\frac{f_{t28}}{fe} = 0{,}23 \times 30 \times 33 \times \frac{2{,}1}{400} = 1{,}19\ cm^2$$

$D'ou$: $A_{adopté} = 4.62 > A_{min} = 1{,}19\ cm^2$ ⟹ Condition vérifiée.

-Poutres Secondaires :(30x30)

$$A_{min} = 0{,}23bd\frac{f_{t28}}{fe} = 0{,}23 \times 30 \times 28 \times \frac{2{,}1}{400} = 1{,}01\ cm^2$$

$D'ou$: $A_{adopté} = 5.65 > A_{min} = 1{,}01\ cm^2$ ⟹ Condition vérifiée.

➢ VÉRIFICATION DE L'EFFORT TRANCHANT :

- **Etat limite ultime du béton de l'âme :**

-Poutres Principales (30x35) :

$T_{max} = 74{,}92\ KN$

$$\boldsymbol{\tau_u} = \frac{\boldsymbol{T_u^{max}}}{\boldsymbol{b.d}} = \frac{74{,}92\times10^3}{300\times330} = 0{,}75\ MP_a \ \leq \bar{\tau}_u = \min\left\{\frac{0{,}2.f_{c28}}{\gamma_b}; 5MP_a\right\} = 3{,}3MP_a$$

D'où : $\boldsymbol{\tau_u} = 0{,}75\ MP_a < \bar{\tau}_u = 3{,}3MP_a$ ⟹ Condition vérifiée

-Poutres Secondaires (30x30) :

$$\begin{cases} T_{max} = 71{,}82\ KN \\ \boldsymbol{\tau_u} = \frac{\boldsymbol{T_u^{max}}}{\boldsymbol{b.d}} = \frac{71{,}82\times10^3}{300\times280} = 0{,}85\ MP_a \ \leq \bar{\tau}_u = \min\left\{\frac{0{,}2.f_{c28}}{\gamma_b}; 5MP_a\right\} = 3{,}3MP_a \end{cases}$$

D'où : $\boldsymbol{\tau_u} = 0{,}58\ MP_a < \bar{\tau}_u = 3{,}3MP_a$ ⟹ Condition vérifiée

- **Influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales** :

✓ **Influence sur les aciers :**

-Poutres Principales (30x35) :

$$T_{max} + \frac{M_u^a}{0{,}9d} = 74.92 - \frac{51{,}612}{0{,}9\times0{,}33} = -98{,}857\ KN \ll 0$$

-Poutres Secondaires (30x30) :

$$T_{max} + \frac{M_u^a}{0{,}9d} = 71{,}82 - \frac{48{,}052}{0{,}9\times 0{,}28} = -118{,}862\ KN \ll 0$$

D'où : Les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires.

- **Influence de l'effort tranchant sur le béton au niveau des appuis :**

✓ **Influence sur le béton :**

-Poutres Principales :

$$\overline{\mathrm{T}}_{\mathrm{u}} = 0{,}4\,\frac{f_{c28}}{\gamma_b}.0{,}9d.b = 0{,}4 \times \frac{25\times 10^{-3}}{1.5} \times 0{,}9 \times 330 \times 300 = 594\ KN$$

D'ou: $T_u = 74{,}92\ KN < \overline{\mathrm{T}}_{\mathrm{u}} = 594\ KN$ ⟹ Condition vérifiée.

-Poutres Secondaires :

$$\overline{\mathrm{T}}_{\mathrm{u}} = 0{,}4\,\frac{f_{c28}}{\gamma_b}.0{,}9d.b = 0{,}4 \times \frac{25\times 10^{-3}}{1.5} \times 0{,}9 \times 280 \times 300 = 504\ KN$$

D'ou: $T_u = 71{,}82\ KN < \overline{\mathrm{T}}_{\mathrm{u}} = 504\ KN$ ⟹ Condition vérifiée.

➢ **VÉRIFICATION DE LA CONTRAINTE D'ADHÉRENCE :**

$$\overline{\tau}_u = \psi_s f_{t28} = 1{,}5 \times 2{,}1 = 3{,}15 MP_a$$

-Poutres Principales (30x35) :

Avec :
$$\begin{cases} \sum U_i = n.\pi.\emptyset = 3 \times 3{,}14 * 14 = 131{,}88\ mm \\ T_u = 74{,}92\ KN \\ \tau_{se} = \dfrac{T_u}{0{,}9.d.\sum U_i} = \dfrac{74{,}92 \times 10^3}{0{,}9 \times 330 \times 131{,}88} = 1{,}91\ MP_a \end{cases}$$

$D'ou$: $\tau_{se} = 1{,}91 MP_a < \overline{\tau}_u = 3{,}15 MP_a$ ⟹ Condition vérifiée.

-Poutres secondaires (30x30) :

Avec : $\sum U_i = n.\pi.\emptyset = 5 \times 3{,}14 \times 12 = 188{,}40\ mm$

$$T_u = 71{,}82\ KN$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0{,}9.d.\sum U_i} = \frac{71{,}82 \times 10^3}{0{,}9 \times 280 \times 188{,}40} = 1{,}51\ MP_a$$

$D'ou:\ \tau_{se} = 1{,}51\ MP_a < \bar{\tau}_u = 3{,}15 MP_a$ ⟹ Condition vérifiée**.**

- **Calcul de longueur de scellement droit des barres :**

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4x\tau_{su}}\ ;\quad l_a = 0.4\ l_s\ ;\quad \text{Avec :}\quad \tau_{su} = 0.6x\psi_s^2 x f_{t28} = 2{,}835 MPa$$

Pour les Φ12 : l_s = 42.33cm.

Pour les Φ14 : l_s = 49.38cm.

⟹ L'encrage des barres

Φ12 : l_a = 16.93cm.

Φ14 : l_a = 19.75cm

VÉRIFICATIONS DES CONDITIONS DU RPA :

❖ Armatures longitudinales :

Le pourcentage total minimal des aciers sur toute la longueur de la poutre est :

$$\boldsymbol{A_{min} = 0{,}5\%bh}$$ (En toute section)

Toutes les sections d'armatures ont été vérifiées à la condition de section d'armatures minimale citée ci-dessus.

❖ Calcul des armatures transversales : (Art 7.5.2.2 /RPA99)

	Espacements maximum [cm]		**La quantité d'armatures transversales minimales [cm²]**	
poutres	zone nodale $S_t^{max} \leq$ **min** $\left(\frac{h}{4}, 12\Phi\right)$	zone courante $\mathbf{S'_t} \leq \frac{h}{2}$	zone nodale $\boldsymbol{A_t \geq 0{,}003.S_t.b}$	zone courante $\boldsymbol{A_t \geq 0{,}003.S'_t.b}$
principales (30x35)	*St* ≤*min* (8.75;16.8) **St=8cm**	$S'_t \leq \frac{35}{2} = 17.5$ S'_t=15 cm	At =0,003x8x30 =0.72 Soi : At=4HA8=2.01cm²	At =0,003x15x30 =1.35 Soit : A=4HA8=2.01cm²
secondaires (30x30)	*St* ≤*min* (8.5;14.4) **St=8cm**	$S'_t \leq \frac{30}{2} = 15$ **S'_t=15 cm**	At =0,003x8x30 =0.72 Soit : At=4HA8=2.01cm²	At =0,003x15x30 =1.35 Soit : A=4HA8=2.01cm²

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

❖ Délimitation de la zone nodale :

✓ Délimitation de la zone nodale :

$$\begin{cases} L' = 2h \\ h' = max\left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60cm\right) \end{cases}$$

Avec :

$$\begin{cases} h : \text{Hauteur de la poutre.} \\ b_1 \; et \; h_1 : \text{Dimensions du poteau.} \\ h_e : \text{Hauteur entre nus des poteaux.} \end{cases}$$

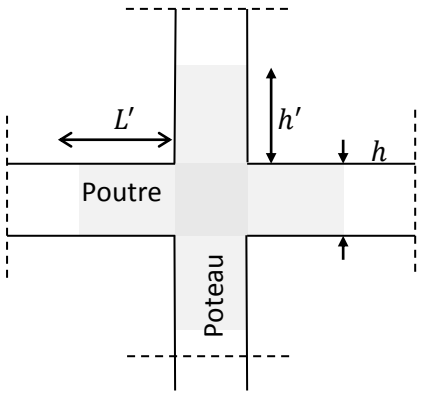


Figure VII.6 : Délimitation de la zone nodale

On aura :

$$\begin{cases} h' = max(51 ; 45 ; 45 ; 60cm) = 60 \; cm . \\ L' = 2 * 35 = 70 \; cm . \end{cases}$$

VÉRIFICATION À L'ELS :

- **Etat limite de compression du béton**

Poutres Principales									
Niveaux		M_{max}^{ser} $(KN.m)$	Section (cm^2)	$A_{adopté}$ (cm^2)	σ_s (KN/cm^2)	$\bar{\sigma}_S$ (KN/cm^2)	σ_{bc} (KN/cm^2)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (KN/cm^2)	Obs
Terrasse1	Appuis	-1.461	30*35	4.62	01.068	34.8	0.032	1.5	CV
	Travée	2.884		4.62	02.109		0.062		CV
ET9	Appuis	-34.300	30*35	4.62	25.089		0.753		CV
	Travée	20.368		4.62	14.898		0.447		CV
ET8	Appuis	-37.476	30*35	4.62	27.412		0.822		CV
	Travée	18.715		4.62	13.689		0.410		CV
ET7	Appuis	-35.932	30*35	4.62	26.283		0.789		CV
	Travée	18.951		4.62	13.962		0.416		CV
ET6	Appuis	-34.760	30*35	4.62	25.425		0.763		CV
	Travée	18.375		4.62	13.440		0.403		CV
ET5	Appuis	-34.46	30*35	4.62	25.174		0.757		CV
	Travée	18.115		4.62	13.250		0.397		CV
ET4	Appuis	-32.428	30*35	4.62	23.720		0.712		CV
	Travée	17.870		4.62	13.071		0.392		CV
ET3	Appuis	-29.976	30*35	4.62	21.926		0.658		CV
	Travée	17.716		4.62	12.958		0.389		CV
ET2	Appuis	-28.729	30*35	4.62	21.014		0.630		CV
	Travée	17.174		4.62	12.562		0.377		CV
ET1	Appuis	-26.231	30*35	4.62	19.187		0.576		CV
	Travée	16.550		4.62	12.105		0.363		CV
RDC	Appuis	-25.737	30*35	4.62	18.820		0.564		CV
	Travée	18.255		4.62	13.350		0.400		CV

Tableau VII.14: Vérification à l'état limite de compression du béton pour les poutres principales à l'ELS.

Poutres Secondaires									
Niveaux		M_{max}^{ser} $(KN.m)$	Section (cm^2)	$A_{adopté}$ (cm^2)	σ_s (KN/cm^2)	$\bar{\sigma}_S$ (KN/cm^2)	σ_{bc} (KN/cm^2)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (KN/cm^2)	Obs
Terrasse1	Appuis	-0.811	30*30	5.65	00.582	34.8	0.021	1.5	CV
	Travée	0.810		3.39	00.940		0.020		CV
ET9	Appuis	-28.928	30*30	5.65	20.767		0.764		CV
	Travée	13.566		3.39	15.830		0.430		CV
ET8	Appuis	-34.733	30*30	5.65	24.934		0.917		CV
	Travée	18.856		3.39	22.010		0.600		CV
ET7	Appuis	-32.162	30*30	5.65	23.089		0.849		CV
	Travée	16.876		3.39	19.690		0.540		CV
ET6	Appuis	-30.088	30*30	5.65	21.600		0.795		CV
	Travée	15.514		3.39	18.110		0.490		CV
ET5	Appuis	-28.423	30*30	5.65	20.404		0.751		CV
	Travée	15.797		3.39	18.440		0.500		CV
ET4	Appuis	-24.997	30*30	5.65	17.945		0.660		CV
	Travée	13.362		3.39	15.590		0.420		CV
ET3	Appuis	-21.254	30*30	5.65	15.258		0.561		CV
	Travée	11.436		3.39	13.340		0.360		CV
ET2	Appuis	-18.631	30*30	5.65	13.362		0.491		CV
	Travée	11.631		3.39	13.570		0.370		CV
ET1	Appuis	-14.436	30*30	5.65	10.382		0.382		CV
	Travée	11.618		3.39	13.560		0.370		CV
RDC	Appuis	-10.249	30*30	5.65	07.357		0.270		CV
	Travée	12.986		3.39	15.150		0.410		CV

Tableau VII.15 : Vérification à l'état limite de compression du béton pour les poutres secondaires a l'ELS.

➢ **Etat limite de déformation (BAEL 91/Art B.6.5, 2):**
Vérification de la flèche a l'ELS

- **Poutres Principales (30x35) :**

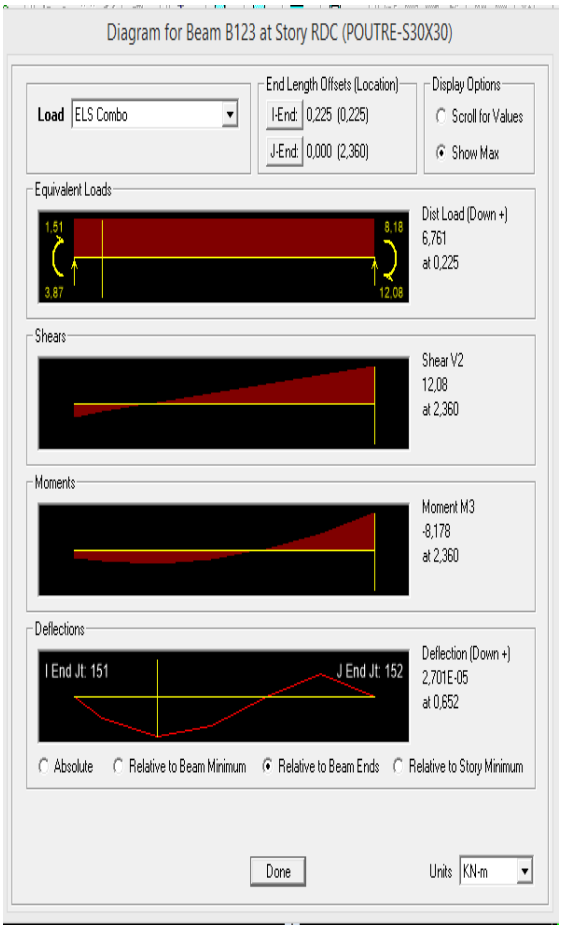
$$\begin{cases} \bar{f} = \frac{l_y}{500} = \frac{3.9}{500} = 0.0078\ m \\ f = 0.00041\ m \quad \text{La valeur trouvée par } \textbf{ETABS} \end{cases}$$

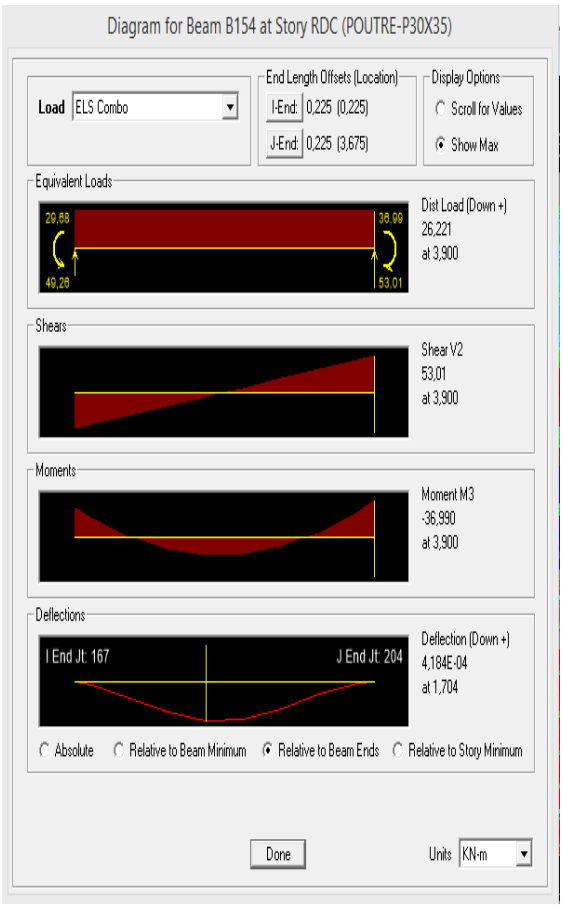
D'OU : $f = 0.00041\ m \leq \bar{f} = 0.0078\ m$ ⟹ condition vérifiée.

- **Poutres secondaires (30x30) :**

$$\begin{cases} \bar{f} = \frac{l_x}{500} = \frac{3.4}{500} = 0.0068\ m \\ f = 0.000027\ m \quad \text{La valeur trouvée par } \textbf{ETABS} \end{cases}$$

D'OU : $f = 0.000027\ m \leq \bar{f} = 0.0068\ m$ ⟹ condition vérifiée.

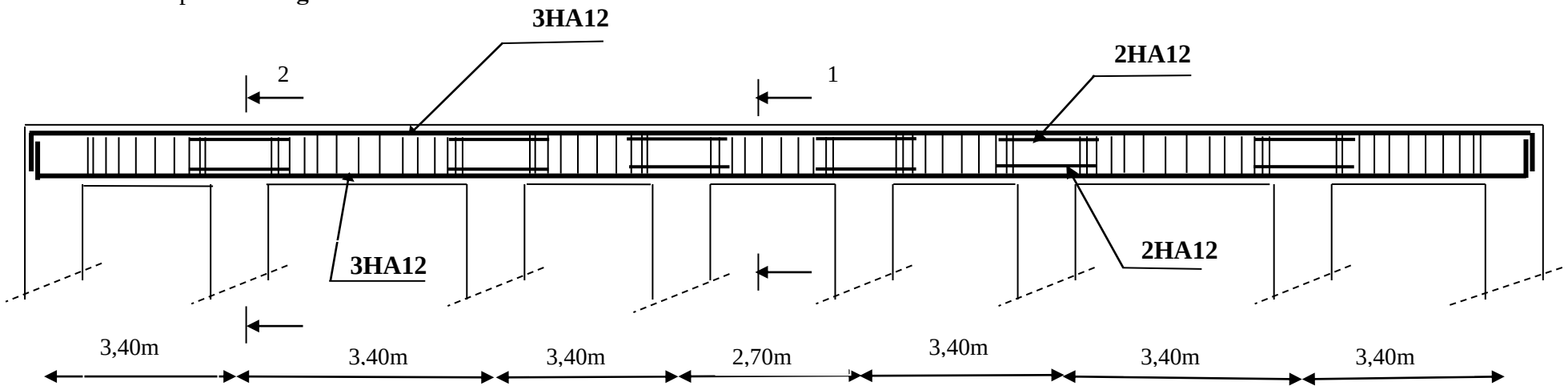


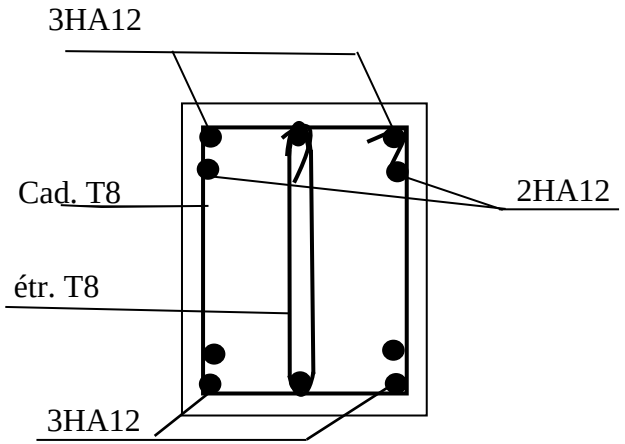


Sens X-X **sensY-Y**

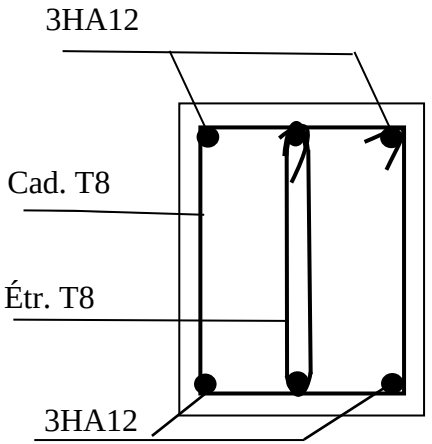
Figure VII.7: Plan de ferraillage de la poutre longitudinale (Poutre secondaires)

Prenons exemple de **l'etage1**





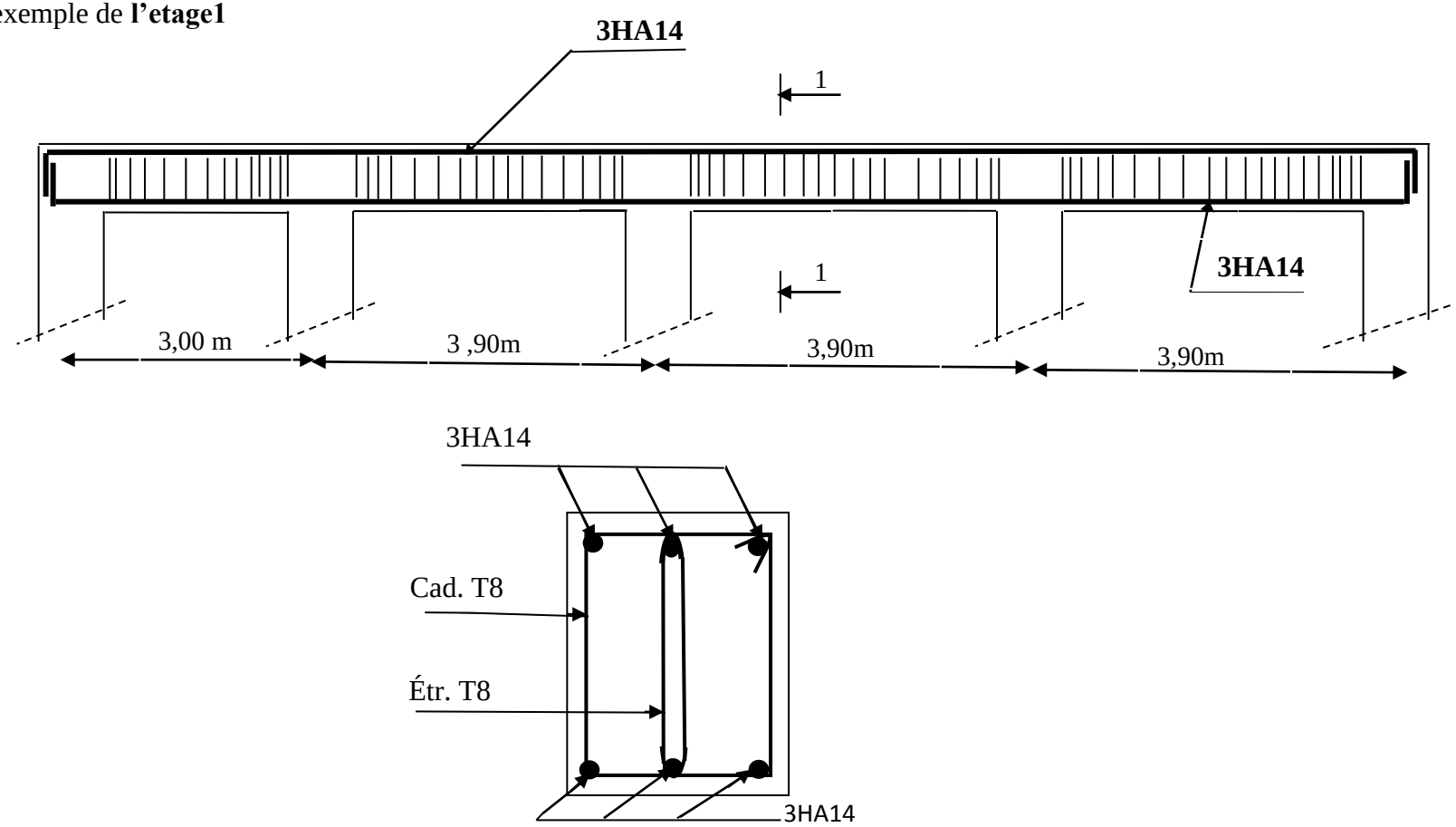
Coupe 2-2



Coupe 1-1

Figure VII.8: Plan de ferraillage de la poutre transversale (Poutre principale)

Prenons exemple de **l'etage1**



Coupe 1-1

VII.3) FERRAILLAGE DES VOILES :

INTRODUCTION :

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et des forces horizontales. Donc, le ferraillage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes(G) et aux surcharges d'exploitation (Q), ainsi que sous l'action des sollicitations horizontales dues aux séismes.

Pour faire face à ces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures:

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

Nous allons ferrailler nos voiles par zone. Car on a constaté qu'il est possible d'adopter le même ferraillage pour un certain nombre de niveau.

Avec: **Zone I** ⟹ RDC, 1^{er} ; $2^{éme}$et $3^{éme}$étages

Zone II ⟹ $4^{éme}, 5^{éme} et\ 6^{éme}$ étages

Zone III ⟹ $7^{éme}, 8^{éme} et$ 9 étages

VII.3.1) COMBINAISON D'ACTION :

Les combinaisons d'action sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre en considération sont données ci-dessous.

Selon le BAEL 91 : { ELU (1.35G+1.5Q) ; ELS (G+Q)

Selon RPA99 modifié en 2003 { G+Q±E ; 0.8G±E

VII.3.2) MÉTHODES DE CALCUL:

IL existe plusieurs méthodes de calcul de ferraillage des voiles parmi lesquelles : méthodes des bandes qui repartie les aciers en fonction de la distribution des contraintes selon la longueur du voile.

Méthode classique de calcul de section d'acier en flexion composée qui regroupe toute la section d'acier à l'extrémité du voile. Cette méthode est simple mais nécessite la connaissance du bras de levier des aciers (ce qui ne correspond pas à l'enrobage comme c'est le cas pour les poteaux et les poutres). Un calcul par étapes doit se faire en fonction de la section calculée et des aciers retenus).

La méthode utilisée est la méthode des bandes, qui se fait pour une bande de largeur(**d**).

VII.3.3) EXPOSÉ DE LA MÉTHODE DES BANDES :

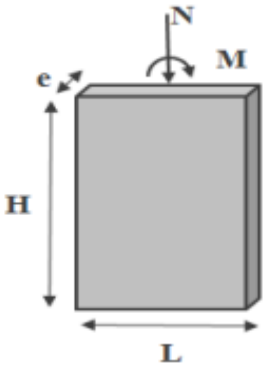
Elle consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M) en utilisant les formules suivantes :

$$\begin{cases} \sigma_{max} = \dfrac{N}{B} + \dfrac{M \cdot V}{I} \\ \sigma_{min} = \dfrac{N}{B} - \dfrac{M \cdot V'}{I} \end{cases}$$

Avec :
- B : section du béton
- I : moment d'inertie du trumeau
- V et V' : Bras de levier $V = V' = \frac{L_{voile}}{2}$

Le découpage du diagramme des contraintes en bandes de largeur (d) donnée par la formule suivante : (art.7.7.4. RPA2003)

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2} ; \frac{2}{3} L_c\right) \quad ; \quad L_c = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} - \sigma_{min}} L$$



Avec : h_e: Hauteur entre nus de planchers du voile considéré

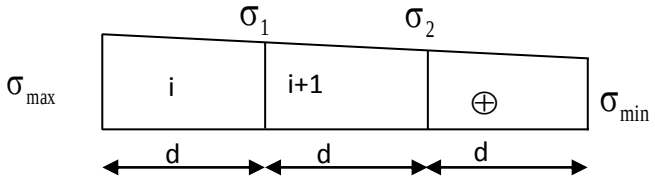
L_c : Longueur de la zone comprimée

VII.3.3.1) EFFORTS NORMAUX :

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des diagrammes des contraintes obtenues :

- **Section entièrement comprimée :**

$$\begin{cases} N_i = \frac{\sigma_{max}-\sigma_1}{2}.\, d.e \\ N_{i+1} = \frac{\sigma_1-\sigma_2}{2}.\, d.e \end{cases}$$



avec : e : épaisseur du voile

Diagramme d'une section entièrement comprimé.

- **Section partiellement comprimée :**

$$\begin{cases} N_i = \frac{\sigma_{min}-\sigma_1}{2}.\, d.e \\ N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2}.\, d.e \end{cases}$$

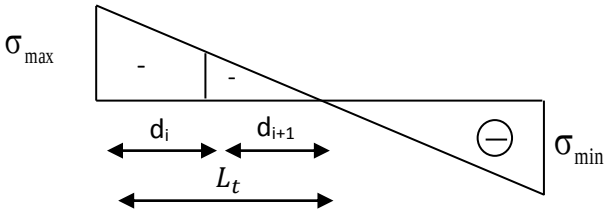


Diagramme d'une section partiellement comprimé.

- **Section entièrement tendue :**

$$N_i = \frac{\sigma_{min}-\sigma_{max}}{2}.\, L.e$$

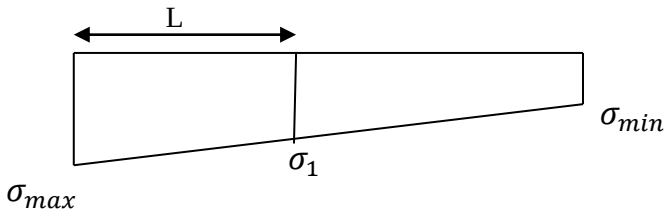


Diagramme d'une section entièrement comprimé.

REMARQUE :

Il est nécessaire d'adopter un ferraillage symétrique afin d'assurer la sécurité en d'inversion de l'action sismique.

