

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou

Faculté du génie de la construction

Département de génie civil



Mémoire de fin d'études

En vue d'obtention du diplôme Master en génie civil

Option : construction civile et industrielle

THEME

*Etude d'un bâtiment (R+10+S-Sol) à usage
d'habitation*

Contreventée par voiles et portiques

*Avec l'application du
logiciel ETABS*



Etudié par: M^{elle} : OUIS Manal

M^{elle} : SOUAK Lydia

Dirigé par : Mme: SAIB.N

Promotion : 2019 /2020

Remerciement

A L'issu de cycle de notre formation nous tenons à remercier dieu le tous puissant et le bienveillant.

En premier lieu , nous tenons à exprimer nos gratitude et nos remerciements à notre promotrice madame Saib , nos vifs remerciements vont au membre de jury pour avoir accepter de juger notre travail, et nous tenons à remercier nos amis pour leur soutien et leur encouragement

Nous tenons à remercier aussi le personnel de la bibliothèque de Génie Civil pour leur disponibilité.

Nos remerciements à tous ceux qui ont participé de près ou de loin à l'élaboration de ce mémoire.

Nos remerciements à nos familles

Merci à tous.

Dédicace

Je dédie ce travail

A ma famille ; elle qui m'as dotée d'une éducation digne ; son amour a fait de moi ce que je suis aujourd'hui

Particulièrement à mon support dans ma vie qui m'a appris, m'a supporté et m'a d'érigé vers la gloire, mon papa

A ma maman qui m'as soutenue et encouragée durant ces années d'études qu'elle trouve ici le témoignage de ma profonde reconnaissance celles qui m'as arrosée de tendresse et d'espoirs

A mes chères sœurs Lynda et Fazia qui m'ont chaleureusement encouragé tout au long de mon parcours

A mon cher frère Ghiles

Mon cher binôme Manel qui a contribué à la réalisation de ce modeste travail .

A mes amis sans exception a qui je souhaite plus de succès.

Lydia

Je dédie cette thèse en premier à l'âme de mon père

j' aurais souhaité ta présence en ce moment pour partager ma joie avec toi tu m'as quitté trop tard depuis ma tendre enfance , tu étais mon plus fort repère , merci à toi Grand Homme , ce modeste travail est l'un des fruits de tes sacrifices , reposes en paix cher père en espérant que tu est fière de moi .

A ma chère mère

tous les mots ne pourraient témoigner de ma gratitude, aussi je dédie cette thèse comme fruit de ton dévouement et l'expression de mon profond amour je t'aime trop maman

a ma chère tante Fazia que j'aime trop tu étais toujours à mes coté m'encouragé durant ce travail

A ma cher souer Rania ma moitié, mon bras droit dieu te garde pour moi je t'aime trop

A mon oncle Abdenour et sa femme RADIA et leurs fils : Rayen , Aylan et Emma

A mon oncle Omar et sa femme Feroudja et leurs fille : Hayat et Ibtissame

à mon frère Abd slam et mes cousines : Nesrine Yasmine mouloud

A mon chère binôme Lydia qui a contribué à la réalisation de ce travail ainsi que toute la famille Souak

A tous mes amis (es) en particulier YASMINE et NABILA

A tous ceux qui me connaissent et me sont chers

.....que vous trouviez ici toute ma gratitude

Manel

Introduction Générale :

Toute étude de projet d'un bâtiment dont la structure est en béton armé, à pour but d'assurer la stabilité et la résistance des bâtiments.

L'histoire de l'humanité a été marquée par un grand nombre de catastrophes naturelles notamment les séismes causant parfois par leur importance des destructions massives. Pour cela, il y a lieu de respecter les normes et les recommandations parasismiques qui rigidifient convenablement la structure.

L'ingénierie des structures et des constructions est l'art de savoir utiliser des matériaux dont les propriétés peuvent seulement être estimées de construire des structures réelles qu'on ne peut analyser qu'approximativement, et de les faire résister à des forces qui ne sont pas connues avec précision de tel sorte notre devoir envers la sécurité publique soit rempli.

L'ingénieur va définir des qualités de matériaux, des dispositions constructives et des dimensions pour chaque élément de la construction qui permettent de limiter les déformations de celle-ci. Et qui permettent, si les secousses sont vraiment trop fortes, de contrôler leur endommagement en empêchant la rupture brutale et l'effondrement.

Notre travail se subdivisera en trois parties principales :

- Dans la première partie, nous présenterons d'abord l'ouvrage, ses constituants et les matériaux de construction. Puis, nous procéderons au pré dimensionnement des éléments

Enfin, nous calculerons les ferraillages des différents éléments secondaires (acrotères, escaliers....etc.)

- La deuxième partie aura pour objectif la détermination des ferraillages des éléments principaux, pour y arriver, nous effectuerons d'abord une analyse dynamique en réalisant un modèle 3D à l'aide d'un logiciel de calcul (ETABS), qui nous permettra d'avoir les résultats suivants :
 - Les caractéristiques vibratoires (périodes propres et modes propres) de la structure
 - Les sollicitations dans les éléments structuraux, poutres, poteaux, et voiles.
- Enfin dans la troisième et dernière partie, nous aborderons l'étude des fondations

À la fin de l'étude de ce thème l'enseignant est pour que tout ceci apparaisse à l'étudiant avec clarté et la rigueur qui conduit à la conviction sans toutefois perdre de vue la réalité des chantiers.

I.1 présentation de l'Ouvrage :

- Le projet consiste à étudier un bâtiment **R+10+S-sol** à usage d'habitation implanté à Alger
- Le bâtiment est composé de :
 - ✓ S-sol1
 - ✓ D'un niveau RDC à usage commercial
 - ✓ De 1, 2eme étages à usage de service (bureaux).
 - ✓ De 3, 4,5, 6,7et 8 ème 9 ème et 10 ème étages à usages d'habitation.

I.2 Situation du projet :

- La zone où est implanté le projet est classée, selon le **RPA99** version 2003 en zone de forte sismicité (**zone III**).
- L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2(ouvrage de grande importante).

I.3 Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

- Les dimensions en plan du bâtiment sont :
 - Largeur du bâtiment : **25 m.**
 - Longueur du bâtiment : **19,8 m.**
 - Hauteur du bâtiment :**35,02**
- La hauteur du rez de chaussée est de : **4.42 m.**
- La hauteur de l'étage courant est : **3.6 m**
- La hauteur de l'acrotère est de : **0,75 m**
- La hauteur de S-Sol 1 : **3,06 m**

I-4 Réglementation

Afin de garantir la stabilité de notre ouvrage ainsi que la sécurité des usagers, nos calculs seront conformes aux règlements en vigueur en Algérie à savoir :

- Règles de calcul du béton armé aux états limites (**B.A.E.L 91, modifiées 99**).
- Le règlement parasismique algérien (**RPA 99/Version 2003**).
- Documentation technique réglementaire (**DTR**).

I.4-Présentation des éléments de l'ouvrage :

a) Ossatures du bâtiment :

L'ossature du bâtiment est mixte et le contreventement de l'ouvrage est assuré par :

- Des portiques transversaux et longitudinaux définis à reprendre les charge verticales .
- Des voiles en béton armé : qui est un système structurel assurant la stabilité vis-à-vis des forces horizontale .Ce système structurel doit assurer le contreventement dans au moins deux direction horizontales (l'axe principale majorée et l'axe principale, mineur d'inertie).

b) Les planchers :

les planchers d'habitation ou d'usine sont des aires généralement horizontales (planes) distribué à limiter les étages et à supporter les revêtements de sols, dont les fonctions principales sont :

- Supporter et transmettre les charges et surcharges aux éléments porteurs de la structure
- une fonction de résistance mécanique : il doit supporter son poids propre et les surcharges.
- Une fonction d'isolation acoustique et thermique qui peut être assurée complémentirement par un faux plafond ou un revêtement de sol approprié.

c)Les poutres :

ce sont des éléments horizontaux destinés à rependre et à transmettre les sollicitations. Elles sont sollicitées à :

- aux charges permanentes, celles des masses propres des éléments intervenait (symbole G).
- aux surcharges, fixée suivant les conditions d'exploitation (symbole Q).
- aux surcharges climatiques ; neige et action du vent.
- aux effets de la température des moments du retrait.

d) Les poteaux : ce sont des éléments verticaux destinés à reprendre et à transmettre les sollicitations (efforts normaux et moments fléchissant) à la base de la structure

❖ **leurs rôles :**

- Constituer les éléments porteurs du système planchers_ poutres par points d'appuis isolés.
- Porter les charges verticales (effort de compression dans le poteau)
- Participer à la stabilité transversale par le système poteau poutres pour combattre les efforts horizontaux (effet du vent ; effet de la dissymétrie des charges ; effet des changements de température.
- Servir de chainages verticaux
- Limiter l'encombrement (surfaces réduites des sections de poteau).

e) Les voiles :

Un voile est un élément vertical (épaisseur petite par rapport aux autres dimensions) qui a une importance prépondérante dans la résistance et l'équilibre de la structure, grâce à l'inertie de sa forme géométrique spécifique ; il soulage considérablement les poteaux et les poutres dans une structure mixte (portiques- voiles).

f) Les escaliers :

1_1 : La marche : est la partie horizontale ; « là où l'on marche » .

2_2 : La contre marche : est la partie verticale, « contre la marche ».

3_3 : L'embranchement : est la longueur utile de chaque marche .

4_4 : La ligne de foulée : est tracée à 0,5 m de la ligne de jour

5_5 : Le giron : est la largeur de la marche prise sur la ligne de foulée .

6-6 : La paillasse : supporte marches et contremarche.

7-7 : Le mur d'échiffre : est celui qui sert d'appui à la paillasse.

8-8 : Le collet : est la largeur de la marche du côté jour.

9-9 : Le limon supérieur ou le limon inférieur permettent aux marches de prendre appui.

10-10 : L'échappée est la hauteur de passage sous un obstacle, 2m au minimum.

Un ensemble de marches de palier à palier est une volée .On distingue :

- Le palier de départ.
- le palier d'arrivée.

Le bâtiment est muni d'une cage d'escalier qui relie le RDC aux différents étages.

g) Maçonnerie :

Mur extérieur : ils seront réalisés avec la brique creuse en double cloisons de 10cm d'épaisseur séparés par une lame d'air de 5cm.

- **mur intérieurs :** Ils seront réalisés en simple cloison de briques creuses de 10cm d'épaisseur
- Le volume imparti à l'escalier est La cage.
- **mur extérieurs**

h) Les revêtements :

- Mortier de ciment pour les façades extérieurs et cages d'escalier
- Enduit de plâtre pour les cloisons intérieurs et les plafonds
- Revêtements en céramiques pour les murs de cuisines et les salles d'eau
- Carrelage pour les planchers et les escaliers.

I.4- Les caractéristiques mécaniques des matériaux :

I.4.1. Le Béton :

a) Définition :

- C'est un matériau de construction composé d'un mélange de :
 - Liant hydraulique (ciment)
 - Granulat (sable, gravier)
 - L'eau
 - Adjuvant : c'est des produits chimiques qu'on ajoute au mélange pour améliorer une qualité
- Qualité recherchée pour un bon béton :
 - Résistance mécanique élevée 25-40 MPA
 - Imperméabilité à l'eau et l'absence de réaction chimique avec l'acier.
 - Bonne de la mise en œuvre (facile à couler)
 - Un bon mélange (homogénéité).

Affaissement	Béton	Mise en oeuvre
0 à 2 cm	Très ferme	Vibration Puissante
3 à 5 cm	ferme	Bonne Vibration
6 à 9 cm	plastique	Vibration courante
10 à 13 cm	mou	Piquage
10 à 14 cm	Très mou	Léger Piquage

- La composition doit être conforme aux règles de BAEL91 (modifié99) et du RPA99 (version2003).

b) Les déformation du béton sous action courte durée ($\leq 24h$) :

1-Résistance à la compression :

Dans les cas courants un béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28jours dites valeur caractéristique requise (ou spécifiée) noté f_{c28}

- Essai est effectué sur des cylindres en béton comme suit :

❖ Selon le BAEL91 (Modifié 99)

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76+0,83j} f_{c28} \quad \text{pour } f \leq 40 \text{ MPA}$$

pour $j \geq 28$ jour

$$f_{cj} = \frac{j}{1,4+0,95j} f_{c28} \quad \text{pour } f > 40 \text{ MPA}$$

$$f_{cj} = f_{c28} \quad \text{Pour } j \geq 28 \text{ jour}$$

→ Pour notre étude on prendra : $f_{c28} = 25 \text{ MP}$

f_{cj} = la resistance à la compression à J jour.

f_{c28} : la resistance à la compression à 28 jours ; On appelle aussi la résistance caractéristique du béton

2-Résistance caractéristique de béton à la traction :

- La résistance du béton à la traction est très faible, elle est donnée par la

Relation suivante

Selon le BAEL91 (modifié 99)

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \quad \text{pour} \quad 40 \text{ MPA} \leq f_{cj} < 60 \text{ MPA}$$

$$f_{tj} = 0,275 (f_{cj}^{\frac{2}{3}}) \quad \text{pour} \quad f_{cj} \geq 60 \text{ MPA}$$

Dans notre cas $f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times 25$

$$f_{c28} = 2,1 \text{ MPA.}$$

3-Module d'élasticité :

C'est le rapport entre la contrainte appliquée et la déformation relate il n'est définissable que dans la phase élastique où il ya proportionnalité des contraintes et déformation.

c-Module de déformation longitudinale :**► Le module De déformation longitudinale instantanée Eij :**

-Le béton n'est pas un matériau élastique, pendant le déchargement de l'éprouvette.

-On admet la relation suivante sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure 24H

$$E_{ij} = 110000 (f_{cj})^{1/3}$$

i= instantanée ; j= jour

pour $f_{c28} = 25 \text{ MPA} \rightarrow E_{ij} = 32164,20 \text{ MPA.}$

➤ **Module de déformation longitudinale longues durées :(Fluage)**

1-Définition : le fluage c'est l'augmentation dans le temps de la déformation relative sous des contraintes permanentes ; ça veut dire si on maintient l'effort constant l'éprouvette va se déformer.

2- facteurs influençant le fluage : le fluage augmente avec la quantité d'eau ajoutée et la sécheresse de l'eau .Il diminue si le dosage en ciment augmente et avec l, âge de l'échantillon à l'essai.

3- Module de déformation différée : Il est donné par la relation suivante

$$E_{vj} = 1/3 E_{ij} = 3700 (f_{cj})^{1/3}$$

$$\text{Pour : } f_{c28}=25 \text{ MPA} \rightarrow E_{vj}=10819 \text{ MPA.}$$

e-Le module d'élasticité transversale :

La valeur de module d'élasticité transversale G est donnée par

- $G = E/2 (1+\nu)$
- E : Module de Young
- ν : coefficient de poisson ; il est pris à égal

$\nu = 0$ pour le calcul des sollicitations on considérant le béton fissuré (**à ELU**).

$\nu = 0,2$ pour le calcul des déformations on considérant le béton non fissuré (**à ELS**).

d) Contraintes limites de béton :

On appelle état limite particulier d'une structure pour lequel cette structure cesse de remplir les conditions pour lesquelles elle a été conçue on distingue deux états limites de calcul.

➤ **ELU** : on adopte le diagramme parabole rectangle.

$$0 \leq \varepsilon_{bc} < 2 \rightarrow \sigma_{bc} = 1 - \frac{0,85 f_{cj}}{\gamma_b} \frac{2 \cdot 10^{-3} - \varepsilon_{bc}}{2 \cdot 10^{-3}}$$

$$0 \leq \varepsilon_{bc} < 2 \rightarrow \sigma_{bc} = \frac{0,85 f_{cj}}{\gamma_b} .$$

Avec :

γ_b : Coefficient de sécurité du béton qui prend la valeur :

γ_b : 1,5 en situation courante.

γ_b : 1,15 en situation accidentelle.

θ : Coefficient fixe de la durée d'application de l'action considérée.

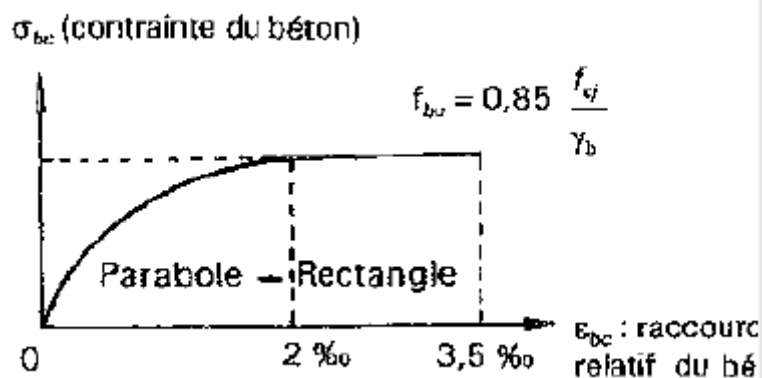


Figure. I.1 : Diagramme simplifié contrainte déformation du béton à l'ELU.

➤ ELS : c'est l'état au de là desquels les conditions normales d'exploitation et de durabilité ne sont plus satisfaites.

e) Contrainte limite de cisaillement :

Elle est donnée par la formule suivante :

$$\tau = \frac{V}{b_0 d} \rightarrow (\text{BAEL 91 / Art A-5.1.21})$$

- $\tau_{adm} = (\min 0,2 f_{cj} / \gamma_b ; 5 \text{ MPA}) \rightarrow$ pour la fissuration peu nuisible.

$$\text{Pour } f_{c28} = 25 \text{ MPA} \rightarrow \tau = 3,33 \text{ MPA}$$

- $\tau_{adm} = (\min 0,15 f_{cj} / \gamma_b ; 4 \text{ MPA}) \rightarrow$ pour la fissuration préjudiciable

$$\text{Pour } f_{c28} = 25 \text{ MPA} \rightarrow \tau = 2,25 \text{ MPA.}$$

I.3.2 Les Aciers :

a) **Définition** : c'est l'alliage fer et carbone. On distingue les aciers doux des aciers mi-durs et des aciers durs.

Acier doux → % Carbone 0,15_0,25 %

Acier mi dur et dur → % *Carbone 0,25_0,45 %.

Les armatures d'un béton armé sont des aciers qui se distinguent par leur nuance et leur état de surface.

- **Les aciers à hautes adhérence** : les barres à haute adhérence ont une section sensiblement circulaire qui présente des nervures d'une hauteur de 0,5 à 3mm (la hauteur est suivant le diamètre) pour améliorer l'adhérence entre l'acier et le béton.

Nuance	Fe (MPa)	ε	Fr
FeE400	400	2	480
FeE500	500	2,5	550

- **Treillis soudés** : Certains éléments dans le B.A tel que les dalles les murs voiles suivant deux directions perpendiculaires. On utilise pour cela des treillis soudés qui sont constitués par des fils se croisant et qui seront soudés au point du croisement

b) Les diagrammes contraintes déformation de calcul aux états limites :

➤ ELU:

- La contrainte limite de l'acier est donnée par la formule suivante :

$$\overline{\sigma}_t = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

f_e : La limite d'élasticité de l'acier.

γ_s : Le coefficient de sécurité de l'acier qui agit à :

$\gamma_s = 1,15$ Situation durable.

$\gamma_s = 1$ Situation accidentelle.

- Le diagramme contraintes déformation dans ce cas :

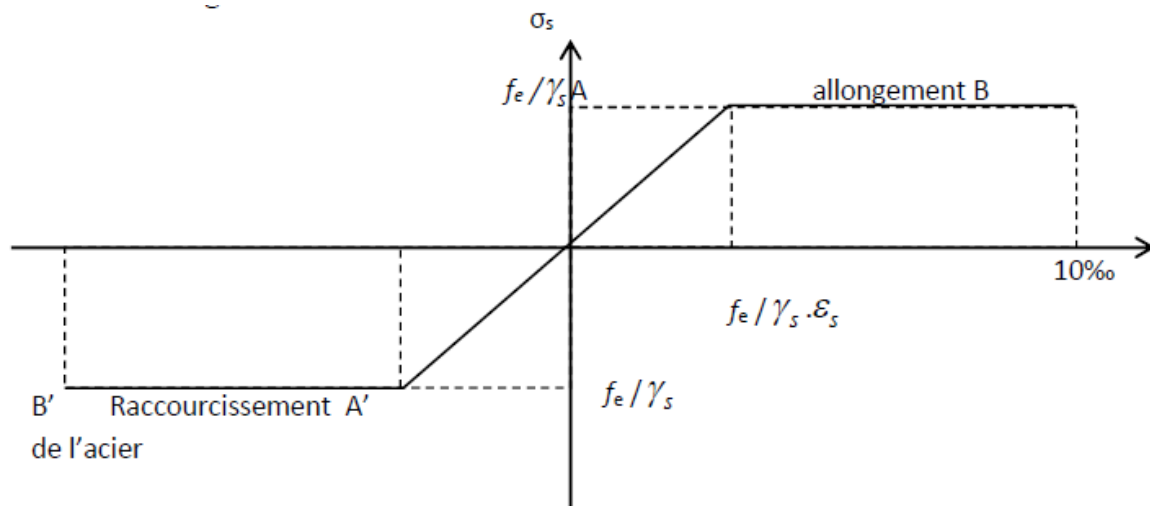


Figure. I.2 : Diagramme contrainte-déformation de l'acier

ϵ_s : L'allongement relatif de l'acier, limité à 10‰.