A. SECTIONS D'ARMATURES :

- **Armatures verticales : (Art 7.7.4.1/RPA99 version 2003)**

- **Section entièrement comprimée :**

$$A_v = \frac{N_i + B \cdot f_{c28}}{\sigma_{s2}}$$ Avec : B **:** section du voile

Situation accidentelle : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400MPa$ avec : $\gamma_s = 1$

Situation accidentelle : $\sigma_s = \frac{0{,}85.f_{c28}}{\gamma_s} = 21{,}25\ MPa$ avec : $\gamma_s = 1$

❖ **Section partiellement comprimée :**

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

❖ **Section entièrement tendue :**

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

➢ **Armatures horizontales** :

- **Exigence du RPA**: (Art 7.7.4.1/RPA99 version 2003).

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de **10∅**

La section des armatures horizontales doit être : $\boldsymbol{A_H} > 0{,}15\ \%$ **. B**

Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser **1/10** de l'épaisseur du voile.

- **Exigence du BAEL** : (Art A.8.2,4/BAEL 91 modifiées99)

$$A_H = \frac{A_v}{4}$$

- **Règles communes du RPA pour les aciers verticaux et horizontaux:** (Art 7.7.4.3/BAEL91 modifiée 99)

Le pourcentage minimal d'armatures verticales et horizontales est donné comme suit:

-Globalement dans la section du voile $\boldsymbol{A_v}$ et $\boldsymbol{A_h \geq 0\ ,15\ \%}$ **. B**

-Zone courante : $\boldsymbol{A_v}$ et $\boldsymbol{A_h \geq 0\ ,10\ \%}$ **. B**

➢ **Armatures transversales :**

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends

Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'article 7.7.4.3 du RPA99 révise 2003.

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingles au mètre carré.

- **Armatures minimales:**
  - **Section entièrement comprimée : (SEC)**

(ArtA.8.1,21/BAEL91modifiées 99)

$$\begin{cases} A_{min} \geq 4\ cm^2/ml \\ 0{,}2\% \leq \frac{A_{min}}{B} \leq 0{,}5\% \end{cases}$$

  - **Section partiellement comprimée : (SPC)**

- **Condition de non fragilité :** (Art. A.4.2, 1/BAEL91 modifiées 99)

$$\begin{cases} A_{min} \geq \frac{0{,}23.B.f_{t28}}{f_e} \\ A_{min} \geq 0{,}2\% \,.\, B \end{cases}$$

  - **Section entièrement tendue (SET) :**

- **Condition non fragilité :** (Art .4.2.1 /BAEL 91 modifiées 99)

$$\begin{cases} \boldsymbol{A_{min} \geq \frac{0{,}23.B.f_{t28}}{f_e}} \\ \boldsymbol{A_{min} \geq 0{,}15\% \,.\, B} \end{cases}$$

- **Diamètre minimum:** (art A7-7-4.3/ RPA99)

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser **1/10** de l'épaisseur du voile.

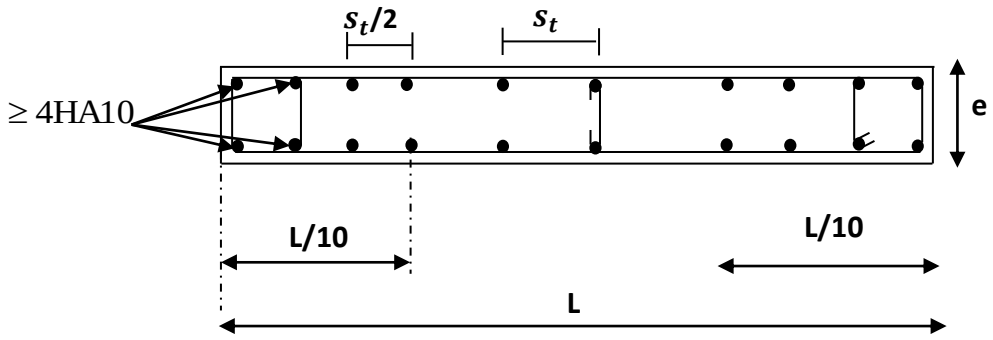
- **Armature pour les potelets :**

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est $> 4\boldsymbol{HA10}$ ligaturée avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

- **Espacement :** (Art 7.7.4.3/RPA99version 2003)

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes: $s_t \leq min\ (1{,}5e\ ;\ 30\ cm)$ $s_t \leq 30\ cm$

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur(1/10)de la longueur du voile ,cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à 15cm.



Disposition des armatures verticales dans les voiles.

➢ Longueur de recouvrement :

Elles doivent être égales à:

*** 40∅** pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible .

∗ **20∅** pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

➢ Armatures de coutures : (art 7.7.4.3 R.P.A 99 version 2003)

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$\begin{cases} A_{vj} = 1{,}1\ \frac{V}{f_e} \\ V=1{,}4T \end{cases}$$

Avec : T : Effort tranchant calculé au niveau considéré.

➢ Diamètre maximal :

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne doit pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

$$\phi_{\max} = \frac{e}{10} = 20m$$

B. VÉRIFICATIONS :

- **Vérifications à l'ELS :**

$$\sigma_{bc} = \frac{N_S}{B+15A} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0{,}6.f_{c28} = 15\ MP_a$$

Avec :
- N_S : Effort normal appliqué
- B : Section du béton
- A : Section d'armatures adoptée.

- **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

D'après le RPA99 (Art 7.7.2. RPA 99 version 2003)

$$\tau_u = \frac{V}{b.d} \leq \overline{\tau_u} = \mathbf{0,2}\, f_{c28} = \mathbf{5}\ MPa$$

Avec :
- b : Epaisseur du linteau ou du voile.
- d :Hauteur utile (d =0,9 h)
- h : Hauteur totale de la section brute.

D'après le BAEL (Art 5.1, 1/BAEL91 modifiées 99)

$$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$$

$\tau_u = \frac{V}{b.d} \leq \overline{\tau_u} = \min\left\{\frac{0{,}15.f_{c28}}{\gamma_b}; 4\ MP_a\right\}$ =3,3MP_a Pour la fissuration préjudiciable.

C. EXEMPLE DE CALCUL :

- ✓ **Ferraillage de voile longitudinal plein VL1 en Zones I (SPC):**

Caractéristiques géométriques :

avec :

$L = 1{,}98\ m$; $e = 0.20\ m$; $B = 0{,}395\ m^2$

I = $\frac{e \times l^3}{12}$ =0.129 m^4 ; V = V$'$ = $\frac{l}{2}$ = 0.99 m

$$\begin{cases} \sigma_{max} = 7311{,}750\ KN/m^2. \\ \sigma_{min} = -6014.48\ KN/m^2 \end{cases}$$

⟹ Selon les contraintes donnée par ETABS ; la section est partiellement comprimé

-Largeur de la zone comprimée :

$$\boldsymbol{L_c} = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max}-\sigma_{min}} \times L = \frac{7311{,}750}{7311{,}750+6014.48} \times 1{,}98 = 1{,}08\ m \Longrightarrow \quad \boldsymbol{L_c} = 1{,}08\ m\ .$$

-Largeur de la zone tendue :

$$\boldsymbol{L_t} = L - L_c = 1{,}98 - 1{,}08 = 0{,}89\ m \quad \Longrightarrow \quad \boldsymbol{L_t} = 0{,}89\ m$$

- Le découpage de diagramme est en deux bandes de longueur (d).

$$\boldsymbol{d} \leq min\left(\frac{h_e}{2}\ ;\ \frac{2}{3}\ L_c\right) = \boldsymbol{d} \leq min\left(\frac{4.08}{2}\ ;\ \frac{2}{3}\ x1.08\right) \Longrightarrow \boldsymbol{d} = 0{,}72\ m$$

B.1.CALCUL DES ARMATURES :

- **Ferraillage de la partie tendue :**

Soit un tronçon $d = 0{,}45\ m$

a. Armatures verticales :

1ére bande : $d = 0{,}45\ m$

$$\begin{cases} \sigma_1 = \frac{\sigma_{min}.(L_t-d)}{L_t} = \frac{6014.48\times 0.45}{0.89} = 3041.03\ KN/m^2. \Longrightarrow \boldsymbol{\sigma_1} = 1148.83\ KN/m^2 \\ N_1 = \frac{\sigma_{min}+\sigma_1}{2}.(L_t-d).e = \frac{6014.48+3041{,}03}{2} \times 0{,}45 \times 0{,}20 \Longrightarrow \boldsymbol{N_1} = 407.49KN\ . \\ A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_s} = \frac{407.49}{40} = 10{,}19cm^2 \Longrightarrow \boldsymbol{A_{v1}} = 10{,}19\ cm^2\ . \end{cases}$$

b. Armatures minimales :

$A_{min} = max\left(0{,}2\%\ B\ ;\ \frac{B.f_{t28}}{f_e}\right)$ Avec : B = d.e

$A_{min} = max\left(0{,}002x45x20\ ;\ \frac{45x20x2{,}1}{400}\right) = 4.72$ avec : B= 0.09cm^2

c. Ferraillage :

$A_{v\ calculé} = \frac{A_{min}.L}{2d} = \frac{4.72\times1.98}{2\times0,45} = 10.38\ cm^2 \Longrightarrow \quad \boldsymbol{A_{v\ calculé}} = 10.38\ cm^2$

- **Le ferraillage a adopté sur toute la surface de la bande du voile est :**

$\boldsymbol{A_{v\ calculé}} = 10,38\ cm^2 \quad /bande$

$\boldsymbol{A_{v\ calculé}} = 5,19\ cm^2 \ /bande/nappe$

$\boldsymbol{A_{v\ calculé}} = 10,38\ cm^2/nappe \Longrightarrow A_{adopté} = 10HA114 = 15.39\ cm^2/nappe$

- **Ferraillage de la partie comprimée :**

Soit un tronçon $d = 0,45m$

a. Armatures verticales :

$1^{ére}$ *bande* : $d = 0,45\ m$

$$\begin{cases} \sigma_1 = (L_c - d)\dfrac{\sigma_{max}}{L_c} \\ \sigma_1 = (1,08 - 0,45).\dfrac{7311.75}{1,08} = 4265.18KN/m^2 \end{cases}$$

$$\begin{cases} N_1 = \dfrac{\sigma_{max}-\sigma_1}{2}.d.e \\ N_1 = \dfrac{\sigma_{max}-\sigma_1}{2}.d.e = \dfrac{7311.75-4265,18}{2}\times 0,45 \times 0,20 = 137.09\ KN \end{cases}$$

$A_{v1} = \frac{N_1 - B.f_{t28}}{\sigma_s} = \frac{137,09x10^3 - 1890}{400}$ =3,38cm^2 $\Longrightarrow \quad \boldsymbol{A_{v1}} = 3,38\ cm^2.$

D'où le ferraillage totale du voile :

Soit : $A_{adopté/bande} = 15,39\ \ cm^2(10HA14)$ avec : $S_t = 10\ \ cm$.

- **Armatures horizontales :**
  - D'après le BAEL 91 :

$A_H = \max(\frac{A_v}{4}; 0.15\%B)$

$A_H = \frac{A_v}{4} = \frac{15,39}{4} = 3,85cm^2$

  - D'après le RPA révise 2003 :

$A_H > 0,15\ \%$. B = 0,0015(198x20) =5,94cm^2

Soit : 6HA12=6 ,78 cm^2 /1m de hauteur avec : S_t =17cm

- **Armatures transversales :**

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au minimum par (04) épingles au mètre carré soit HA8.

❖ **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

▪ **D'après le RPA99 (Art 7.7.2. RPA 99 version 2003)**

$$\begin{cases} \tau_u = \frac{V}{e.d} = \frac{1{,}4\times 63.327\times 10^3}{200\times 0{,}9\times 1980} = 0{,}249 MPa \\ \overline{\tau_u} = 0{,}2\, f_{c28} = 5\ MPa \end{cases}$$

$d'ou:\ \tau_u \leq \overline{\tau_u}\ MPa$ ⟹ Condition vérifiée

▪ **D'après le BAEL (Art 5.1, 1/BAEL91 modifiées 99)**

$$\begin{cases} \tau_u = \frac{T}{e.d} = \frac{\mathbf{63.327x10^3}}{\mathbf{200x0.9x1980}} = 0{,}178\ MPa \\ \overline{\tau_u} = \mathbf{min}\left\{\frac{\mathbf{0{,}15.f_{c28}}}{\gamma_b};\ 4\ MP_a\right\} = 3{,}3 MP_a\ ; \text{ (fissuration préjudiciable).} \end{cases}$$

$d'ou:\ \tau_u \leq \overline{\tau_u}$ ⟹ Condition vérifiée.

❖ **Vérifications à l'ELS :**

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = \frac{N_S}{B+15A} = \frac{393.45\mathbf{x10^3}}{1980\times 200+15\times 15.39\mathbf{x10^2}} = 0{,}94\ MP_a \\ \overline{\sigma_{bc}} = 0{,}6 f_{c28} = 15\ MP_a \end{cases}$$

$d'ou:\ \sigma_{bc}$ = 0,94 MPa ≤ σ_{bc}= 15 MPa ⟹ Condition vérifiée

Le reste de calcul est résumé dans les tableaux suivant :

- Tableau VI.7 : Ferraillage du voile longitudinal 1(VL1).
- Tableau VI.8 : Ferraillage du voile longitudinal 2(VL2).
- Tableau VI.9 : Ferraillage du voile longitudinal 3(VL3).
- Tableau VI.10 : Ferraillage du voile transversale 1(VT1).
- Tableau VI.11 : Ferraillage du voile transversale 2(VT2).

➢ FERRAILLAGE DES VIOLES LONGITUDINALES :

			I	II	III
Caractéristiques géométriques	Zone				
	hpoutre [m]		0,30	0,30	0,30
	hauteur etage [m]		4,08	3,06	3,06
	L' [m]		1,98	2,05	2,13
	e [m]		0,20	0,20	0,20
	B [m²]		0,395	0,410	0,425
	H [m]		4,08	3,06	3,06
	he [m]		3,78	2,76	2,76
Solicitation de calcul	T [KN]		63,327	64,520	92,160
	N_{ser} [KN]		393,33	343,37	228,86
	Vu [KN]		88,658	90,328	129,024
	σmax [KN/m²]		7312	6451	5208
	σmin [KN/m²]		-6014	-5327	-4436
	σs (kN/m²)		400	400	400
	Lc [m]		1,08	1,12	1,15
	Lt [m]		0,89	0,93	0,98
	d<=min(he/2;2Lc/3) [m]		0,72	0,75	0,77
	d1 = d adopté [m]		0,45	0,46	0,49
	d2 = Lt -d adopté [m]		0,45	0,46	0,49
	σ1 [KN/m²]		3007,240	2663,250	2217,915
	N1 [KN]		402,08	370,39	325,19
	N2 [KN]		134,03	123,46	108,40
armatures verticales	AV calculer (cm2)	Bande 1	10,05	9,26	8,13
		Bande 2	3,35	3,09	2,71
	A_{vj} (cm²)		2,44	2,48	3,55
	AV+(Avj/4) (cm2)	Bande 1	10,66	9,88	9,02
		Bande 2	3,96	3,71	3,60
armatures minimales	A_{min}/bande (cm²)		4,3	5,8	6,1
Ferraillage adopté pour les armatures verticales	Choix de Av (cm²)	Bande 1	10 HA 14 15,39	10 HA 12 11,30	10 HA 12 11,30
		Bande 2	4 HA 14 6,15	4 HA 14 6,15	4 HA 14 6,15
	ST<=min(1,5e;30cm)		30	30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	10	10	10
		Bande 2	21	21	21
Armatures horizontales	AH (cm2)		5,93	6,15	6,38
	choix de la section/ml		6 HA 12 6,78	6 HA 12 6,78	6 HA 12 6,78
	Espacement st(cm)		17	17	17
Armatures transversales	At adoptées		4 épingles HA8 /m²		
Véfication	$\overline{\tau_b} = 5$ MPA	τ_b	0,249	0,245	0,337
	$\overline{\tau_u} = 3.26$ MPA	τ_u	0,178	0,175	0,241
	$\overline{\tau_{bc}} = 15$ MPA	σ_{bc}	0,94	0,80	0,52

Tableau VI.7 : Ferraillage du voile longitudinal 1(VL1).

Caractéristiques géométriques	Zone		I	II	III
	hpoutre [m]		0,30	0,30	0,33
	hauteur etage [m]		4,08	3,06	3,06
	L' [m]		1,40	1,40	1,00
	e [m]		0,20	0,20	1,40
	B [m²]		0,235	0,240	0,245
	H [m]		4,08	3,06	3,06
	he [m]		3,78	2,76	2,73
Solicitation de calcul	T [KN]		63,993	60,380	44,720
	N_{ser} [KN]		330,21	288,29	192,14
	Vu [KN]		89,590	84,532	62,608
	σmax [KN/m²]		14834	12182	559
	σmin [KN/m²]		-13238	-10797	-4619
	σs (kN/m²)		400	400	400
	Lc [m]		0,62	0,64	0,13
	Lt [m]		0,55	0,56	1,09
	d<=min(he/2;2Lc/3) [m]		0,41	0,42	0,09
	d1 = $d_{adopté\ [m]}$		0,28	0,28	0,09
	d2 = L_t -$d_{adopté\ [m]}$		0,28	0,28	1,00
	σ1 [KN/m²]		6619,060	5398,395	372,987
	N1 [KN]		550,14	456,57	308,32
	N2 [KN]		183,38	152,19	262,25
armatures verticales	AV calculer (cm2)	Bande 1	13,75	11,41	7,71
		Bande 2	4,58	3,80	6,56
	A_{vj} (cm²)		2,46	2,32	1,72
	AV+(Avj/4) (cm2)	Bande 1	6,10	8,20	8,14
		Bande 2	5,20	4,39	6,10
armatures minimales	A_{min}/bande (cm²)		4,1	4,2	6,2
Ferraillage adopté pour les armatures verticales	Choix de Av (cm²)	Bande 1	6 HA 12 6,78	8 HA 12 9,04	8 HA 12 9,04
		Bande 2	6 HA 14 9,23	6 HA 14 9,23	6 HA 14 9,23
	ST<=min(1,5e;30cm)		30	30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	11	11	11
		Bande 2	14	14	14
Armatures horizontales	AH (cm2)		3,53	3,60	3,68
	choix de la section/ml		6 HA 12 6,78	6 HA 12 6,78	6 HA 12 6,78
	Espacement st(cm)		17	17	17
Armatures transversales	At adoptées		4 épingles HA8 /m²		
Véfication	$\overline{\tau_b} = 5\ MPA$	τ_b	0,424	0,391	0,041
	$\overline{\tau_u} = 3.26\ MPA$	τ_u	0,303	0,280	0,029
	$\overline{\tau_{bc}} = 15\ MPA$	σ_{bc}	1,33	1,14	0,74

Tableau VI.8 : Ferraillage du voile longitudinal 2(VL2).

			I	II	III
Caractéristiques géométriques	Zone				
	hpoutre [m]		0,30	0,30	0,30
	hauteur etage [m]		4,08	3,06	3,06
	L' [m]		0,82	0,89	0,97
	e [m]		0,20	0,20	0,20
	B [m²]		0,163	0,178	0,193
	H [m]		4,08	3,06	3,06
	he [m]		3,78	2,76	2,76
Solicitation de calcul	T [KN]		148,272	241,000	389,502
	N_{ser} [KN]		729,86	524,35	275,00
	Vu [KN]		207,581	337,400	545,303
	σmax [KN/m²]		5613	3748	2063
	σmin [KN/m²]		-10596	-2511	-1522
	σs (kN/m²)		400	400	400
	Lc [m]		0,28	0,53	0,56
	Lt [m]		0,53	0,36	0,41
	d<=min(he/2;2Lc/3) [m]		0,19	0,36	0,37
	d1 = $d_{adopté\ [m]}$		0,19	0,18	0,20
	d2 = L_t -$d_{adopté\ [m]}$		0,34	0,18	0,20
	σ1 [KN/m²]		3741,833	1255,625	761,195
	N1 [KN]		269,76	67,25	46,79
	N2 [KN]		128,96	22,42	15,60
armatures verticales	AV calculer (cm2)	Bande 1	6,74	1,68	1,17
		Bande 2	3,22	0,56	0,39
	A_{vj} (cm²)		5,71	9,28	15,00
	AV+(Avj/4) (cm2)	Bande 1	5,60	4,00	4,92
		Bande 2	4,65	2,88	4,14
armatures minimales	A_{min}/bande (cm²)		1,9	3,6	3,7
Ferraillage adopté pour les armatures verticales	Choix de Av (cm²)	Bande 1	4 HA 14 6,15	4 HA 12 4,52	4 HA 12 4,52
		Bande 2	4 HA 14 6,15	4 HA 12 4,52	4 HA 12 4,52
	ST<=min(1,5e;30cm)		30	30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	8	8	8
		Bande 2	13	13	13
Armatures horizontales	AH (cm2)		2,45	2,67	2,90
	choix de la section/ml		6 HA 12 6,78	6 HA 12 6,78	6 HA 12 6,78
	Espacement st(cm)		17	17	17
Armatures transversales	At adoptées		4 épingles HA8 /m²		
Véfication	$\overline{\tau_b} = 5$ MPA	τ_b	1,415	2,106	3,139
	$\overline{\tau_u} = 3.26$ MPA	τ_u	1,011	1,504	2,242
	$\overline{\tau_{bc}} = 15$ MPA	σ_{bc}	4,24	2,84	1,38

Tableau VI.9 : Ferraillage du voile longitudinal 3(VL3).

➢ FERRAILLAGE DES VIOLES TRANSVERSALES :

	Zone		I	II	III
Caractéristiques géométriques	hpoutre [m]		0,35	0,35	0,35
	hauteur etage [m]		4,08	3,06	3,06
	L' [m]		2,78	2,85	2,93
	e [m]		0,20	0,20	0,20
	B [m²]		0,555	0,570	0,585
	H [m]		4,08	3,06	3,06
	he [m]		3,73	2,71	2,71
Solicitation de calcul	T [KN]		1146,480	924,240	643,590
	N_{ser} [KN]		2800,00	1405,68	765,47
	Vu [KN]		1605,072	1293,936	901,026
	σmax [KN/m²]		5159	2400	789
	σmin [KN/m²]		-7360	-4120	-1716
	σs (kN/m²)		400	400	400
	Lc [m]		1,14	1,05	0,92
	Lt [m]		1,63	1,80	2,00
	d<=min(he/2;2Lc/3) [m]		0,76	0,70	0,61
	d1 = $d_{adopté\ [m]}$		0,76	0,70	0,61
	d2 = L_t -$d_{adopté\ [m]}$		0,87	1,10	1,39
	σ1 [KN/m²]		3439,533	1600,000	525,667
	N1 [KN]		823,36	400,05	137,62
	N2 [KN]		298,91	176,25	73,08
armatures verticales	AV calculer (cm2)	Bande 1	20,58	10,00	3,44
		Bande 2	7,47	4,41	1,83
	A_{vj} (cm²)		44,14	35,58	24,78
	AV+(Avj/4) (cm2)	Bande 1	31,62	18,90	9,64
		Bande 2	18,51	13,30	8,02
armatures minimales	A_{min}/bande (cm²)		7,6	7,0	6,1
Ferraillage adopté pour les armatures verticales	Choix de Av (cm²)	Bande 1	16 HA 16 32,15	16 HA 14 24,62	16 HA 12 18,09
		Bande 2	10 HA 16 20,10	10 HA 14 15,39	10 HA 12 11,30
	ST<=min(1,5e;30cm)		30	30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	10	10	10
		Bande 2	18	18	18
Armatures horizontales	AH (cm2)		8,33	8,55	8,78
	choix de la section/ml		8 HA 12 9,04	8 HA 12 9,04	8 HA 12 9,04
	Espacement st(cm)		15	15	15
Armatures transversales	At adoptées		4 épingles HA8 /m²		
Véfication	$\overline{\tau_b} = 5$ MPA	τ_b	3,213	2,522	1,711
	$\overline{\tau_u} = 3.26$ MPA	τ_u	2,295	1,802	1,222
	$\overline{\tau_{bc}} = 15$ MPA	σ_{bc}	4,64	2,32	1,25

Tableau VI.10 : Ferraillage du voile transversale 1(VT1).

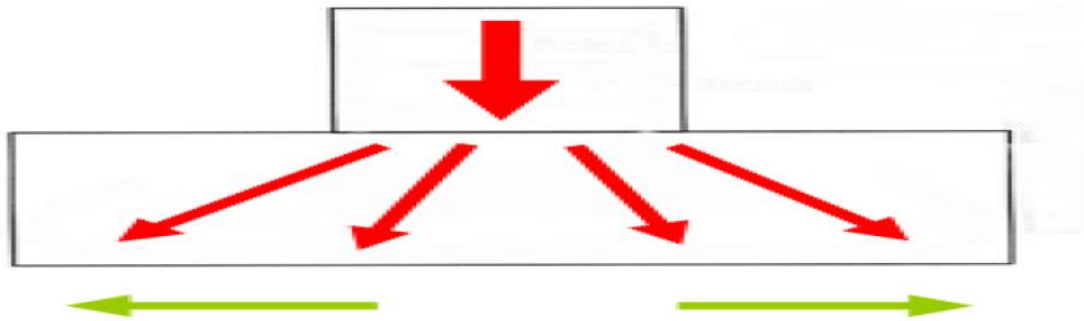
Caractéristiques géométriques	Zone		I	II	III
	hpoutre [m]		0,35	0,35	0,35
	hauteur etage [m]		4,08	3,06	3,06
	L' [m]		1,08	1,10	1,13
	e [m]		0,20	0,20	0,20
	B [m²]		0,215	0,220	0,225
	H [m]		4,08	3,06	3,06
	he [m]		3,73	2,71	2,71
Solicitation de calcul	T [KN]		153,450	153,450	153,450
	N_{ser} [KN]		351,80	352,80	352,80
	Vu [KN]		214,830	214,830	214,830
	σmax [KN/m²]		1808	1809	1810
	σmin [KN/m²]		-1595	-1594	-1593
	σs (kN/m²)		400	400	400
	Lc [m]		0,57	0,58	0,60
	Lt [m]		0,50	0,52	0,53
	d<=min(he/2;2Lc/3) [m]		0,38	0,39	0,40
	$d1 = d_{adopté\ [m]}$		0,25	0,26	0,26
	$d2 = L_t - d_{adopté\ [m]}$		0,25	0,26	0,26
	σ1 [KN/m²]		797,505	797,005	796,505
	N1 [KN]		60,28	61,60	62,92
	N2 [KN]		20,09	20,53	20,97
armatures verticales	AV calculer (cm2)	Bande 1	1,51	1,54	1,57
		Bande 2	0,50	0,51	0,52
	A_{vj} (cm²)		5,91	5,91	5,91
	AV+(Avj/4) (cm2)	Bande 1	2,98	3,02	3,05
		Bande 2	1,98	1,99	2,00
armatures minimales	A_{min}/bande (cm²)		3,8	3,9	4,0
Ferraillage adopté pour les armatures verticales	Choix de Av (cm²)	Bande 1	6 HA 12 6,78	6 HA 12 6,78	6 HA 12 6,78
		Bande 2	4 HA 12 4,52	4 HA 12 4,52	4 HA 12 4,52
	ST<=min(1,5e;30cm)		30	30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	10	10	10
		Bande 2	20	20	20
Armatures horizontales	AH (cm2)		3,23	3,30	3,38
	choix de la section/ml		5 HA 10 3,93	5 HA 10 3,93	5 HA 10 3,93
	Espacement st(cm)		20	20	20
Armatures transversales	At adoptées		4 épingles HA8 /m²		
Véfication	$\overline{\tau_b} = 5\ MPA$	τ_b	1,110	1,085	1,061
	$\overline{\tau_u} = 3.26\ MPA$	τ_u	0,793	0,775	0,758
	$\overline{\tau_{bc}} = 15\ MPA$	σ_{bc}	1,56	1,53	1,50

Tableau VI.11 : Ferraillage du voile transversale 2(VT2).

VIII. INTRODUCTION :

Les fondations sont des organes de transmission des charges provenant de la superstructure vers le solils sont véhiculés par les éléments porteurs.

L'effort de compression du poteau se transmet aux fondations par des bielles de compression inclinées



La résultante horizontale de ces bielles donne 2 forces de sens opposés de la traction (flèches vertes).D'ou la nécessité de placer des armatures

VIII. 1 : IMPORTANCE DE L'ÉTUDE DES FONDATIONS :

Le sol étant l'élément de base d'une construction, l'étude des fondations est de la première importance. La connaissance du sol de fondation doit précéder toute étude de structure quelle qu'elle soit.

En effet, le sol est une donnée alors que la structure est à définir et pour une bonne partie, la conception de celle-ci sera fonction des caractéristiques du sol de fondation

- **Type de fondation :**

Selon la hauteur d'encastrement « D », c'est-à-dire l'épaisseur minimale des terres qui se trouvent au-dessus de la base de la fondation, et la largeur de la base « B », on peut définir les fondations comme étant :

- superficielle si D < 1,5.B d
- semi-profondes si 1,5.B < D < 5.B
- profondes si D > 5.B

a) Fondation superficielles :

Les fondations superficielles forment un type d'assise pouvant être mise en place sur des sols de bonne portance, c'est-à-dire capables de reprendre les charges du bâtiment en entraînant un tassement minimum.

Leur simplicité de réalisation et leur faible coût font de ce type de fondation les structures les plus courantes. Selon la structure qu'elles supportent, les fondations superficielles peuvent porter différents noms :

- on parlera de semelles isolées si elles se trouvent sous un poteau
- on parlera de semelles filantes ou linéaires si elles supportent un voile ou un mur
- on parlera de radier si elles forment une dalle posée sur le sol.