E_s : module d'élasticité longitudinal pris à égal à 200000 MPa.

f_e : limite d'élasticité garantie.

➤ **ELS :**

Pour limiter les fissurations et l'importance des ouvertures dans le béton, on doit limiter la contrainte dans l'acier de la fissuration :

$$\sigma_{st} < \overline{\sigma_{st}}.$$

- **Fissuration peu préjudiciable** : dans ce cas aucune vérification particulière n'est requise en dehors des prescriptions exigées par ailleurs (condition de non-fragilité, prescriptions générale et dispositions particulières à certains éléments).
- **Fissuration préjudiciable** : dans ce cas n il importe de respecter les règles suivantes :

La contrainte de traction des armatures est limitée à

$$\overline{\sigma_{st}} = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right).$$

- **Fissuration très préjudiciable** :

$$\overline{\sigma_{st}} = \min \left(\frac{1}{3} f_e ; 90 \sqrt{\eta f_{tj}} \right).$$

η : Est le coefficient de fissuration

- $$\left\{ \begin{array}{l} 1 \dots\dots\dots \text{Pour les rends lisses.} \\ 1,6 \dots\dots\dots \text{pour les HA.} \\ 1,3 \dots\dots\dots \text{pour les HA de } \varphi < 6\text{mm.} \end{array} \right.$$

I.5.Actions Et Sollicitation :

I.5.1.Hypothèses De Calcul :

Parmi les problèmes posés au constructeur :

Il s'agit d'assurer l'équilibre de la construction sous l'effet

- Des actions des charges qui sont transmises par les éléments porteurs.
- Des actions ascendantes du sol sous la fondation.

I.5.1.1 Les Actions Permanents (symbole G) :

- **G1** : poids propre de la structure.
- **G2** : poids des autres éléments ;(ouvertures, revêtements.....).
- **G3** : poussés des terres.
- **G4** : actions dues aux déformations différés ; (retrait du béton).

I.5.1.2.Les Actions variables (symbole Q) :

- **Q1** : charges d'exploitation notées Q_B .
- **Q2** : charges climatiques ; (action du vent notée W , action de neige S_n).
- **Q3** : action appliquée en cour de construction ;(dépôt des palettes de matériaux sur les planchers).

I.4.1.3Les Combinaisons De Bases :

- **ELU** : $1,35G + 1,5Q_B$.
- **ELS** : $G + Q_B$.

II.1-Pré dimensionnement des éléments :

II .1.1 Introductions :

Le pré dimensionnement, a pour but la détermination des sections préliminaires économiques en respectant les recommandations en vigueur et à l'aide des règles de conceptions et de calcul des constructions, nous allons pouvoir pré dimensionner les éléments résistants de notre ouvrage a savoir : les planchers, les poutres, les poteaux, les dalles et les voiles.

III.1.1.1-pré dimensionnement des planchers :

➤ Planchers en corps creux :

il s'agit de planchers constitués de corps creux posée sur des poutrelles préfabriquées, servant de coffrage perdu d'une part ,et d'isolant acoustique et thermique d'autre part, le tout complété par une dalle de compressions de 4 à 5cm d'épaisseur réalisée en béton coulée sur place ,armée par un treillis soudé de nuance (FE520) .

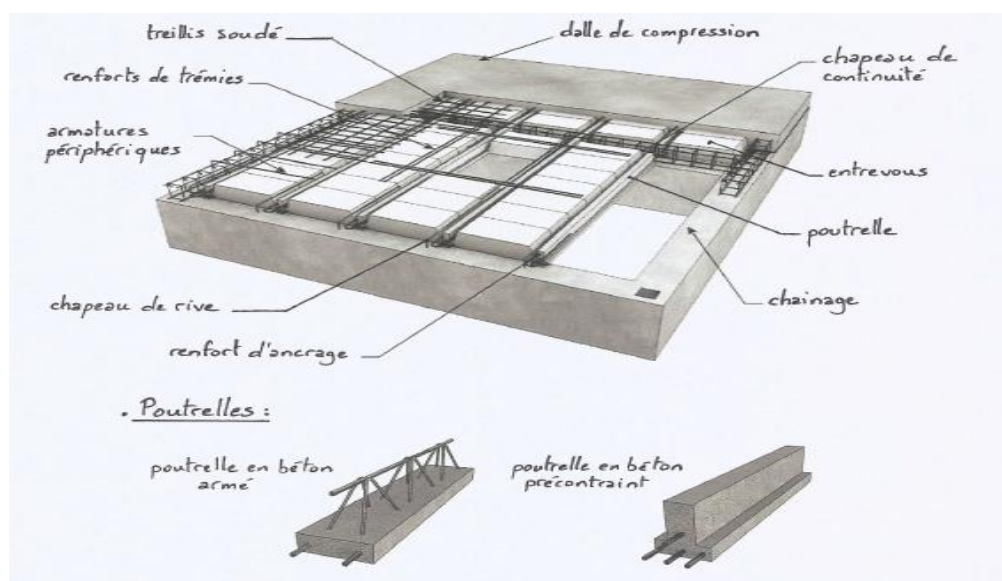


Figure II-1 : Schéma descriptif d'un plancher corps creux

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

➤ La hauteur de plancher est donné par :

$$h \geq \frac{L_{\max}}{22,5}$$

Avec :

h_t : hauteur total du plancher.

L_{max} : La plus grande travée dans le sens des poutrelles.

$$L = 400 - 30 = 370 \text{ cm.}$$

$$h_t = 370 / 22,5 = 16,44 \text{ cm.}$$

- On opte : $h_t = 20 \text{ cm.}$

Avec → Epaisseur du corps creux : 16 cm.

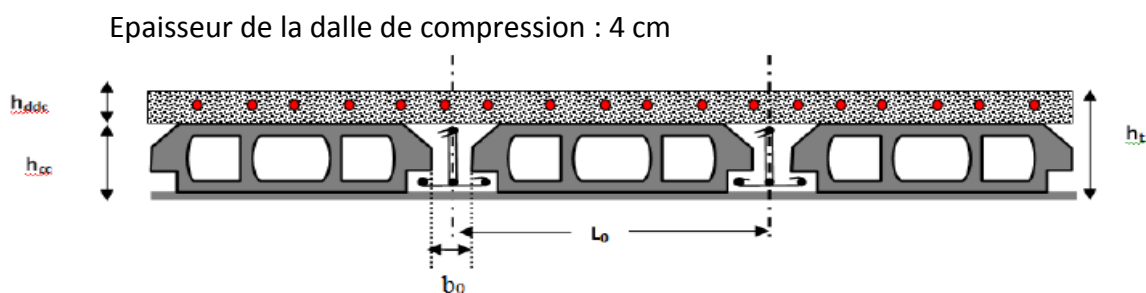


Figure II.2: Coupe d'un plancher à corps creux.

L_0 : Distance entre axe des poutrelles.

b_0 : Largeur de la nervure.

➤ Plancher en dalle pleine :

La dalle pleine en béton armé. Cette dalle est armée afin d'augmenter la résistance mécanique de la structure. Elle repose avec ou sans continuité sur deux ou plusieurs appuis constitué de poutre ou de refends sa réalisation nécessite la mise en place d'un coffrage sur toutes la surface concerné.

➤ Balcons :

Ce sont des aires consolidées au niveau de chaque plancher. Nos balcons sont en dalle pleine.

L'épaisseur de la dalle pleine sera déterminée par la condition de la résistance a la flexion. Dans notre cas la dalle est considérée comme une console encastrée

$$e_p \geq L/10$$

Avec :

L : largeur de la console

e_p : épaisseur de la dalle

$$AN : L = 1.35m$$

$$e_p \geq 1,35/10 \text{ d'où } e_p \geq 0,135m$$

- Donc on prend une épaisseur de 15cm pour les balcons

- **Condition de résistance au feu**

Cette condition nous permet de fixer l'épaisseur minimale de la dalle afin d'assurer une Protection suffisante vis-à-vis du feu pour une durée moyenne.

e = 7cm pour une heure de coupe-feu,
 e = 11cm pour deux heures de coupe-feu,
 e = 17.5 cm pour un coupe de feu de quatre heures.

D'après l'article G.R.8 du règlement de la protection civile, il faut que la résistance au feu des éléments porteurs de la structure (poteaux, poutres...) soit au moins deux heures, alors on opte pour un plancher qui devrait largement résister à deux heures donc on a : e=18cm

- **Condition d'isolation phonique : (règles techniques CBA93)**

Pour assurer un minimum d'isolation acoustique ; il est exigé une masse surfacique minimale de 350kg/m² D'où l'épaisseur minimale de la dalle est :

$$h_0 = \frac{M}{\rho} = \frac{350}{2500} = 14 \text{ cm}$$

➤ On adoptera une épaisseur de **20 cm**

➤ **Les poutres :**

Les poutres sont des éléments en béton armé coulé sur place d'une section rectangulaire permet de transmettre aux poteaux les efforts dus au chargement verticale ramené par les planchers .

Les poutres seront pré dimensionné selon les formules empiriques données par le (BAEL91)
 Et vérifiées par la suite selon le (RPA99,v, 2003)

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

Avec :

h : hauteur de la poutre

b : largeur de la poutre

L : portée maximale entre nus d'appuis

Le coffrage minimum des poutres est donné par la formule suivante :

$$b \geq 20 \text{ cm}$$

$$h \geq 30 \text{ cm}$$

$$h/b \leq 4$$

(RPA 99/ version 2003 Art 7.5.1)

a - Poutres principales :

Ce sont des poutres porteuses sur lesquelles reposent les poutrelles ; ce qui les rend plus sollicitées que les poutres secondaires.

La hauteur des poutres est donnée par :

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

$$L = 425 - 30 = 395 \text{ cm .}$$

$$(395/15) \leq h_t \leq (395/10) \rightarrow 26,33 \leq h_t \leq 39,5.$$

- Nous optons pour **$h_{pp} = 40 \text{ cm}$**

La largeur des poutres est donnée par :

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

$$(0,4 \times 40) \leq b \leq (0,7 \times 40)$$

$$16 \text{ cm} \leq b \leq 28 \text{ cm}$$

- Nous optons pour **$b_{pp} = 30 \text{ cm}$**

B - Poutres secondaires

D'après le BAEL :

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

- La hauteur des poutres :

$$L = 400 - 30 = 370 \text{ cm .}$$

$$(370/15) \leq h_{ps} \leq (370/10) \rightarrow 24,66 \leq h_{ps} \leq 37$$

- Nous optons pour **$h_{ps} = 35 \text{ cm}$** .

- La largeur des poutres :

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

$$(0,4 \times 35) \leq b \leq (0,7 \times 35)$$

$$14 \text{ cm} \leq b \leq 24,5 \text{ cm}$$

- Nous optons pour **$b_{ps} = 30 \text{ cm}$** .

Vérifications relatives aux exigences du RPA : (Art 7.5.1 du RPA A99.)

	PP	PS	Vérification
$h \geq 30$	40	35	Vérifié
$b \geq 20$	30	30	Vérifié
$h / P \leq 4$	1,33	1,16	Vérifié

On obtient donc :

- $P_p = (30 \times 40) \text{ cm}^2$
- $P_s = (30 \times 35) \text{ cm}^2$.

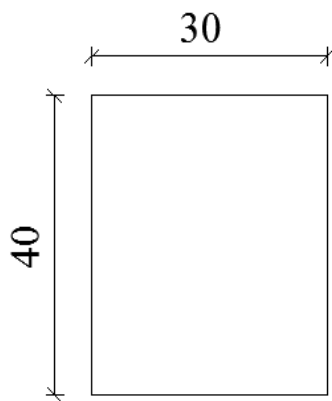


Fig II.4 poutre secondaire

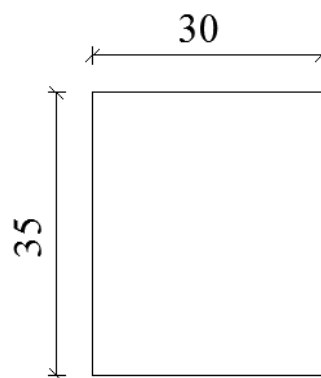


Fig II.3 poutre principale .

C - Dimensionnement de poutre de chaînage :

D'après l'Article 9.3.3) du RPA 99 Page 88 ,

- $h \geq 15 \text{ cm}$
- $b \geq (2/3) \times e$ avec e : épaisseur de mur
- Espacement des deux barres d'une nappe horizontale ne doit pas dépasser 20 cm
- Le minimum d'armature longitudinales des chaînages horizontaux est de quatre barres HA10.

II.1.1.3 pré dimensionnement des voiles :

Les voiles servent, d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et/ou vent) et d'autre part, à reprendre les efforts verticaux (poids propre et autre) qu'ils transmettent aux fondations.

- sont des éléments rigides en béton armé couler sur place qui ont pour fonction principales est d'assurer la stabilité de l'ouvrage
- Les voiles assurant le contreventement sont supposés pleins.

- L'épaisseur de la dalle doit être déterminé on fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité à l'extrémité, avec un minimum de 15 cm

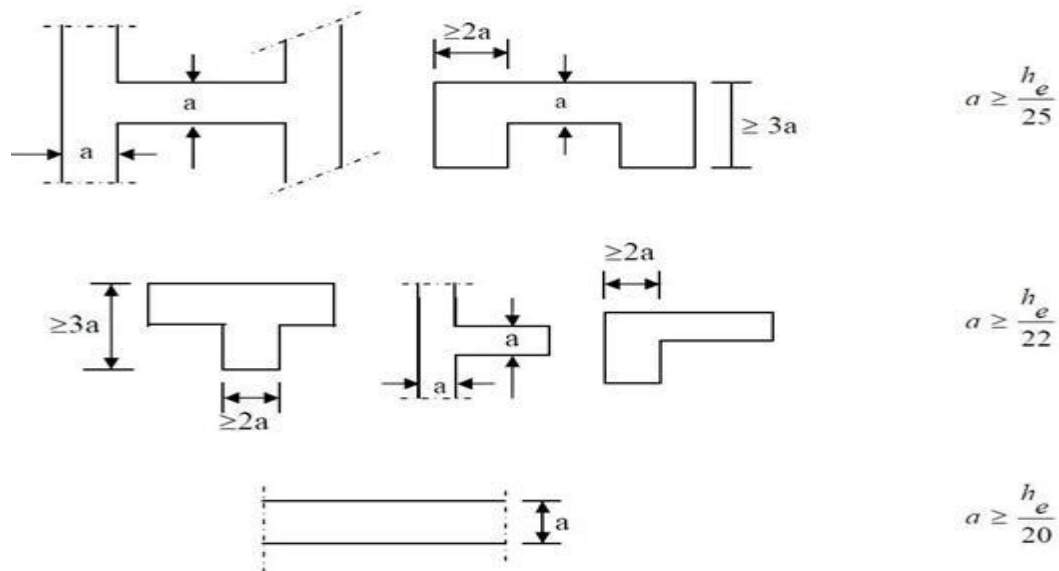


Figure II.5: Coupe de voile en plan.

D'après le (RPA 99) article 7.7.1 sont considéré comme voiles les éléments satisfaisants à la condition ($L \geq 4e$) dans les cas contraire, les éléments sont considérés comme de éléments linéaires

- L : longueur de voile
- e : épaisseur du voile

L'épaisseur minimale est de 15cm de plus. L'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités, C'est-à-dire : Les voiles sont des murs en béton armé justifiant l'(article 7.7.1 RPA) ; $e = 15\text{cm}$.

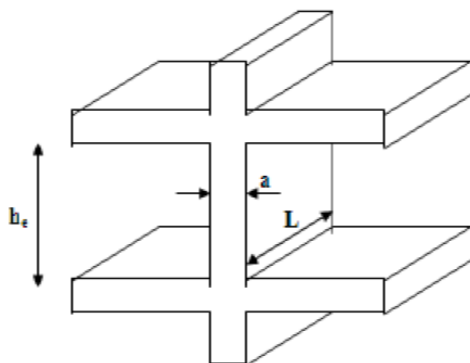


Figure II.6 : coupe de voile en élévation

Dans notre cas on prend :

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

- pour le RDC :

$$h_e = 4,22 - 0,20 = 4,02 \text{ m.}$$

$$e \geq \frac{4,02}{20} = 0,201 \text{ m} = 20,1 \text{ cm}$$

$$\rightarrow ep_1 = 20 \text{ cm.}$$

$$L \geq 4 ep_1 = 4 \times (20) = 80 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad \text{C.V.}$$

- pour le S-SOL et autre étage :

$$h_e = 3,06 - 0,20 = 2,86 \text{ m.}$$

$$e \geq \frac{2,86}{20} = 0,143 \text{ m} = 14,3 \text{ cm}$$

$$\rightarrow ep_2 = 15 \text{ cm.}$$

$$L \geq 4 ep_2 = 4 \times (15) = 60 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad \text{C.V.}$$

$$e = \max (ep_1; ep_2) = \max (20 ; 15)$$

e = 20cm

donc l'épaisseur de voile **e = 20cm** sur toute la hauteur de la structure.

II.1.1.4 pré-dimensionnements des poteaux :

Le pré dimensionnement des poteaux sera fait à L'ELS en compression simple en considérant un effort **N** qui sera appliqué sur la section de poteau le plus sollicité .elle sera déterminée à partir de la descente de charge données par les règles de **[BAEL 91 modifié 99]** Cette section transversale est donnée par la relation suivante :

$$S \geq \frac{Ns}{\sigma_b}$$

Avec : $Ns = G+Q$

Ns : effort de compression repris par les poteaux.

S : section transversale du poteau.

G : charge permanente.

Q : surcharge d'exploitation.

σ_b : Contrainte limite de service du béton en compression.

$$\sigma_b = 0,6 \times f_{c28} \quad \longrightarrow \quad \sigma_b = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa.}$$

L'effort « N » sera déterminé à partir de la descente de charge.

On aura donc à déterminer d'abord les charges et surcharges de différents niveaux du bâtiment.

II.3. Détermination des charges permanentes et surcharges d'exploitation :

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

a.1) L'évaluation des charges et surcharges sur les planchers :

- **Plancher terrasse :** La terrasse est inaccessible et réalisée en corps creux surmontée de plusieurs couches de protection avec une pente pour faciliter l'évacuation des eaux pluviales.

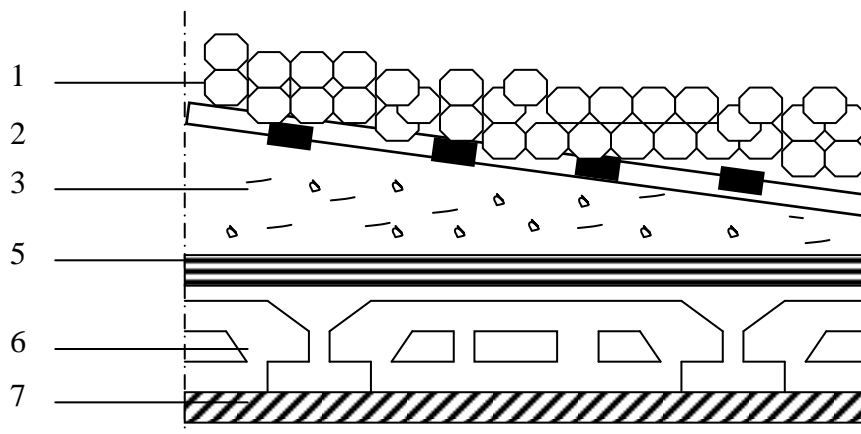


Figure II.6 : Coupe verticale du dernier plancher (terrasse inaccessible)

N°	Désignation	Epaisseur	ρ (K N/ m ³)	G (KN/ m ²)	Surcharg e (Q)
1	Couche de gravillon	0,05	20.00	1.00	1
2	Etanchéité multicouche	0,02	06.00	0.12	
3	Forme de pente en béton	0,08	22 .00	1.76	
4	Isolation thermique	0,04	04.00	0.16	
5	Feuille poly âne	/	/	0.01	
6	Plancher en corps creux (16+4)	0,16+0,04	/	2.85	
7	Enduit plâtre	0,02	10 .00	0.20	
G TOTALE				6.1 KN / m2	1

Tab II.1 Charge permanente due aux planchers terrasse.