Le niveau de sol sur lequel reposent les fondations superficielles est appelé "niveau d'assise", "fond de coffre" ou encore "fond de fouille".

b) Fondation profondes :

Utilisées pour des sols ayant une faible capacité portante ; le bon sol se trouve à une grande profondeur

Les principaux types de fondations profondes sont :

- Les pieux
- Les puits.

VIII. 2 : ETUDE GÉOTECHNIQUE DU SOL :

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude détaillée du sol qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier. Les résultats de cette étude nous ont donné :

- Une contrainte admissible du sol $\sigma_{Sol} = 2bars$ à 2m de profondeur
- Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux

➢ Le choix du type de fondation doit satisfaire les critères suivent :

- La stabilité de l'ouvrage
- Facilité d'exécution (coffrage)
- Un faible cout de réalisation (économie)
- La durée de vie

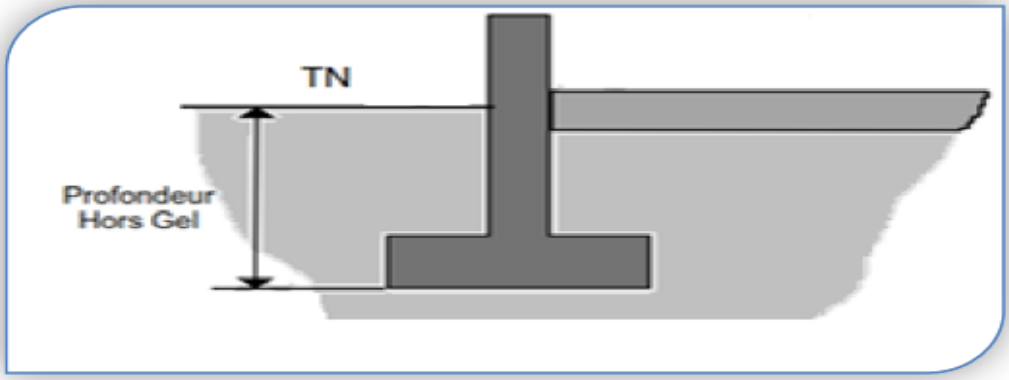
➢ Le choix du type de fondation est fonction de :

- La nature du terrain et sa résistance.
- Profondeur du bon sol.
- des caractéristiques topographiques du terrain
- les conditions relatives au voisinage du projet

➢ Profondeur hors gel des semelles de fondation :

Les cycles de gel-dégel peuvent déstructurer le sol d'assise des semelles de fondation et c'est pourquoi il est impératif de construire les fondations à une profondeur « hors-gel » suffisante.

Cette profondeur varie selon la zone climatique ; l'altitude et selon la capacité portante du sol.



VIII. 3 : DIMENSIONNEMENT :

Les fondations superficielles sont calculées à l'état limite de service pour leur dimensionnement et à l'état limite ultime pour leurs armatures

1. Semelles isolées :

Les semelles isolées sont les fondations des poteaux.

Leurs dimensions sont homothétiques à celles du poteau que la fondation supporte

Pour le pré dimensionnement il faut considérer l'effort normal N_{smax} qui est obtenu à la base de tous les poteaux du RDC

$$A \cdot B \geq \frac{N_{ser}}{\overline{\sigma}_{sol}}$$

Avec : $N_{ser} = 1120.69KN$, $\overline{\sigma}_{sol} = 200KN/m^2$

Homothétie des dimensions :

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K = 1 \Longrightarrow A = B$$

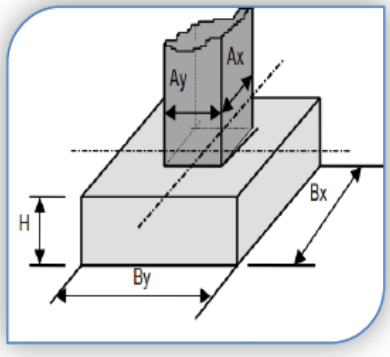


Fig.VIII.1 : Semelle isolée sous poteau

D'où : $B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\overline{\sigma}_{sol}}} \Longrightarrow B \geq \sqrt{\frac{1120.69}{200}} = 2.36m$

On aura donc A=B= 2.36m

Vue l'importance de leur dimensions (risque de chevauchements) on va opter pour des semelles filantes

2. Les semelles filantes :

Les semelles filantes sont les fondations des voiles

$$\sigma_{sol} \geq \frac{N_s}{S} = \frac{G+Q}{B \times L} \quad \Rightarrow \quad B \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol}\, L}$$

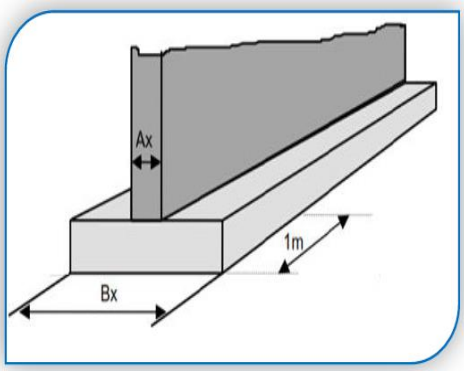


Figure 8-2 : Semelle filante sous voile

Avec :

- B : la largeur de la semelle
- L : longueur de la semelle
- σ_{sol} : Contrainte du sol
- G : charge permanent à la base du voile considéré
- Q : surcharge d'exploitation à la base du voile considéré

a. Semelle filantes sous voiles :

- Sens longitudinale :

Voil	L [m]	B [m]	Ns =G+Q [KN]	S=B*L [m²]
VL1	2.00	1.79	719.27	3.58
VL2(DSM)	1.40	0.32	90.99	0.44
VL3	1.04	4.049	842.37	4.21

- Sens longitudinale :

Voil	L [m]	B [m]	N_s= G+Q [KN]	S=B*L [m²]
VL1	3.00	0.86	520.04	2.58
VL2(DSM)	1.30	0.30	79.48	0.39

La somme des surfaces des semelles sous voiles est : $S_v = \sum$ Bi × Li .

$$\mathbf{S_{voiles}} = \sum S_i\, voil = 11.20 \text{ m}^2$$

b. Semelle filantes sous poteaux :

poteaux	N_s [KN]	M [KN.m]	e_i [m]	$N_s * e_i$
F 87	1042.39	1.035	7.52	7838.77
F 118	1012.33	2.511	3.62	3664.63
F 167	1120.71	0.59	-0.48	-537.94
F 204	1055.45	0.265	-4.18	-4411.78
F 259	86.55	14.322	-7.18	-621.41
Somme	4317.43	18.723		5932.27

On ferra le calcul sur le portique le plus sollicite :

Etape de calcul :

☞ Détermination de la résultante des charges: R = ∑ Ni =4317.43 KN

☞ Détermination de la coordonnée de la résultante des forces:

$$e=\frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R} \quad \Longrightarrow \quad e = \frac{5932.27+18.723}{4317.43} = 1.37\ m$$

☞ Détermination de la distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle:

$$\begin{cases} e < \frac{L}{6} & \Longrightarrow \text{Répartition trapézoïdale.} \\ e > \frac{L}{6} & \Longrightarrow \text{Répartition triangulaire.} \end{cases}$$

$$e = 1.37\ m < \frac{L}{6} = \frac{15.05}{6} = 2.5m$$

Donc pour notre cas on a une répartition trapézoïdale

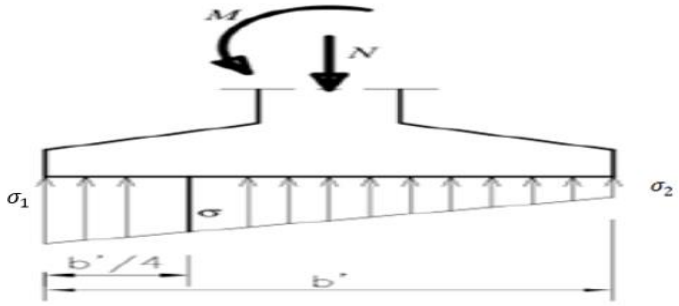


Fig.VIII.3 : Réparation trapézoïdale

$$\begin{cases} q_{max} = \frac{R}{L}\left(1+\frac{6.e}{L}\right) = \frac{4317.43}{15.05}\left(1+\frac{6\times1.37}{15.05}\right) = 443.55 KN/ml \\ q_{min} = \frac{R}{L}\left(1-\frac{6.e}{L}\right) = \frac{4317.43}{15.05}\left(1-\frac{6\times1.37}{15.05}\right) = 130.18\ KN/ml \\ q\left(\frac{B}{4}\right) = \frac{R}{L}\left(1+\frac{3.e}{L}\right) = \frac{4317.43}{15.05}\left(1+\frac{3\times1.37}{15.05}\right) = 365.21\ KN/ml \end{cases}$$

☞Détermination de la largeur de la semelle:

$$B \geq \frac{q(\frac{B}{4})}{\overline{\sigma_{sol}}} = \frac{365.21}{200} = 1.83\ m$$

-La surface des semelles filantes sous poteaux : $S_P = B \times L \times n = 1.83 \times 15.05 \times 8 = 220.33\ m^2$

-La surface des semelles filantes sous voiles : $S_v = 11.20m^2$

Avec : n: nombre de portique dans le sens considéré.

Enfin, la surface totale occupée par les semelles filantes est :

$S_t = S_{t\ Poteaux} + S_{t\ voiles}$ =220.33+11.20=231.53m

-La surface totale de la structure :$S_{bat} = 16.40x23.40 = 383.76m^2$

$$\frac{S_{semelles}}{S_{batiment}} = \frac{231.53}{383.76} = 0.6$$

$$S_t = 60\ \%\ S_{bat} \Longrightarrow \quad S_t > 50\%\ S_{bat}$$

La surface totale des semelles filantes représente 60% de la surface du bâtiment

CONCLUSION :

Les semelles occupent plus de 50%de la surface du sol d'assise, la solution des semelles filantes est à écarter et on adopte un radier général comme fondation pour notre bâtiment

V.III. 4 : ETUDE DU RADIER :

Le radier général sert d'assise à la construction il correspond au plancher bas du bâtiment Pour pouvoir retenir ce mode de fondation il faut, toutefois que la construction ne supporte pas de charges d'exploitation présentant d'importantes dissymétries.

Lorsque la condition précédente est réalisée, le radier fonctionne comme un plancher renversé

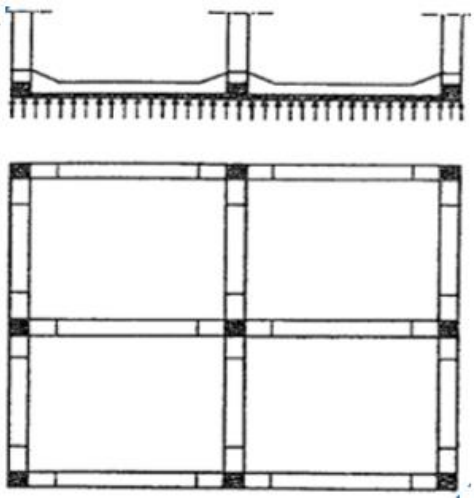


Fig.VIII.4 : Coupe sur un radier

1) PRÉ-DIMENSIONNEMENT DU RADIER :

A. Condition d'épaisseur minimale :

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ($h_{min} \geq 25$ cm)

B. Condition forfaitaire :

- La nervure du radier doit satisfaire la condition suivante :

$$h_n \geq \frac{L_{max}}{10} \Longrightarrow \qquad h_n \geq \frac{390}{10} = 390cm \Longrightarrow$$ On opte pour h=50cm

- La dalle du radier doit satisfaire la condition suivent :

$h_d \geq \frac{L_{max}}{20} \Longrightarrow h_n \geq \frac{390}{20} = 19.5cm \Longrightarrow$ On opte pour une hauteur de la dalle h=30cm.

C. Condition de rigidité (condition de longueur d'élastique) :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{K \cdot b}} \geq \frac{2}{\pi} \cdot L_{max}$$

Le radier est rigide s'il vérifie $L_{max} \leq \frac{\pi}{2} \cdot L_e$

On aura donc : $h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \cdot L_{max}\right)^4 \cdot \frac{3 \cdot K}{E}}$

Avec :

- L_{max} =3.90m : la plus grande distance entre deux poteaux.
- L_e : longueur élastique.
- $E = 3700\sqrt[3]{f_{c28}} = 10819\ MPa$: module de déformation longitudinale déférée
- $I = \frac{b.h^3}{12}$: inertie d'une bande de 1 m de radier
- $K = 40$ MPa : module de raideur du sol pour un sol moyen

D'où :

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times 3.9\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10819}} = 0.75\text{m} \Longrightarrow$$ On opte pour : h=80cm

Finalement en prendra la hauteur de la nervure h_n=80cm

La largeur de la nervure : doit satisfaire la condition suivante :

$$0.4h_n \leq b \leq 0.7h_n$$

$$0.4 \times 80 \leq b \leq 0.7 \times 80$$

$$32\text{cm} \leq b \leq 56\text{cm}$$

On opte pour une largeur de la nervure b=50cm

D. Hauteur de la dalle flottante :

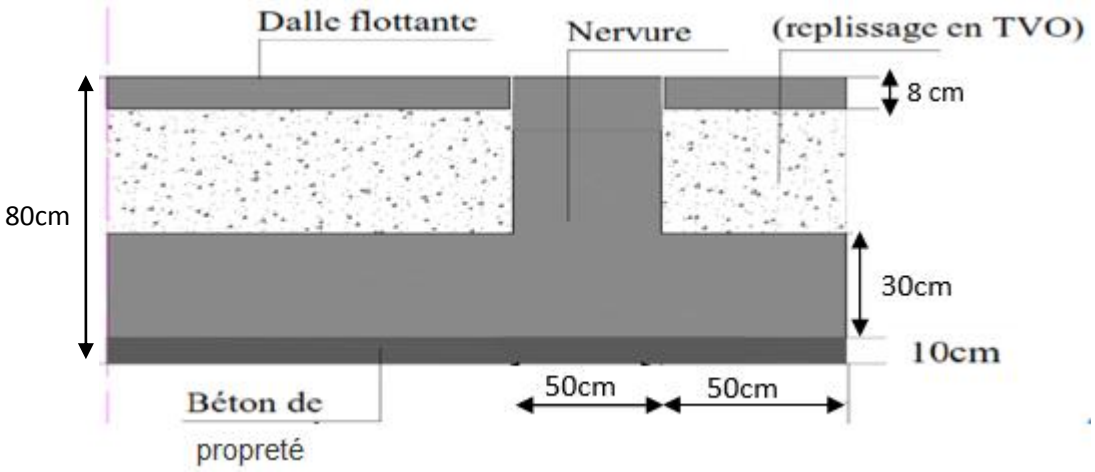
$$\frac{L_{max}}{50} \leq h_{dalla\ flottante} \leq \frac{L_{max}}{40}$$

$$\frac{390}{50} = 7.8cm \leq h_{dalla\ flottante} \leq \frac{390}{40} = 9.75cm$$

On opte pour une hauteur de la dalle flottante de $h_{dalla\ flottante}$ =8cm

E. Le choix définitif des dimensions du radier sont les suivants :

- Hauteur des nervures suivent les deux sens : $h_n = 80\text{cm}$
- Largeur de la nervure $b_n = 50\text{cm}$
- Épaisseur de la dalle $h_d = 30\text{cm}$
- Dalle flottante $h_{\text{dalle flottante}} = 8\text{cm}$



FigVIII.5:Coupe verticale sur le radier

F. Détermination de la surface nécessaire au radier :

- ELU : $S_{radier} \geq \frac{N_U}{1.35\overline{\sigma_{sol}}}$
- ELS: $S_{radier} \geq \frac{N_s}{\overline{\sigma_{sol}}}$

Avec : $\overline{\sigma_{sol}} = 200\text{KN/m}^2$

G=33808.24KN
Q=5761.47KN
} Ils sont obtenus à l'aide du logiciel ETABS

D'où :

ELU : N_u=1.35G+1.5Q=1.35x33808.24+1.5x5761.47=54283.329 KN ⟹ N_u=5483.329KN

ELS: N_s=G+Q =33808.24+5761.47= 39569.71KN ⟹ N_s=39569.71KN

G. Application numérique :

- ELU : $S_{radier} \geq \frac{N_U}{1.35\overline{\sigma_{sol}}} = \frac{5483.329}{1.35\times200} = 204.07m^2$
- ELS: $S_{radier} \geq \frac{N_s}{\overline{\sigma_{sol}}} = \frac{39569.71}{200} = 197.84m^2$

$$S_{radier} = \max\left(S^{ELU}_{\text{radier}};\ S^{ELU}_{\text{radier}}\right) = \max(204.07;\ 197.84) = 204.07m^2$$

La surface totale du bâtiment $S_{bat} = 383.76m^2$

La surface totale du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, dans ce cas on doit ajouter au radier un débord minimal de largeur ($L_{déb}$) qui est calculé comme suit :

$$L_{déb} \geq \max\left(\frac{h}{2}; 30\text{cm}\right) = \max\left(\frac{80}{2}; 30\text{cm}\right) = (40; 30\text{cm}) = 40\text{cm}$$

Soit un débord de largeur $L_{déb} = 50\text{cm}$.

$S_{déb} = L_{déb}\ (L_x + L_y) \times 2 = 0.5\ (15.05 + 23.40) \times 2 = 38.45\ m$

La surface totale du radier devient

$S_{rad} = S_{bat} + S_{déb} = 383.76 + 38.45 = 422.21\ m^2$

H. Détermination des efforts la base du radier :

$P_{radier} = P_{dalle} + P_{nérvure} + P_{TVO} + P_{dalle\ flottante}$

1 .Poids de la dalle :

$P_{dalle} = S_{rad} \times h_d \times \varphi_b = 422.21 \times 0.30 \times 25 = 3166.57KN$

2 .Poids de la nervure:

$P_n = b_n\ (h_n - h_{d)} \times L \times n \times \varphi_b = 0.50\ (0.80\text{-}0.30) \times 15.05 \times 5x\ 25 + [0.5x\ (0.8\text{-}0.3) \times 23.40x8x25] = 1640.31KN$

3. Poids de TVO :

$P_{TVO} = S_{rad} - S_{ner} \times h_n - h_d \times \rho_{TVO}$

$S_{ner} = b_n \times L \times n = (0.50 \times 15.05 \times 5) + (0.5 \times 23.40 \times 8) = 131.225m^2$

$P_{TVO} = 290.98 \times (0.80 - 0.30) \times 17 = 24733.33\ KN$

Avec : $\rho_{TVO} = 17KN/m^3$

4. Poids de la dalle flottante :

$P_{dalle\ flottante} = (S_{rad} - S_{ner}) \times e_p \times \varphi_b$

$P_{dalle\ flottante} = 290.98 \times 0.08 \times 25 = 581.96KN$

- **le poids total du radier est :**

$P_{rad} = 3166.57 + 1640.31 + 2473.33 + 581.96 = 7862.17KN$

- **Poids totale de l'ouvrage :**

$G_{rad} = 7862.17\ KN$;(Calculer)

$G_{bat} = 33808.24KN$;(ETABS)

$G_{tot} = G_{inf} + G_{sup} = 7862.17 + 33808.24 = 41670.41KN$

- **Surcharge totale :**

$Q_{sup} = 5761.47\ KN$;(ETABS)

$Q_{inf} = 3.5 \times S_{rad} = 3.5 \times 422.21 = 1477.73KN$;(Calculer)

$Q_{tot} = Q_{inf} + Q_{sup} = 1477.73 + 5761.47 = 7239.20\ KN$

- **Les combinaisons d'actions :**

ELU : $N_u = 1.35G_{tot} + 1.5Q_{tot} = 1.35x41670.41 + 1.5x7239.20 = 67113.85KN$

ELS: $N^s = G_{tot} + Q_{tot} = 41670.41 + 7239.20 = 48909.61KN$

V.III. 5 : VÉRIFICATIONS:

a) Vérification de la contrainte de cisaillement :

Il faut vérifier que $\tau_u \leq \bar{\tau}_u \Longrightarrow \tau_u \leq \overline{\tau_u} = \min\left\{\frac{0{,}15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa\right\} = 2.5$ MPa

Avec : b=100cm; d = 0, 9×h_d =0.9 x30=27cm

$$\begin{cases} T_u^{max} = q_u \cdot \frac{L_{max}}{2} = \frac{N_u \cdot b}{S_{rad}} \cdot \frac{L_{max}}{2} \\ T_u^{max} = \frac{67113.85 \times 1 \times 3.9}{422.21 * 2} = 309.96KN \end{cases}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \cdot d} = \frac{309.96}{1000 \times 280} = 1.10MPa$$

Finalement: $\tau_u = 1.10\ Mpa < \bar{\tau}_u$ =2.5MPa $\Longrightarrow$ Condition vérifiée

b) Vérification de la stabilité du radier

La vérification de la stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- Un effort normal (N) dû aux charges verticales.

- Un effort de renversement (M) dû au séisme dans le sens considéré.

M=M_0+T_0h

Avec :
- M_0: Moment sismique à la base de la structure
- h : profondeur de l'infrastructure
- T_0: Effort tranchant à la base de la structure

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \quad \text{Avec :} \quad \sigma_2 = \sigma_{min} \text{ et } \sigma_1 = \sigma_{max}$$

- Calcul du centre de gravité du radier :

$$\begin{cases} X_G = \frac{\sum S_i . X_i}{\sum S_i} = \frac{15.05 \times 23.40 \times \frac{23.40}{2}}{15.05 \times 23.40} = 11.7\text{m} \\ Y_G = \frac{\sum S_i . Y_i}{\sum S_i} = \frac{15.05 \times 23.40 \times \frac{15.05}{2}}{15.05 \times 23.40} = 7.52m \end{cases}$$

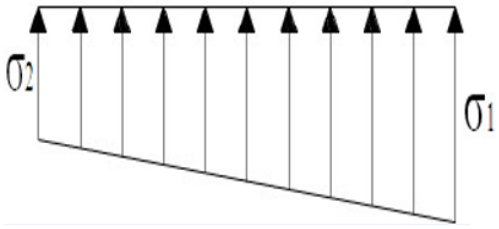


Fig.VIII.6 : Diagramme des contraintes sous le radier

Avec : S_i : Aire du panneau considéré

X_i ; Y_i : Centre de gravité du panneau considéré

- Moment d'inertie du radier :

$$\begin{cases} I_{xx} = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{23.40 \times 15.05^3}{12} = 6647.28 m^4 \\ I_{yy} = \frac{h \cdot b^3}{12} = \frac{15.05 \times 23.40^3}{12} = 16069.51 m^4 \end{cases}$$

- Calcul des moments :

$$\begin{cases} M_{0x} = 33764.029 \text{ KN.m} \quad \text{et} \quad T_{0x} = 1596.58 \text{ KN} \quad ;(\text{ETABS}) \\ M_{0y} = 34963.068 \text{ KN.m} \quad \text{et} \quad T_{0y} = 1657.05 \text{ KN} \quad ;(\text{ETABS}) \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{xx} = M_{0x} + T_{0x} h_n = 33764.029 + (1596.58 \times 0.8) = 35041.29 \text{ KN.m} \\ M_{yy} = M_{0y} + T_{0y} h_n = 34963.068 + (1657.05 \times 0.8) = 36288.70 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➡ **Sens longitudinal :**

ELU :
$$\begin{cases} \sigma_1 = \frac{N_U}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{YY}} X_G = \frac{67113.85}{422.21} + \frac{35041.29}{16069.15} \times 11.7 = 184.46 \, KN/m^2 \\ \sigma_2 = \frac{N_U}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{YY}} X_G = \frac{67113.85}{422.21} - \frac{35041.29}{16069.15} \times 11.7 = 133.43 KN/m^2 \end{cases}$$

D'où : $\sigma_m = \frac{3.\sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 184.46 + 133.43}{4} = 171.70 KN/m^2$

ELS :
$$\begin{cases} \sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{YY}} X_G = \frac{48909.61}{422.21} + \frac{35041.29}{16069.15} \times 11.7 = 141.35 \, KN/m^2 \\ \sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{YY}} X_G = \frac{48909.61}{422.21} - \frac{35041.29}{16069.15} \times 11.7 = 90.32 KN/m^2 \end{cases}$$

D'où : $\sigma_m = \frac{3.\sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 141.35 + 90.32}{4} = 128.59 KN/m^2$

➡ **Sens transversal:**

ELU :
$$\begin{cases} \sigma_1 = \frac{N_U}{S_{rad}} + \frac{M_Y}{I_{XX}} Y_G = \frac{67113.85}{422.21} + \frac{36288.7}{6647.28} \times 7.52 = 200 KN/m^2 \\ \sigma_2 = \frac{N_U}{S_{rad}} - \frac{M_Y}{I_{YY}} Y_G = \frac{67113.85}{422.21} - \frac{36288.7}{6647.28} \times 7.52 = 117.90 KN/m^2 \end{cases}$$

D'où : $\sigma_m = \frac{3.\sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 200 + 117.90}{4} = 179.47 KN/m^2$

ELS : $\begin{cases} \sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_Y}{I_{XX}} Y_G = \frac{48909.61}{422.21} + \frac{36288.7}{6647.28} \times 7.52 = 156.89\ KN/m^2 \\ \sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_Y}{I_{XX}} Y_G = \frac{48909.61}{422.21} - \frac{36288.7}{6647.28} \times 7.52 = 74.79 KN/m^2 \end{cases}$

D'où : $\sigma_m = \frac{3.\sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 156.89 + 74.79}{4} = 136.36 KN/m^2$

c) Vérification de la condition de résistance :

- **Sens longitudinal :**

ELU : $\sigma_m = 171.70 \frac{KN}{m^2} < 1.33\bar{\sigma}_{sol} = 266\ KN/m^2$ ⟹ Condition vérifiée

ELS: $\sigma_m = 128.59 \frac{KN}{m^2} < \bar{\sigma}_{sol} = 200 KN/m^2$ ⟹ Condition vérifiée

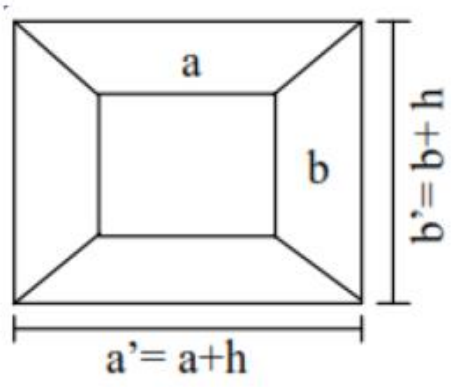
- **Sens transversal:**

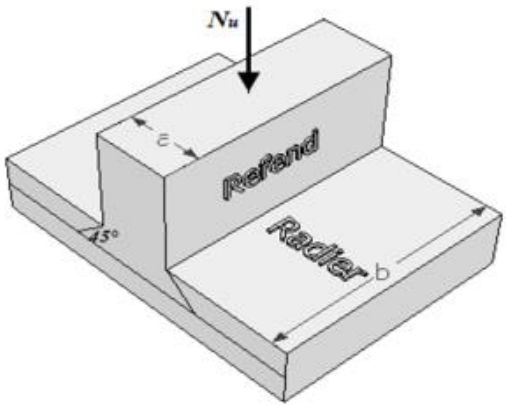
ELU : $\sigma_m = 179.47 \frac{KN}{m^2} < 1.33\bar{\sigma}_{sol} = 266\ KN/m^2$ ⟹ Condition vérifiée

ELS: $\sigma_m = 136.36 \frac{KN}{m^2} < \bar{\sigma}_{sol} = 200 KN/m^2$ ⟹ Condition vérifiée

d) Vérification au poinçonnement (Art A.5.2.42 BAEL91 révisées 99) :

Sous l'action de forces localisées, il y a lieu de vérifier la résistance des dalles au poinçonnement par, effort tranchant.





Cette vérification s'effectue comme suit : $N_u \leq \frac{0.045\,\mu_c.h.f_{c28}}{\gamma_b}$

Avec :

- Nu : Charge de calcul à l'ELU pour le poteau ou le voile le plus sollicité.
- μc : Périmètre du contour cisaillé projeté sur le plan moyen du radier.
- h : Epaisseur totale de la dalle
- b : On considère une bonde de 1 ml du voile

➢ **Calcul du périmètre utile :**

$\boldsymbol{\mu_c} = 2\,a' + b' = 2(a + b + 2h)$

- Poteaux : $\mu_c = \mathbf{2}(\mathbf{0.45} + \mathbf{0.45} + \mathbf{2} \times \mathbf{0.80} = \mathbf{5\ m}$
- Voile : $\mu_c = 2(\mathbf{0.20} + \mathbf{1} + \mathbf{2} \times \mathbf{0.80}) = 2.8\ \mathbf{m}$

➢ **Vérification pour les poteaux** :

- $N_u = 1539.10$ KN
- $\frac{0.045\,\mu_c.h.f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.045 \times 5 \times 0.80 \times 25000}{1.5} = 3000KN$

D'où : $N_u = 1539.10\text{KN} \leq 3000\ KN$ ⟹ Condition vérifiée

➢ **Vérification pour les voiles:**

- $N_u = 1973.29$ KN
- $\frac{0.045\mu_{c.h.f_{c28}}}{\gamma_b} = \frac{0.045 \times 2.8 \times 0.8 \times 25000}{1.5} = 1680KN$

D'où : $N_u = 1973.29\text{ KN} \leq 1680\ KN$ ⟹ Condition vérifiée

V.III. 6 : FERRAILLAGE DU RADIER :

Pour le calcul du ferraillage on utilise les méthodes exposées dans le BAEL 91 révisées 99

Le radier sera calculé comme un plancher renversé soumis à une charge uniformément répartie et appuyé sur les poteaux et les voiles

Les panneaux seront calculés comme des dalles appuyées sur 4 cotes et chargées par la contrainte du sol Afin de simplifier le calcul on prend le panneau du radier le plus sollicité et nous généraliserons le ferraillage pour le reste des panneaux.