➤ Plancher étage courant :

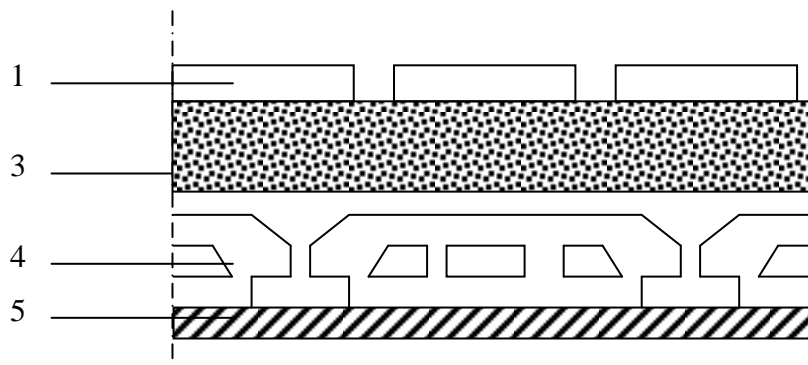


Figure II.7 : Coupe verticale du plancher d'étage courant

N°	Désignation	Epaisseur	$\rho(\text{KN/m}^3)$	G (KN/m^2)	Q
1	Revêtement dalle de sol	0,02	20.00	0.04	1.5
2	Mortier de pose	0,03	20.00	0.60	
3	Couche de sable	0,03	22.00	0.66	
4	Plancher en corps creux (16+4)	0,016+0.04	/	2.85	
5	Enduit sous plafond	0.02	10.00	0.20	
6	Cloison de séparation interne	0.10	09.00	0.90	
G TOTALE				5.61	1.5

Tab II.2 Charges dues aux planchers étages courant.

a.2) L'évaluation des charges et surcharges des murs :

Murs intérieurs :

N°	Désignation	Epaisseur	$\rho(\text{KN/m}^3)$	G (KN/m^2)
1	Enduit plâtre	0.02	10.00	0.20
2	Briques creuses	0.10	09.00	0.90
3	Enduit plâtre	0.02	10.00	0.20
G TOTAL				1.30

Tableau II.3: Calcul de la charge permanente des murs intérieurs.

Mur extérieurs :

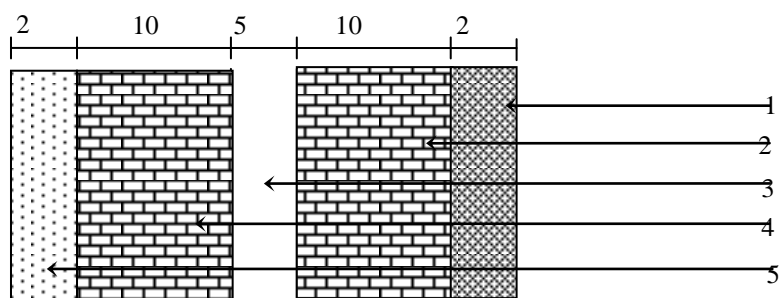


Tableau II.5 : Calcul de la charge permanente des murs

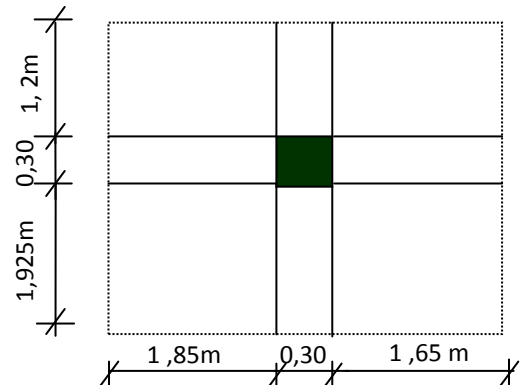
N°	Désignation	Epaisseur (m)	$\rho(\text{KN/m}^3)$	G (KN/m ²)
1	Enduit ciment	0.02	18.00	0.36
2	Briques creuses	0.10	09.00	0.90
3	Lame d'air	0.05	/	0.00
4	Briques creuses	0.10	09.00	0.90
5	Enduit palâtre	0.02	10.00	0.20
G Total				2.36

Tab II.4 Charges dues aux murs extérieurs.

III.1.1.5 Descentes de charges :

Charges et surcharge revenant au poteau le plus sollicité :

Le poteau le plus sollicité est :



1-Surface d'influence :

Figure II.8: Surface d'influence du poteau

C'est la surface du plancher revenant au poteau le plus sollicité qui est dans notre cas le poteau.

➤ Surface nette :

$$s_n = (1,85 \times 1,2) + (1,65 \times 1,2) + (1,925 \times 1,65) + (1,925 \times 1,85) = 10,938$$

➤ surface brute :

$$s_b = (1,85 + 0,30 + 1,65) \times (1,2 + 0,30 + 1,925) = 13,015$$

2-Poids propre des éléments :

a) Poutre :

➤ Poutre principales :

$$P_{PP} = (1,2+1,925) \times (0,4) \times (0,3) \times 25 = 9,375 \text{ kn/m}$$

- Poutre secondaire :

$$P_{PS} = (1,65+1,85) \times (0,35 \times 0,30) \times 25 = 9,187 \text{ kn/m}$$

$$\text{Poids total} = P_{PP} + P_{PS} = 9,187 + 9,375 = 18,562 \text{ kn/m}$$

b) planchers:

- Planchers terrasse

$$P = G \times S_n = 6,1 \times 10,937 = 66,72 \text{ kN}$$

- Planchers étage courant :

$$P = G \times S_n = 5,61 \times 10,937 = 61,362 \text{ KN.}$$

c) poteaux :

- RDC : $(0,30 \times 0,30) \times 25 \times 4,42 = 9,95 \text{ kN}$
- étage courant : $(0,30 \times 0,30) \times 25 \times 3,06 = 4,78$
- S-Sol : $(0,30 \times 0,30) \times 25 \times 3,06 = 4,78 \text{ KN}$

3- les surcharges :

- $Q_0 = 1 \times (13.015) = 13.015 \text{ KN.}$
- $Q_3 = Q_4 = Q_5 = \dots = Q_8 = 1.5 \times 13.015 = 19.52 \text{ KN.}$
- RDC et $Q_1 = Q_2 = 2.5 \times 13.015 = 32.54 \text{ KN.}$
- $Q_{S-Sol} = 5 \times 13.015 = 65.08 \text{ KN}$

Chaque plancher d'un immeuble est calculé pour la charge d'exploitation maximale qu'il est appelé à supporter. Toutefois, comme il est peu probable que tous les planchers d'une même construction soient soumis, en même temps, à leurs charges d'exploitation maximale, on réduit les charges transmises aux fondations.

Cette loi est appliquée pour les bâtiments à plusieurs étages ; des constructions à usage d'habitation est de services (bureaux) à fin de satisfaire certaines conditions notamment pour les locaux industriels et commerciales.

• Soit : Q_0 , la charge d'exploitation sur la terrasse couvrant le bâtiment. $Q_1, Q_2, Q_3, \dots, Q_n$, les charges d'exploitation respectives des planchers des étages 1,2,3 définie à partir de le dernier étage de la structure (sommet).

Q à chaque niveau est donnée par les formules suivantes :

- Sous la terrasse : Q_0 .
 - sous le dernier étage : $Q_0 + Q_1$.
 - sous l'étage immédiatement inférieur : $Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2)$.
 - sous l'étage immédiatement inférieur : $Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$.
 - Sous l'étage n quelconque $Q_0 + (3+n)/2n \cdot \sum_{i=1}^n Q_i$.
- Q_n : Surcharges d'exploitation à l'étage « n » en tenant compte dégression des surcharges.

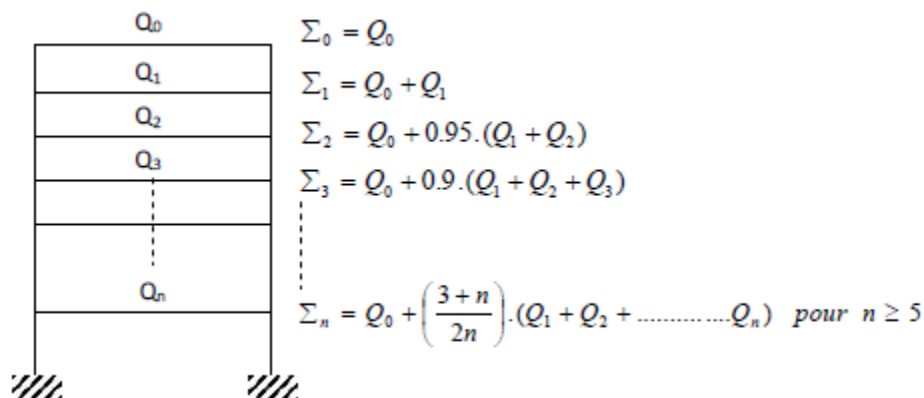


Figure II.6 : Loi de dégression des surcharges d'exploitation.

- ❖ Calcul des surcharges d'exploitation selon la charge d'exploitation selon la loi de dégression :

Niv10 $Q_0 = 13.015 \text{ KN}$

Niv9..... $Q_0 + Q_1 = 32.54$

Niv8..... $Q_0 + 0.95(Q_1 + Q_2) = 50.11$

Niv7..... $Q_0 + 0.90(Q_1 + Q_2 + Q_3) = 65.73$

Niv6..... $Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 79.39$

Niv5..... $Q_0 + 0.80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 91.11$

Niv4..... $Q_0 + 0.75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 100.87$

Niv3..... $Q_0 + 0.71(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7) = 110.04$

Niv2..... $Q_0 + 0.68 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8) = 122.94$

Niv1..... $Q_0 + 0.66 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9) = 136.21$

RDC..... $Q_0 + 0.65 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10}) = 176.64$

S-Sol1..... $Q_0 + 0.64 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10} + Q_{11}) = 190.12$

Niv	Charges permanentes et surcharges(KN)								Sections des poteaux	
	G _{PLANCHER}	G _{poutre}	G _{poteau}	G	G _{cum}	Q	Q _{cum}	N=G _c + Q _c	$s \geq N/\sigma_{bc}$	Section adoptée
10	66.72	18.55	0	85.27	85.27	13.015	13.015	65.53	59,79	30X30
9	61.36	18.55	4.78	84.69	169.69	19.523	32.538	135	126,96	30x30
8	61.36	18.55	4.78	84.69	254.65	19.523	52.061	204.47	196,96	30x30
7	61.36	18.55	4.78	84.69	339.34	19.523	71.584	273.95	266,16	35x35
6	61.36	18.55	4.78	84.69	424.03	19.523	91.107	343.43	335,77	35x35
5	61.36	18.55	4.78	84.69	508.72	19.523	110.63	412.9	405 ,36	35x35
4	61.36	18.55	4.78	84.69	593.41	19.523	130.153	482.37	474,96	40x40
3	61.36	18.55	4.78	84.69	678.1	19.523	140.676	551.85	544,56	40x40
2	61.36	18.55	4.78	84.69	762.79	25	174.676	624.98	614,16	40x40
1	61.36	18.55	4.78	84.69	847.48	25	199.676	698.11	683,76	45x45
RDC	61.36	18.55	9.95	89.86	937.34	65.075	264.751	801.39	756,08	45x45
SS1	61.36	18.55	4.78	84.69	1022.03	25	289.751	874.52	785,63	45x45

Tableau II.5 récapitulatif de la descente de charges sur le poteau

- Vérification des poteaux selon les recommandations du RPA 99 modifier 2003(Art 7.4.1)

Poteaux	Conditions exigées par RPA	Valeur calculée et vérification	Observation
30x30 (8,9,10 étages)	$\min (b,h) \geq 30 \text{ cm}$	$\min (b,h) = 30 \geq 30 \text{ cm}$	Condition vérifiée
	$\min (b,h) \geq \frac{h_e}{20}$	$\frac{h_e}{20} = \frac{306}{20} = 15,3 \text{ cm} < 30 \text{ cm}$	
	$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4$	$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} = \frac{30}{30} = 1 < 4$	
35x35 (5, 6,7 étages)	$\min (b,h) \geq 30 \text{ cm}$	$\min (b,h) = 35 \geq 30 \text{ cm}$	Condition vérifiée
	$\min (b,h) \geq \frac{h_e}{20}$	$\frac{h_e}{20} = \frac{306}{20} = 15,3 \text{ cm} < 35 \text{ cm}$	
	$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4$	$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} = \frac{35}{35} = 1 < 4$	
40x40 (2, 3,4 étages)	$\min (b,h) \geq 30 \text{ cm}$	$\min (b,h) = 40 \geq 30 \text{ cm}$	Condition vérifiée
	$\min (b,h) \geq \frac{h_e}{20}$	$\frac{h_e}{20} = \frac{306}{20} = 15,3 \text{ cm} < 40 \text{ cm}$	
	$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4$	$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} = \frac{40}{40} = 1 < 4$	
45x45 (SSol, RDC, 1er étages)	$\min (b,h) \geq 30 \text{ cm}$	$\min (b,h) = 45 \geq 30 \text{ cm}$	Condition vérifiée
	$\min (b,h) \geq \frac{h_e}{20}$	$\frac{h_e}{20} = \frac{462}{20} = 23,1 \text{ cm} < 45 \text{ cm}$	
	$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4$	$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} = \frac{45}{45} = 1 < 4$	

Tableau II.6 : Vérifications des poteaux aux RPA.

- **Vérifications de la résistance des poteaux au flambement :**

Les éléments structuraux tels que les poteaux sont soumis en permanence à des efforts très importants de compression alors ils risquent de subir d'importantes déformations dues au flambement.

Le flambement est un phénomène d'instabilité de forme qui peut survenir dans les éléments comprimés des structures.

Cette instabilité dépend de :

- La longueur de flambement.
- La section (caractéristiques géométriques).

La nature des appuis Le calcul des poteaux au flambement, consiste à vérifier la condition suivante :

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

Avec :

λ : l'élancement des poteaux.

L_f : Longueur de flambement ($L_f = 0.7 L_0$ car le poteau est encastré à ses deux extrémités d'après le BAEL.91).

i : rayon de giration ($i = \sqrt{\frac{I}{S}}$).

L_0 : longueur libre du poteau.

S : section transversale du poteau ($b \times h$) tel que $b=h$.

I : moment d'inertie du poteau ($I = \frac{bh^3}{12}$) tel que $b=h$.

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{0.7L_0}{\sqrt{\frac{I}{S}}} = \frac{0.7L_0}{\sqrt{\frac{I}{b^2}}} = \frac{\sqrt{12} \cdot 0.7L_0}{b} \lambda = 0.7 \times \sqrt{12} \times \frac{L_0}{b}$$

$$\longrightarrow \lambda = 2.42 \frac{L_0}{b}$$

Poteaux (30x30) du 8eme ; 9eme étage: $L_0 = 3,06-0,2=2,86 \Rightarrow \lambda = 23,07 < 50$.

Poteaux (35x35) du 5eme ; 7eme étage : $L_0 = 3,06-0,2= 2,86. \Rightarrow \lambda = 19,77 < 50$.

Poteaux (40x40) du 2à 4eme étages : $L_0 = 3,06-0,2= 2,86. \Rightarrow \lambda = 17,30 < 50$.

Poteaux (45x45) (SS) ; 1^{er} étages : $L_0 = 3,06-0,2=2,86. \Rightarrow \lambda = 15,38 < 50$.

Poteaux (45x45) RDC : $L_0 = 4,62-0,4=4,22. \Rightarrow \lambda = 22,69 < 50$.

➤ **La condition de non flambement est vérifiée pour tous les poteaux.**

Conclusion :

- **Plancher à corps creux :**

De sous sol1 au RDC : (16+4) cm

De 3^{eme} au 8^{eme} étage : (16+4) cm

- **Dalles pleines :** épaisseur de 15 cm.

- **Poutre :**

Poutres principales : (30x40) cm².

Poutres secondaires : (30x35) cm².

- **Poteaux :**

(45x45) cm² pour le sous sol1 au RDC, ET1

(40x40) cm² pour le 2^{eme}, 3^{eme} et 4^{eme} étages.

(35x35) cm² pour le 5^{eme}, 6^{eme}, 7^{eme} étages.

(30x30) cm² pour le 8^{eme}, 9^{eme}, 10 étage

- Voile : Épaisseur de 20 cm.

III-1 Introduction :

Après avoir pré-dimensionné les éléments de contreventement, on passera au calcul des éléments non structuraux à savoir l'acrotère, les escaliers, les balcons la salle machine ainsi les planchers .

III.2 L'acrotère :

L'acrotère est un élément secondaire en béton armé exposé aux intempéries, dont la réalisation est indispensable, pour des raisons de sécurité et d'étanchéité, il est assimilé à une console encastrée au niveau de dalle de la terrasse ; soumis à son poids propre (G), et un effort horizontal $Q=1\text{KN}$ du à la main courante qui engendre un moment.

Le ferrailage sera déterminé en flexion composée pour une bonde de 1m de longueur.

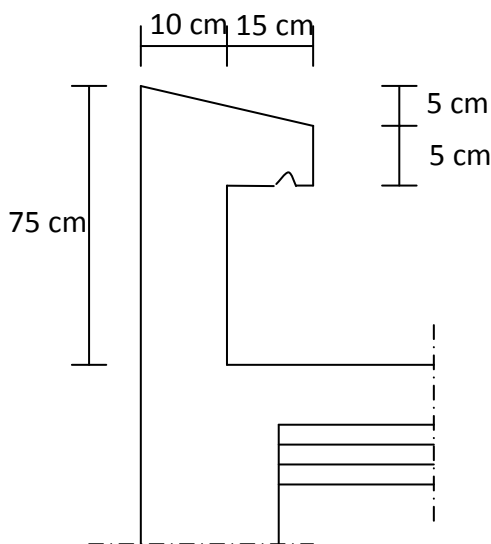


fig1. Coupe transversale de l'acrotère.

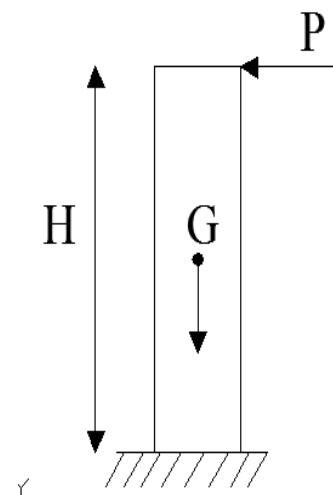


Fig .2 schéma statique de l'acrotère

- Les dimensions de l'acrotère $H= 75\text{ cm}$, $e= 10\text{ cm}$
- La charge permanente de l'acrotère est déterminée comme suit :

$$G_{acr} = \rho_{\text{béton}} \times S_{acr}$$

Avec : $\rho_{\text{béton}}$: masse volumique du béton = 25 KN/m^3 .

S_{acr} : Section longitudinale de l'acrotère.

III.2. 1. Détermination des sollicitations :

❖ Calcul des Chargement :

- Poids propre $G = 25 \times (0,25 \times \frac{0,05}{2} + 0,25 \times 0,05 + 0,1 \times 0,65) = 2,09 \text{ KN/ml}$.

- Surcharge due à la main courante $Q = 1 \text{ KN / ml}$.

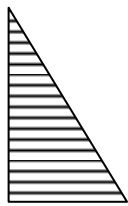


Diagramme du moment

$$M = Q \times H$$

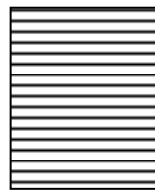


Diagramme de l'effort tranchant $T = Q$

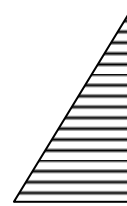


Diagramme de l'effort normal $N = G$

fig III.2 Diagrammes des efforts internes sous Q

❖ Calcul des sollicitation :

• Effort normal du au poids propre

$$N_G = G \times 1 \text{ m} = 2,09 \text{ KN/m} .$$

• Moment de renversement du à l'effort horizontal Q

$$M_Q = Q \times H \times 1 \text{ m} = 0,75 \text{ KN.m} .$$

III.2.2 Combinaisons des charges :

ELU : La combinaison de charges considérer : **1,35G + 1,5Q (BAEL91)**

$$N_u = 1,35N_G = 2,82 \text{ KN} .$$

$$M_u = 1,5 M_Q = 1,125 \text{ KN.m} .$$

ELS : La combinaison de charges à considérer est **G + Q (BAEL91)**

$$N_s = N_G = 2,82 \text{ KN} .$$

$$M_s = M_Q = 0,75 \text{ Kn.m} .$$

III.2.3 Détermination du ferrailage :

Le ferrailage de l'acrotère sera déterminé en flexion composée et sera donné par mètre linéaire ; pour le calcul on considère une section ($b \times h$) cm^2 soumise à la flexion composée

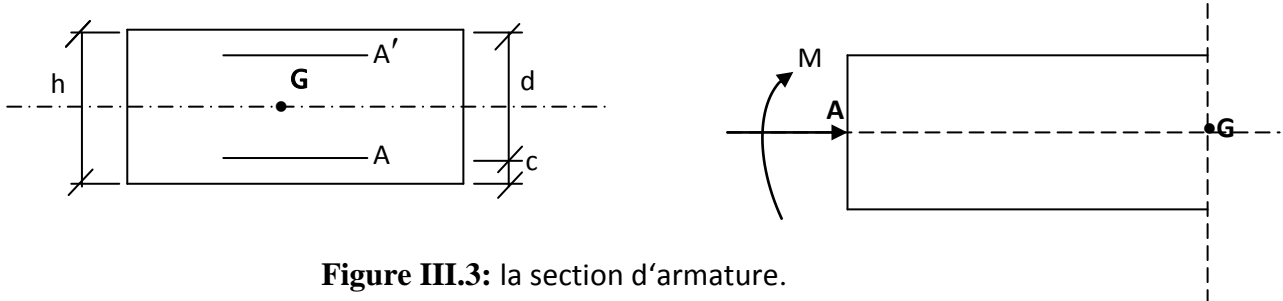


Figure III.3: la section d'armature.