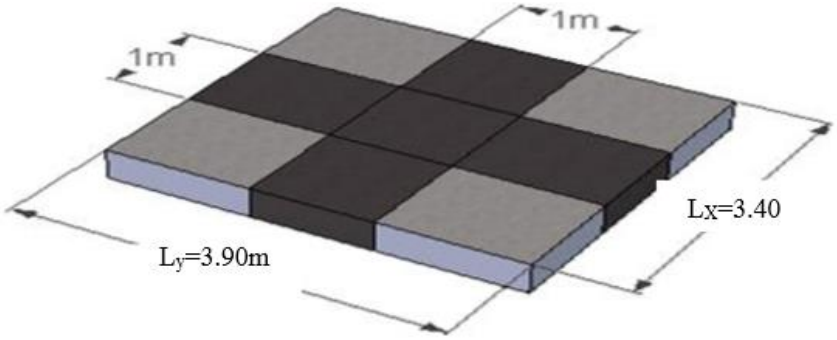


Fig.VIII.7 : Le panneau le plus sollicité

Les contraintes prises en compte dans le calcul sont :

$$\begin{cases} \textbf{A l'ELU:} q_{u=}\ \sigma_m(ELU) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 179.47 - \frac{41670.41}{422.21} = 80.78\text{KN/m} \\ \textbf{A l'ELS:}\ q_{s=}\ \sigma_m(ELS) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 136.36 - \frac{41670.41}{422.21} = 37.67\text{KN/ml} \end{cases}$$

1) Identification des panneaux :

L_x [m]	L_y [m]	$\varphi_x = \frac{L_x}{L_y}$	ELU		ELS	
			μ_X	μ_Y	μ_X	μ_Y
3.40	3.90	0.87	0.0488	0.721	0.0559	0.804

(Lx : petite portée du panneau ; L_y : grand portée du panneau)

Les valeurs des coefficients $\mu_y et\ \mu_x$ sont donnai en fonction du rapport φ_x et du coefficient de poisson

$0.4 < \varphi_x = \frac{L_x}{L_y} = 0.870 < 1$ ⟹ panneau portant dans les deux sens

Donc utilise la méthode exposée dans l'annexe E 3du BAEL91modifie 99

2) Calcul des moments isostatiques :

Le moment isostatique dent le sens de lx est donné par la formule suivante : $M_{ox} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2$

Le moment isostatique dent le sens de L_y est donné par la formule suivante : $M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox}$

ELU : qu = 80.78KN/ml		**ELS** : qs =37.67 KN/ml	
M_{0x}=45.57	M_{0y}=32.85	M_{0x}=24.34	M_{0y}=19.56

REMARQUE :

✓ Si le panneau considéré est continu au-delà de ses appuis :

- Moment en travée : M_{tx}= 0,75M_{0x} ; M_{ty}= 0,75M_{0y}
- Moment sur appuis : M_{ax}= 0,5M_{0x} ; M_{ay}= 0,5M_{0y}

✓ Si le panneau considéré est un panneau de rive dont l'appui peut assurer un encastrement partiel :

- Moment en travée : M_{tx}= 0,85M_{0x} ; M_{ty}= 0,85M_{0y}
- Moment sur appuis de rive : M_{ax}= 0,3M_{0x} ; M_{ay}= 0,3M_{0y}
- Moment sur appuis intermédiaire : M_{ax}= 0,5M_{0x} ; M_{ay}= 0,5M_{0y}

A ELU :

➢ **Sens X-X :**

- Moment en travée : M_{tx}= 0,75x45.57=34.17KN.m
- Moment sur appuis M_{ax}= 0,5x45.57=22.78KN.

➢ **Sens Y-Y :**

- Moment en travée : M_{ty}= 0,75x32.85=24.63KN.m
- Moment sur appuis M_{ay}= 0,5x32.85=16.42KN.m

A ELS :

➢ **Sens X-X :**

- Moment en travée : M_{tx}= 0,75x24.34=18.25 KN.m
- Moment sur appuis M_{ax}= 0,5x24.34=12.17 KN.m

➢ **Sens Y-Y :**

- Moment en travée : M_{ty}= 0,75x19.56=14.67 KN.m
- Moment sur appuis M_{ay}= 0,5x19.56=9.78 KN.m

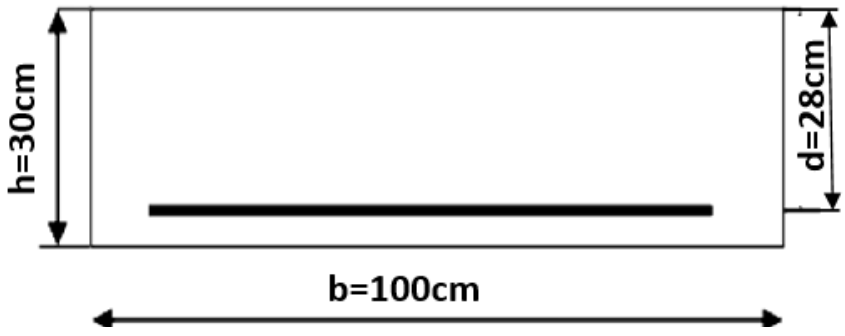


Fig. VIII.8 : Dimension de la section de calcul

a) Ferraillage suivant x-x :

➢ **Aux appuis:**

Moment réduit(μ) : $\begin{cases} \mu = \frac{22.78\times10^6}{1000\times280^2\times14.2} = 0.020 < \mu_l = 0.392 \longrightarrow \text{SSA} \\ f_{bu} = \frac{0.85 f_{c25}}{\gamma_b} = \frac{0.85\times25}{1.5} = 14.12MPa \end{cases}$

SSA ⟹ Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

μ=0.020 ⟶ β=0.990 (Tableau des sections rectangulaires en flexion simple)

$$A_{aX} = \frac{M_{ua}^t}{\beta_u d\sigma_{st}} = \frac{22.78\times10^3}{0.990\times0.28\times348} = 236.14mm^2/\text{ml} \longrightarrow A_{aX}=2.36cm^2/\text{ml}$$

Soit : A_{ax} = 5HA12 /ml =5.65 cm²/ml avec : un espacement de 20 [cm]

➢ **En travée :**

Moment réduit(μ) : $\mu = \frac{34.17\times10^3}{1\times280^2\times14.2} = 0.030 < \mu_l$

SSA ⟹ Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

μ=0.030 ⟶ β=0.985 (Tableau des sections rectangulaires en flexion simple)

$$A_{tx} = \frac{M_{ua}^t}{\beta_u d\sigma_{st}} = \frac{34.17\times10^3}{0.985\times0.28\times348} = 356.01mm^2/\text{ml} = 3.56cm^2/ml$$

Soit : A_{tx} = 5HA14 /ml =7.70 cm²/ml avec : un espacement de 20[cm]

b) Ferraillage suivant y-y :

➢ **Aux appuis:**

Moment réduit(μ) : $\mu = \frac{16.42\times10^6}{1000\times280^2\times14.2} = 0.014 < \mu_l = 0.392$

SSA ⟹ Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

μ=0.014 ⟶ β=0.993 (Tableau des sections rectangulaires en flexion simple)

$$A_{ay} = \frac{M_{ua}^t}{\beta_u d\sigma_{st}} = \frac{16.42\times10^3}{0.993\times0.28\times348} = 170\text{mm}^2/\text{ml} = 1.70\text{cm}^2/\text{ml}$$

Soit : A_{ay} = 5HA12 /ml =5.65 cm²/ml avec : un espacement de 20[cm]

➢ **En travée :**

Moment réduit(μ) : $\mu = \frac{M_{ut}^{Y}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{24.63\times10^3}{1\times280^2\times14.2} = 0.054 < \mu_l = 0.392$

SSA ⟹ Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

μ=0.054 ⟶ β=0.971 (Tableau des sections rectangulaires en flexion simple)

$A_{ty} = \frac{M_{ut}^{t}}{\beta_u d \sigma_{st}} = \frac{24.63\times10^3}{0.971\times0.28\times348} = 260.32mm^2/ml = 2.60cm^2/ml$

Soit : A_{ty} = 5HA14 /ml =7.70cm²/ml avec : un espacement de 20[cm]

Sens		M (KN.m)	OBS	A (cm^2)	Choix des barres	$A_{adopté}$ (cm^2)	Espacement
Selon (x-x)	En travée	34.17	SSA	3.56	5HA14	7.70	20
	Aux appuis	22.78	SSA	2.36	5HA12	5.65	20
Selon (y-y)	En travée	24.63	SSA	2.60	5HA14	7.70	20
	aux appuis	16.42	SSA	1.70	5HA12	5.65	20

c) Vérification à l'ELU :

❖ **Condition de non fragilité du béton (Art B.7.4 BAEL 91 modifiée 99) :**

Ferraillage minimal : $A_{min} = \rho_0 \times b \times h \times \frac{3-\rho}{2}$

Avec : ρ_0= 0.0008 pour les aciers à haute adhérence de classe FeE400

$\boldsymbol{\delta_0}$:Taux des armatures minimales

$A_{min} = 0{,}0008 \times 100 \times 30 \times \frac{3-0{,}87}{2} = 2.55\ [cm^2/ml]$

➢ **Aux appuis :**

$$\begin{cases} A_{ax} = 5.65cm^2 \geq A_{min} = 2.55cm^2 \\ A_{ay} = 5.65cm^2 \geq A_{min} = 2.55cm^2 \end{cases}$$ ⟹ Condition vérifiée

➢ **En travée :**

$$\begin{cases} A_{tx} = 7.70cm^2 \geq A_{min} = 2.55cm^2 \\ A_{ty} = 7.70cm^2 \geq A_{min} = 2.55cm^2 \end{cases}$$ ⟹ Condition vérifiée

❖ Espacement (Art A.8.2.42 /BAEL91 modifié 99) :

-Direction la plus sollicité (sens x-x) : S_t = 20cm < min (3h, 33cm) =min (90, 33cm) =33cm

- Direction la moins sollicité (sens y-y) : S_t =20cm < min (4h, 45cm) = min (120, 45m)=45cm

d) Calcul à l'ELS :

❖ Vérification des contraintes dans le béton :

La contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible

Il faut vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15MPa$

$$\begin{cases} \rho_1 = \dfrac{100.A_a}{b.d} \\ \sigma_{St} = \dfrac{M_s}{A\ .\beta.d} \\ \sigma_{bc} = \dfrac{\sigma_S}{K_1} \end{cases}$$

Les résultats sont donnés sur le tableau ci-dessous :

Sens	Zone	Ms [KN.m]	A [cm²] (ELU)	ρ_1	K_1	β_1	σ_s MPa]	σ_{bc} [MPa]	OBS
X- X	En travée	18.25	7.70	0.028	157.40	0.971	8.72	0.055	vérifié
	aux appuis	12.17	5.65	0.020	158	0.975	7.89	0.049	vérifié
Y- Y	En travée	14.67	7.70	0.052	113.20	0.961	7.08	0.062	vérifié
	aux appuis	9.78	5.65	0.034	141.30	0.968	6.38	0.045	vérifié

VIII. 7 : CALCUL DES NERVURES :

VIII. 7.1 : FERRAILLAGE DES NERVURES :

Afin d'éviter tout risque de soulèvement du radier (vers le haut), celui-ci est sera muni de nervures (raidisseurs) dans les deux sens. Pour le calcul des sollicitations, la nervure sera assimilée à une poutre continue sur plusieurs appuis et les charges revenant à chaque nervure seront déterminées en fonction du mode de transmission des charges (triangulaires ou trapézoïdales) vers celle-ci.

a) Chargement simplifié admis:

Les nervures seront considérées comme des poutres doublement encastrées à leurs extrémités afin de ramener les charges appliquées sur les nervures à des charges uniformément reparties on doit calculer le chargement simplifié et cela consiste à trouver la largeur de la dalle correspondante a un diagramme rectangulaire qui donnerait le même moment (largeur l_m) et le même effort tranchant (largeur l_t) que le diagramme trapézoïdal/triangulaire pour la détermination des efforts, on utilise le logiciel ETABS.

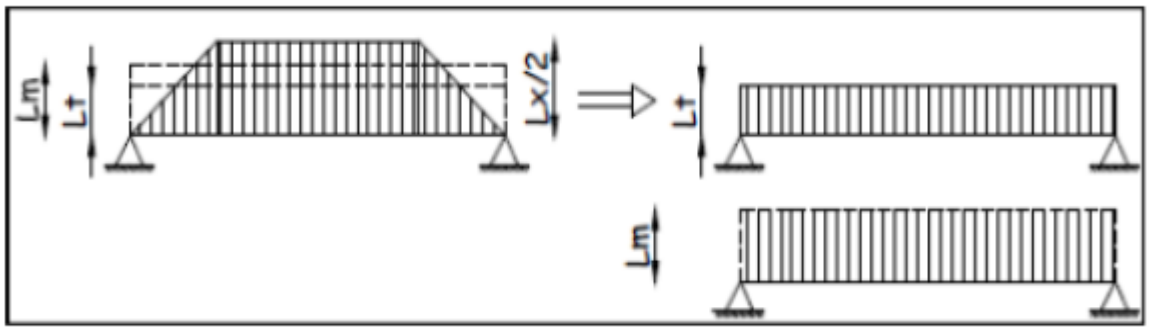


Figure .VIII.9 : Présentation des charges simplifiées.

REMARQUE

Les réactions du sol sont transmises aux nervures sous forme de charge triangulaire et trapézoïdale.

a-1) Charge trapézoïdale :

Moment fléchissant : $L_m = L_x \times \left(0{,}5 - \frac{\rho_x{}^2}{6}\right)$

Effort tranchant : $L_t = L_x \times \left(0{,}5 - \frac{\rho_x{}^2}{4}\right)$

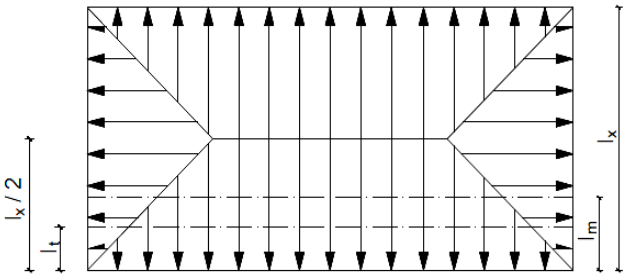


Figure VII-4 : Répartition trapézoïdale

a-2) Charge triangulaire :

Moment fléchissant : Lm = 0,333×Lx.

Effort tranchant : Lt = 0,25×Lx.

b) Charges à considérer :

- **Pour les moments fléchissant :**

$$\begin{cases} Q_{Mu} = q_u . L_m \\ Q_{Ms} = q_s . L_m \end{cases}$$

- **Pour les efforts tranchants :**

$$\begin{cases} Q_u = q_u . L_t \\ Q_s = q_s . L_t \end{cases}$$

c) Détermination des charges :

$$\begin{cases} \textbf{A l'ELU:} q_{u=} \ \sigma_m(ELU) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = \ 179.47 - \frac{41670.41}{422.21} \times 1 = 80.78 KN/m^2 \\ \textbf{A l'ELS:} \ q_{s=} \ \sigma_m(ELS) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = \ 136.36 - \frac{41670.41}{422.21} \times 1 = 37.67 KN/m^2 \end{cases}$$

d) Calcul des charges :

d.1) Sens longitudinale :

❖ **Calcul à l'ELU :**

Travée	L_x	L_y	ρ_x	Chargement	Lm	Lt	q_u	qs	Q_{um}	ΣQ_{um}	Q_{sm}	ΣQ_{sm}	Q_{ut}	ΣQ_{ut}	Q_{st}	ΣQ_{st}
A	3,4	3,9	0,87	trapézoïdale	1,27	1,05	80.78	37,67	102,59	205.18	47.84	95,68	84.82	169.64	39,55	79,10
	3,4	3,9	0,87	trapézoïdale	1,27	1,05	80.78	37,67	102.59		47,84		84.82		39,55	
B	3,4	3,9	0,87	trapézoïdale	1,27	1,05	80.78	37,67	102.59	205.18	47.84	95,68	84.82	169.64	39,55	79,10
	3,4	3,9	0,87	trapézoïdale	1,27	1,05	80.78	37,67	102.59		47,84		84.82		39,55	
C	3,4	3,9	0,87	trapézoïdale	1,27	1,05	80.78	37,67	102.59	205.18	47.84	95,68	84.82	169.64	39,55	79,10
	3,4	3,9	0,87	trapézoïdale	1,27	1,05	80.78	37,67	102.59		47,84		84.82		39,55	
D	2,7	3,9	0,69	trapézoïdale	1,13	1,03	80.78	37,67	91.28	182.56	42,56	85,12	83.20	166,40	38,80	77.60
	2,7	3,9	0,69	trapézoïdale	1,13	1,03	80.78	37,67	91.28		42,56		83.20		38.80	
E	3,4	3,9	0,87	trapézoïdale	1,27	1,05	80.78	37,67	102.59	205.18	47,84	95,68	84.82	169.64	39,55	79,10
	3,4	3,9	0,87	trapézoïdale	1,27	1,05	80.78	37,67	102.59		47,84		84.82		39,55	
F	3,4	3,9	0,87	trapézoïdale	1,27	1,05	80.78	37,67	102.59	205.18	47,84	95,68	84.82	169.64	39,55	79,10
	3,4	3,9	0,87	trapézoïdale	1,27	1,05	80.78	37,67	102.59		47,84		84.82		39,55	
G	3,4	3,9	0,87	trapézoïdale	1,27	1,05	80.78	37,67	102.59	205.18	47,84	95,68	84.82	169.64	39,55	79,10
	3,4	3,9	0,87	trapézoïdale	1,27	1,05	80.78	37,67	102.59		47,84		84.82		39,55	

Tableau VIII.1: charge revenant à la nervure la plus sollicité à l'E.L.U et l'E.L.S

d.2) Sens transversale :

Travée	L_x	L_y	ρ_x	Chargement	Lm	Lt	q_u	qs	Q_{um}	ΣQ_{um}	Q_{sm}	ΣQ_{sm}	Q_{ut}	ΣQ_{ut}	Q_{st}	ΣQ_{st}
A-B	3,4	3,9	0,87	trapézoïdale	1,27	1,05	80.78	37.67	102.59	205..59	47.84	95.68	84.82	169.64	39.55	79.10
	3,4	3,9	0,87	trapézoïdale	1,27	1,05	80.78	37.67	102.59		47.84		84.82		39.55	
B-C	3,4	3,9	0,87	trapézoïdale	1,27	1,05	80.78	37.67	102.59	205.59	47.84	95.68	84.82	169.64	39.55	79.10
	3,4	3,9	0,87	trapézoïdale	1,27	1,05	80.78	37.67	102.59		47.84		84.82		39.55	
C-D	3,4	3,9	0,87	trapézoïdale	1,27	1,05	80.78	37.67	102.59	205.59	47.84	95.68	84.82	169.64	39.55	79.10
	3,4	3,9	0,87	trapézoïdale	1,27	1,05	80.78	37.67	102.5		47.84		84.82		39.55	
D-E	3,4	3,9	0,87	trapézoïdale	1,27	1,05	80.78	37.67	102.59	192.25	47.84	89.65	84.82	159.14	39.55	74.20
	3	3,4	0,88	trapézoïdale	1,11	0,92	80.78	37.67	89.66		41.81		74.32		34.65	

Tableau VIII.2: charge revenant à la nervure la plus sollicité à l'E.L.U et l'ELS

e) Détermination des sollicitations :

Pour détermination les efforts, on utilise le logiciel ETABS

- **Sens (X-X) :**

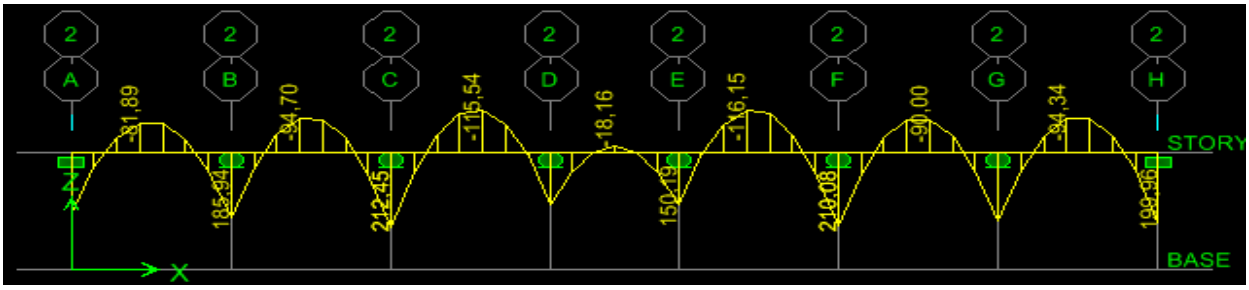


Fig.VIII.12: Diagrammes des moments fléchissant à l'ELU

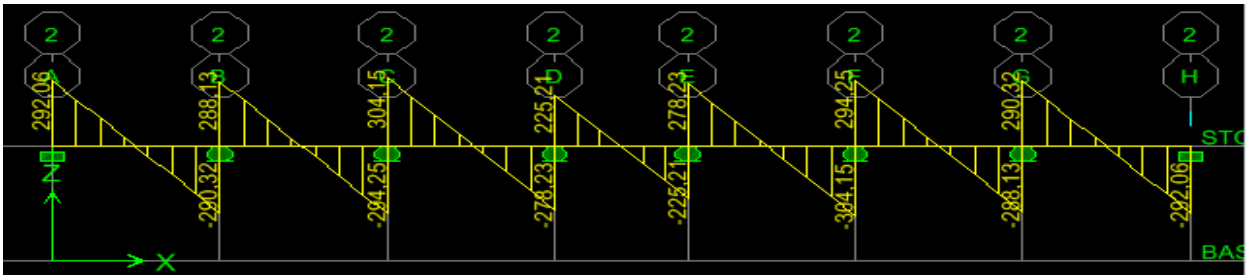


Fig.VIII.13:Diagrammes des efforts tranchant à l'ELU

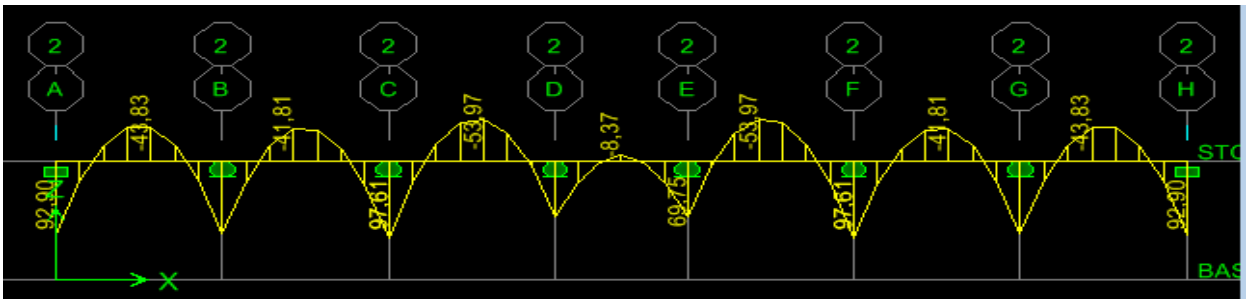


Fig.VIII.15:Diagrammes des moments fléchissant à l'ELS

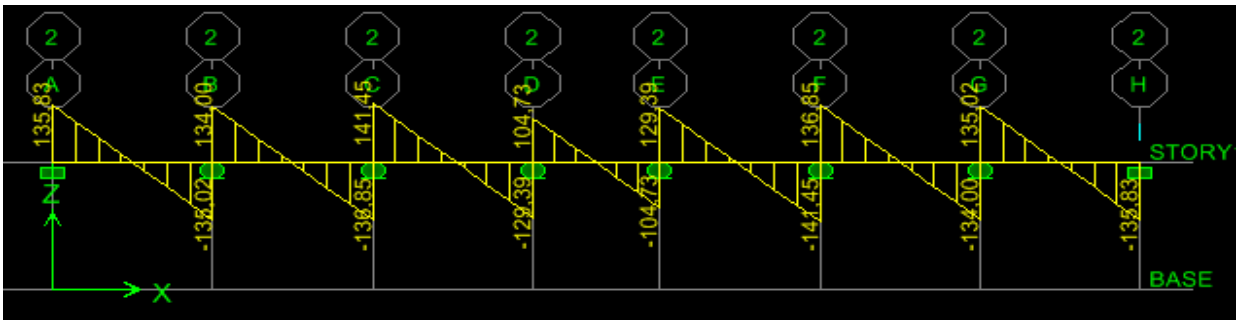


Fig.VIII.14:Diagrammes des efforts tranchant à l'ELS

➢ **Sens (Y-Y) :**

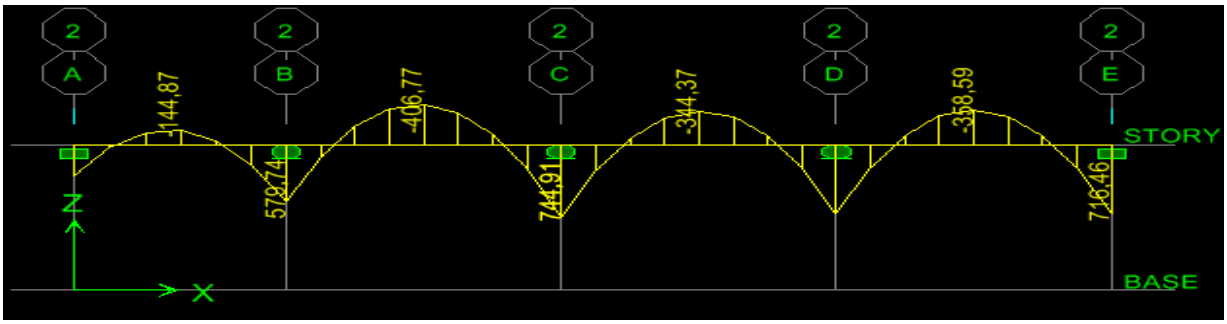


Fig.VIII.16:Diagrammes des moments fléchissant à l'ELU

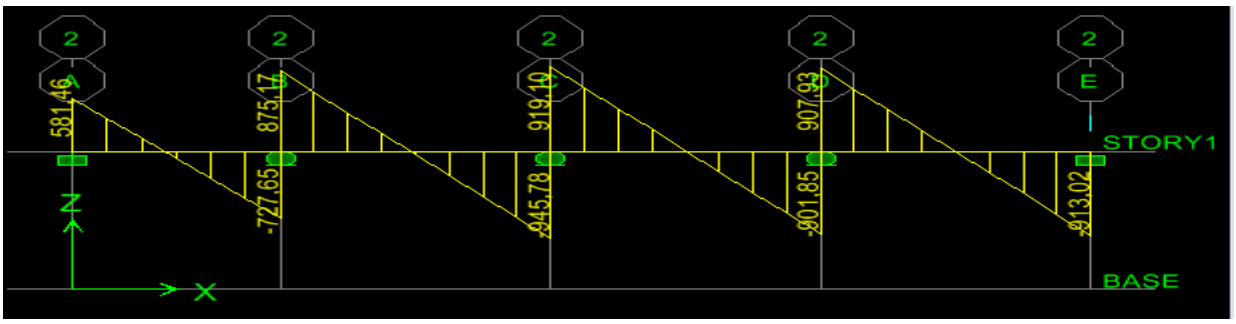


Fig.VIII.17:Diagrammes des efforts tranchant à l'ELU

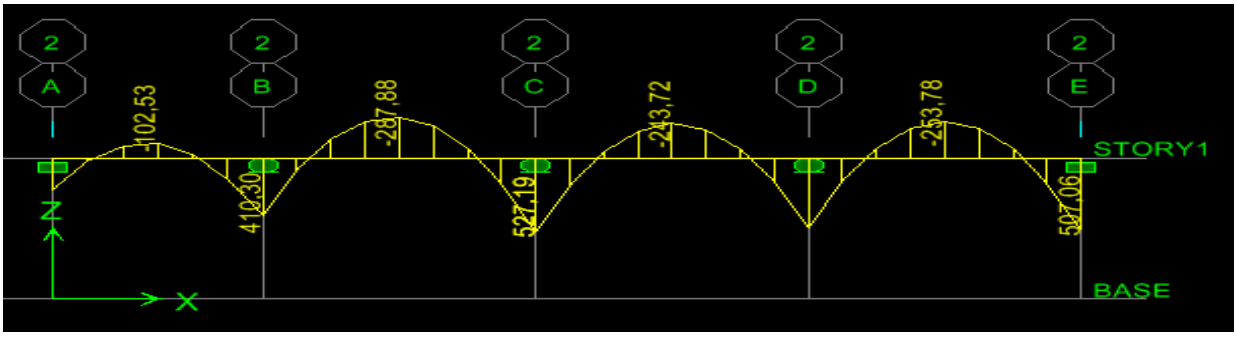


Fig.VIII.18:Diagrammes des moments fléchissant à l'ELS

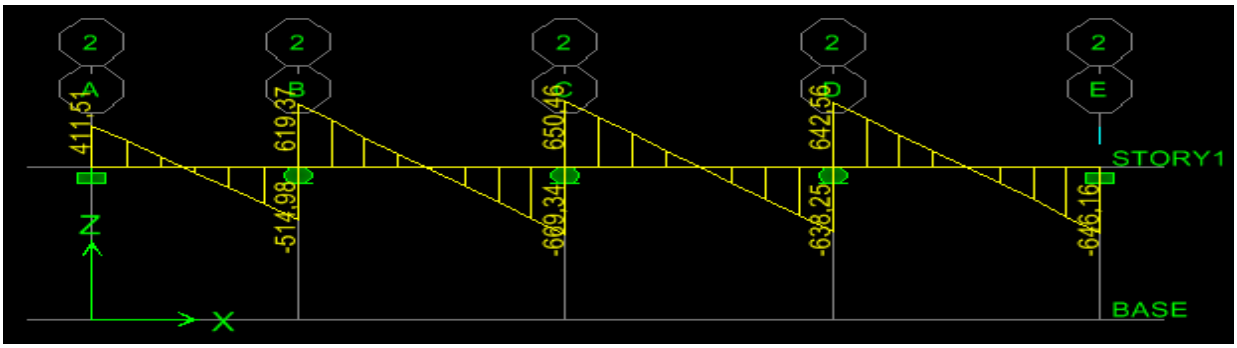


Fig.VIII.19:Diagrammes des efforts tranchant à l'ELS

Les résultats obtenus sont résumés dans les tableaux suivants :

	Sens (x-x)	Sens (y-y)
Moments max (Travée)	M_u = -116.15KN.m	M_u = -406.77KN.m
	M_s =-53.97KN.m	M_s = -287.88KN.m
Moments max (Appuis)	M_u =212.45 KN.m	M_u = 744.91KN.m
	M_s =97.61KN.m	M_s = 527.19KN.m
Efforts max Tranchants	T_u =304.15 KN	T_u =945.78KN
	T_s = 141.45KN	T_s =669.34KN

f) Le ferraillage :

Le ferraillage se fera avec les moments Max, aux appuis et en travées.

b_n = 50cm ; d = 78 cm ; f_{bc} = 14.2MPa ; σ_s = 348MPa ; h_n = 80 cm

$$\mu_u = \frac{M_{max}}{b \times d^2 \times f_{bc}} \quad ; \quad A_{CAL} = \frac{M_{max}}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$$

$\mu_u < \mu_l = 0.392$ ⟹ Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

sens	Zone	M (KN.m)	μ	OBS	β	A_{cal} cm^2/ml	Choix	e_p (cm)	A_{adp} (cm^2/ml)
Sens (x-x)	Appuis	212.45	0.038	SSA	0.981	7.97	*5HA16*	*10*	10.05
	Travées	116.15	0.020	SSA	0.990	4.32	*5HA14*	*10*	7.70
Sens (y-y)	Appuis	744.91	0.134	SSA	0.928	29.57	*5HA20 (filante) +5HA20 (chap.)*	*10*	31.40
	Travées	406.77	0.073	SSA	0.9625	15.56	*5 HA20*	*10*	15.70

Tableau VIII.3. : Ferraillage des nervures à L'ELU.

V.III. 7.2 : VÉRIFICATION À L'E.L.U :

➢ Vérification de la condition de non fragilité (BAEL91 mod 99 Art B.4.2.1) :

$$A_{adopteé} \geq A_{min} = \frac{0.23.b.d.f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 50 \times 87 \times 2.1}{400} = 4.70 cm^2/ml$$

Sens (x-x)

- A_a = 10.05 cm^2/ml > A_{min} = 4.70 cm^2/ml ⟹ Condition vérifiée
- A_t = 7.70 cm^2/ml > A_{min} = 4.70 cm^2/ml ⟹ Condition vérifiée

Sens (y-y)

- A_a = 31.40 cm^2/ml > A_{min} = 4.70cm^2/ml ⟹ Condition vérifiée
- A_t = 15.70 cm^2/ml > A_{min} = 4.70 cm^2/ml ⟹ Condition vérifiée

➢ Espacement des armatures transversales :

D'après le RPA99, les armatures transversales ne doivent pas dépasser la valeur de :

- **En zone nodale :**

$$S_t \leq \min\left\{\frac{h}{4}; 12\phi_L\right\} = \left\{\frac{80}{4}; 12\times 2\right\} = 20 \text{ cm} \Longrightarrow \quad \text{Soit: } \mathbf{S_t = 15cm}.$$

- **En zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{80}{2} = 40 \text{ cm} \Longrightarrow \quad \text{Soit: } \mathbf{S_t = 20\ cm.}$$

➢ Armatures transversales minimales :

$$\emptyset \leq \min\left(\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \emptyset_L\right) = \min\left(\frac{800}{35}, \frac{500}{10}, 20\right) = 20 \text{ mm} \Longrightarrow \text{Soit : } \emptyset_L = 10 \text{ mm}$$

En zone nodale **:** $A_t^{min} = 0{,}003 \times S_t \times b = 0{,}003 \times 15 \times 50 = 2{,}25 \text{ cm}^2$

En zone courante **:** $A_t^{min} = 0{,}003 \times S_t \times b = 0{,}003 \times 20 \times 50 = 3 \text{ cm}^2$

Soit : $A_t = 6HA10 = 4{,}71 \text{ cm}^2$

➢ Vérification de la contrainte de cisaillement (Art 5.1.1 BAEL 91 mod 99) :

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b.d} \leq \overline{\tau_u} = \min\left\{\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa\right\} = 2{,}5 \text{ MPA.}$$

Avec : T_u^{max}: Effort tranchant max à l'ELU.

➢ Sens longitudinal « X-X » :

$$\tau_u = \frac{T_{ux}^{max}}{b.d} = \frac{304.15.10^3}{500.780} = 0.77MPa \leq \overline{\tau_u} = 2.5 \text{ MPa} \Longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➢ Sens transversal « Y-Y » :

$$\tau_u = \frac{T_{ux}^{max}}{b.d} = \frac{945.18.10^3}{500.780} = 2.42 \text{ MPa} \leq \overline{\tau_u} = 2.5 \text{ MPa} \Longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

V.III. 7.3 : VÉRIFICATION À L'ELS :

Vérification des contraintes dans le béton et l'acier :

➡ Vérification des contraintes dans le béton :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times fc_{28} = 15MPa$$

On détermine $\begin{cases} \rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b_0 \times d} \\ \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 . d A_{st}} \\ \sigma_b = \frac{\sigma_s}{K_1} \end{cases}$

➡ **Vérification des contraintes dans les aciers :**

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma} = 348\ MPa$$

Les résultats sont résumés sur le tableau ci-dessous :

Sens	Zone	M_s (KN.m)	A (cm^2) (ELU)	ρ_1	K_1	β_1	σ_s [MPa]	σ_{bc} [MPa]	OBS
(x-x)	Appuis	212.45	10.05	0.257	47.50	0.920	294.58	6.20	vérifié
	Travées	-116.15	7.70	0.197	55.42	0.929	208.17	3.75	vérifié
(y-y)	Appuis	744.91	31.16	0.661	27.02	0.882	347.88	12.87	vérifié
	Travées	-406.77	16.59	0.333	40.56	0.910	345.43	8.51	vérifié

V.III. 8 : FERRAILLAGE DE DÉBORD :

Le débord est assimilé à une console soumise à une Charge uniformément repartie. Le calcul se fera pour une bande de 1 mètre de largeur.

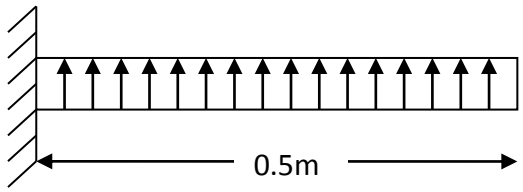


Fig.VIII.20 : schéma statique de débord

V.III. 8 .1: SOLLICITATION DE CALCUL :

A L'ELU : $\begin{cases} q_u = 80.78\ [KN/m^2] \\ M_u = \frac{q_u \times l^2}{2} = \frac{80.78 \times 0{,}5^2}{2} = 10.10\ [KN.m] \end{cases}$

A L'ELS: $\begin{cases} q_s = 37.67 [KN/m^2] \\ M_s = \frac{q_s \times l^2}{2} = \frac{37.67 \times 0{,}5^2}{2} = 4.71\ [KN.m] \end{cases}$

V.III. 8 .2: CALCUL DES ARMATURES A L'ELU :

b = 1 [m] ; d = 28 [cm] ;f_{bc} = 14,2 [MPa] ; σ_s = 348 [MPa]

$$\mu=\frac{M_U}{b\times d^2\times f_{bu}} \Longrightarrow \mu=\frac{10.10\times10^6}{1000\times280^2\times14.2}=0.010$$

$\mu < \mu_r$ =0,392 ⟹ SSA ⟹ Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

μ_u = 0,010 ⟹ β= 0,995

$$A_U=\frac{M_U}{\beta\times d\times\sigma_{st}}=\frac{10.10\times10^6}{0.995\times280\times348}=1.04cm^2$$

Soit : 4HA12= 4,52 cm² /ml avec : S_t= 25 cm

V.III. 8 .3: VÉRIFICATION À L'ELU :

$$A_{min}=\frac{0{,}23\times b\times d\times f_{t28}}{f_e}=\frac{0{,}23\times100\times28\times2{,}1}{400}=3.38\ [cm^2]$$

$A_u = 4{,}52\ [cm^2] > A_{min} = 3.38\ cm$ ⟹ Condition vérifiée.

V.III. 8 .4: ARMATURE DE RÉPARTITION :

$$A_r=\frac{A_u}{4}=\frac{4{,}52}{4}=1{,}13cm^2$$

Soit : 2HA12= 2,26 cm² avec : S_t= 20cm

V.III. 8 .5: VÉRIFICATION À L'ELS :

$$\rho_1=\frac{100.A_u}{b.d}=\frac{100\times4{,}52}{100\times28}=0{,}163$$

ρ_1 = 0,163 ⟹ β_1 = 0,934 ⟹ $K=\frac{1}{K_1}=\frac{1}{60.76}=0{,}016$

$$\sigma_{st}=\frac{M_s}{A_t\times\beta\times d}=\frac{4.72\times10^6}{452\times0.934\times280}=39.84MPa$$

$$\sigma_{bc}=\frac{\sigma_s}{K_1}=\frac{39.84}{60.76}=0.65MPa$$

σ_{bc} = 0.65 MPa ≤ σ_{bc} = 15 MPa ⟹ Condition vérifiée.

CONCLUSION :

La section d'armatures du radier est supérieure à celle du débord.

$A_{radier} > A_{débord} \Rightarrow$ Le ferraillage du débord sera la continuité de celui du radier (le prolongement des barres des poutres et de la dalle au niveau des appuis).

Conclusion-Générale

Au cours de notre projet de fin d'étude, on a pu apprendre toute la démarche à mettre en place sur un projet concret passant par la modélisation sous ETABS.

Les conclusions auxquelles a abouti le présent travail, sont illustrées dans les points suivantes:

-cette étude nous a permis d'enrichir les connaissances acquises le long de notre cursus, et d'en faire un certain nombre de conclusions, parmi celle-ci, on a pu retenir ce qui suit:

-la modélisations numériques doit autant que possible englober tous les éléments de la structure(secondaires soient ils ou principaux) ceci permet d'avoir un comportement proche du réel.

-le choix de la disposition des voiles de contreventement, entête un rôle déterminant dans le comportement de la structure a ne pas négliger additionné à la réduction des efforts internes de flexion et de cisaillement au niveau des poteaux.

-la forme irrégulière et l'aspect architectural sont des facteurs qui peuvent rendre complexe le travail de l'ingénieur.

-outre la résistance, l'aspect économique est un point très important, susceptible d'etre concrétisé au niveau des éléments résistant, à travers le choix des sections (béton et acier), toute en restant conforme aux règlements adéquat.

En dernier, on peut dire que ce travail nous a permis de bien mettre en pratique nos connaissances acquises durant notre formation de master en génie civil ainsi que leurs élargissement, chose qui nous aidera plus tard dans la vie professionnelle.

Espérons aussi que ce modeste travail va être d'un grand apport pour les prochaines promotions.

BIBLIOGRAPHIE

RÈGLEMENTS :

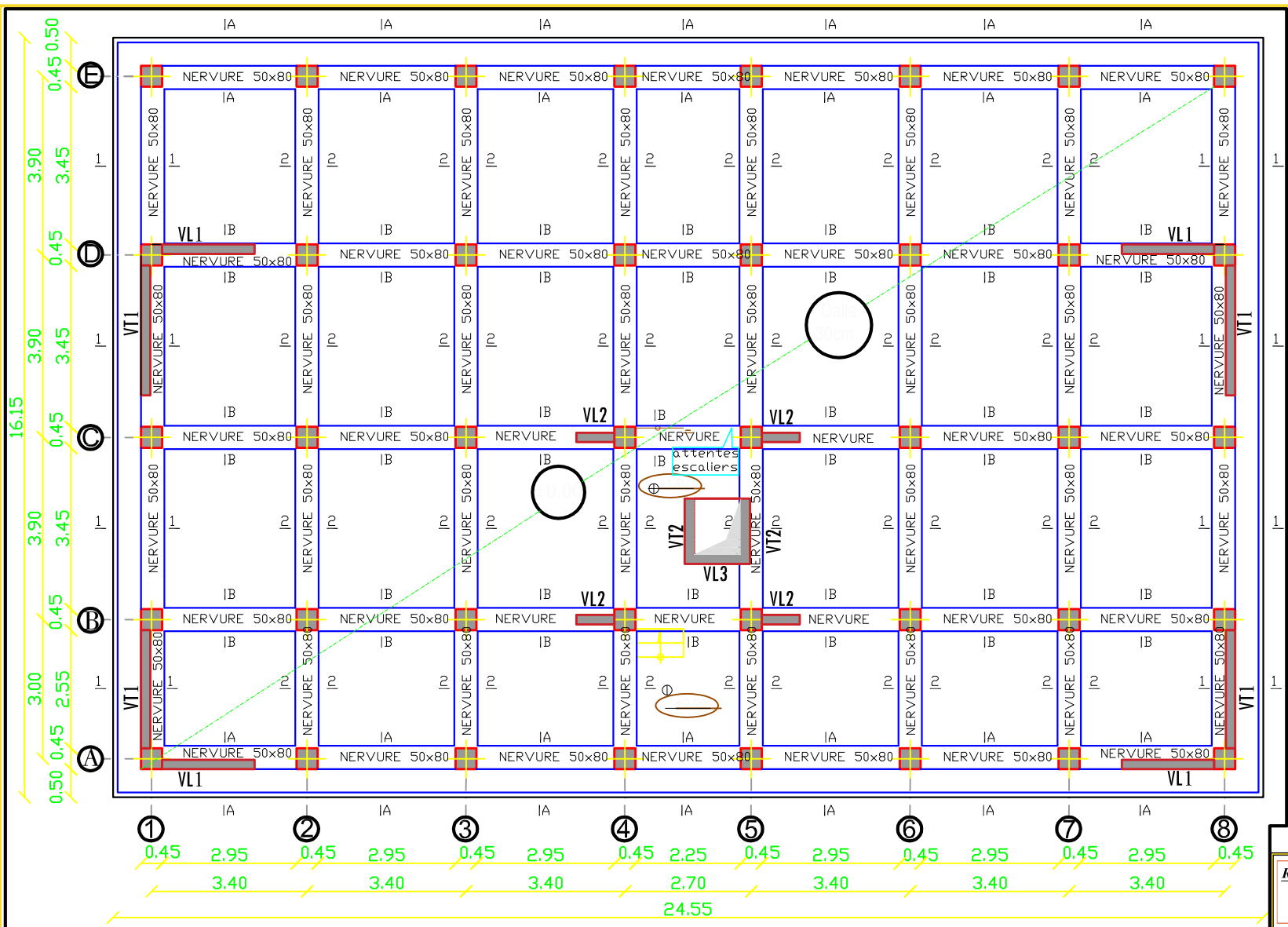
- Règles parasismiques Algériennes RPA 99/ version 2003.
- BAEL 91 règles techniques de conception et de calcul des ouvrages de construction en béton armé suivant la méthode des états limites.
- Béton armé « BAEL 91 modifié 99 et DTU associés (Jean- Pierre Mougin).
- Document technique réglementaire (DTR B.C 2.2) : Charge permanentes et charges d'exploitation.

LOGICIELS :

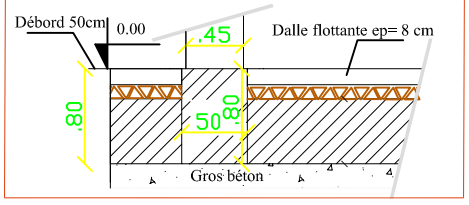
- Logiciel ETABS 9.6.0.
- Logiciel de ferraillage SOCOTEC.
- EXCEL 2007.
- WORD 2007.
- AUTOCAD 2015.

OUVRAGE :

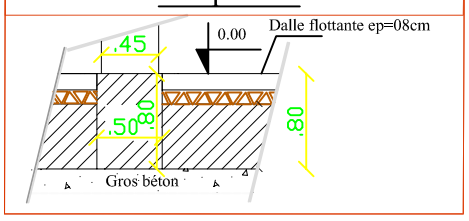
- Formulaire du béton armé de (Tomes 1et 2 Victor DAVIDOVICI).
- Les abaques de PIGEAUD.
- Formulaire de RDM youde xiong.
- Mémoire de fin d'étude des promotions précédentes.



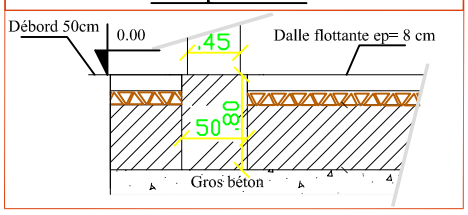
Coupe 1-1



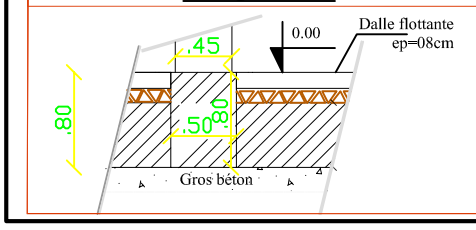
Coupe 2-2



Coupe A-A



Coupe B-B



Zone:(I)

- Poteaux: (45X45)
- Nervure :(50X80)
- Débord :50Cm
- Dalle flottante: ep=8cm
- Dalle de radier: ep=30cm

PLAN DE FONDATIONS
NIV:+0.00
REZ-DE-CHAUSSÉE

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

Titre : plan de fondations (RADIER) niv:+0.00

Plan N°: **01**

Date: Septembre 2018

Etudié par :

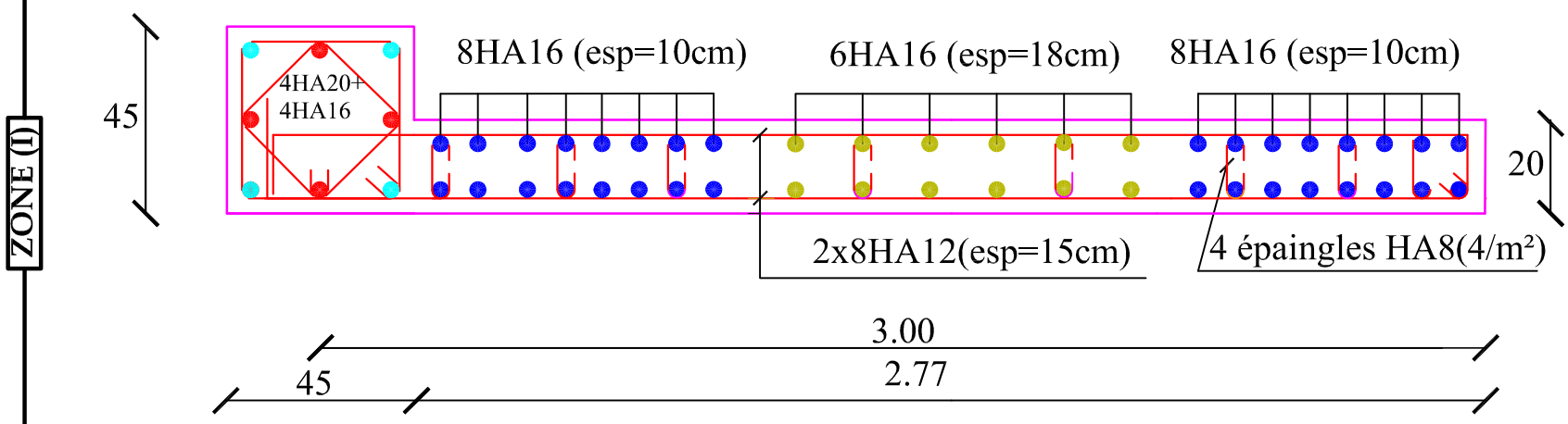
-M^elle HAD ZIANE Nacera

-M^elle FERHAT Dyhia

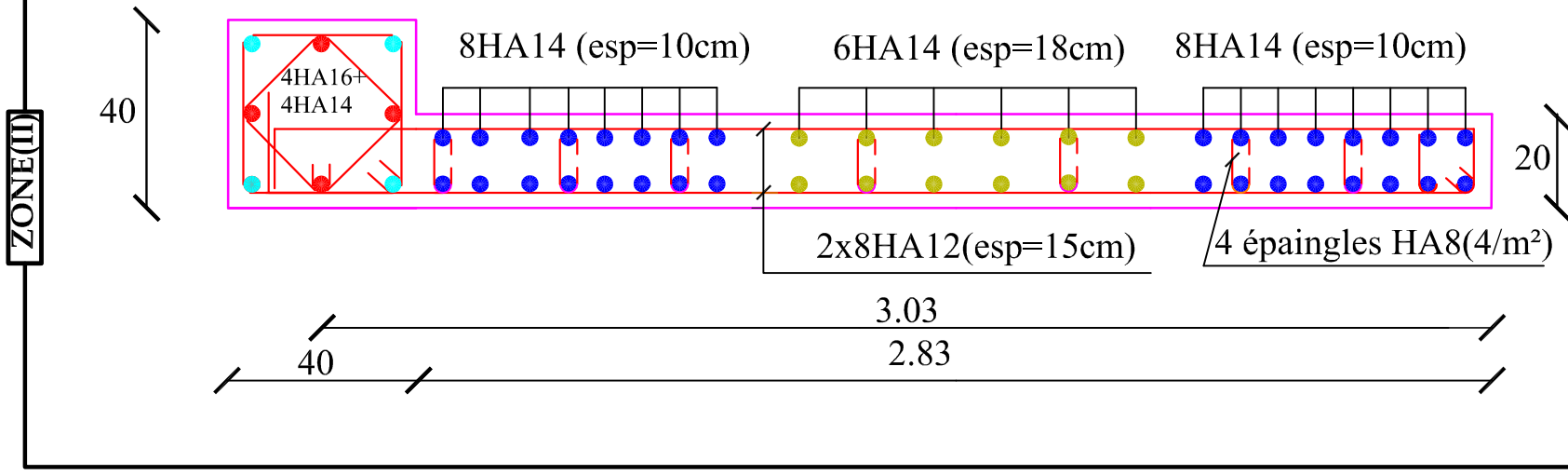
Dirigé par :

-M^r MANSOURI .A

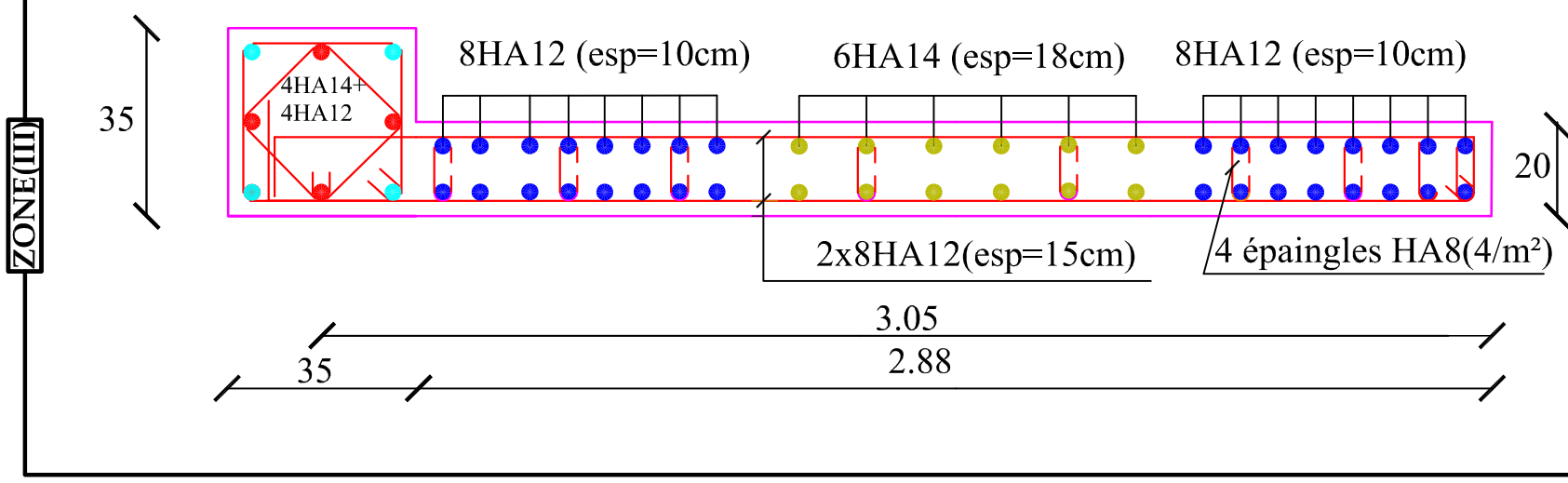
Voile Transversal:TV1



Voile Transversal:TV1



Voile Transversal:TV1



FERRAILLAGE DE VOILE TRANSVERSAL : TV1

Pour les: Zone (I) ,Zone (II) et Zone (III)

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

Titre : ferraillage de Voile Transversal 01

Plan N°: ***11***

Date: *Septembre 2018*

Etudié par :

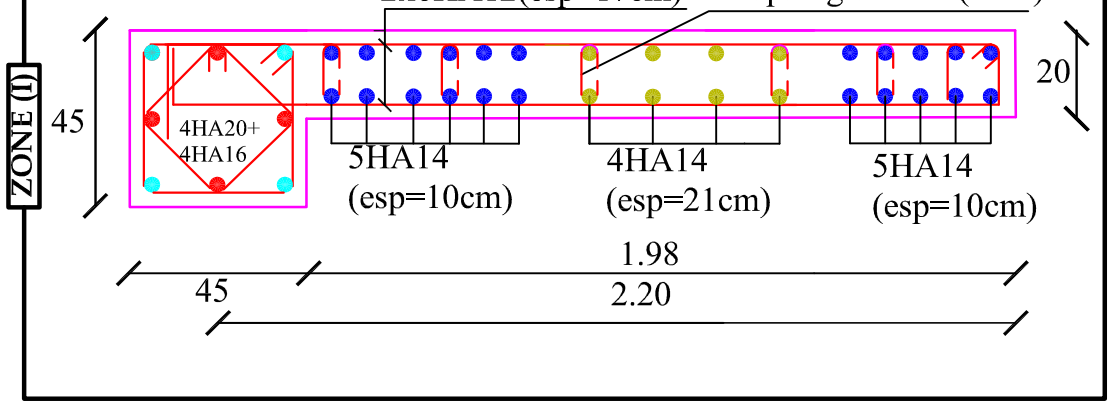
-M^elle HAD ZIANE Nacera

-M^elle FERHAT Dyhia

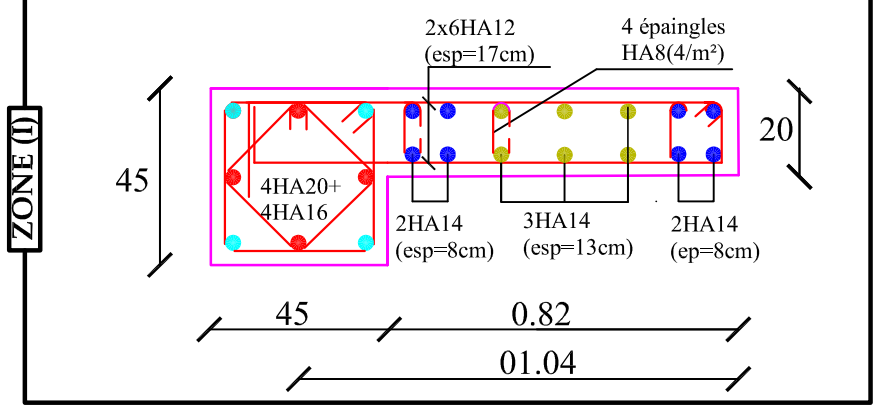
Dirigé par :