- h : Epaisseur de la section = 10cm
- b : largeur de la section = 100cm
- c et c' : Enrobage = 2cm
- $d = h - c$: Hauteur utile = 8cm
- M_f : Moment fictif calculé par rapport au CDG des armatures tendues.
- $f_{bc} = 14.2$ MPA.
- $\sigma_{ST} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348$ MPA.

Soit c : Centre de pression.

e : excentricité.

III.2.3.1 Le calcul des armatures à l'ELU :

➤ Position du centre de pression :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1.125}{2.82} = 0.39\text{m} = 39\text{cm}.$$

Nous avons $\frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 2 = 3\text{cm} < e_u = 39\text{cm} \Rightarrow$ le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section délimitée par les aciers, donc une section partiellement comprimée.

On fera un calcul en flexion simple afin de déterminer une section d'armatures fictives (A_f), puis on déduira la section d'armatures réelle (A_r) en flexion composée.

➤ calcul en flexion simple (section d'armatures fictives) :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_f : \text{moment fictif} \\ M_f = N_u + e_u \left(\frac{h}{2} - c \right) \end{array} \right.$$

$$AN \rightarrow M_f = 2.82 \times (0.39 + (0.05 - 0.02)) = 1.1844 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 f_{bu}} \quad \text{avec } d = h - c = 10 - 2 = 8 \text{ cm (la hauteur utile)}$$

$$\mu = \frac{1.1844 \times 10^6}{1000 \times 80^2 \times 14.2} = 0.013 < \mu_L = 0.392 \quad \Rightarrow \quad \text{S.S.A} \quad \beta = 0.993$$

$$A_f = \frac{M_f}{\beta d \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{1.1844 \times 10^6}{0.993 \times 80 \times 348} = 42.84 \text{ mm}^2 = 0.43 \text{ cm}^2$$

➤ calcul en flexion composée :

$$A_r = A_f - \frac{N_u}{100 \cdot \sigma_s} = 0.43 - \frac{2.82 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 0.35 \text{ cm}^2$$

III.2.3.2 Vérification à l'ELU:

➤ Condition de non fragilité: (Art. A.4.2.1/BAEL 91)

$$A_{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28} e_s - 0.455d}{f_e e_s - 0.185d}$$

$$= 0.23 \times 100 \times 8 \times \frac{2.1}{400} \times \frac{27 - 0.455 \cdot 8}{27 - 0.185 \cdot 8} = 0.88 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.88 \text{ cm}^2$$

$$\text{Avec : } e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.75}{2.82} = 0.27 \text{ m} = 27 \text{ cm.}$$

Conclusion :

$$A_f \leq A_{\min}$$

$$\text{On adopte } A_s = A_{\min} = 0.88 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit: } A_s = 5HA8 = 2.51 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad \text{avec un espacement } S_t = 20 \text{ cm}$$

Armatures de répartition:

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2.51}{4} = 0.63 \text{ cm}^2 / \text{m} \quad S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

➤ **Vérification au cisaillement : (BAEL91 art 5.1.1)**

On a une Fissuration préjudiciable ;

$$\overline{\tau}_u = \min\left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4\text{MPa}\right) = \min\left(\frac{0.15 \times 25}{1.15}, 4\text{ MPa}\right) = 2.5\text{ MPa}.$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \quad \text{avec : } V_u = 1.5 \times Q = 1.5 \times 1 = 1.5\text{ KN}.$$

$$\tau_u = \frac{1.5 \times 10^3}{1000 \times 80} = 0.0187\text{ MPa}$$

$$\tau_u < \overline{\tau}_u \Rightarrow \text{CN : (Les armatures transversales ne sont pas nécessaires)}$$

➤ **Vérification de l'adhérence des barres: (art A.6.1., 3 BAEL modifié 91)**

$$\overline{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15\text{ MPa}.$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 d \sum u_i} \quad \text{Avec : } \sum u_i \text{ Somme des périmètres}$$

$$\sum U_i = 5\pi\phi = 5 \times 3.14 \times 0.8 = 12.56\text{ cm} \quad \text{utiles des barres.}$$

$$\tau_{se} = \frac{1500}{0.9 \times 80 \times 12.56} = 0.17\text{ MPa}$$

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau}_{se} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Longueur de scellement droit (BAEL 91 modifié 1.2.2) :

$$L_s = 40\phi = 40 \times 0.8 = 32\text{ cm}$$

III.2.3.2 Vérification à l'ELS:

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc les fissurations sont considérées comme étant fissurations préjudiciables.

$$M_s = 0.75\text{ KN.m}$$

$$N_s = 2.82\text{ KN}.$$

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.75}{2.82} = 0.26 \text{ m} = 26 \text{ cm.}$$

$$e_s = 26 \text{ cm} \geq \frac{h}{2} - c \rightarrow \text{Section partiellement comprimée.}$$

➤ Etapes fictives :

$$\overline{M}_{fs} = N_s \left(e_s + \left(\frac{h}{2} - c \right) \right) = 2.82 \left(0.26 + \left(\frac{0.1}{2} - 0.02 \right) \right) = 0.82 \text{ m.}$$

$$\alpha = \frac{15 \times \sigma_{bc}}{15 \times \sigma_{bc} \times \sigma_{st}} = 0.527$$

$$\mu_s = 0.01622$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta} f_{t28} \right) = 201.63 \text{ mpa}$$

Moment réduit :

$$\overline{M}_{fs} = \mu_s \times b \times d^2 \times \sigma_{st} = (0.01622 \times 1000 \times 80^2 \times 201.63) 10^{-6} = 20.93 \text{ KN.m.}$$

$$\overline{M}_{fs} = 10.65 \geq M_{fs} = 0.82 \text{ KN.m} \rightarrow \text{La section est simplement armée.}$$

$$A_{stf} = \frac{M_{fs}}{(d-c) \times \sigma_{bc}} = \frac{0.82 \times 10^3}{(8-3) \times 201.63} = 0.81 \text{ cm}^2.$$

$$\text{On adopte } A_{st} 1.13 \text{ cm}^2$$

➤ **Vérification des contraintes dans les aciers :**

La section d'armatures adoptée à l'ELU en travée est $A_s = 1.13 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{100 \times 1.13}{100 \times 8} = 0.141 \rightarrow \beta_1 = 0.938 \rightarrow K_1 = 65.64$$

$$\sigma_s = \frac{M_t^{ser}}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s} = \frac{0.75 \times 10^6}{0.938 \times 120 \times 113} = 59 \text{ MPa} \leq 201.63 \text{ MPa} \dots \text{condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification des contraintes dans le béton :**

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

σ_{bc} : Contrainte dans le béton comprimé.

$\overline{\sigma}_{bc}$: Contrainte limite dans le béton comprimé.

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{59}{65.64} = 0.9 \text{ Mpa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \text{condition vérifiée.}$$

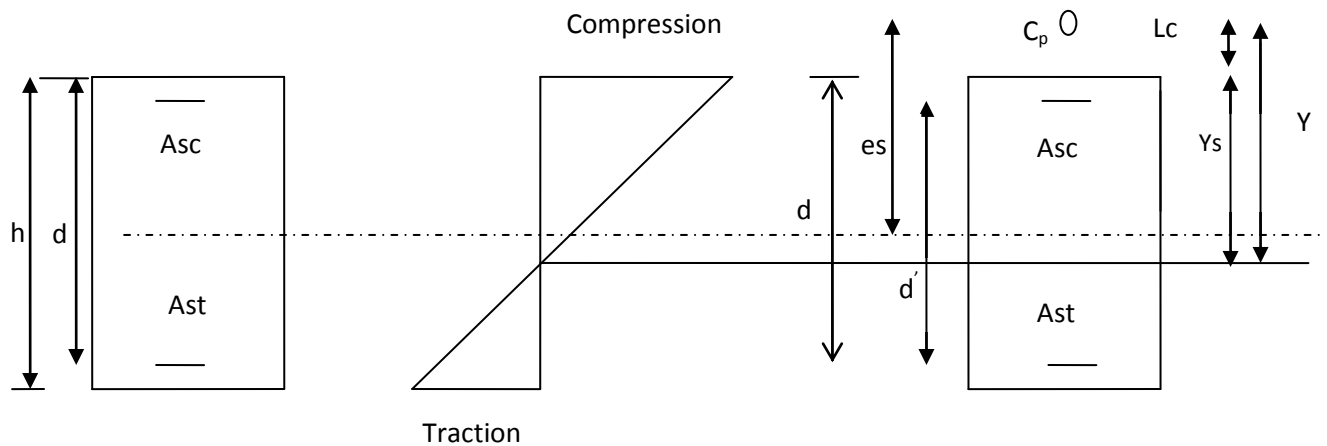


Fig III.4: Répartition des contraintes dans l'acrotère.

➤ **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 :

$$F_p = 4AC_p W_p$$

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone, dans notre cas « **Zone III, Gp 2** »

⇒ $A=0,25$. (RPA99, art 4.2.3 tableau 4-1)

C_p : Facteur de force horizontale, $C_p = 0.8$

W_p : Poids de l'acrotère $= 1,8 \text{ KN/ml}$.

D'où : $F_p = 4 \times 0.25 \times 0.8 \times 1.8 = 1.44 \geq 1 \text{ KN/ml} \Rightarrow$ (Condition n'est pas vérifiée).

❖ **Conclusion :**

On calcul l'acrotère sous l force horizontale $F_p = 1.44 \text{ KN/ml}$

a) Calcul des sollicitations à ELU :

- Effort normal du au poids propre

$$N_G = G \times 1 \text{ m} = 2,09 \text{ KN/m}.$$

- **Effort tranchant du a la poussé latérale T**

$$T = F_p \times 1 \text{ ml} = 1,44 \text{ KN}$$

- **Moment de renversement du à l'effort horizontal Q :**

$$M_Q = 1.44 \times 0.75 \times 1 \text{ m} = 1.08 \text{ KN.m}.$$

➤ **Combinaisons des charges :**

ELU : La combinaison de charges considérer : **1,35G + 1,5Q (BAEL91)**

$$N_u = 1,35N_G + 1,5N_F = 2,82 \text{ KN}.$$

$$M_u = 1,5 M_Q = 1,62 \text{ KN.m}$$

$$T_u = 1,35T_G + 1,5T_F = 2,16$$

ELS : La combinaison de charges à considérer est **G + Q (BAEL91)**

$$N_s = N_G = 2,09 \text{ KN}.$$

$$M_s = M_Q = 1.08 \text{ Kn.m}.$$

$$T_s = 1,44 \text{ KN}.$$

b) Détermination du ferrailage :

Le ferrailage de l'acrotère sera déterminé en flexion composée et sera donné par mètre linéaire ; pour le calcul on considère une section (b x h) cm² soumise à la flexion composée

Le calcul des armatures à l'ELU :

➤ **Position du centre de pression :**

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1.62}{2.82} = 0.57 \text{ m} = 57 \text{ cm}.$$

Nous avons $\frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 2 = 3 \text{ cm} < e_u = 57 \text{ cm} \Rightarrow$ le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section délimitée par les aciers, donc une section partiellement comprimée.

On fera un calcul en flexion simple afin de déterminer une section d'armatures fictives (A_f), puis on déduira la section d'armatures réelle (A_r) en flexion composée.

➤ **calcul en flexion simple (section d'armatures fictives) :**

M_f : moment fictif

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

$$AN \rightarrow M_f = 2.82 (0.03 + 0.57) = 1.70 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 f_{bu}} \quad \text{avec } d = h - c = 10 - 2 = 8 \text{ cm (la hauteur utile)}$$

$$\mu = \frac{1.70 \times 10^6}{1000 \times 80^2 \times 14.2} = 0.018 < \mu_L = 0.392 \quad \Rightarrow \quad \text{S.S.A} \quad \beta = 0.991$$

$$A_f = \frac{M_f}{\beta d \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{1.70 \times 10^6}{0.991 \times 80 \times 348} = 61.62 \text{ mm}^2 = 0.61 \text{ cm}^2$$

➤ calcul en flexion composée :

$$A_r = A_f - \frac{N_u}{100 \cdot \sigma_s} = 0.61 - \frac{2.82 \times 10}{348} = 0.53 \text{ cm}^2$$

c) Vérification à l'ELU:

➤ Condition de non fragilité: (Art. A.4.2.1/BAEL 91)

$$A_{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28} e_s - 0.455d}{f_e e_s - 0.185d}$$

$$= 0.23 \times 100 \times 8 \times \frac{2.1}{400} \times \frac{38 - 0.455 \cdot 8}{38 - 0.185 \cdot 8} = 0.91 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.91 \text{ cm}^2$$

$$\text{Avec : } e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{1.08}{2.82} = 0.38 \text{ m} = 38 \text{ cm}$$

Conclusion :

$$A_f \leq A_{\min}$$

$$\text{On adopte } A_s = A_{\min} = 0.91 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit: } A_s = 5HA8 = 2.51 \text{ cm}^2 / ml \quad \text{avec un espacement } S_t = 20 \text{ cm}$$

Armatures de répartition:

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2.51}{4} = 0.62 \text{ cm}^2 \quad S_t = 20 \text{ cm}$$

➤ **Vérification au cisaillement : (BAEL91 art 5.1.1)**

On a une Fissuration préjudiciable ;

$$\overline{\tau}_u = \min\left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4\text{MPa}\right) = \min\left(\frac{0.15 \times 25}{1.15}, 4\text{ MPa}\right) = 2.5\text{ MPa}.$$

$$\tau_u = \frac{Vu}{b \times d} \quad \text{avec : } V_u = 1.5 \times F_p = 1.5 \times 1.44 = 2.16\text{KN}.$$

$$\tau_u = \frac{2.16 \times 10^3}{1000 \times 80} = 0.027\text{MPa}$$

$$\tau_u < \overline{\tau}_u \Rightarrow \text{CN : (Les armatures transversales ne sont pas nécessaires)}$$

➤ **Vérification de l'adhérence des barres: (art A.6.1.1, 3BAEL91)**

$$\overline{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15\text{ MPa}.$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 d \sum u_i} \quad \text{Avec : } \sum u_i \text{ Somme des périmètres}$$

$$\sum U_i = 5\pi\phi = 5 \times 3.14 \times 0.8 = 12.56\text{ cm} \quad \text{utiles des barres.}$$

$$\tau_{se} = \frac{2160}{0.9 \times 80 \times 125.6} = 0.24\text{MPa}$$

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau}_{se} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Longueur de scellement droit (BAEL 91 1.2.2) :

$$L_s = 40\phi = 40 \times 0.8 = 32\text{cm}$$

d) Vérification à l'ELS:

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc les fissurations sont considérées comme étant fissurations préjudiciables.

$$M_s = 1.08\text{ KN.m}$$

$$N_s = 2.82\text{ KN}.$$

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{1.08}{2.82} = 0.38\text{ m} = 38\text{ cm}.$$

$$e_s = 38 \text{ cm} \geq \frac{h}{2} - c \rightarrow \text{Section partiellement comprimée.}$$

➤ Etapes fictives :

$$M_{fs} = N_s \left(e_s + \left(\frac{h}{2} - c \right) \right) = 2.82 \left(0.38 + \left(\frac{0.1}{2} - 0.02 \right) \right) = 1.16 \text{ m.}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Moment réduit :

$$\mu_s = \frac{1.08 \times 10^3}{100 \times 8^2 \times 14.2} = 0.012$$

$$\overline{M}_{fs} = \mu_s \times b \times d^2 \times \sigma_{st} = (0.012 \times 1000 \times 80^2 \times 201.63) 10^{-6} = 15.49 \text{ KN.m.}$$

$$\overline{M}_{fs} = 15.49 \geq M_{fs} = 1.16 \text{ KN.m} \rightarrow \text{La section est simplement armée.}$$

$$A_{stf} = \frac{M_{fs}}{(d-c) \times \sigma_{bc}} = \frac{1.16 \times 10^3}{(8-3) \times 201.63} = 1.15 \text{ cm}^2.$$

$$\text{On adopte } A_{st} = \text{ cm}^2$$

➤ **Vérification des contraintes dans les aciers :**

La section d'armatures adoptée à l'ELU en travée est $A_s = 1.13 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{100 \times 1.13}{100 \times 8} = 0.141 \rightarrow \beta_1 = 0.938 \rightarrow K_1 = 65.64$$

$$\sigma_s = \frac{M_t^{ser}}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s} = \frac{0.75 \times 10^6}{0.938 \times 120 \times 113} = 59 \text{ MPa} \leq 201.63 \text{ MPa} \dots \text{condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification des contraintes dans le béton :**

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

σ_{bc} : Contrainte dans le béton comprimé.

$\overline{\sigma}_{bc}$: Contrainte limite dans le béton comprimé.

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{59}{65.64} = 0.9 \text{ Mpa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots \text{condition vérifiée.}$$

III.3 Les balcons :

Le balcon est l'un des éléments porteurs d'une structure ; fabriqué en dalle pleine suite à la dalle planchée.

Suite à ce Schéma statique du balcon ; ce dernier travaille comme une console encastrée au niveau de la poutre de rive et libre de l'autre extrémité, donc le calcul se fait à la flexion simple soumis à son poids propre, au poids de revêtements et au poids de garde corps (en brique creuse de 8 à 10 cm d'épaisseur).

Le calcul se fait pour une bande de 1m

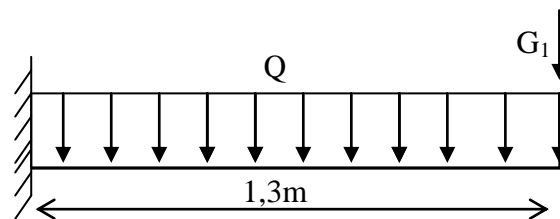


Fig III.5 . Schéma statique du balcon .

III.3.1 Dimensionnement du balcon :

L'épaisseur de balcon est déterminée comme suit :

$$e_p = \frac{L}{10} = \frac{130}{10} = 130 \text{ cm} \quad \text{Soit } e_p = 15 \text{ cm}$$

Charges permanentes :

Charges permanentes uniformes	Epaisseur [m]	ρ (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	0.02	20,00	0.44
Mortier de pose	0.02	20.00	0.44
Couche de sable	0.03	17.00	0.51
Poids propre de la dalle	0.15	25	3.75
Enduit en mortier	0.02	20	0.44
		G= 5.58 (KN/m²)	

Tableau III.1 Charge permanente de balcon

- **Garde – corps :**

$$G_1 = \text{Poids propre de l'enduit ciment} \times 2 + \text{Maçonnerie}$$

$$= (0.02 \times 2) \times 18 + (0.1 \times 9) = 1.62$$

$$= 1.62 \text{ KN/m}^2$$

- Charges d'exploitations :

$$Q_d = 3.5 \text{ KN/m}$$

Charge horizontale due à la main courante : $Q = 1 \text{ KN/ m}^2$

III.3.2 calcul limite à L'ELU :

Le calcul en flexion simple avec une bonde de 1m de largeur.

a) combinaison de charges :

➤ Dalle

$$\begin{aligned} q_u &= 1.35G + 1.5Q \\ &= 1.35 (5.58) + 1.5 (3.5) \\ &= 12.78 \text{ KN/ml} \end{aligned}$$

➤ Garde corps

$$\begin{aligned} g_u &= 1.35 \times G_1 \\ &= 1.35 \times 1.62 \\ &= 2.187 \text{ KN/ml} \end{aligned}$$

b) Calcul des efforts internes :

- La réaction d'appui :

$$\Sigma F_{ext} = 0 \rightarrow R_A - (q_u \times L) - g_u = 0$$

$$\begin{aligned} R_A &= (12.78 \times 1.3) + 2.187 \\ &= 21.74 \end{aligned}$$

- le moment fléchissant:

$$\Sigma M/A = 0 \rightarrow M_u + q_u \times L \left(\frac{L}{2}\right) + (g_u \times L) =$$

$$\begin{aligned} M_u &= - q_u \left(\frac{L^2}{2}\right) - (g_u \times L) = - 12.78 \left(\frac{1.3^2}{2}\right) - (2.187 \times 1.3) \\ &= - 18.30 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

(Le signe (-) désigne que la fibre supérieure est tendue).