-M^r MANSOURI .A

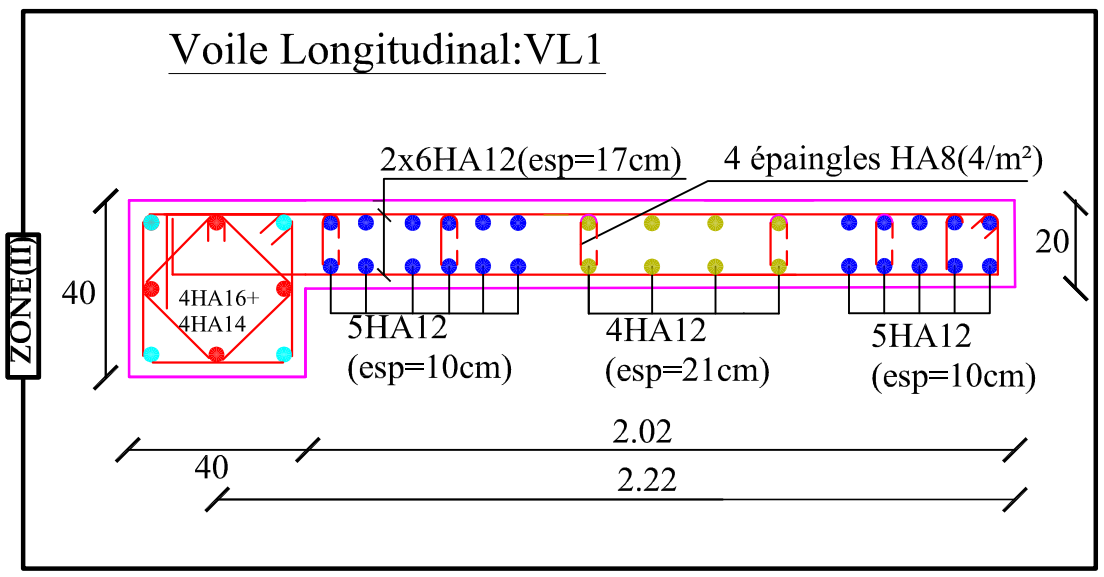
Voile Longitudinal:VL1



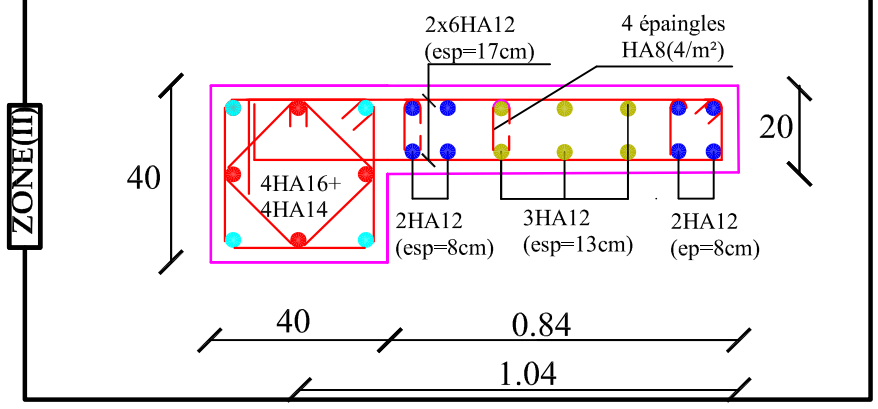
Voile Longitudinal:VL2



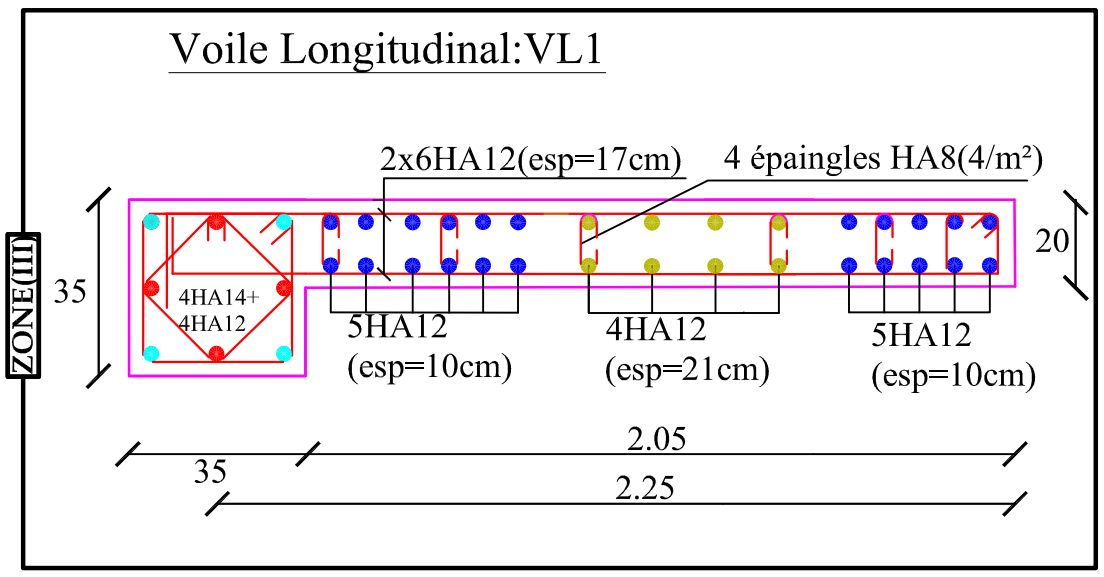
Voile Longitudinal:VL1



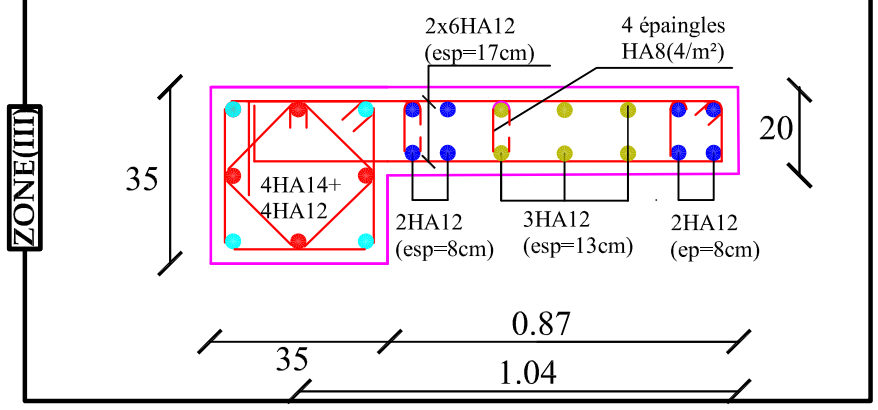
Voile Longitudinal:VL2



Voile Longitudinal:VL1



Voile Longitudinal:VL2



FERRAILLAGE DE VOILE LONGITUDINAL: VL1

Pour les: Zone (I) ,Zone (II) et Zone (III)

FERRAILLAGE DE VOILE LONGITUDINAL: VL2

Pour les: Zone (I) ,Zone (II) et Zone (III)

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

Titre : ferraillage de Voile Longitudinal 1 et 2

Plan N°: ***13***

Date: *Septembre 2018*

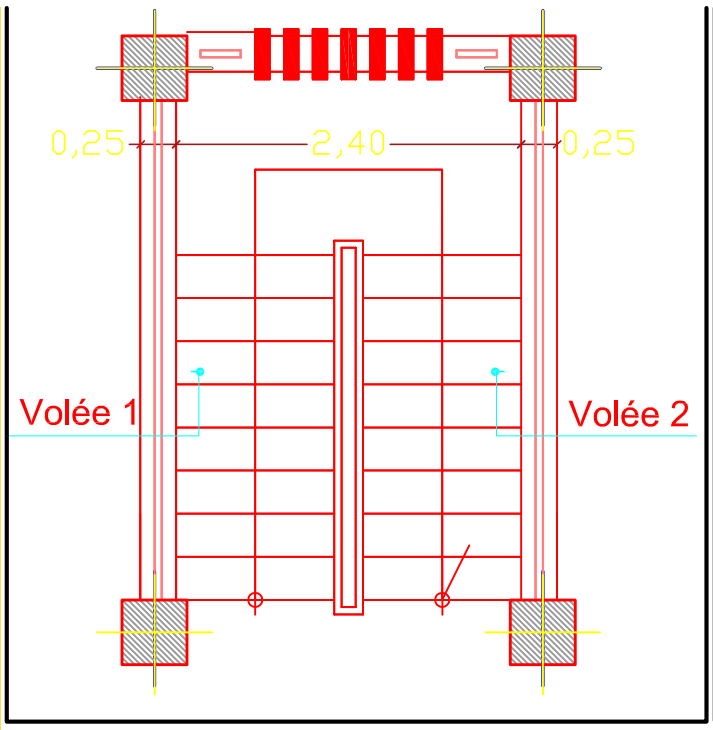
Etudié par :

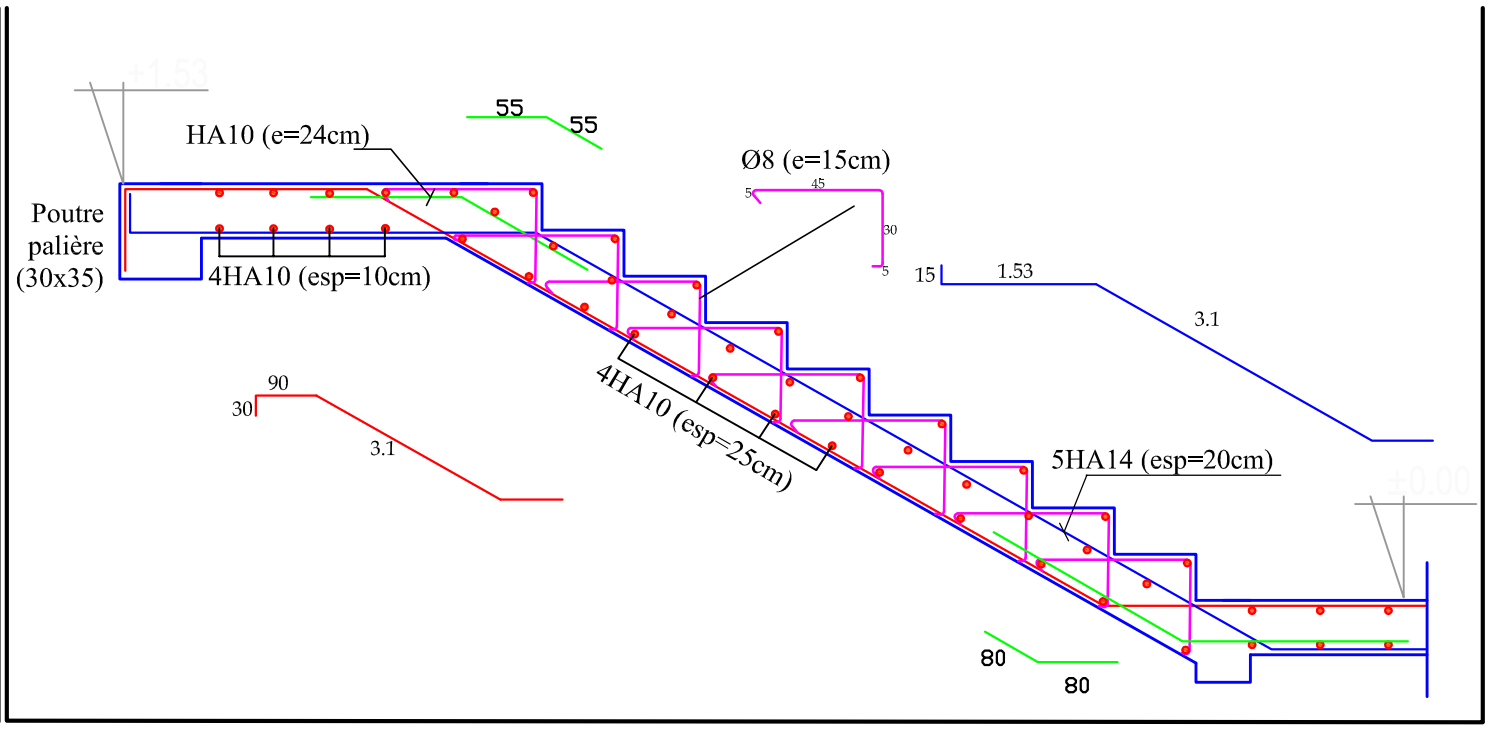
-M^elle HAD ZIANE Nacera

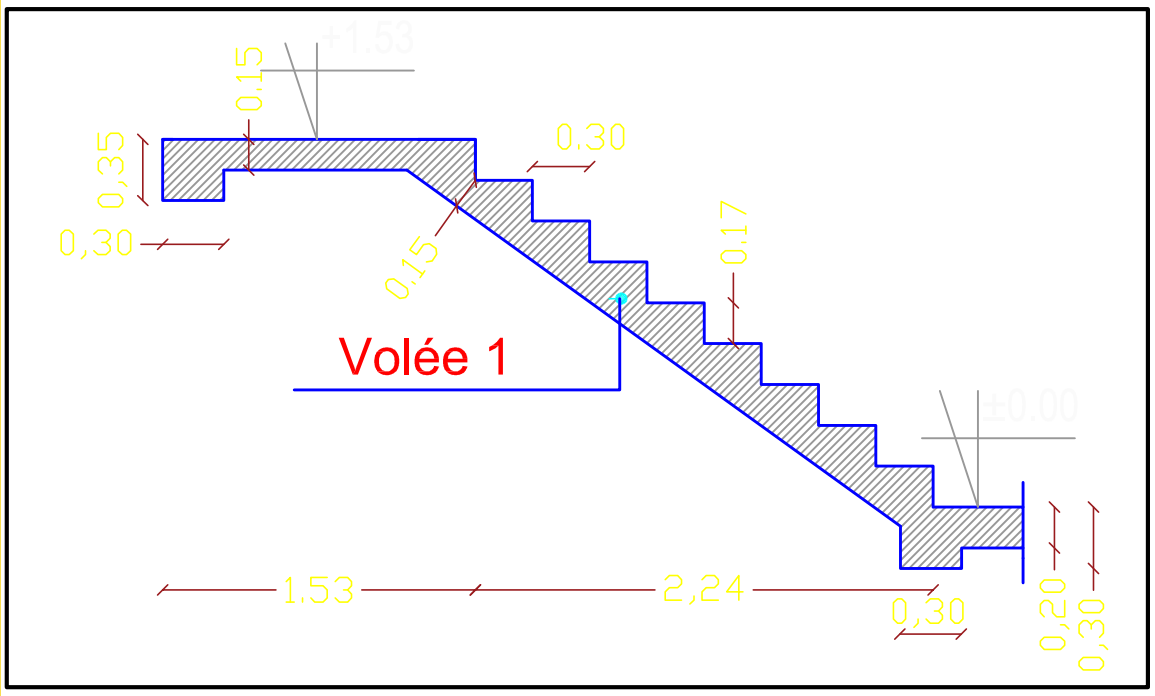
-M^elle FERHAT Dyhia

Dirigé par :

-M^r MANSOURI .A







COFFRAGE ET FERRAILLAGE DES ESCALIERS

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

Titre : coffrage et ferraillage desescaliers

Plan N°: **09**

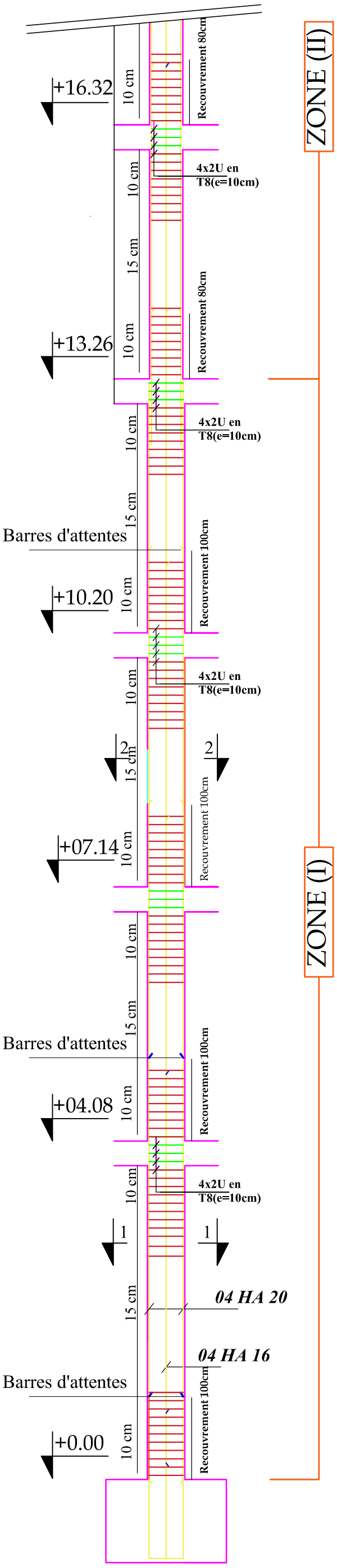
Date: Septembre 2018

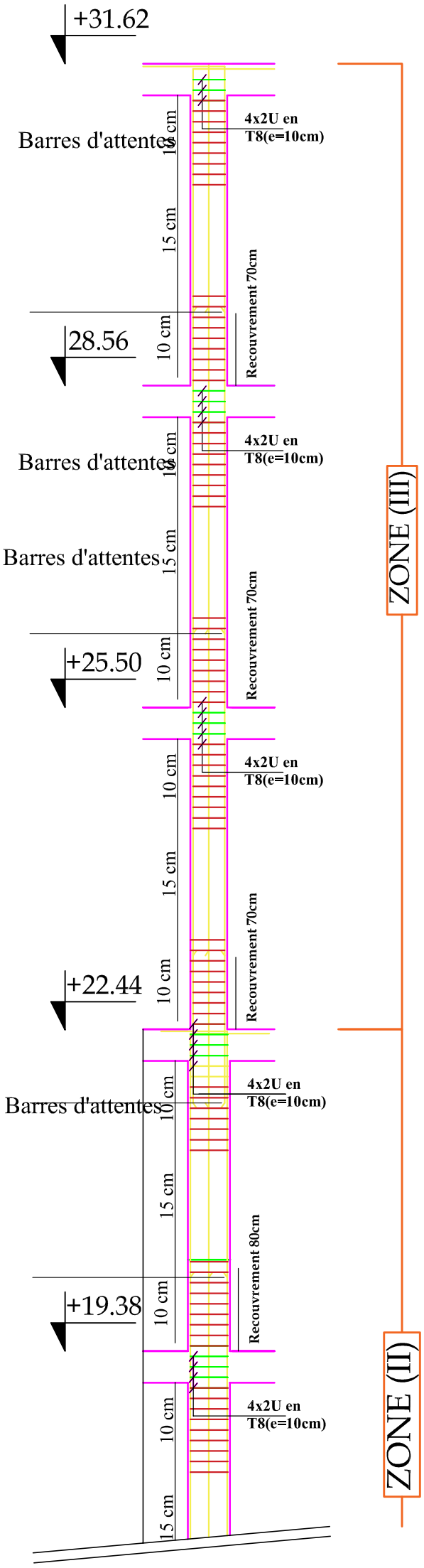
Etudié par :

- *M^elle HAD ZIANE Nacera*
- *M^elle FERHAT Dyhia*

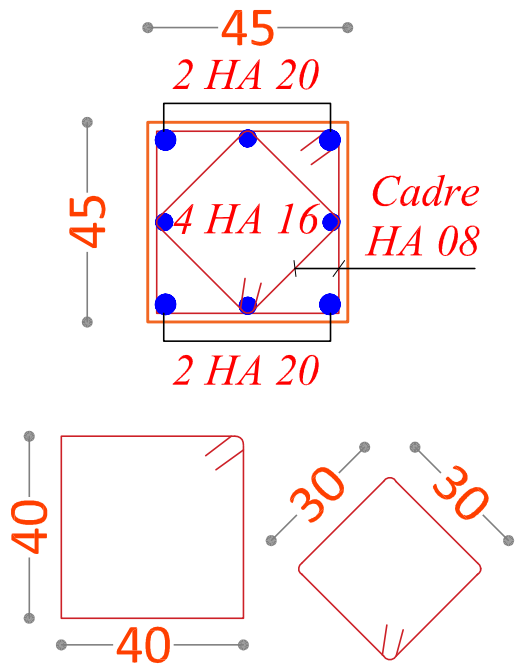
Dirigé par :

- *M^r MANSOURI .A*

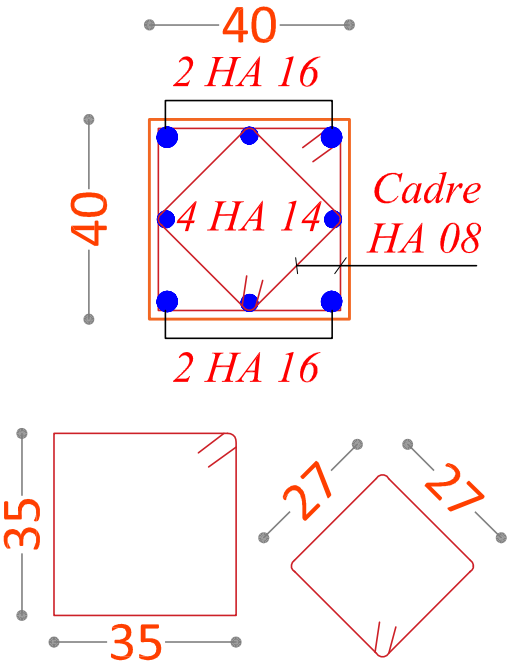




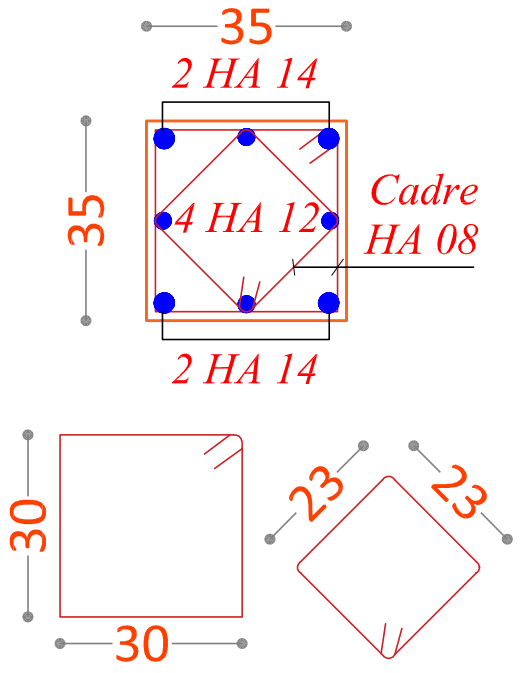
Coupe 1-1(zone I)



Coupe 2-2(zone II)



Coupe 3-3(zone III)



FERRAILLAGE DES POTEAUX

Pour les : Zone (I) ,Zone (II) et Zone (III)

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

Titre :

ferraillage des poteaux

Plan N°:06

Date:

Septembre 2018

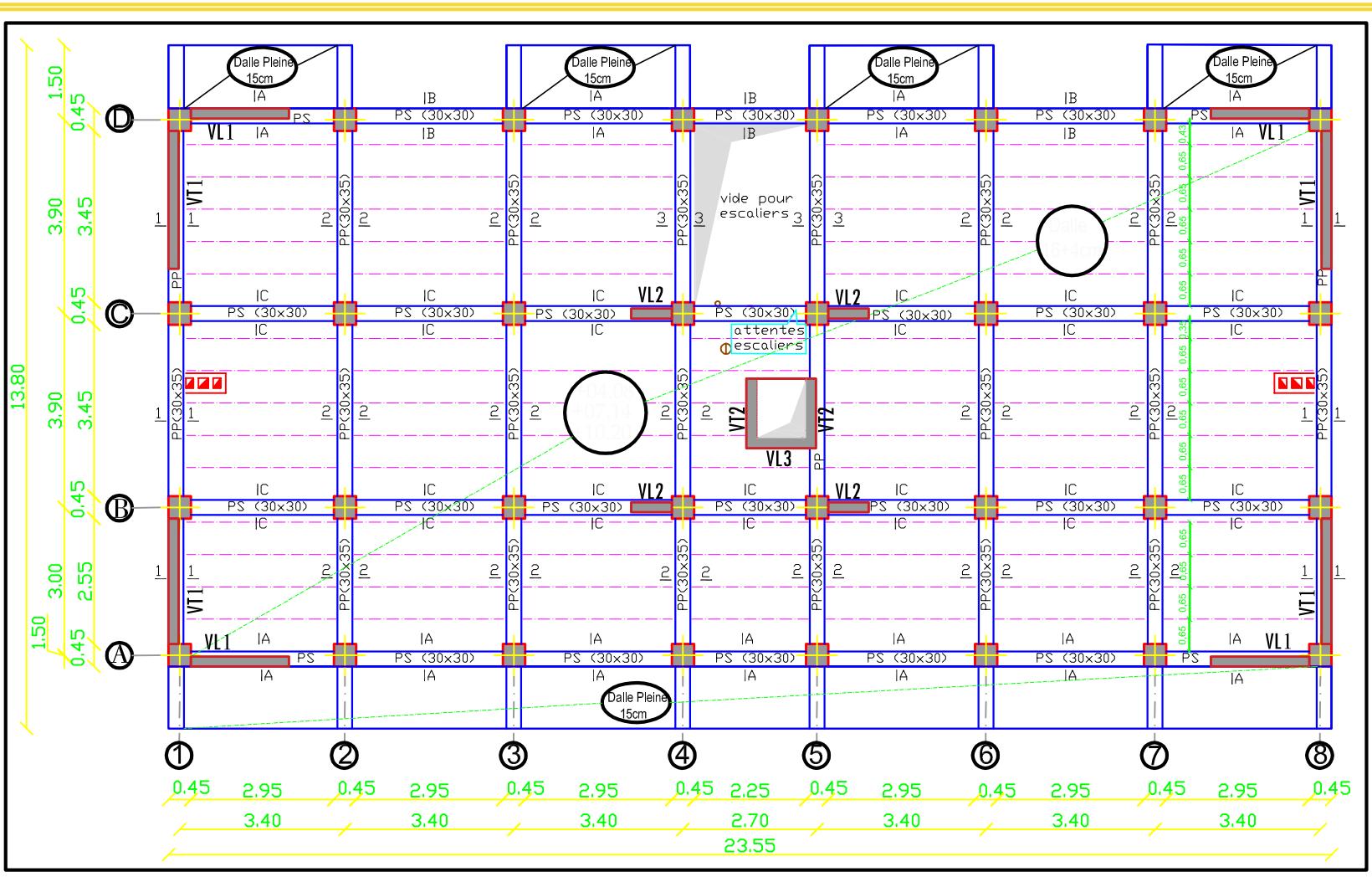
Etudié par :

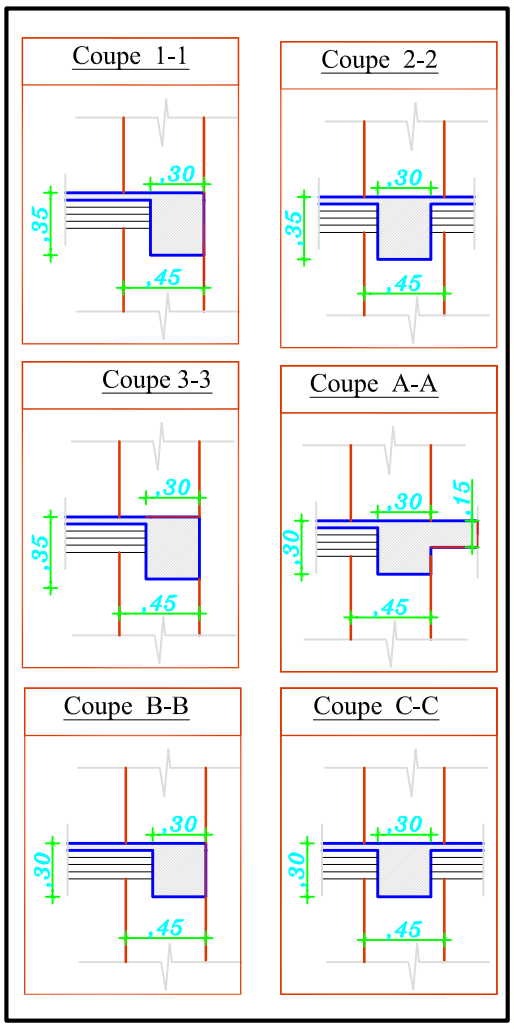
-M^elle HAD ZIANE Nacera

-M^elle FERHAT Dyhia

Dirigé par :

-M^r MANSOURI .A





Zone:(I)

- Poteaux: (45X45)
- Poutres principales:(30X35)
- Poutres secondaires:(30X30)
- Dalle: ep=20cm

PLAN DE COFFRAGE
NIV:+4.08 ,+07.14 et 10.20
(1er ETAGE ,2eme ETAGE ET 3eme ETAGE)