- L'effort tranchant : $0 \leq X \leq 1.20 \text{ m}$

$$\Sigma FY = TY = -q_u(x) - g_u = -12.78x - 2.187$$

$$\rightarrow \text{Pour } x = 0 \text{ m } TY = -2.187 \text{ KN}$$

$$\rightarrow \text{Pour } x = 1.53 \text{ m } TY = -21.74 \text{ KN.}$$

- **Moment fléchissant : $0 \leq x \leq 1.20 \text{ m}$**

$$\Sigma Mu/A = -q_u\left(\frac{x^2}{2}\right) - (q_{mu} x(X))$$

$$\rightarrow \text{Pour } x = 0 \text{ m } Mu = 0 \text{ KN.m}$$

$$\rightarrow \text{Pour } x = 1.53 \text{ m } Mu = -18.30 \text{ KN.m.}$$

III.3.3 des armatures à l'ELU :

Il consiste à étudier une section rectangulaire soumise à la flexion simple.

$$\mu_b = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} = \frac{18.30 \times 10^6}{1000 (120^2) \times 14.2} = 0.08$$

$$\mu_b \leq \mu_l = 0.392 \quad \text{S.S.A}$$

$$\mu_b = 0.08 \rightarrow \beta = 0.958$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{18.30 \times 10^6}{0.958 \times 120 \times 348} = 4.57 \text{ cm}^2$$

Soit : 5HA12 = 5.65 cm² avec un espacement $S_t = 100/4 = 25 \text{ cm}$.

- Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA8 = 2.01 cm² avec un $S_t = 25 \text{ cm}$

➤ Vérification à l'ELU

a) Condition de non fragilité :

$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \rightarrow$ (armatures minimales pour respecter la condition de non-fragilité).

$$A_{min} = 0.23 \times 1000 \times 120 \times \frac{2.1}{400} = 1.45 \text{ cm}^2$$

$A_{st} = 6,16 \geq A_{min} = 1.45 \rightarrow$ Condition vérifiée.

➤ **Vérifications au cisaillement :**

Fissuration préjudiciable

$$\tau_u = \frac{V_u}{b d} \leq \overline{\tau_u} = \min \left(\frac{0.15}{\gamma_b} f_{ct28} ; 5 \text{ MPa} \right)$$

$$\tau_u = \frac{17.52 \times 10^3}{1000 \times 120} = 0.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_u \leq \overline{\tau_u} \rightarrow \text{CV}$$

$$\overline{\tau_u} = 2.5 \text{ MPa}$$

(Armatures transversales ne sont pas nécessaire ; pas de risque de cisaillement)

➤ **Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres :**

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 d \sum U_i} = \frac{21.74 \times 10^3}{0.9 \times 120 \times 175.88} = 1.14 \text{ MPa}$$

Avec : $\sum U_i = n \pi \Phi = 4 \times 3.14 \times 14 = 175.884 \text{ mm}$.

$$\overline{\tau_{se}} = \psi_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}} \rightarrow \text{condition vérifiée .}$$

(aucun risque d'entraînement des barres) .

➤ **Ancrage des barres aux appuis :**

Rappel (Bael 91)

Barres tendues isolées (HA) (BAEL91 A.6.1,22)	
Types d'acier $\psi_s \geq 1.5$	
Fe = 400MPa ls = 40 Φ	Fe = 500 MPa ls = 50 Φ

Tableau III.2 Rappel de BAEL

➤ **Longueur de scellement droit :** (BAEL 91/Art A.6.1, 221)

- Armatures longitudinales :

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_s} \text{ tel que } \tau_s = 0.6 \cdot \psi s^2 f_{t28} = 2.835$$

$$L_s = \frac{14 \times 400}{4 \times 2.835} = 493.82 \text{ mm} = 50 \text{ cm} \quad 35\phi \leq 40\phi \rightarrow \text{Vérifié.}$$

On prend $l_s = 50 \text{ cm}$

La longueur de scellement dépasse la largeur de la poutre à la qu'elle les barres seront ancrée

alors le BAEL admet que l'ancrage d'une barre se termine par un crochet, dont la longueur D'ancrage mesuré hors crochets est : $l_c = 0.4 \times l_s$ (art A.6.1.253 BAEL 99).

$$l_c = 0.4 \times 50 = 20 \text{ cm.}$$

- Armatures transversale :

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_s} \text{ tel que } \tau_s = 0.6 \cdot \psi s^2 f_{t28} = 2.835$$

$$L_s = \frac{14 \times 400}{4 \times 2.835} = 493,8273 \text{ mm} = 35.27 \text{ cm} \quad 35\phi \leq 40\phi \rightarrow \text{Vérifié.}$$

On prend $l_s = 50 \text{ cm}$.

D'ancrage mesuré hors crochets est : $l_c = 0.4 \times l_s$ (art A.6.1.253 BAEL 99).

$$l_c = 0.4 \times 50 = 20 \text{ cm.}$$

➤ **Espacement des barres :**

- Armatures longitudinales :

$$St \leq \min (2h; 25\text{cm}) = \min (2 \times 15 = 30\text{cm}; 25\text{cm}) = 25\text{cm}$$

$$St = 15\text{cm} \leq 25\text{cm} \dots \dots \dots \text{Condition est vérifiée.}$$

- Armatures transversale:

$$St \leq \min (3h; 33\text{cm}) = \min (3 \times 15 = 45 \text{ cm}; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$$

$$St = 20\text{cm} \leq 33 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition est vérifiée.}$$

➤ **Vérification à l'ELS:**

a) **combinaison des charges**

➤ **Dalle**

$$q_s = G + Q = 5.58 + 3.5 = 9.08 \text{ KN/ml}$$

➤ **Garde corps**

$$g_s = 1.62 \text{ KN/ml.}$$

b) calcul des efforts internes :• **le moment fléchissant :**

$$M_s = \frac{q_{ls} \times L^2}{2} + g_s \times L = \frac{9.08 \times 1.53^2}{2} + 1.62 \times 1.53 = 13.1 \text{ KN.m}$$

c) Etat limite de résistance de béton en compression :

La contrainte de compression dans le béton : $\sigma_{bc} = \sigma_s \cdot K$.

La section d'armatures adoptée à l'ELU en travée est $A_s = 4\phi_{14} = 6,16 \text{ cm}^2$.

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{100 \times 6,16}{100 \times 12} = 0.51 \rightarrow \beta_1 = 0.905 \rightarrow K_1 = 0.027$$

La contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_t^{ser}}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s} = \frac{8.48 \times 10^6}{0.905 \times 120 \times 452} = 172.75 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{OK}$$

$$\sigma_{bc} = 0.027 \times 172.75 = 4.66 < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition est vérifiée.}$$

d) État limite d'ouvertures des fissures :

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}} = \min\left(\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta f_{t28}}\right) \dots \dots \dots \text{Fissuration préjudiciable.}$$

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}} = \min\left(\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{1.6 \times 1.2}\right) = (266.66, 201.63)$$

$$\sigma_{st} = 172.75 \leq \overline{\sigma_{st}} = 201.63 \Rightarrow \text{Condition est vérifiée.}$$

e) État limite de déformation :

On doit vérifier les conditions suivantes

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \text{avec}$$

h : hauteur total de la section est égale à 15

L : largeur est égale à 1.20 cm.

A : section des armatures.

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_s}{10 M_0}$$

$$\frac{A}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0.15}{1.53} = 0.098 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \Rightarrow \text{Condition est vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_s}{10 M_0} \Rightarrow \frac{0.15}{1.20} = 0.125 \geq \frac{8.48}{10(8.48)} = 0.1 \Rightarrow \text{Condition est vérifiée.}$$

$$\frac{A}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{4.52}{100 \times 12} = 0.0037 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \Rightarrow \text{Condition est vérifiée.}$$

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

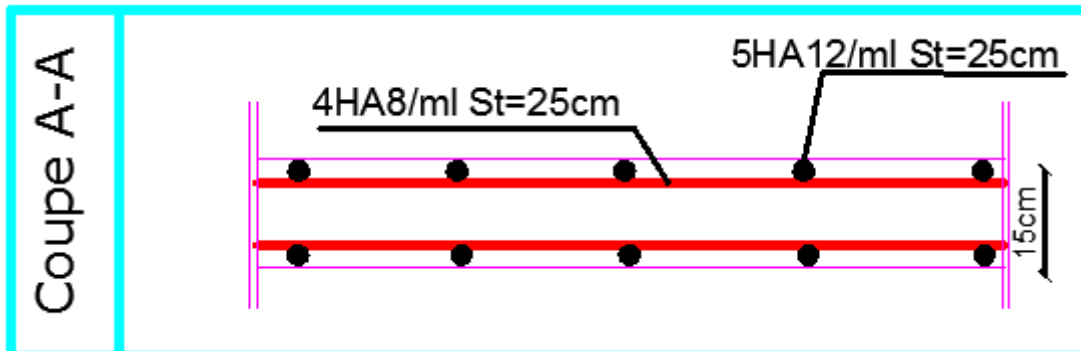


Fig III.3.3 Schéma de ferrailage de dalle pleine (balcon)

III.4.Calcul des planchers :

- **Choix de type de dalles :**

- Un plancher à dalle pleine coulé sur les deux S-sol.
- Un plancher à corps creux pour RDC et les étages courants.

- **Planchers corps creux :**

Le plancher est un élément horizontal qui limite sur le verticale l'espace d'un bâtiment ; constituées par une dalles générale d'épaisseur constante liée à des poutres secondaires et des poutres principale ; elles même liée aux éléments de support.

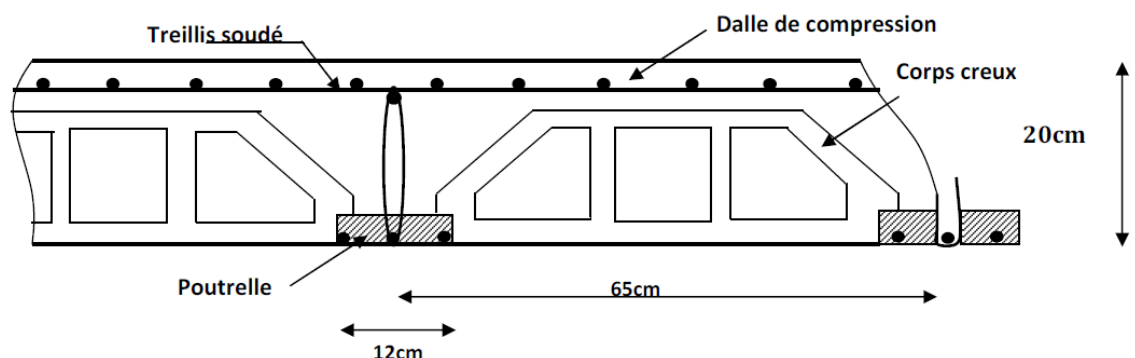


Figure III.6: Coupe verticale sur un plancher en corps.

III.4.1 calcul de la dalle de compression :

Elle a une épaisseur de 4 cm , coulée sur es val placé , elle est ferrillée avec un treillis soudé de nuance TLE 520N dont les dimension des mailles ne doivent pas dépasser les valeur suivantes :

- 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles
 - 33 cm pour les armatures parallèles aux poutrelles BAEL91/ArtB8
- La largeur de l'ourdis
 $50 \text{ m} \leq L \leq 80 \text{ cm}$ (L' = entre axe des poutrelles) .

III.4.1.1 armatures perpendiculaires aux poutrelles :

$$A_{\perp} = \frac{Q \times l}{f_e} = \frac{4 \times 65}{520} = 0,5 \text{ cm}^2$$

l : distance entre axes des poutrelles $l = 65 \text{ cm}$

Avec un espacement $e = 20 \text{ cm}$

On adoptera pour A_{\perp} : $5\phi 5 = 0,98 \text{ cm}^2$

III.4.1.2 armatures parallèles aux poutrelles

$$A_{//} = A_{\perp} / 2 = 1,41 / 2 = 0,705 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

avec un espacement de $e = 20 \text{ cm}$

On adoptera pour $A_{//}$: $5\phi 5 = 0,98 \text{ cm}^2$

- ❖ **Conclusion :** On adoptera donc un treillis soudé de $\phi 5$ (TLE520) et de mailles (200x200)

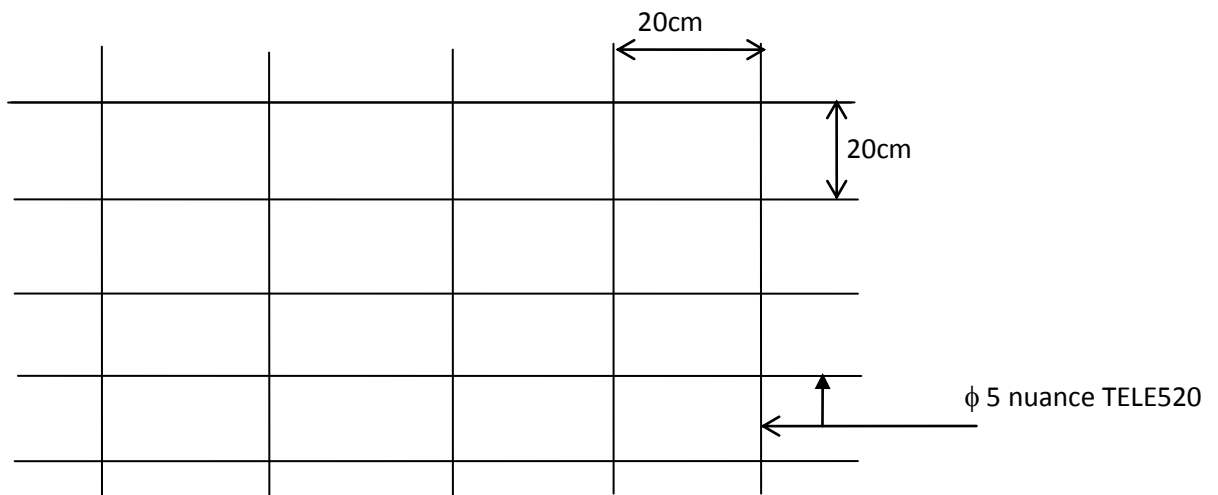


Figure III.6 : Treillis soudé de 20x20 cm

III.4.2 Calcul des poutrelles :

Dans ce qui suit, on s'intéressera à l'étude de la poutrelle du plancher le plus sollicité, c'est-à-dire celui qui supporte la plus grande charge d'exploitation (plancher du rez-de-chaussée)

Le calcul se fera en deux étapes :

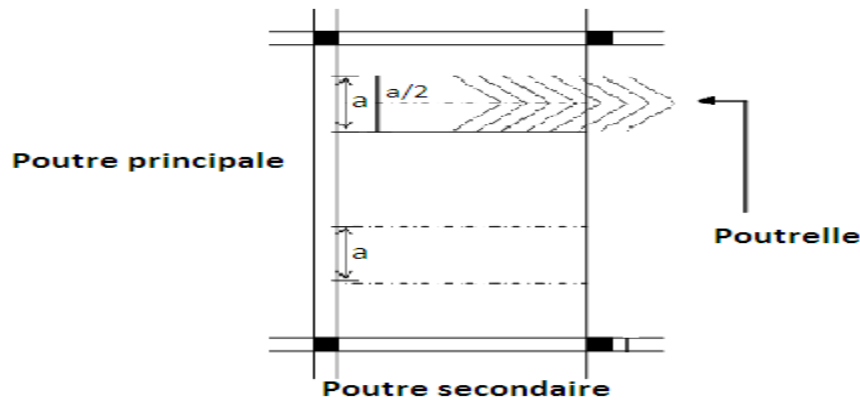


Figure III.7: La disposition des poutrelles

III.5.2.1 avant coulage de la dalle de compression :

La poutrelle sera considérée comme simplement appuyée à ces deux extrémités, elle doit supporter en plus de son poids propre la charge due à la main d'œuvre et le poids du corps creux.

Chargement :

- Poids propre : $G = 0,12 \times 0,04 \times 25 = 0,12$
- Poids du corps creux $G' = 0,95 \times 0,65 = 0,62 \text{ kN/ml}$
- Poids de la main d'œuvre : $Q = 1 \text{ kN/ml}$

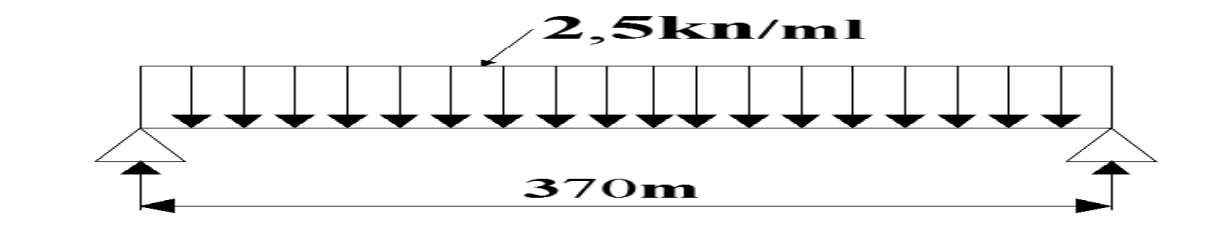


Fig III.8 Schéma statique de la poutrelle

A. les charges et surcharges:

La combinaison de charge à considérer est : $q = 1,35G + 1,5Q$

$$q = 1,35(0,12 + 0,62) + 1,5 \times 1 = 2,54 \text{ KN / ml}$$

- **Moment en travée**

$$M_t = \frac{ql^2}{8} = \frac{2,5 \times 3,70^2}{8} = 4,278 \text{ KN / m}$$

- **Effort tranchant**

$$V_u = \frac{ql}{2} = \frac{2,5 \times 3,70}{2} = 4,625 \text{ kN}$$

- **Calcul des armatures**

B. Ferrailage :

Soit : C = (enrobage = 2 cm)

d = h – c (la hauteur utile) = 4-2 = 2cm

$$\mu_b = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{4,278 \times 10^6}{120 \times 20^2 \times 14,2} = 6,276 > \mu_r = 0,394 \Rightarrow \text{S.D.A}$$

Vu la faible hauteur de la poutrelle, pour placer les armatures de compression on prévoit donc un échafaudage pour aider la poutrelle à supporter les charges avant le coulage de la dalle de compression.

III.4.2.2 après coulage de la dalle de compression :

Considérant notre poutrelle continue de section en T, avec une inertie constante; reposant sur six appuis, les appuis de rives seront considérés comme des semi encastrement, et les autres comme des appuis simples. La poutrelle travaille en flexion simple sous la charge q (figure III.5.2)

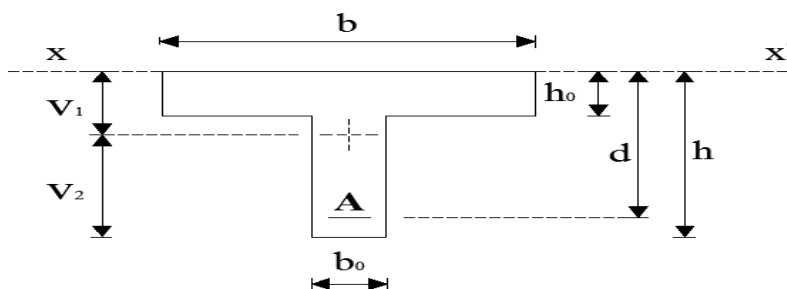


Fig III.9. Caractéristique géométrique des poutrelle

➤ On notera chaque travée est prise entre nus d'appuis :

$$b_1 \leq \frac{L}{2} \quad 1$$

$$b_1 \leq \frac{L}{10} \quad 2$$

$$b_1 \leq \frac{2}{3} (x) \quad 3$$

$$b_1 \leq \frac{L_1 + L_2}{40} + \frac{2}{3} (x) \quad 4$$

Avec :

L : Distance entre 2 paramètres voisins de deux poutrelles

L_1 : Longueur de la plus grande travée

L_1 et L_2 : distances de la portée des poutres

X : Distance de la section considère à l'axe de l'appui le plus proche

b_0 : Largeur de la nervure

h_0 : Epaisseur de la dalle de compression

AN :

$$b_1 \leq \frac{L_0}{2} = \frac{53}{2} = 26,5 \text{ cm}$$

$$b_1 \leq \frac{L}{10} = \frac{370}{10} = 37 \text{ cm}$$

$$b_1 \leq \frac{2}{3} X = \frac{2}{3} \left(\frac{370}{2} \right) = \frac{370}{3} = 123,33 \text{ cm}$$

$$b_1 \leq \frac{L_1 + L_2}{40} + \frac{2}{3} X = \frac{370 + 330}{40} + 123,33 = 140,83 \text{ cm}$$

$$b_1 = \min (26,5. 37 .123,33. 140,83) \quad b_1 = 26,5 \text{ c}$$

$$\text{D'où } b = 2b_1 + b_0 = 2 (26,5) + 12 = 65 \text{ cm}$$

❖ Poids des planchers repris par la poutrelle:

plancher	G(KN.ml)	Q(KN.ml)
Plancher terrasse	$6.1 \times 0.65 = 3.965$	$1 \times 0.65 = 0,65$
Plancher étage courant à usage habitation.	$5.61 \times 0.65 = 3.647$	$1.5 \times 0.65 = 0.975$
Plancher de service	$5.61 \times 0.65 = 3.647$	$2.5 \times 0.65 = 1.625$

Tableau III.3 Poids des planchers repris par la poutrelle.