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

Titre : plan de coffrage niv:+4.08,+07.14 et 10.20m

Plan N°:03

Date: Septembre 2018

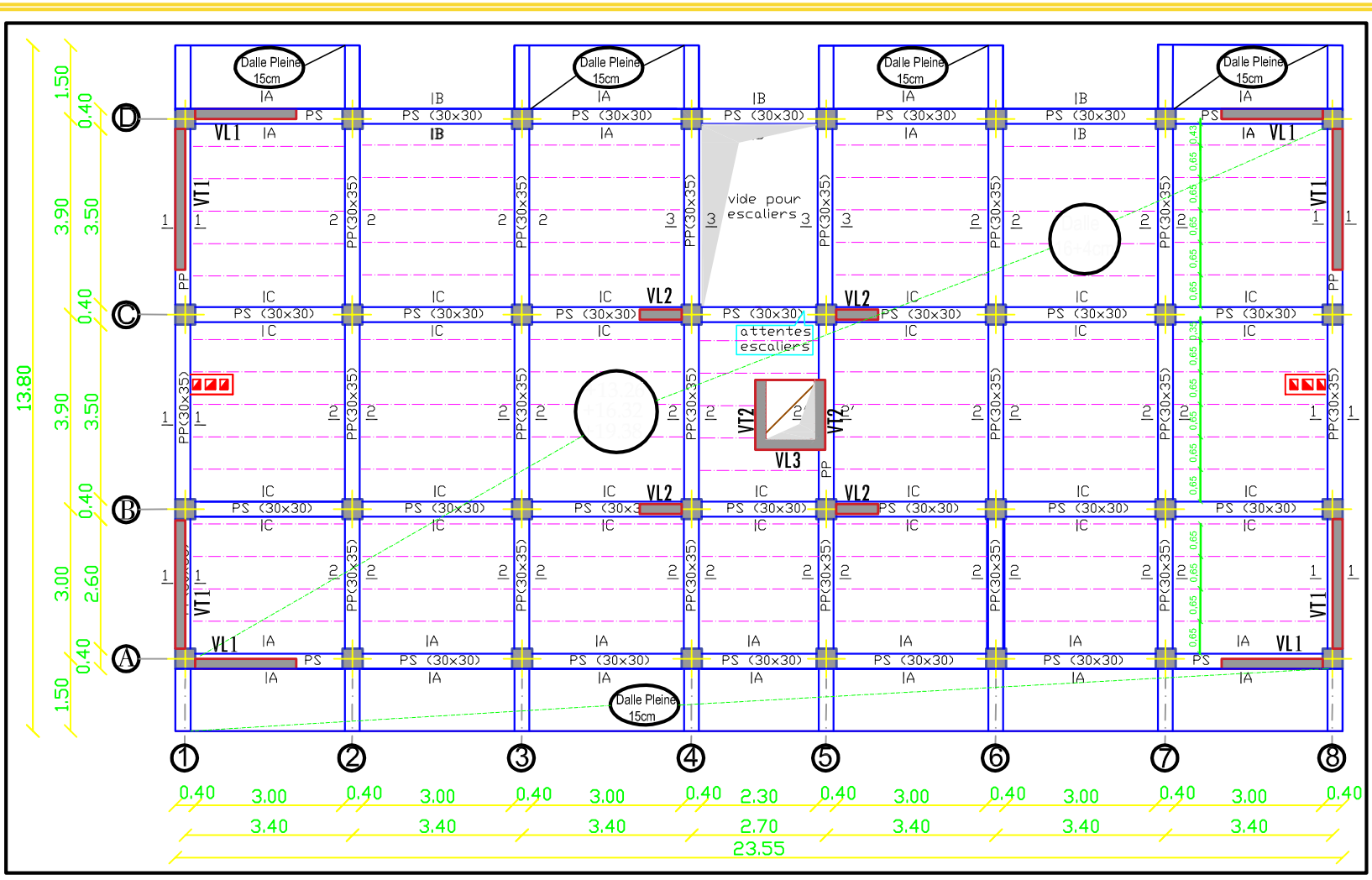
Etudié par :

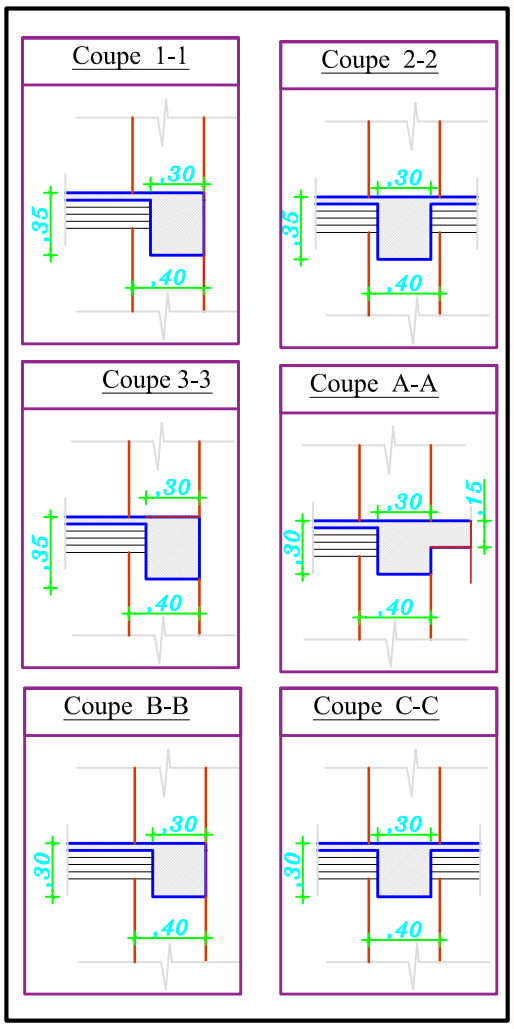
-Melle HAD ZIANE Nacera

-Melle FERHAT Dyhia

Dirigé par :

-Mr MANSOURI .A





Zone:(II)

- Poteaux: (40X40)
- Poutres principales:(30X35)
- Poutres secondaires:(30X30)
- Dalle: ep=20cm

PLAN DE COFFRAGE
NIV+13.26,+16.32 et 19.38
(4ème ETAGE ,5ème ETAGE ET 6ème ETAGE)

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

Titre : plan de coffrage niv:+13.26,+16.32 et 19.38m

Plan N°:04

Date: Septembre 2018

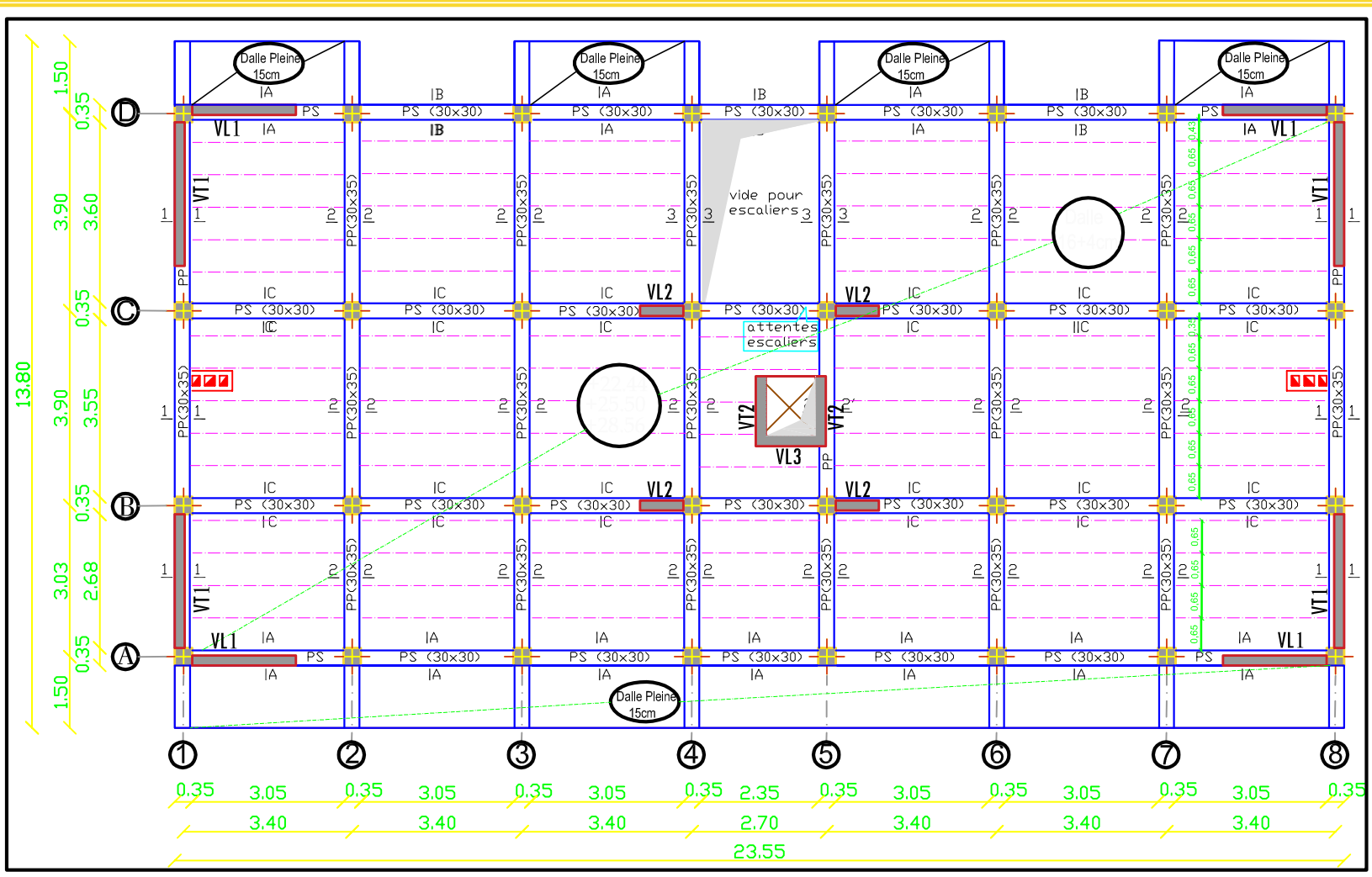
Etudié par :

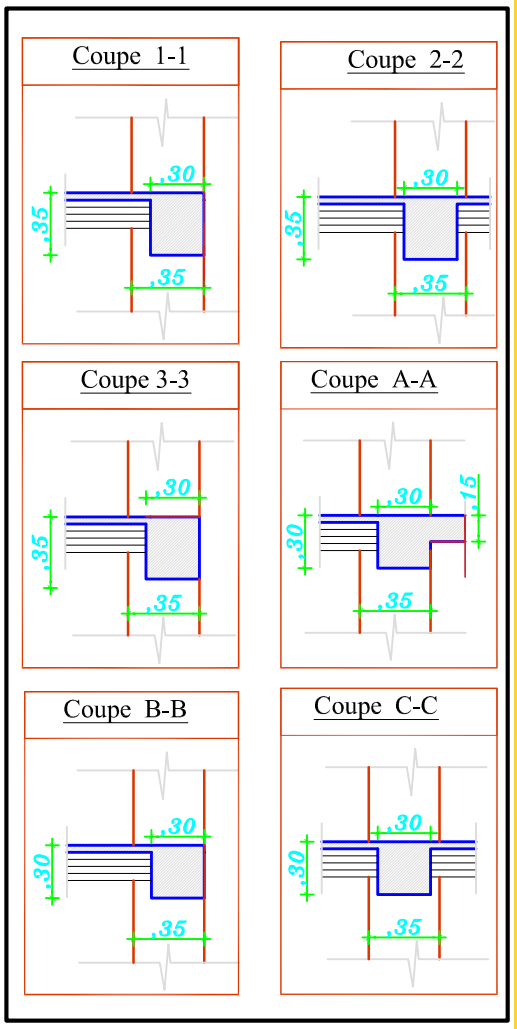
-Melle HAD ZIANE Nacera

-Melle FERHAT Dyhia

Dirigé par :

-Mr MANSOURI .A





Zone:(III)

- Poteaux: (35X35)
- Poutres principales:(30X35)
- Poutres secondaires:(30X30)
- Dalle: ep=20cm

PLAN DE COFFRAGE
NIV +22.44 ,+25.50 et 28.56
(7ème ETAGE ,8ème ETAGE ET 9ème ETAGE)

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

Titre : plan de coffrage niv:+22.44,+25.50 et 28.56m

Plan N°: **05**

Date: Septembre 2018

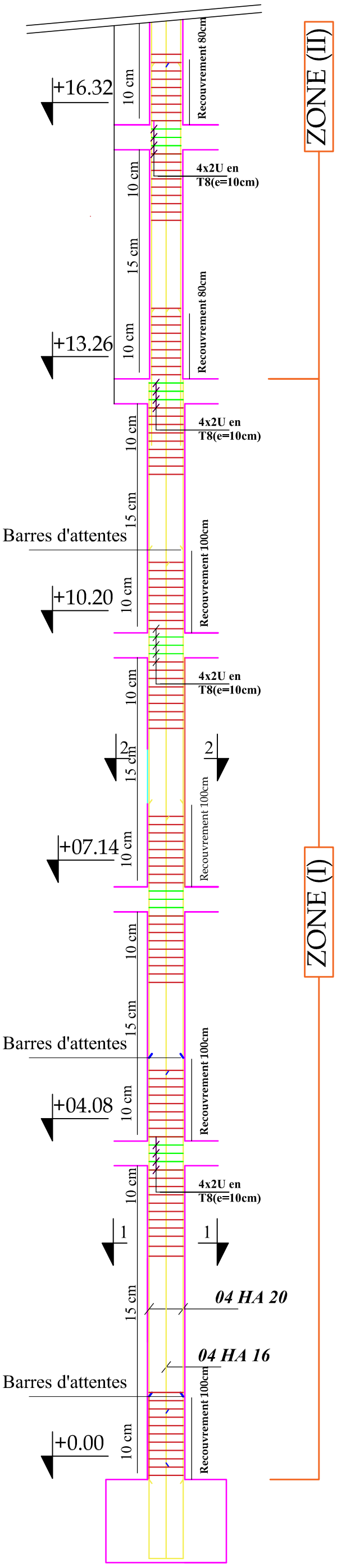
Etudié par :

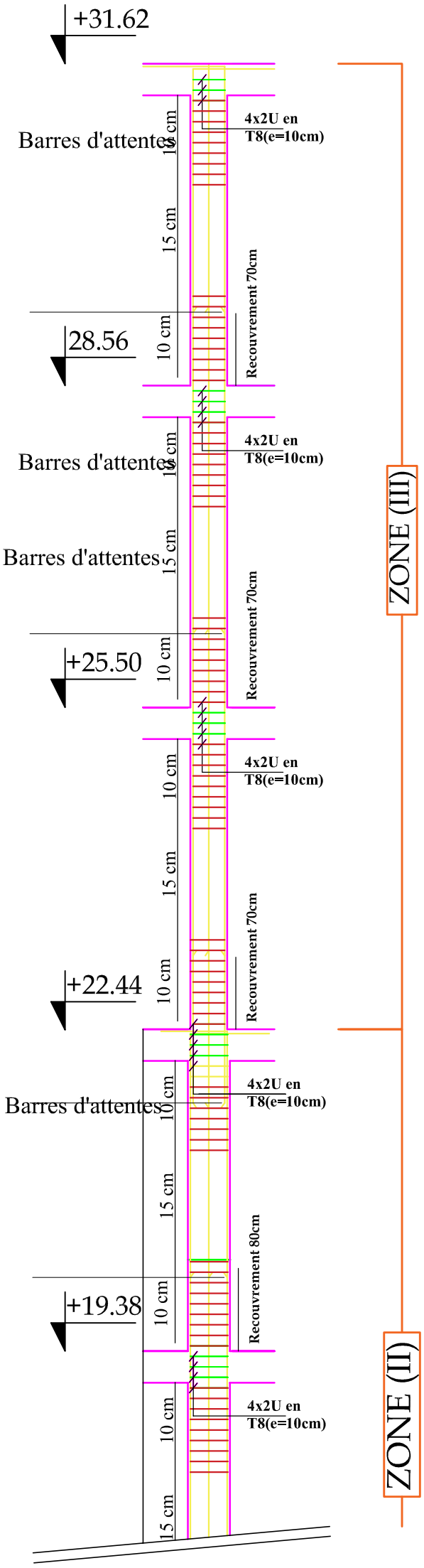
-M^elle HAD ZIANE Nacera

-M^elle FERHAT Dyhia

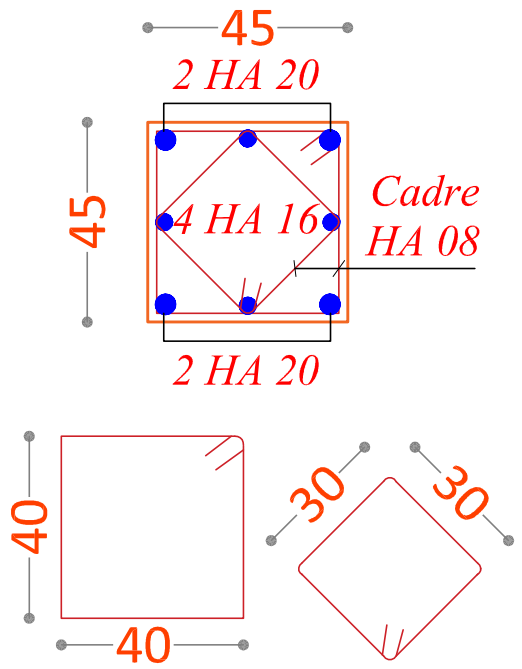
Dirigé par :

-M^r MANSOURI .A

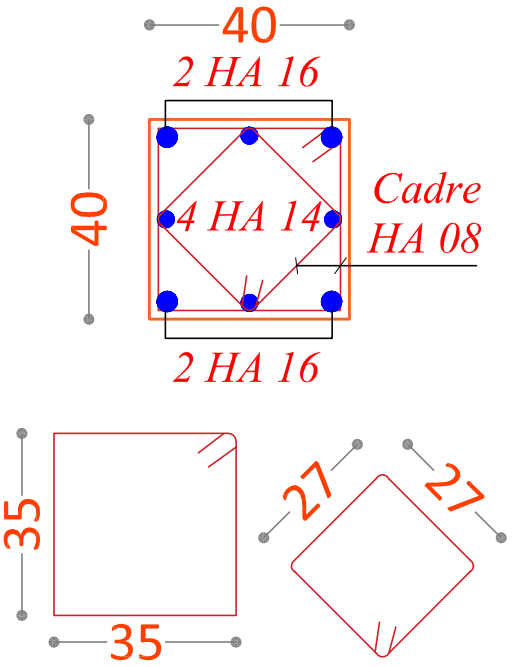




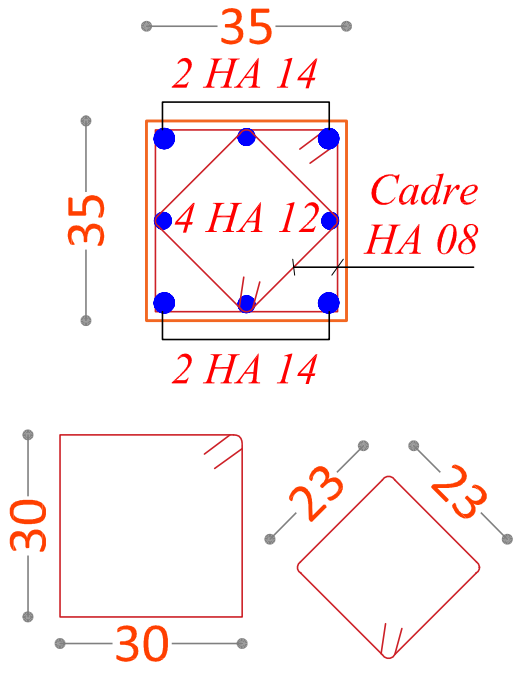
Coupe 1-1(zone I)



Coupe 2-2(zone II)



Coupe 3-3(zone III)



FERRAILLAGE DES POTEAUX

Pour les : Zone (I) ,Zone (II) et Zone (III)

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

Titre :

ferraillage des poteaux

Plan N°:06

Date:

Septembre 2018

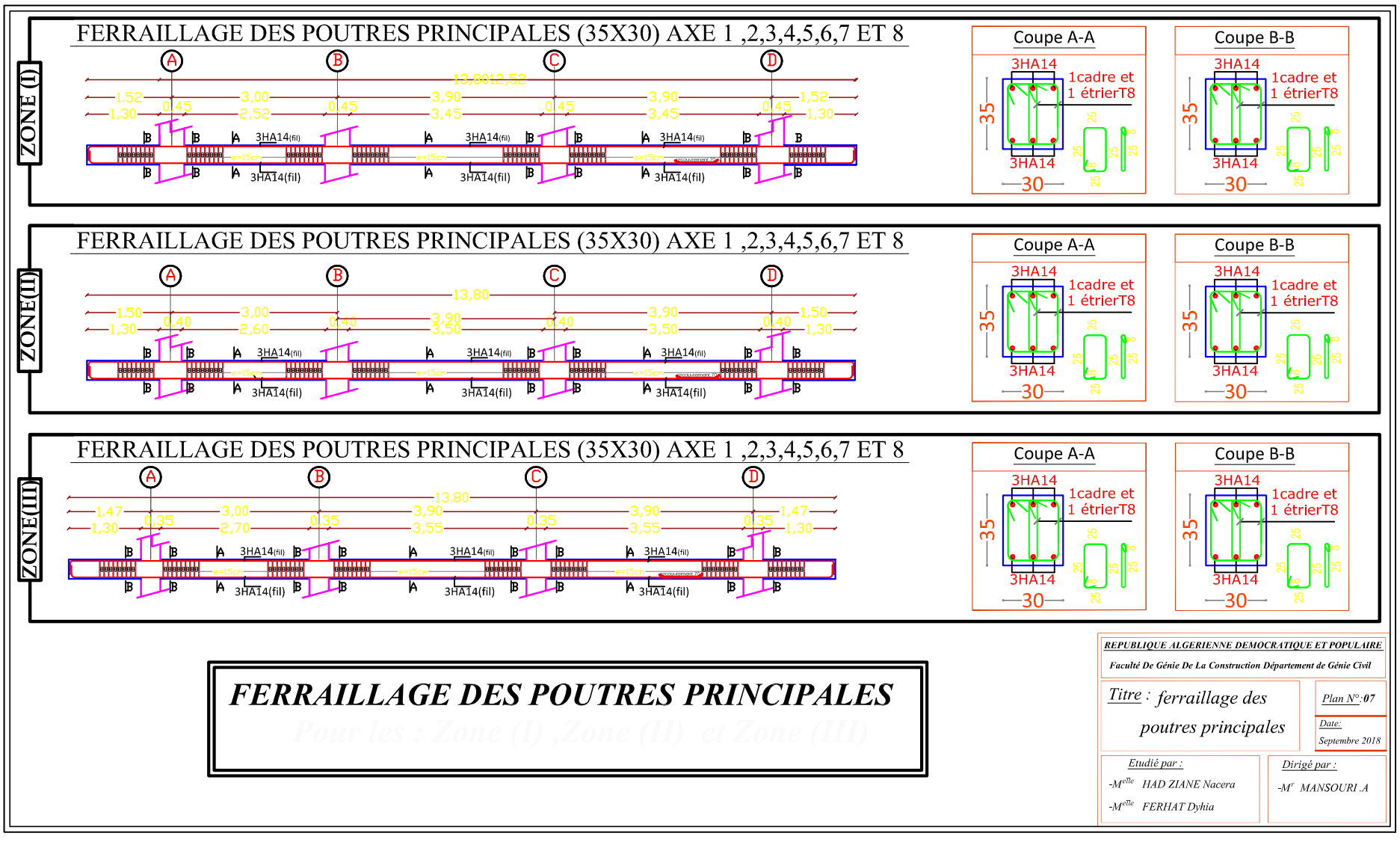
Etudié par :

-M^elle HAD ZIANE Nacera

-M^elle FERHAT Dyhia

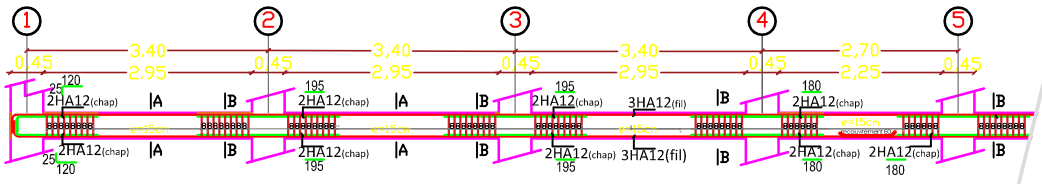
Dirigé par :

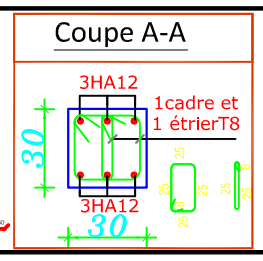
-M^r MANSOURI .A

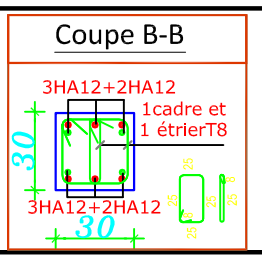

ZONE (I)
FERRAILLAGE DES POUTRES PRINCIPALES (35X30) AXE 1 ,2,3,4,5,6,7 ET 8
A
B
C
D
13,80
12,52
1,52
1,30
0,45
3,00
2,52
3,90
3,45
3HA14(fil)
e=15cm
Coupe A-A
Coupe B-B
3HA14
1cadre et
1 étrierT8
35
30
25
8
ZONE(II)
FERRAILLAGE DES POUTRES PRINCIPALES (35X30) AXE 1 ,2,3,4,5,6,7 ET 8
13,80
1,50
1,30
0,40
3,00
2,60
3,90
3,50
ZONE(III)
FERRAILLAGE DES POUTRES PRINCIPALES (35X30) AXE 1 ,2,3,4,5,6,7 ET 8
13,80
1,47
1,30
0,35
3,00
2,70
3,90
3,55
FERRAILLAGE DES POUTRES PRINCIPALES
Pour les : Zone (I) ,Zone (II) et Zone (III)
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil
Titre : ferraillage des poutres principales
Plan N°:07
Date:
Septembre 2018
Etudié par :
-Melle HAD ZIANE Nacera
-Melle FERHAT Dyhia
Dirigé par :
-Mr MANSOURI .A
29,7
14,85
25,00
50.00

ZONE (I)

Ferraillage des poutres secondaires (30X30)cm² files: A,B,C,D,E

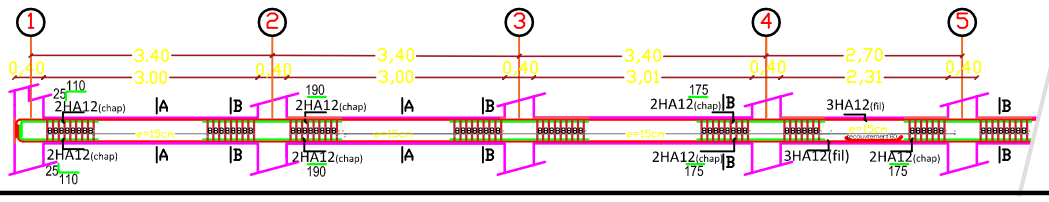


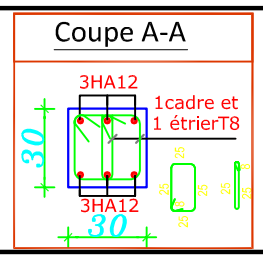


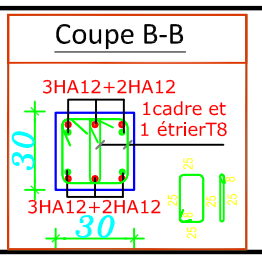


ZONE(II)

Ferraillage des poutres secondaires (30X30)cm² files: A,B,C,D,E

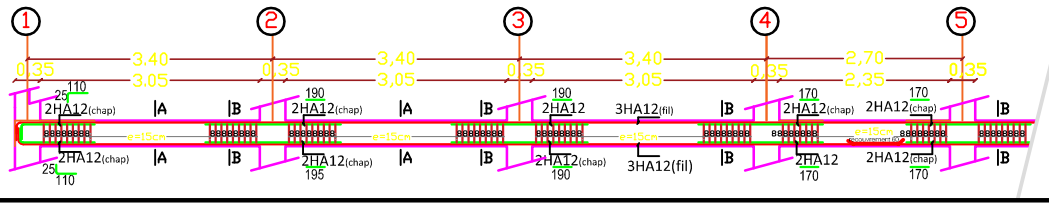


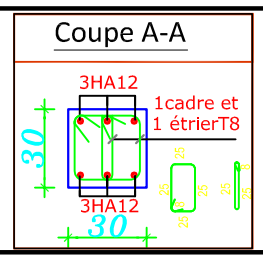


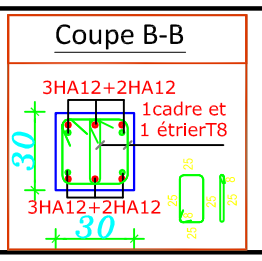


ZONE(III)

Ferraillage des poutres secondaires (30X30)cm² files: A,B,C,D,E







FERRAILLAGE DES POUTRES SECONDAIRES

Pour les: Zone (I) ,Zone (II) et Zone (III)

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

Titre : ferraillage des poutres secondaires

Plan N°: 08

Date: Septembre 2018

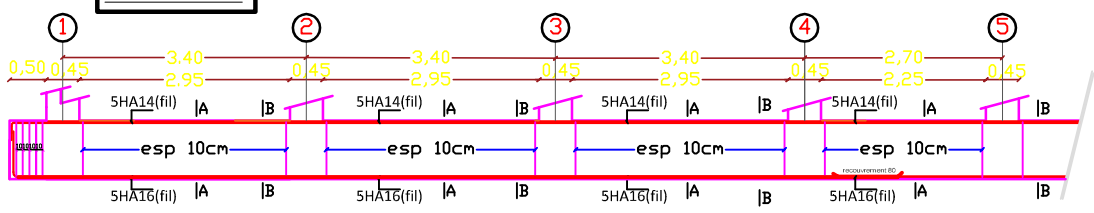
Etudié par :
-Melle HAD ZIANE Nacera
-Melle FERHAT Dyhia

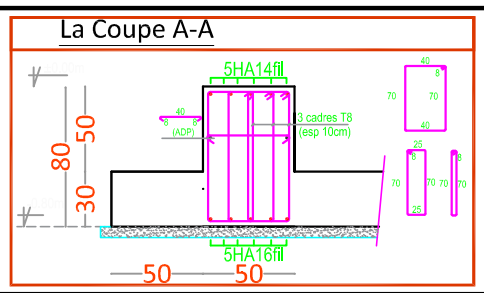
Dirigé par :
-Mr MANSOURI .A

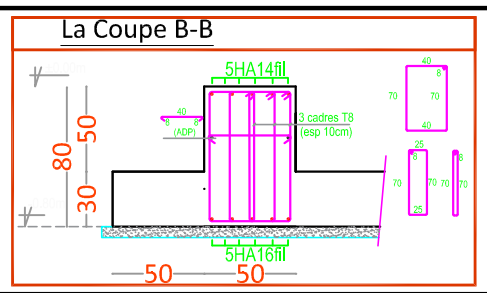
29,7
14,85
25,00
50,00

FERRAILLAGE DE LA NERVURE (50X80) :