Combinaison de charge :

plancher	ELU (KN/ml)	ELS(KN/ml)
Plancher terrasse	6.328	4.62
Plancher étage courant à usage habitation	6.386	4.622
Plancher de service	7.36	5.27

Tableau III.4 Poids des planchers repris par la poutrelle

a) **Choix de la méthode de calcul :**

- La détermination des efforts internes est menée à l'aide des méthodes usuelles tel que :
 - Méthode de Caquot.
 - Méthode forfaitaire.
 - Méthode de trois moments.

NB : le plancher le plus défavorable c'est le plancher de service donc les calculs seront dans ce plancher.

- ✓ **Condition 1 :** la valeur de la surcharge d'exploitation des constructions courantes doit être égale au plus à deux fois la charge permanente ou 5 KN/m
 $2G = 2 \times 5.61 = 11.22 \text{ KN/m}^2$
 $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2 \leq \{11.22, 5\} \Rightarrow$ la condition est vérifiée.
- ✓ **Condition 2 :** les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes pour les différentes travées. \Rightarrow la condition est vérifiée.
- ✓ **Condition 3:** fissuration-non préjudiciable. \Rightarrow la condition est vérifiée.
- ✓ **Condition 4 :** les portées successives sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25 \Rightarrow la condition est vérifiée.

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

$$\frac{L_1}{L_2} = \frac{400}{360} = 1.11$$

$$\frac{L_2}{L_3} = \frac{360}{310} = 1.16$$

$$\frac{L_3}{L_4} = \frac{310}{360} = 0.86$$

Conclusion : La méthode forfaitaire est applicable pour nos calculs.

❖ **Principe de la méthode :**

Elle consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travées et des moments sur appuis à une fraction fixée de manière forfaitaire de la valeur maximale du moment « M_0 » dans la travée dite de comparaison, c'est – à – dire dans la travée isostatique indépendante de même portée et soumise aux même charge que la travée considérée.

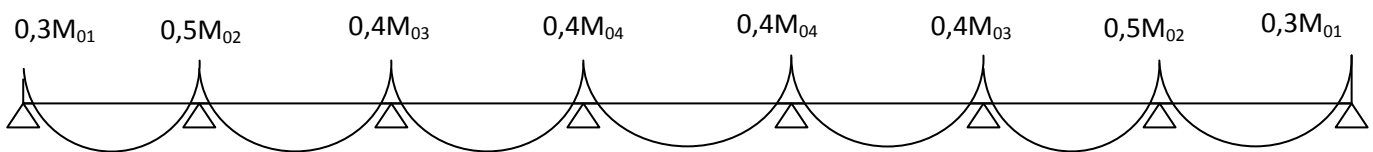


Figure III.10: l'évaluation des moments dans les différents appuis.

❖ **Plancher à usage commercial :**

a) Calcul 'ELU :

Charge repris par la poutrelle $q_u = 9.8 \text{ KN/ml}$

$\alpha = \frac{Q_B}{G+Q_B} = \frac{5}{5.61+5} = 0.47$: le rapport des charges d'exploitation à la somme des charges permanentes et d'exploitation.

a.1) Calculs des moments sur appuis :

- les moments isostatiques :

➤ **En travée :**

$$M_0 = \frac{q_u \cdot l^2}{8}$$

Travée	A - B	B - C	C - D	D - E	E - F	F - G	G - H
L(m)	2.9	3.7	3.3	2.8	3.3	3.7	2.9
M_0	10.30	16.77	13.34	9.60	13.34	16.77	10.30

➤ **En appuis :**

$$M_{\text{appui}} = \beta M_0^{\text{max}}$$

Appuis	A	B	C	D	E	F	G	H
Coefficient forfaitaire β	0.3	0.5	0.4	0.4	0.4	0.4	0.5	0.3
M_{appui}	3.09	8.385	5.34	3.84	3.84	5.34	8.385	3.09

a.2) calcul des rapports des charges :

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} \quad \text{avec} \quad 0 \leq \alpha \leq \frac{2}{3}$$

$$\alpha = \frac{1.5}{5.61+1.5} = 0.21 < \frac{2}{3}$$

		Travée intermédiaire	Travée de rive
α	$(1 + 0.3\alpha)$	$(1 + 0.3\alpha) / 2$	$(1.2 + 0.3\alpha) / 2$
0.47	1.141	0.571	0.671

a.3) calcul des moments en travées :

➤ Travée de rive A – B

$$\diamond \quad M_{tAB} \geq \max(1.05M_{0AB}, (1 + 0.3\alpha)M_0 - \frac{M_A + M_B}{2}) \quad \text{et} \quad (1 + 0.3\alpha) \geq 1.05$$

$$\diamond \quad M_{tAB} \geq \left(\frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} \right) M_{01}$$

- $M_{tAB} = M_{tGH} = 6.91 \text{ KN.m}$
- $M_{tBC} = M_{tFG} = 12.27 \text{ KN.m}$
- $M_{tCD} = M_{tEF} = 10.63 \text{ KN.m}$
- $M_{tDE} = 7.11 \text{ m.}$

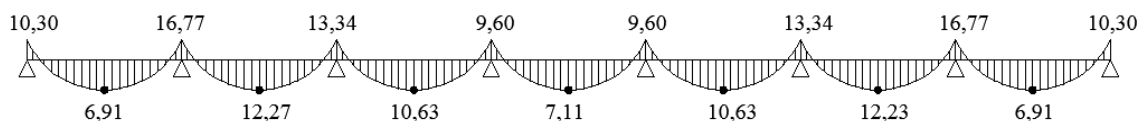


Figure III.11: Diagramme des moments fléchissant à l'ELU de la poutrelle 1.

a.4) calcul de l'effort tranchant :

$$V_w^i = \frac{q_u l}{2} + \frac{M_e^{i+1} - M_w^i}{l}$$

$$V_e^{i+1} = -\frac{q_u l}{2} + \frac{M_w^i - M_e^{i+1}}{l}$$

➤ Travée de rive A – B

$$V_A = 16.04 \text{ KN.}$$

$$V_B = -12.38 \text{ KN.}$$

➤ Travée de rive B – C :

$$V_B = 17.31 \text{ KN.}$$

$$V_C = -18.95 \text{ KN.}$$

➤ Travée de rive C – D :

$$V_C = 15.72 \text{ KN.}$$

$$V_D = -16.62 \text{ KN}$$

➤ Travée de rive D – E:

$$V_D = 13.72 \text{ KN.}$$

$$V_E = -13.72 \text{ KN.}$$

➤ Travée de rive E – F:

$$V_E = 16.62 \text{ KN.}$$

$$V_F = -15.72$$

➤ Travée de rive F – G:

$$V_F = 18.95 \text{ KN.}$$

$$V_G = -17.31$$

➤ Travée de rive G – H:

$$V_G = 12.38 \text{ KN.}$$

$$V_H = -16.04 \text{ KN}$$

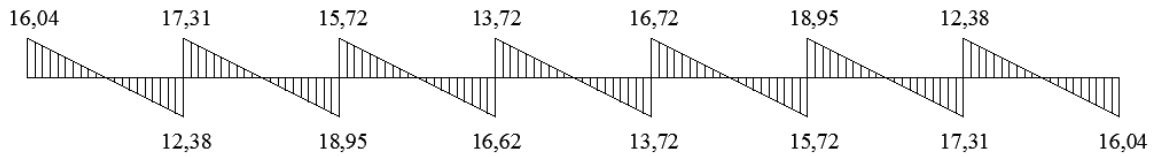


Figure III.12: Diagramme des efforts tranchants à l'ELU de la poutrelle .

III. 5.3 Ferrailage à l'ELU :

On adoptera le même ferrailage en travée avec le moment maximum $M_t = 12,27 \text{ KN.m}$ et le même ferrailage aux appuis avec le moment maximum $M_a = 8,385 \text{ KN.m}$.

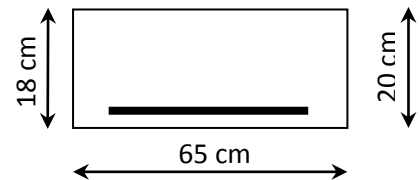
a) Armatures longitudinales :

➤ En travée :

Le moment équilibré par la table est:

$$M_0 = f_{bc} \cdot b \cdot h_0 (d - 0,5 h_0) \\ = 14,20 \times 10^3 \times 0,65 \times 0,04 [0,18 - (0,5 \times 0,04)] \\ \rightarrow M_0 = 59,07 \text{ KN.m.}$$

- $M_0 > M_t^{\max} \Rightarrow$ l'axe neutre tombe dans la table de compression et comme la traction du béton est négligeable, on fait le calcul pour une section rectangulaire de $(20 \times 65) \text{ cm}^2$ soumise à un moment $M_t^{\max} = 12,27 \text{ KN.m}$.



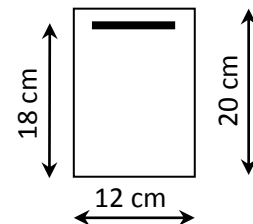
$$\mu_b = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{12,27 \cdot 10^6}{650 \cdot 180^2 \cdot 14,2} = 0,041$$

$$\mu_b = 0,041 < \mu_e = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_b = 0,041 \Rightarrow \beta = 0,979$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{12,27 \cdot 10^6}{0,979 \cdot 180 \cdot 348} = 2,00 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } A_t = 3\text{HA}12 = 3,39 \text{ cm}^2$$



➤ Aux appuis :

Nous avons à considérer une section rectangulaire de $(12 \times 20) \text{ cm}^2$.

$$\mu_b = \frac{M_a^{\max}}{b_0 \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{8,385 \cdot 10^6}{120 \cdot 180^2 \cdot 14,2} = 0,152$$

$$\mu_b = 0,152 < \mu_e = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_b = 0,152 \Rightarrow \beta = 0,917$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{8.385.10^6}{0,917.180.348} = 1.46 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte : } A_a = 2\text{HA10} = 1,57 \text{ cm}^2$$

III.4.5.1 Vérification à l'ELU :

➤ Condition de non fragilité : BAEL 91(A.4.2,1 BAEL)

• En travée :

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{tj} / f_e = 0,23 \times 65 \times 18 \times 2,1 / 400 = 1,41 \text{ cm}^2.$$

$$A_t = 3,39 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 1,41 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

• Aux appuis :

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{tj} / f_e = 0,23 \times 12 \times 18 \times 2,1 / 400 = 0,26 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 1,57 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 0,26 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ Vérification de la contrainte tangentielle : (A.5.1.211 BAEL91)

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

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b_0 \cdot d} = \frac{18.95.10^3}{120.180} = 0,877 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} = 3,33 \text{ MPa} \quad (\text{Fissuration peu nuisible}).$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ Vérification de la contrainte d'adhérence : (A.6.1,3 BAEL)

$$\text{On doit vérifier que : } \tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0,9 \cdot d \cdot \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{se}$$

Avec : $\sum U_i$ le périmètre des barres.

$$\tau_{se} = \frac{18.95 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times (3 \times 10 \times 3,14)} = 1.242 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

(pas de risque d'entraînement des barres longitudinales).

Armatures transversales : (Art. A.7.2.2/BAEL91)

$$\phi_t = \min(h/35, b_0/10, \phi_1)$$

$$\phi_t = \min\left(\frac{20}{35}, \frac{12}{10}, 1,2\right) = 0,57 \text{ cm}$$

On adopte **2 HA8 = 1.00 cm²**.

➤ **Espacement des armatures** : (Art A.5.1.22.BAEL91)

$$S_t \leq \min(0,9d, 40 \text{ cm})$$

$$S_t \leq \min(16,2 \text{ cm}, 40 \text{ cm}) = 16,2 \text{ cm}$$

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

III.4.6. Calcul à l'ELS :

1 - Moment de flexion: (BAEL 91 ; modifié 99) Lorsque la charge est la même sur toute les travées de la poutre, comme dans ce cas, pour obtenir les résultats des moments à l'E.L.S, il suffit de multiplier les résultats de calcul à l'E.L.U par le coefficient $q_s / q_u = 0.716$

$$q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 9.8 \text{ KN / ml} \quad q_s / q_u = 0.70$$

$$q_s = G + Q = 6.8 \text{ KN / ml.}$$

Les résultats sont donnée comme – ici :

travée	M_0	M_w	M_e	M_t
A-B	5.41	2.16	5.87	4.84
B-C	8.82	5.87	3.74	8.59
C-D	7.01	3.74	2.69	7.44
D-E	5.05	2.69	2.69	4.98
E-F	7.01	2.69	3.74	7.44
F-G	8.82	3.74	5.87	8.59
G-H	5.41	5.87	2.16	4.837

Tableau III.5: Valeurs des moments fléchissant et efforts tranchants à l'ELS

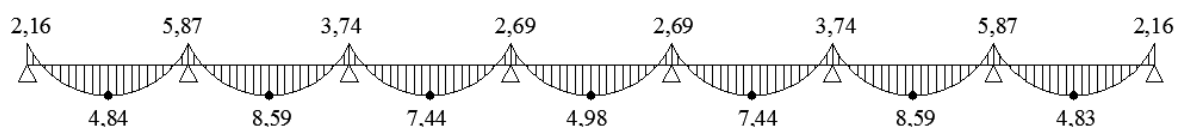


Figure III.13: Diagramme des moments à l'ELS .

2 - Effort tranchant:➤ **Travée A – B :**

$$V_A = 16.04 \times 0.7 = 11.23 \text{ KN}$$

$$V_B = -12.38 \times 0.7 = - 8.7 \text{ KN}$$

➤ **Travée B – C :**

$$V_B = 17.31 \times 0.7 = 12.12 \text{ KN}$$

$$V_C = - 18.95 \times 0.7 = - 13.26 \text{ KN}$$

➤ **Travée C – D :**

$$V_C = 15.72 \times 0.7 = 11 \text{ KN}$$

$$V_D = -16.62 \times 0.7 = - 11.63 \text{ KN}$$

➤ **Travée D – E :**

$$V_D = 13.72 \times 0.7 = 9.60 \text{ KN}$$

$$V_E = -13.72 \times 0.7 = - 9.60 \text{ KN}$$

➤ **Travée E – F :**

$$V_E = 16.62 \times 0.7 = 11.63 \text{ KN}$$

$$V_F = - 15.72 \times 0.724 = - 11 \text{ KN}$$

➤ **Travée F –G :**

$$V_F = 18.95 \times 0.7 = 13.27 \text{ KN}$$

$$V_G = - 17.31 \times 0.716 = - 12.12 \text{ KN}$$

➤ **Travée G –H :**

$$V_G = 12.38 \times 0.7 = 8.7 \text{ KN}$$

$$V_H = - 16.04 \times 0.7 = - 11.23 \text{ KN}$$

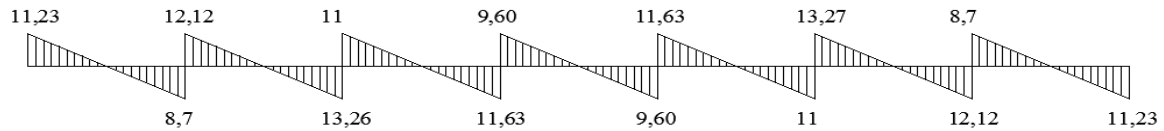


Figure III.14: Diagramme des efforts tranchants à l'ELS .

II.4.6.1 Vérification à l'E.L.S :

➤ Etat limite d'ouverture des fissures :

Les fissurations étant peu préjudiciables,

⇒ Aucune vérification n'est à effectuer.

➤ Etat limite de résistance à la compression du béton :

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{avec : } \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_s \quad \text{avec : } \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s}$$

➤ En travée :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 3.93}{65 \times 18} = 0.291$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot A_s} = \frac{7.146 \times 10^6}{0.951 \times 180 \times 3.93 \times 10^3} = 106.22 \text{ MPa}$$

$$\beta_1 = 0.951 \quad K_1 = 43.82$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K} = 2.42 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ mpa}$$

➤ Sur appuis :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 3.14}{12 \times 18} = 1.454 \Rightarrow K = 16.30$$

$$\beta = 0.8404$$

$$\sigma_s = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot A_s} = \frac{5.464 \times 10^6}{0.8404 \times 180 \times 314} = 115.033 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K} = 7.05 < 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

➤ **Etat limite de déformation :** (Vérification de la flèche BAEL91 A.3.6.51)

La flèche développée au niveau de la poutrelle doit rester suffisamment petite par rapport à la flèche admissible pour ne pas nuire à l'aspect et l'utilisation de la construction.

Les règles du BAEL.91 (article B.5.6.1), précisent qu'on peut se dispenser de vérifier l'ELS les poutres associées aux hourdis si les conditions suivantes sont satisfaites :

- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0}$
- $\frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e}$

$$\frac{h}{l} = \frac{20}{370} = 0.054 \leq \frac{1}{16} = 0.06 \dots\dots\dots 1^{ère} \text{ Condition n'est pas vérifiée.}$$

Le calcul de la flèche est indispensable.

❖ **Calcul de la flèche :**

On doit vérifier que :

$$f = \frac{M_t^s \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} \leq \bar{f} = \frac{L}{500}$$

\bar{f} : La flèche admissible.

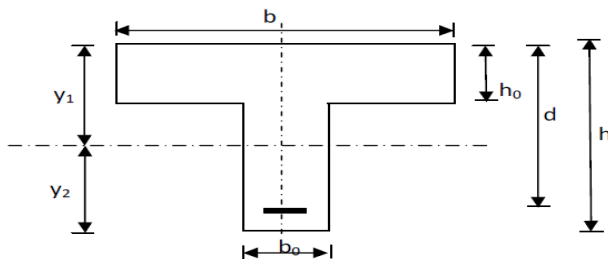
E_v : Module de déformation différée.

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818,87$$

I_{fv} : Inertie fictive de la section pour les charges de longue durée

$$I_{fv} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \mu + \lambda_v}$$

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



$$I_0 = \frac{b_0(y_1^3 + y_2^3)}{3} + (b - b_0)h_0 \left(\frac{h_0^2}{12} + \left(y_1 - \frac{h_0}{2} \right)^2 \right) + nA_{st}(y_2 - c)^2$$

$$y_1 = \frac{S_{xx}}{B_0}$$

Avec :

- S_{xx} : moment statique par apport à l'axe xx passant par le centre de gravité de la section.

$$S_{xx} = b_0 \frac{h}{2} h + (b - b_0) \frac{h_0}{2} h_0 + 15A_{st}d$$

$$S_X = 12 \times \frac{20}{2} \times 20 + (65 - 12) \times \frac{4}{2} \times 4 + 15 \times 3.14 \times 18 = 3671.8 \text{ cm}^3$$

- B_0 : la section homogénéisée.

$$B_0 = b_0(h - h_0) + bh_0 + 15A_{st}$$

$$B_0 = 12(20 - 4) + 65 \times 4 + 15 \times 3.14 = 499.1 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = \frac{3671.8}{499.1} = 7.36 \text{ cm}$$

$$y_2 = h - y_1 = 20 - 7.36 = 12.64 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{12 \times (7.36^3 + 12.64^3)}{3} + (65 - 12) \times 4 \left(\frac{4^2}{12} + \left(7.36 - \frac{4}{2} \right)^2 \right) + 15 \times 3.14 (12.64 - 2)^2$$

$$I_0 = 21378.22 \text{ cm}^4$$

Calcul des coefficients :

- ρ : Le rapport des aciers tendus à celui de la section utile de la nervure (pourcentage d'armatures).

$$\rho = \frac{A_{st}}{b_0 \cdot d} = \frac{3.14}{12 \times 18} = 0.014 \quad \Rightarrow \quad \beta = 0.979$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 f_{t28}}{\left(2 + \frac{3b_0}{b}\right)\rho} = \frac{0.02 \times 2.1}{\left(2 + \frac{3 \times 12}{65}\right) \times 0.014} = 1.17$$

$$\eta = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4\rho \sigma_s + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.014 \times 115.033 + 2.1} = 0.57$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + (\eta \times \lambda_v)} = \frac{1,1 \times 21378,22}{1 + (0,57 \times 1,64)} = 12154,25$$

$$f = \frac{M_{tAB} l^2}{10 E_v I_{fv}} = \frac{4,84 \times (3,70)^2 \times 10^7}{10 \times 10818,87 \times 12154,25} = 0,50 \text{ cm}$$

$$f = 0,50 \text{ cm} < \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{370}{500} = 0,74 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$f = 0,021 \text{ cm} < \bar{f} = 1,12 \text{ [cm]} \Rightarrow \text{la Condition est vérifiée}$$

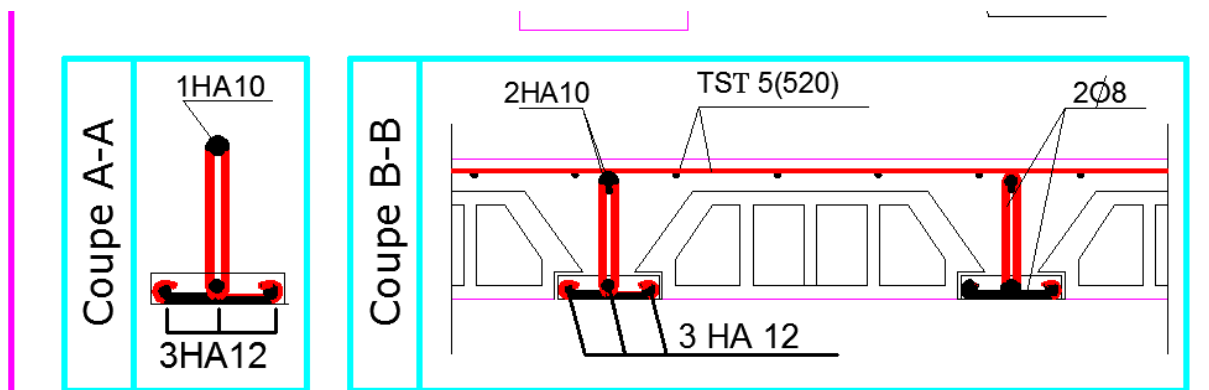


Fig III.3 Ferrailage des poutrelles usage commerciale

III.5 Etude de poutre chaînage :

Les poutres de chaînage sont des poutres en béton armé horizontales ceinturant les façades à chaque étage au niveau du plancher. Elle est considérée comme simplement appuyée, soumise à une charge répartie due à son poids propre et au poids des murs.

III.5.1 Pré dimensionnement :

❖ Hauteur :

La dimension minimale de la hauteur de la poutre de chaînage doit être supérieure ou égale à 15cm

$$h \geq 15 \text{ cm}$$

Soit : **h=25 cm**

❖ Largeur :

La largeur de la poutre chaînage est donnée par :

$$b \geq \frac{2}{3}e \quad \text{avec } e : \text{épaisseur de mu} = 30 \text{ cm}$$

$$b \geq \frac{2}{3}(30) = 20 \text{ cm}$$

Avec :

e : épaisseur du mur double cloison

On opte pour : $b = 20 \text{ cm}$

Conclusion :

Donc la poutre de chaînage a pour dimensions : $(b \times h) = (20 \times 25) \text{ cm}^2$

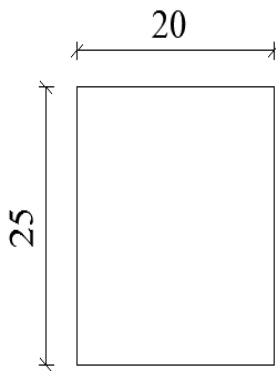


Fig III.4 les dimensions d'une poutre de chaînage

III.5.2 détermination des charges et surcharges :

❖ **Charge permanente :**

Poids propre de la poutre : $G_1 = 25 \times 0.2 \times 0.25 = 1,25 \text{ kN/m}^2$

Poids du mur : $G_2 = 2.36 (3.06 - 0.2) = 6.75 \text{ kN/m}^2$

$$G_{\text{tot}} = 8 \text{ kN/m}^2$$

III.5.3 Combinaison de charges :

ELU : $q_u = 1.35 G = (1.35 \times 8) = 10,8 \text{ kN/ml}$

ELS: $q_s = G = 8 \text{ kN/ml}$

III.5.4 calculs à l'ELU :

1. Calcul des efforts internes à l'ELU :

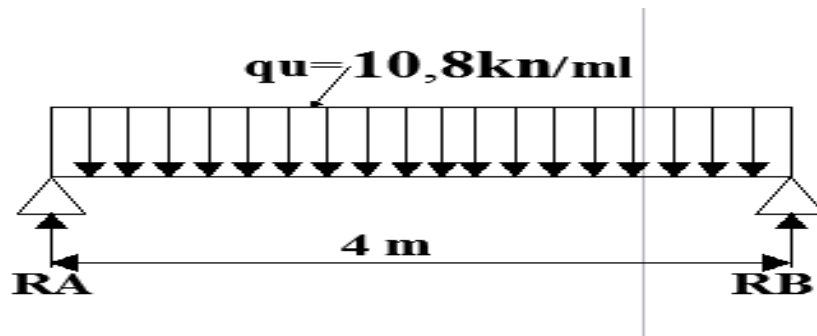


Figure III.15 : schéma statique de la poutre chaînage a l'ELU

❖ Réaction d'appuis :

$$R_A = R_B = \frac{Q_U \cdot L}{2} = \frac{10,8 \times 4}{2} = 21,6 \text{ KN}$$

❖ Moment isostatique :

$$M_0 = \frac{Q_U \cdot L^2}{8} = \frac{10,8 \times 4^2}{8} = 21,6 \text{ KN}$$

❖ Moment corrigé :

En travée : $M_t = 0,85 M_0 = 18,36 \text{ KN.m}$

Aux appuis : $M_a = -0,3 M_0 = -6,48 \text{ KN.m}$

2. Diagramme des efforts interne :

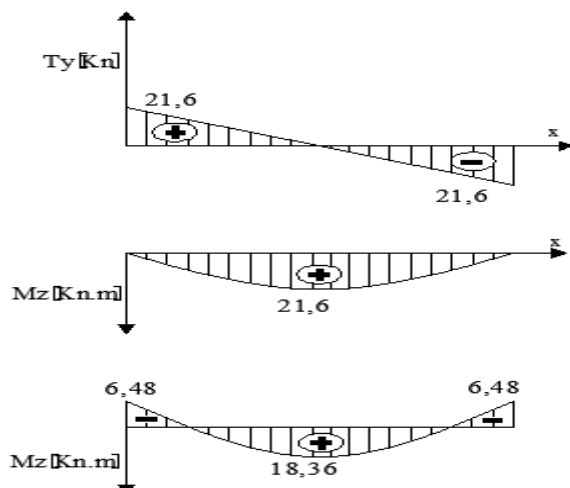


Figure III.16 : Diagramme des efforts internes de la poutre chaînage a l'ELU

III.5.5 Calculs a l'ELS :

1. Calcul des efforts internes à l'ELS :

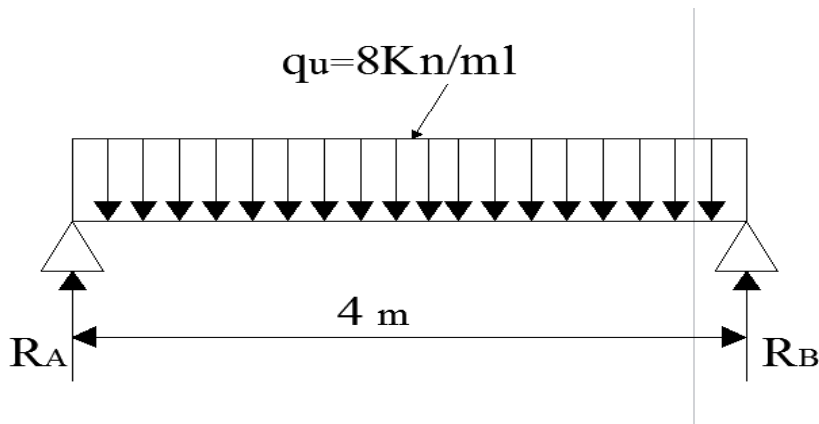


Figure III.17: schéma statique de la poutre chaînage à l'ELS

❖ Réaction d'appuis :

$$R_A = R_B = \frac{Q_u \cdot L}{2} = \frac{8 \times 4}{2} = 16 \text{ kN}$$

❖ Moment isostatique :

$$M_0 = \frac{Q_u \cdot L^2}{8} = \frac{8 \times 4^2}{8} = 16 \text{ kN.m}$$

❖ Moment corrigé :

En travée : $M_t = 0.85 M_0 = 0.85 \times 16 = 13,6 \text{ kN.m}$

Aux appuis : $M_u = -0.3 M_0 = -0.3 \times 16 = -4,8 \text{ kN.m}$

2. Diagramme des efforts interne :

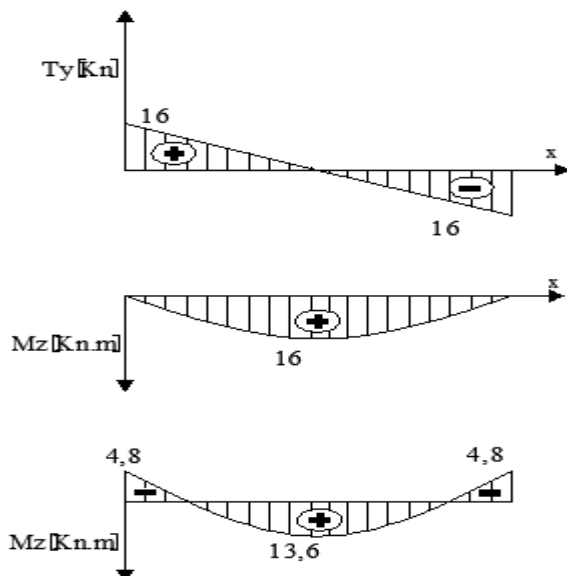


Figure III.18 : Diagramme des efforts internes de la poutre chaînage à l'ELS

III.5.6 ferrailage à ELU :

1. Les armatures longitudinales :

❖ En travée :

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

Avec:

$$M_t = 18.36 \text{ KN.m}$$

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

$$d = h - c = 25 - 2 = 23 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{18.36 \times 10^3}{20 \times 23^2 \times 14.2} = 0.12$$

$\mu = 0.12 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow$ La section est simplement armée.

À partir des abaques, on tire la valeur de β correspondant :

$$\mu = 0.203 \Rightarrow \beta = 0.936$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}}$$

$$A_t = \frac{18.36 \times 10^3}{0.936 \times 23 \times 348} = 2.45 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_t = 3\text{HA}12 = 3.39 \text{ cm}^2$

❖ Aux appuis :

$$M_a = -6.48 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{6.48 \times 10^3}{20 \times 23^2 \times 14.2} = 0.043$$

$\mu = 0.044 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow$ La section est simplement armée.

À partir des abaques, on tire la valeur de β correspondant :

$$\mu = 0.044 \Rightarrow \beta = 0.978$$

$$A_a = \frac{6.48 \times 10^3}{0.978 \times 23 \times 348} = 0.82 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_a = 3\text{HA}10 = 2.35 \text{ cm}^2$

2. Les armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10} \right\}$$

Avec :

\emptyset_t : diamètre des armatures transversal.

\emptyset_l : diamètre des armatures longitudinal.

$$\emptyset_t \leq \min \left\{ \frac{20}{35}; 1.2; \frac{20}{10} \right\} = \min \{0.57; 1.2; 2\} = 0.57 \text{ cm}$$

Soit : $\emptyset_t = 8 \text{ mm}$

En prend un cadre et un étrier de HA8.

III.5.7 Vérification à ELU :

1. Condition de non fragilité Art A 2.2.2 page 47/BAEL 91révisé 99) :

$$A_{\text{adopté}} > A_{\text{min}}$$

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

$$\text{Avec : } f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 0.6 + 0.06 \times 25 = \mathbf{2.1 \text{ MPa}}$$

$$A_{\text{min}} = \frac{0.23 \times 20 \times 23 \times 2.1}{400} = \mathbf{0,55 \text{ cm}^2}$$

❖ En travée :

$$A_t = 3.39 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 0.55 \text{ cm}^2 \text{ Condition vérifiée.}$$

❖ Aux appuis :

$$A_a = 2.35 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 0.55 \text{ cm}^2 \text{ Condition vérifiée.}$$

2. Vérification de l'effort tranchant (contrainte de cisaillement) (Art A.5.1 : 1page 49/BAEL.91 révisé 99) :

$$\tau_u < \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{T_{\text{max}}}{b \cdot d}$$

Avec : T_{max} : effort tranchant.

$$T_{\text{max}} = \mathbf{21.6 \text{ KN}}$$

$$\tau_u = \frac{21.6 \times 10}{20 \times 23} = \mathbf{0,46 \text{ MPa}}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} \quad \text{fissurations peu nuisibles.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.20 \times \frac{25}{1.5} ; 5 \text{ MPa} \right\} = \bar{\tau}_u = \min \{3.33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}\} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.46 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

3. Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis :

❖ Influence sur le béton :

$$T_{\max} \leq 0.4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} a b$$

Avec :

a: longueur d'appuis de la bielle. ($a = 0.9 \times d$)

$$T_{\max} \leq 0.4 \times \frac{25}{1.5} \times 0.9 \times 23 \times 20 \times 10^{-1} = 276 \text{ KN}$$

$$T_{\max} = 21.6 \text{ KN} \leq 276 \text{ KN} \quad \dots \dots \quad \text{Condition vérifiée.}$$

❖ Influence sur les armatures :

$$(T_{\max} + \frac{M_{\max}}{0.9d}) \frac{\gamma_s}{f_e} < A$$

Avec : $M_{\max} = -6.48 \text{ KN.m}$, $T_{\max} = 21.6 \text{ KN}$

$$(21.6 + \frac{6.48}{0.9 \times 23}) \frac{1.15}{400 \times 10^{-1}} < A$$

$$0.605 \text{ cm}^2 < 2.35 \text{ cm}^2 \quad \dots \dots \quad \text{condition vérifiée}$$

4. Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement (ART A.6.1.3 page 52 BAEL.91 révisé 99) :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_{se}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28}$$

Avec :

ψ_s : Coefficient de scellement, $\psi_s = 1.5$ (Pour les Aciers HA).

$$\bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{0.9 \times d \times \sum \mu_i}$$

Avec : $\sum u_i$: somme des périmètres utiles des barres

$$\sum u_i = n\pi\phi = 4 \times \pi \times 12 = 150.79 \text{ cm}, \quad n : \text{nombre de barres.}$$

$$\tau_u = \frac{21.6 \times 10^3}{0.9 \times 230 \times 150.79} = 0.69 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.69 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales.

5. Espacement des armatures transversal :

Selon le RPA version 2003 (Art7.5-2.2) :

❖ **Zone nodal :**

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12 \phi_l; 30 \text{ cm} \right\}$$

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{20}{4}; 12 \times 1.2; 30 \text{ cm} \right\} = \min \{5; 14.4; 30 \text{ cm}\} = 5 \text{ cm}$$

Soit : $S_t = 5 \text{ cm}$

❖ **Zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{2}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{20}{2} = 10 \text{ cm}$$

Soit : $S_t = 10 \text{ cm}$

III.5.8 vérification à ELS:**1. Etat limite d'ouverture des fissurations :**

La fissuration est considérée comme peu nuisible, alors aucune vérification n'est nécessaire.

2. Etat limite de compression du béton (Art A.4.5.2 BAEL91) :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \times \sigma_{st}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}}$$

❖ **En travée :**

Avec :

$$M_s = 13,6 \text{ KN.m}$$

$$A_s = 3.39 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 3.39}{20 \times 23} = 0.736$$

$$\rho_1 = 0.73 \rightarrow \beta_1 = 0.863 \rightarrow K_1 = 21.5$$

$$\sigma_{st} = \frac{13,6 \times 10^3}{0.863 \times 23 \times 3.39} = 202.12 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{21.5} \times 202.12 = 9,4 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 9,4 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \text{ Condition vérifiée.}$$

❖ **Aux appuis :**

Avec :

$$M_s = -4.8 \text{ KN.m}$$

$$A_s = 2.35 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 2.35}{20 \times 18} = 0.652$$

$$\rho_1 = 0.652 \rightarrow \beta_1 = 0.882 \rightarrow K_1 = 27.37$$

$$\sigma_{st} = \frac{4.8 \times 10^3}{0.882 \times 23 \times 2.35} = 100.68 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{27.37} \times 100.80 = 3,68 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3,68 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Conclusion :**

Le ferrailage de la poutre de chaînage sera comme suit :

❖ **Armatures longitudinales :**

En travée : 3HA 12

Aux appuis : 3HA10

❖ **Armatures transversales :**

1cadre et 1 étrier en HA8 .

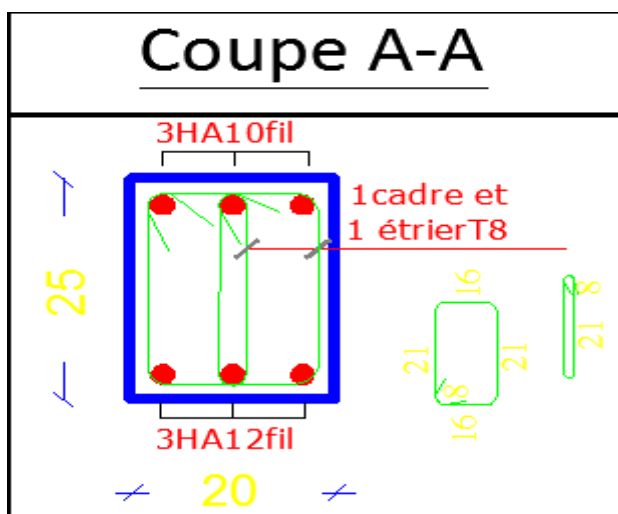


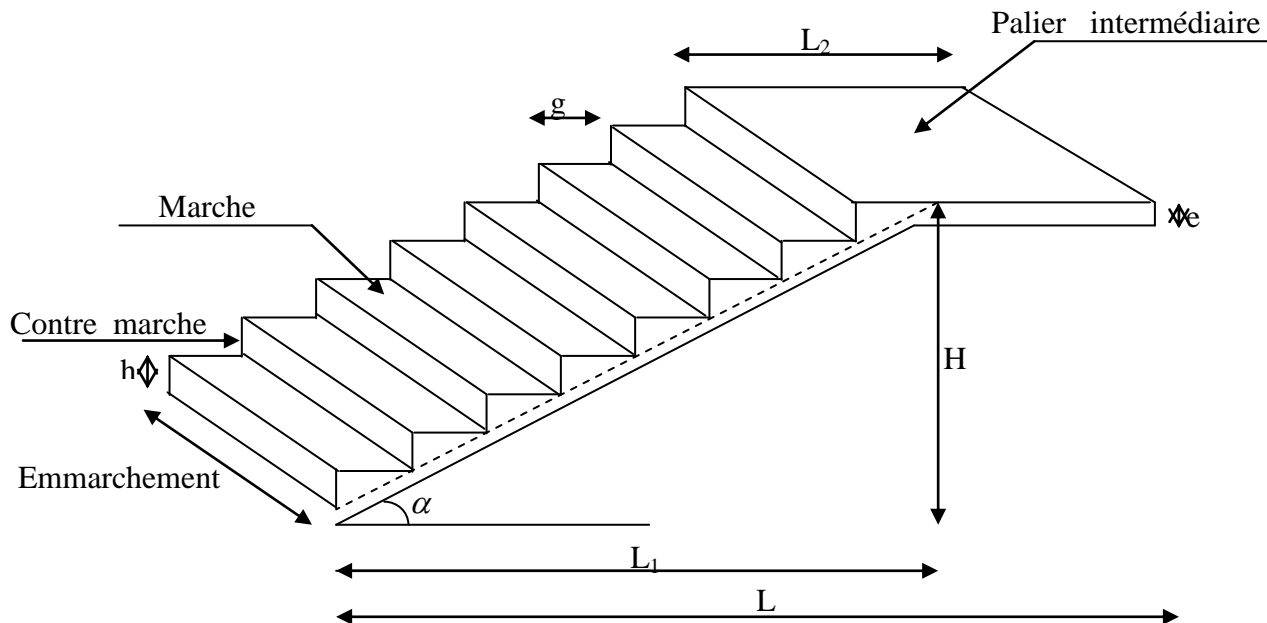
fig III.5 ferrailage de la poutre chaînage .