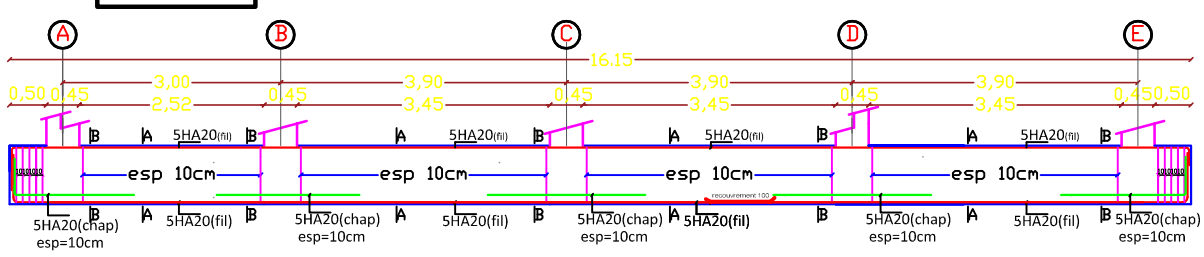
-Sens X-X

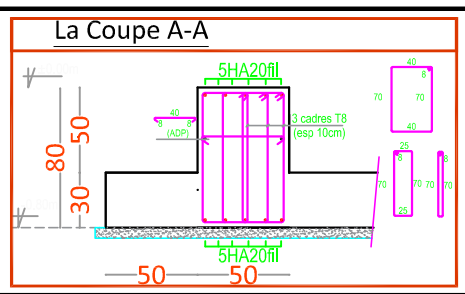


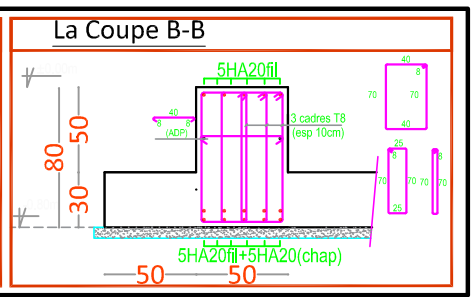




-Sens Y-Y

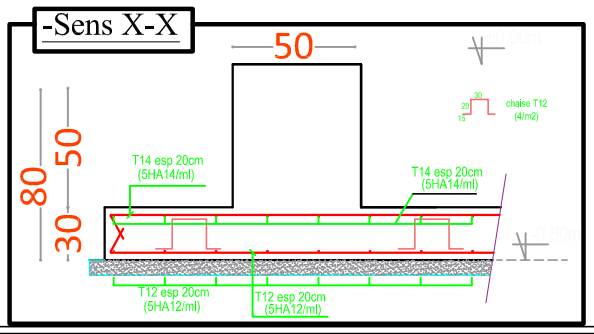




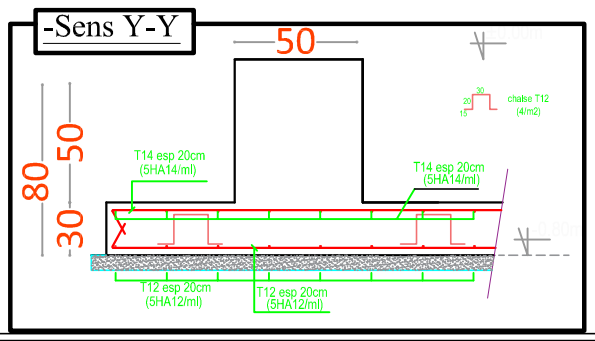


FERRAILLAGE DE LA DALLE DU RADIER EP=30cm:

-Sens X-X



-Sens Y-Y



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

Titre :

-ferraillage de la nervure

-ferraillage de la dalle du radier

Plan N°: **02**

Date: Septembre 2018

Etudié par :

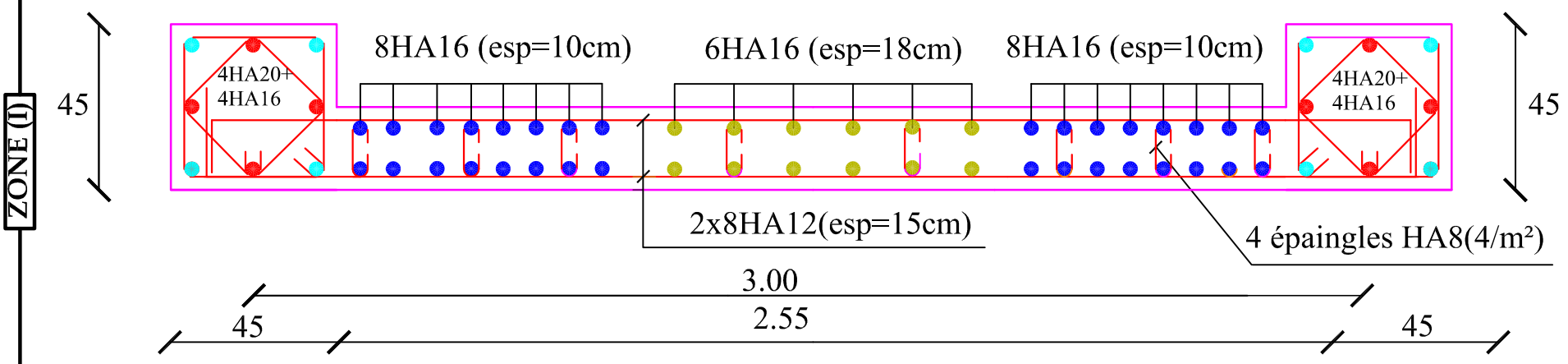
-M^elle HAD ZIANE Nacera

-M^elle FERHAT Dyhia

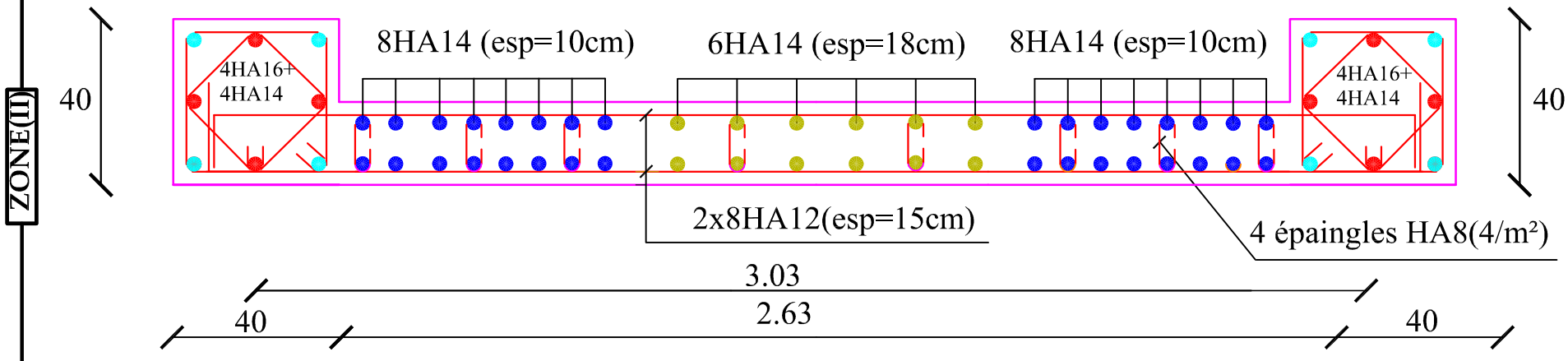
Dirigé par :

-M^r MANSOURI .A

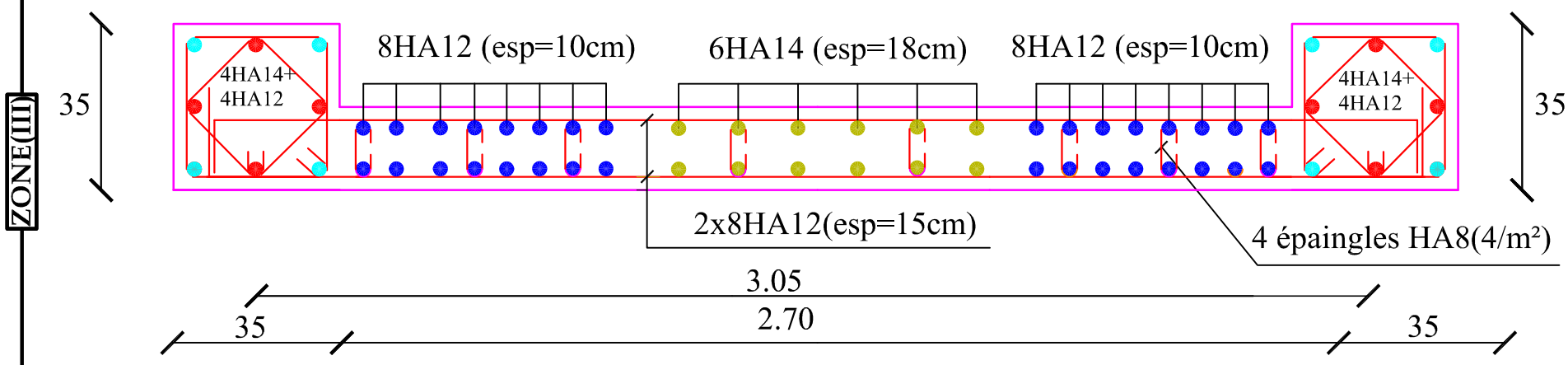
Voile Transversal:TV1'



Voile Transversal:TV1'



Voile Transversal:TV1'



FERRAILLAGE DE VOILE TRANSVERSAL : TV1'

Pour les: Zone (I) ,Zone (II) et Zone (III)

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

Titre : ferraillage de Voile Transversal 01'

Plan N°: ***12***

Date: *Septembre 2018*

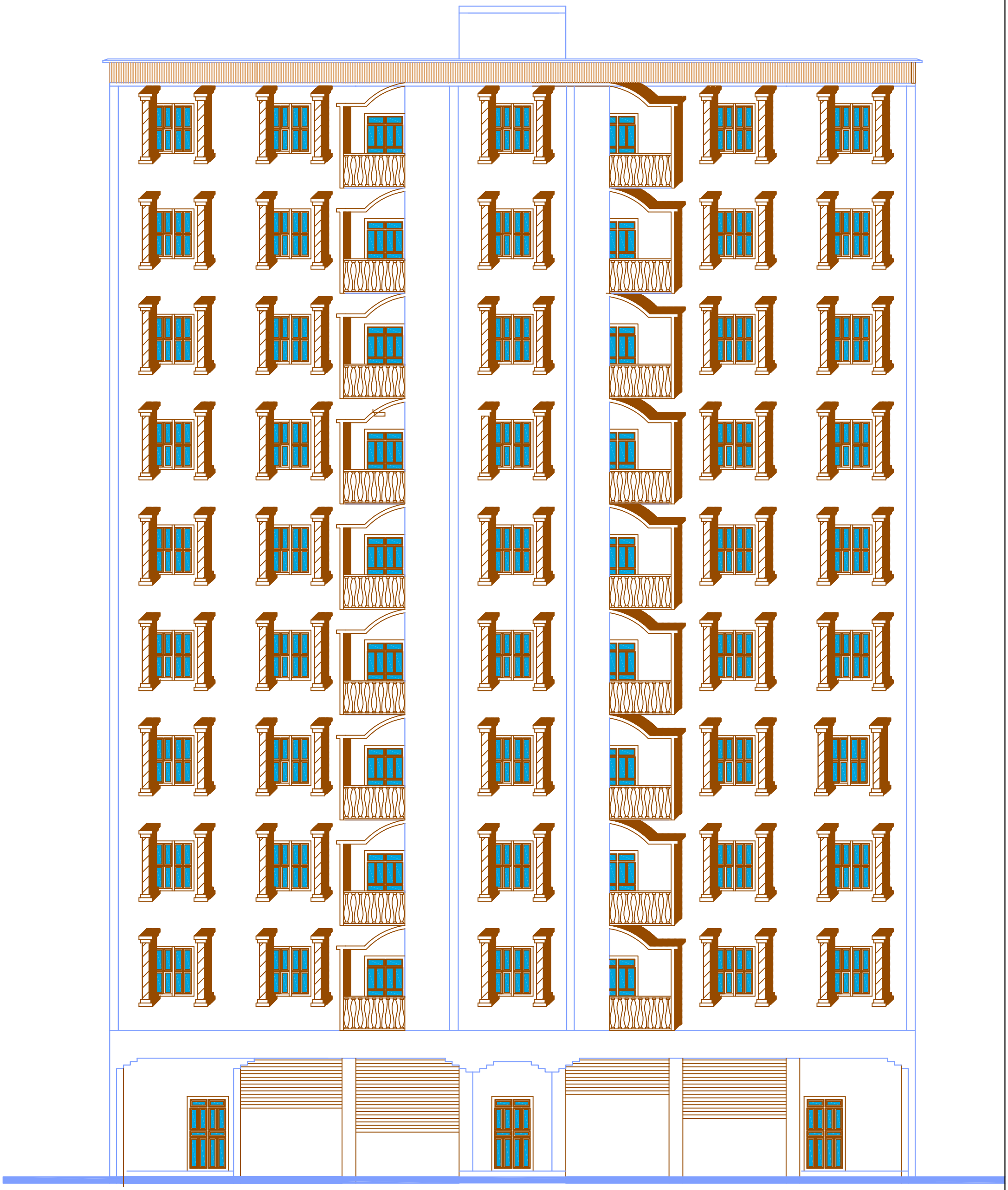
Etudié par :

-M^elle HAD ZIANE Nacera

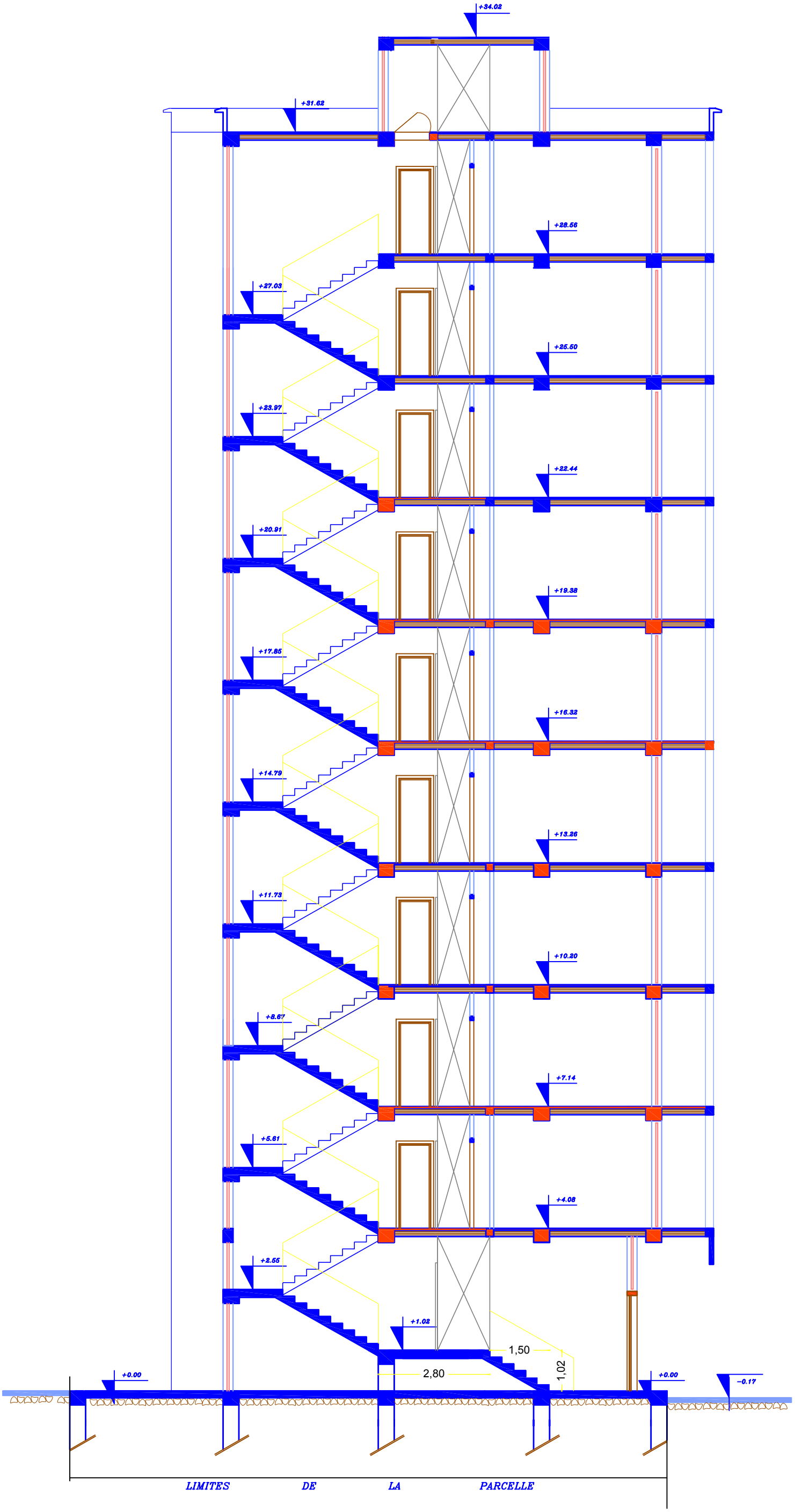
-M^elle FERHAT Dyhia

Dirigé par :

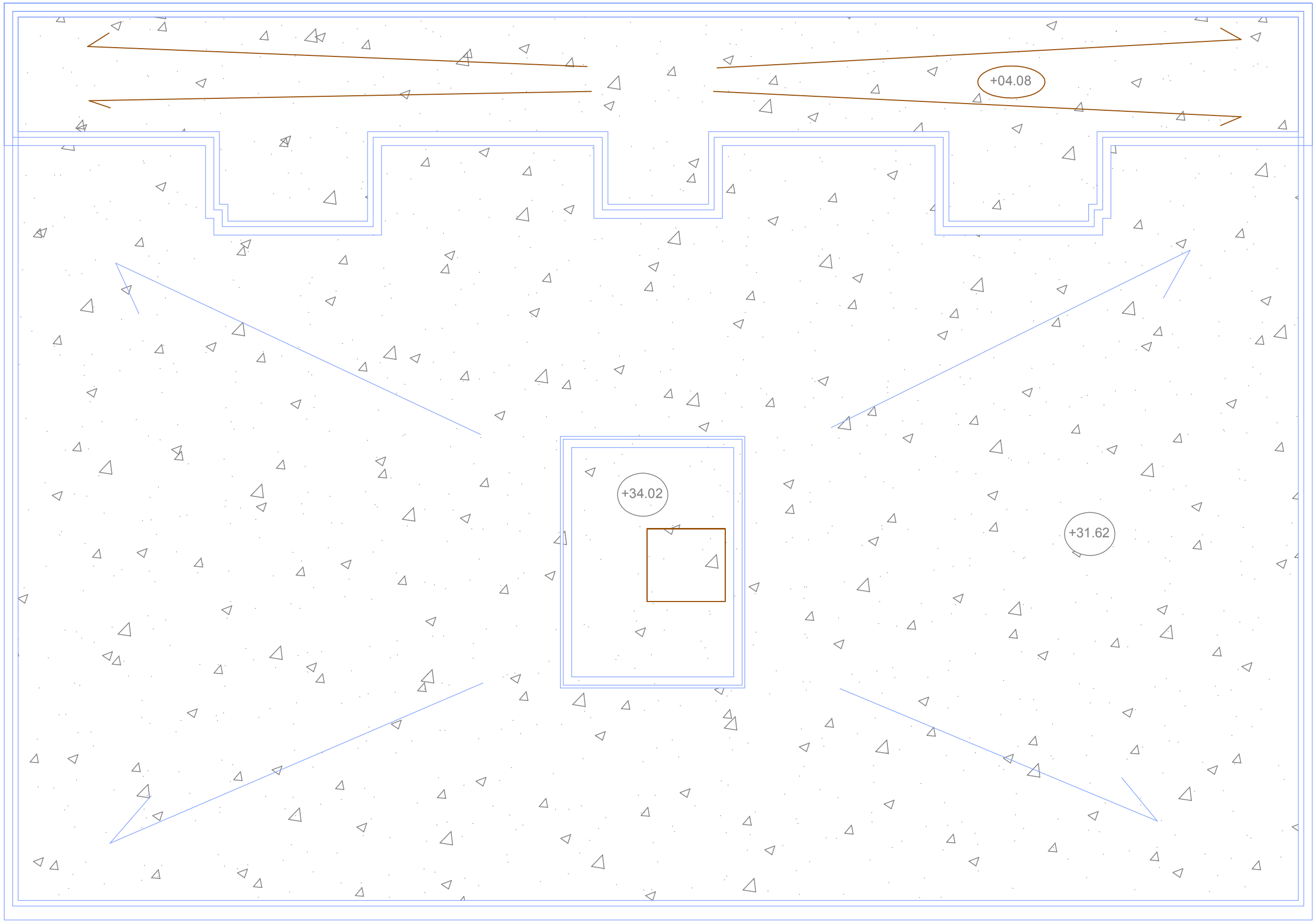
-M^r MANSOURI .A



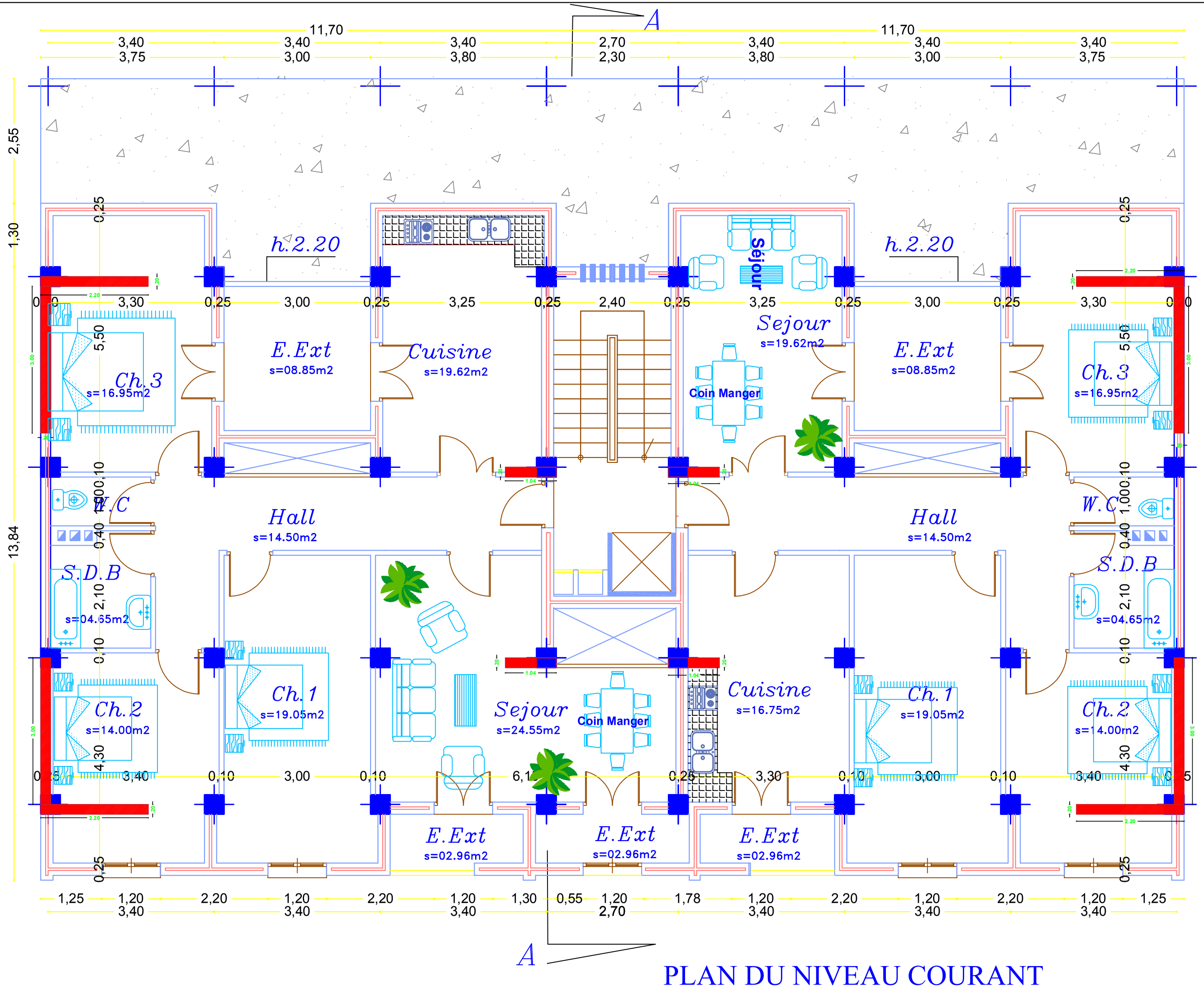
FAÇADE PRINCIPALE



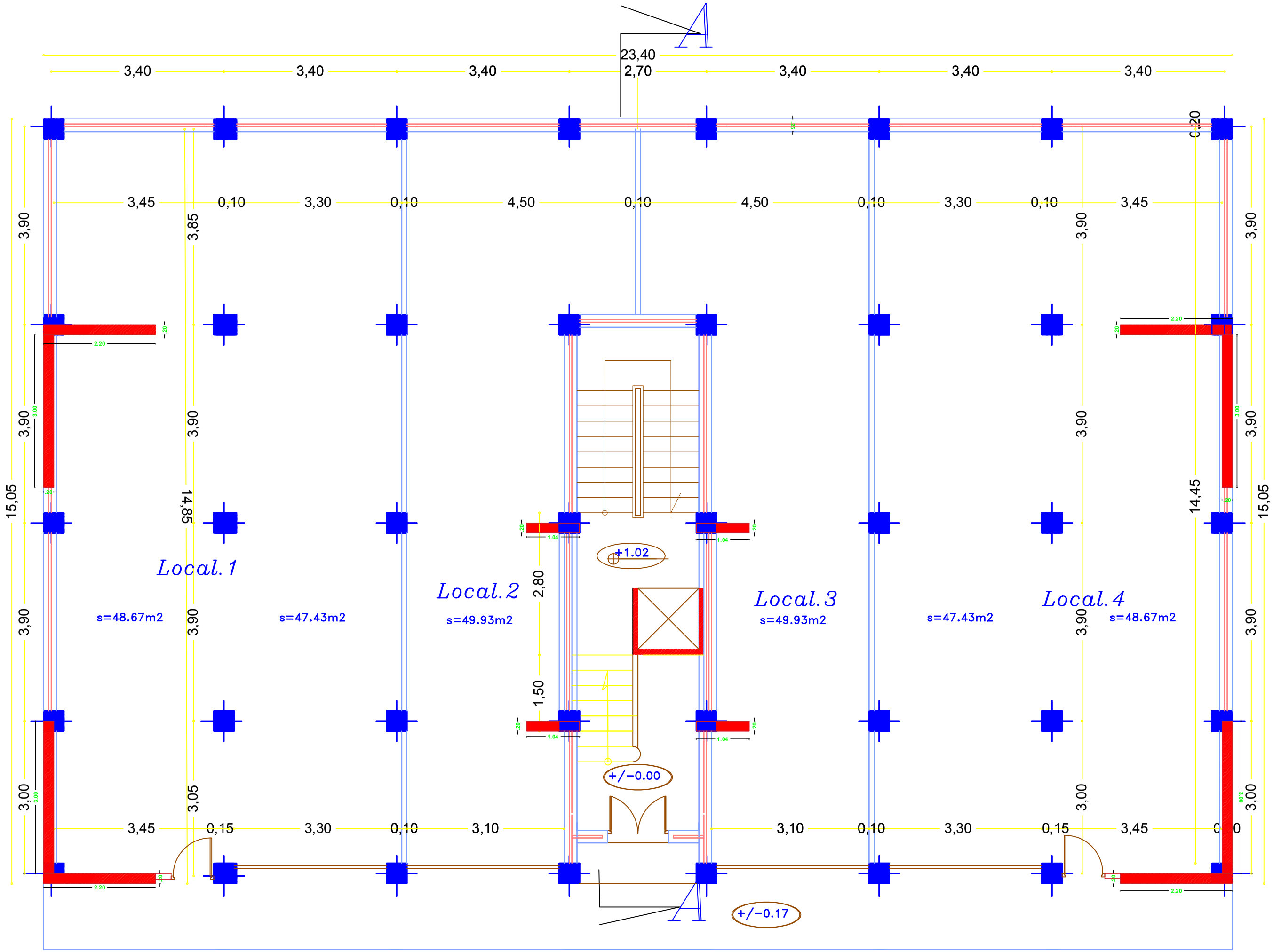
COUPE SUR ESCALIER



PLAN DU TERRASSE



PLAN DU NIVEAU COURANT


23,40
3,40
3,40
3,40
2,70
3,40
3,40
3,40
0,20
3,45
0,10
3,30
0,10
4,50
0,10
4,50
0,10
3,30
0,10
3,45
3,90
3,85
3,90
3,90
3,90
3,90
3,90
3,90
15,05
14,85
14,45
15,05
2,80
1,50
3,00
3,05
3,00
3,00
Local.1
s=48.67m2
Local.2
s=49.93m2
s=47.43m2
Local.3
s=49.93m2
s=47.43m2
Local.4
s=48.67m2
+1.02
+/−0.00
+/−0.17
3,45
0,15
3,30
0,10
3,10
3,10
0,10
3,30
0,15
3,45
2.20
3.00
1.04

PLAN DU RDC