III-6) Calcul d'escaliers

III.6.1 Introduction :

Un escalier est un ouvrage constitué d'une suite des plans horizontaux (marches et palier) permettant de passer d'un niveau à un autre.

Terminologie :



❖ Caractéristiques dimensionnelles :

- **La marche** : est la partie horizontale qui reçoit le pied, sa forme est rectangulaire, ou arrondie, etc.
- **La contre marche** : est la partie verticale entre deux marches évitant les chutes des objets.
- **Hauteur de contre marche (h)** : est la différence de niveau entre deux marches successives, valeurs courantes varient de 13 à 17 cm.
- **Le giron (g)** : est la distance en plan, mesurée sur la ligne de foulée, séparant deux contre marches.
- **La montée** : correspond à la hauteur entre les niveaux finaux des sols de départ et d'arrivée.
- **Une volée** : est l'ensemble des marches comprises entre deux paliers consécutifs.
- **Un palier** : est une plate forme constituant un repos entre deux volées intermédiaires et /ou à chaque étage.
- **L'embranchement (E)** : représente la largeur de la marche.
- **La ligne de foulée** : représente en plan le parcours d'une personne qui emprunte l'escalier, et en général, à 0.65 m de collet, si $E \geq 1$ m.
- **La paillasse** : est une dalle inclinée en béton armé incorporant les marches et contre marches.

III.6.2 Pré- dimensionnement de l'escalier :

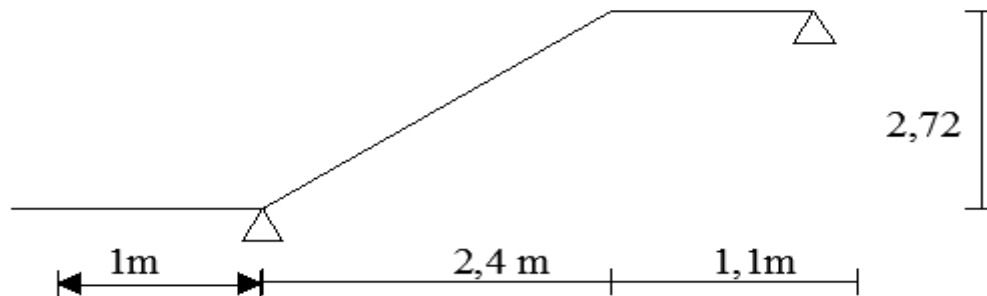


Fig. III.6.2 : schéma statique d'escalier.

$$g = \frac{L}{n-1} = \frac{450}{16-1} = 30\text{cm}$$

Vérification de la relation de BLONDEL

$$59\text{ cm} \leq G + 2h \leq 65\text{ cm}$$

$$59\text{ cm} \leq G + 2h = (2 \times 17) + 30 = 64 \leq 66\text{ cm}$$

⇒ La relation est vérifiée

$$14\text{ cm} \leq h = H/n = 272/16 = 17 \leq 17\text{ cm}$$

⇒ La relation est vérifiée

La profondeur du palier de repos $l_1 = 1.40\text{m}$

La longueur de la ligne de foulée : $l_2 = g(n-1) = 2.40\text{m}$

$$\tan \alpha = \frac{h}{g} = \frac{450}{272} = 0.604 \quad \rightarrow \quad \alpha = 31.13^\circ$$

a) Calcul de la longueur de la volée :

$$l_0 = \frac{l_m}{\cos \alpha} = \frac{4.50}{\cos 31.13^\circ} = 5.26\text{m}$$

$$L = l_1 + l_0 + l_2 = 5.26 + 1 + 1.10 = 7.35\text{m}$$

b) Épaisseur de la paillasse :

$$\frac{L}{30} \leq e_p \leq \frac{L}{20} \longrightarrow \frac{526.31}{30} \leq e_p \leq \frac{526.31}{20}$$

$$14.54\text{cm} \leq e_p \leq 26.31\text{cm}.$$

On prend une épaisseur $e_p = 20 \text{ cm}$.

III.6.3 Détermination des charges et surcharges :

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de 1 m longueur considérant que l'escalier est horizontal et d'une longueur totale $L = 0.30 + 2.40 + 1.40 = 4.10\text{m}$.

On considère que l'escalier est semi encastré à ses deux extrémités (ses deux appuis).

1/ Détermination des sollicitations de calcul :**➤ Charges permanentes :****Paillasse :**

- Poids propre de la paillasse : $\frac{25 \times 0.2}{\cos(31.13)} = 5.847\text{KN/ml}$
- Poids de la marche : $25 \times \frac{0.17}{2} \times 1\text{m} = 2.125 \text{ KN/ml}$
- Poids des revêtements (carrelage, mortier + lit du sable) :
 $(0.02 \times 22 \times 1\text{m}) + (0.02 \times 22 \times 1\text{m}) + (0.02 \times 18 \times 1\text{m}) = 1.24\text{KN/ml}$
- Poids du garde du corps : $0.3 \times 1\text{m} = 0.3\text{KN/ml}$
- La charge totale de la paillasse : $5.847 + 2.125 + 1.24 + 0.3 = 9.512\text{KN/ml}$

$$G_{\text{paillasse}} = 9.512 \text{ KN/ml}$$

Palier (le volée):

- Poids propre du palier : $25 \times 0.2 \times 1 = 5\text{KN/ml}$
- Poids propre du revêtement : 1.24KN/ml
- La charge totale du palier : $5 + 1.24 = 6.24\text{KN/ml}$

$$G_{\text{palier}} = 6.24 \text{ KN/ml}$$

2) Surcharges d'exploitations :

La surcharge d'exploitation des escaliers donnée par le **DTR B.C.2.2** est :

$$Q = 2,5 \times 1 \text{ m} = 2,5 \text{ KN/ml}$$

III.7.3.1 Combinaison des charges et surcharges :**➤ Etat limite ultime : ELU :**

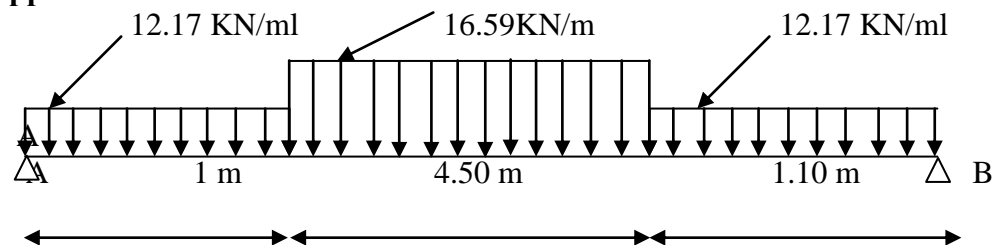
$$\text{Volée : } q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35 \times 9,512 + 1,5 \times 2,5 = 16,591 \text{ KN/ml.}$$

$$\text{Palier : } q_u = 1,35 \times G + 1,5 \times Q = 1,35 \times 9,512 + 1,5 \times 2,5 = 12,174 \text{ KN/ml}$$

➤ Etat limite ultime : ELS :

$$\text{Volée : } q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 6,24 + 2,5 = 8,74 \text{ KN/ml.}$$

$$\text{Palier : } q_u = 1,35 \times G + 1,5 \times Q = 9,512 + 2,5 = 12,012 \text{ KN/ml}$$

III.6.3) Calcul des efforts internes :**a)-Réactions d'appuis :****Fig-III-7.2** schéma statique d'escalier

$$\sum F = 0.$$

$$R_A + R_B = 1 \times 12,17 + 16,59 \times 4,5 + 12,17 \times 1,10 = 100,212 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = 0$$

$$\Rightarrow R_B (1 + 4,5 + 1,10) - 12,17 \times 1,10 \left(\frac{1,10}{2} + 4,5 + 1 \right) - 16,59 \times 4,5 \left(\frac{4,50}{2} + 1 \right) -$$

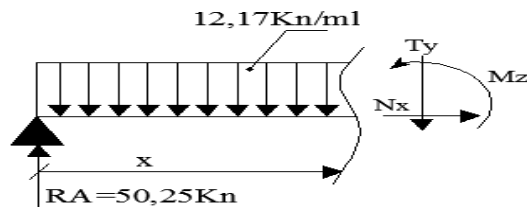
$$12,17 \times 1 \left(\frac{1}{2} \right) = 0$$

$$R_B = 49,95 \text{ KN}$$

$$R_A = 100,212 - 49,95 = 50,25 \text{ KN}$$

b) Efforts tranchants et moments fléchissant :

❖ Efforts tranchants :

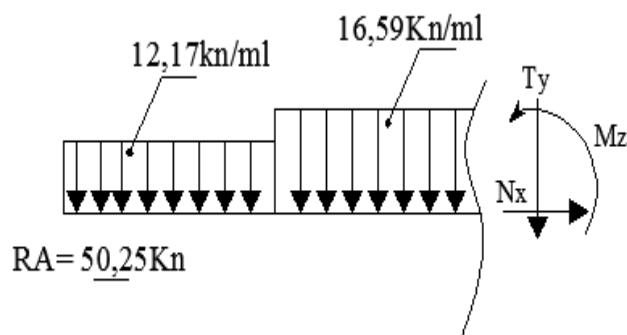
le 1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 1$ m

$$T(x) + 52.102 - 12.17X$$

$$T(x) = 12.17 X - 50.25$$

$$\text{Pour } X = 0 \rightarrow T(0) = - 50.25\text{KN}$$

$$\text{Pour } X = 1 \rightarrow T(1) = - 38.08\text{KN}$$

le 2^{ème} tronçon : $1 \text{ m} \leq x \leq 5.5 \text{ m}$ 

$$(x) + 52.102 - 12.17 (1) - 16.59 (x - 1) = 0$$

$$T(x) = 12.17 (1) + 16.59 (x - 1) - 50.25$$

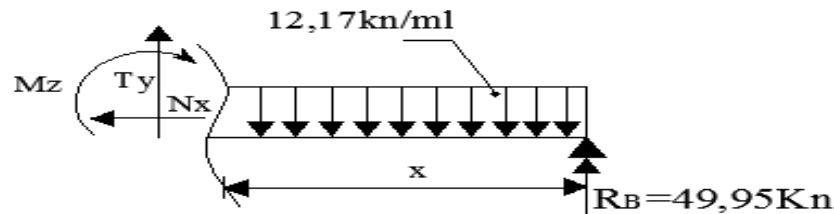
$$\text{Pour } x = 1 \rightarrow T(1) = -38.08\text{KN}$$

$$\text{Pour } x = 5.5 \rightarrow T(5.5) = 91.34 \text{ KN}$$

$$T(x) = 0 \rightarrow 16.59x - 54.67 = 0$$

$$x = 3.29 \text{ m}$$

le 3^{ème} tronçon : $0 \text{ m} \leq x \leq 1.10 \text{ m}$



$$T(x) + 49.95 - 12.17(x) = 0$$

$$T(x) = 12.17(x) - 49.95$$

Pour $x = 0 \text{ m} \rightarrow T(0) = -49.95 \text{ KN}$

Pour $x = 1.10 \text{ m} \rightarrow T(1,2) = -36.56 \text{ KN}$

le 1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 1 \text{ m}$

$$M(x) - 50.25x + 12.17x \frac{x}{2} = 0$$

$$M(x) = 50.25x - 12.17 \frac{x^2}{2}$$

Pour $x = 0 \rightarrow M(0) = 0 \text{ KN m}$

Pour $x = 1 \text{ m} \rightarrow M(1) = 44.16 \text{ KN m}$

le 2^{ème} tronçon : $1 \text{ m} \leq x \leq 5.5 \text{ m}$

$$M(x) - 52.102x + 12.17x \left(x - \frac{1}{2} \right) + \frac{16.59}{2} (x-1)^2 = 0$$

$$M(x) = 50.25x - 12.17x \left(x - \frac{1}{2} \right) - \frac{16.59}{2} (x-1)^2$$

Pour $x = 1 \text{ m} \rightarrow M(1) = 44.16 \text{ KN m}$

Pour $x = 5.5 \text{ m} \rightarrow M(5.5) = 47.55 \text{ KN m}$

le 3^{ème} tronçon : $0 \text{ m} \leq x \leq 1.1 \text{ m}$

$$M(x) = 49.95x + 12.17 \frac{x^2}{2} = 0$$

$$M(x) = 49.95x - 12.17 \frac{x^2}{2}$$

pour $x = 0 \text{ m} \rightarrow M(0) = 0 \text{ KN m}$

Pour $x = 1.10 \text{ m} \rightarrow M(1.10) = 47.58 \text{ KN.m}$

Le moment max = 87,86 KN.m est pour $x = 3.29$ m $M(3.29) = 87.86\text{KN m}$

$$M_{z_{max}} = 87,86 \text{ KN.m}$$

❖ **Remarque :**

En tenant compte des semi encastremets les moments en travée et en appuis sont affectés des coefficients 0,85 et 0,3 respectivement.

$$M_{travée} = 0,85 \times 87.86 = 74.68 \text{ KN m}$$

$$M_{appui} = -0,3 \times 87.86 = -26.35 \text{ KN m}$$

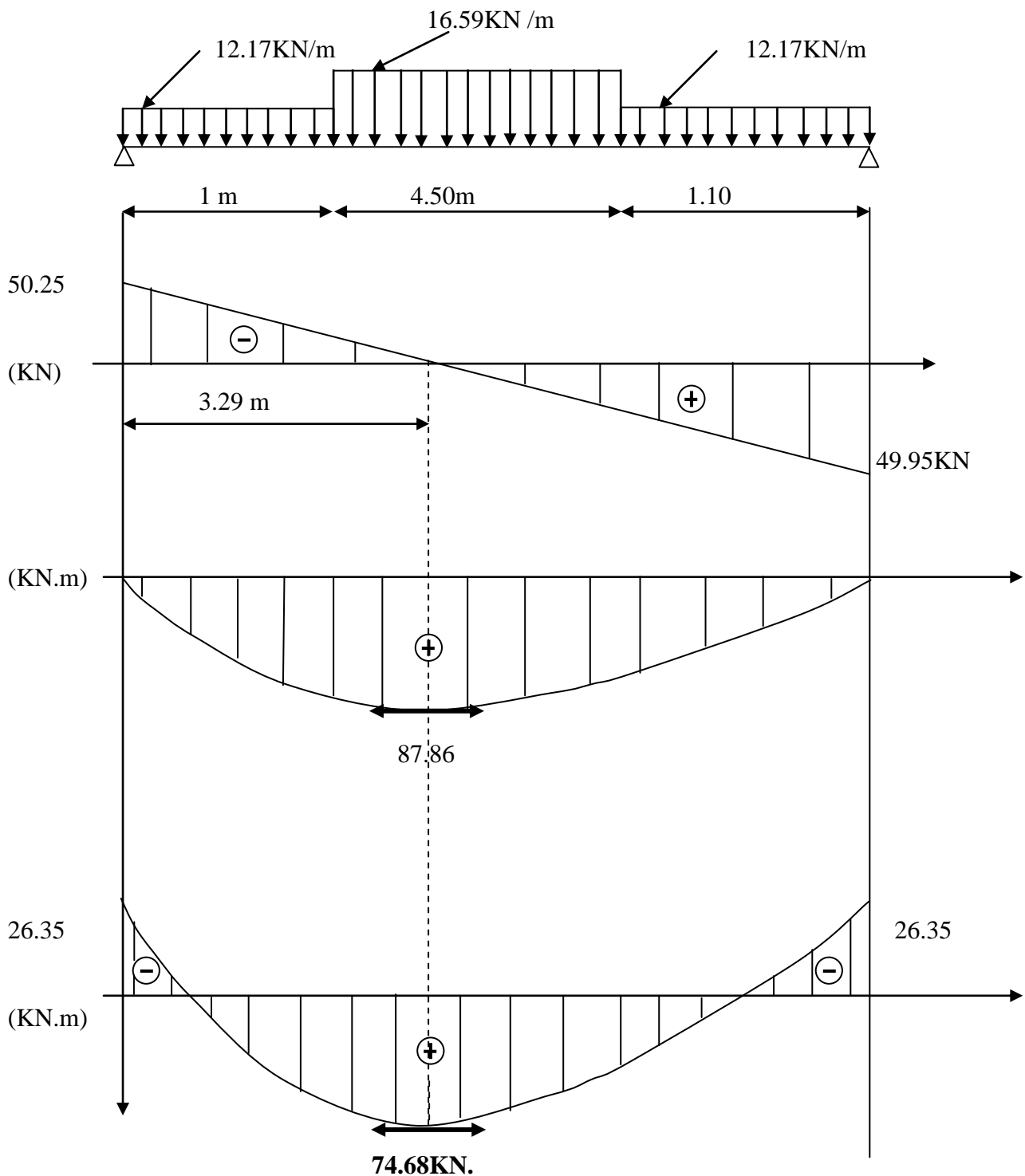


Fig.III-6-3) Diagrammes des efforts tranchant et des moments fléchissant à l'ELU.

III-6.4) ferrailage :**a)-Calcul des armatures :**

On calcule une section rectangulaire dont les caractéristiques géométriques sont :

$b = 100 \text{ cm}$; $c = 2 \text{ cm}$; $d = 18 \text{ cm}$.

➤ En travée :

$$M_u^t = 79.96 \text{ KN m}$$

Armatures principales :

$$\mu_b = \frac{M_u^t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{74.68 \times 10^6}{100 \times 18^2 \times 14,2} = 0,162 \leq 0,392 \Rightarrow SSA$$

$$\mu_b = 0,162 \quad \beta = 0,911$$

$$A_t = \frac{M_u^t}{\beta d \sigma_s} = \frac{74.68 \times 10^6}{0,911 \times 180 \times 348} = 13.08 \text{ cm}^2$$

Soit **9 HA14 = 13.85 cm²** avec un espacement $S_t = 20 \text{ cm}$

Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{13.85}{4} = 3.46 \text{ cm}^2$$

Soit **4HA12 = 4.52 cm²** avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$.

➤ En appui :**Armatures principales :**

$$M_u^a = -26.35 \text{ KN m}$$

$$\mu_b = \frac{M_u^a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{26.35 \times 10^6}{100 \times 180^2 \times 14,2} = 0,057 \leq 0,392 \Rightarrow SSA$$

$$\mu_b = 0,057 \quad \beta = 0,970 \dots \dots \dots$$

$$A_a = \frac{M_u^a}{\beta d \sigma_s} = \frac{28.22 \times 10^6}{0,970 \times 180 \times 348} = 464.4 \text{ mm}^2 = 4.64 \text{ cm}^2$$

Soit **5HA 12 = 5.65 cm²** avec un espacement $S_t = 20 \text{ cm}$

Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_a}{4} = 1.41 \text{ cm}^2$$

Soit **4 HA 8 = 2,01 cm²** avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$

III.6.5) vérifications à l'ELU :

➤ Vérification de la non fragilité du béton :(BAEL 91,Art. A.4.2.1)

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 18 \times \frac{2,1}{400} = 2,17 \text{ cm}^2$$

a) En travée $A_t = 5,64 \text{ cm}^2 > A_{\min}$ —————> condition vérifiée.

b) Aux appuis : $A_a = 3,29 \text{ cm}^2 > A_{\min}$ —————> condition vérifiée

➤ Vérification de contrainte tangentielle :(Art A 5.1,2/BAEL 91modifié 99)

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec T_u : effort tranchant maximal

$$T_u = 91.34 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} = \frac{91.34 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0,507 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.507 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2 f_{cj}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right\}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2 \times 25}{1,5}, 5 \text{ MPa} \right\} = \min \{3,33; 5 \text{ MPa}\}$$

$$\bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,507 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

➤ Influence de l'effort tranchant sur le béton (au niveau des appuis) :
(Art A.5.1.313/BAEL 91modifié 99]

On doit vérifier que :

$$T_{\max} \leq 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ab \quad \text{Avec } a \leq 0,9 d$$

$$T_{\max} = 91.34 \text{ KN} < 0,4 \frac{25 \times 10^3}{1,5} \times 0,9 \times 0,18 \times 1 = 1080 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

➤ Vérification de la contrainte d'adhérence acier béton :

La valeur limite de la contrainte d'adhérence pour l'ancrage des armatures est donnée par :

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi f_{tj} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

Avec :

$\psi = 1,5$ pour les aciers HA

$\sum u$: Périmètre utile des aciers.

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9 \cdot d \cdot \sum u} = \frac{91,34 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 14 \times 3,14 \times 9} = 1,42 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Longueur de scellement :**

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \bar{\tau}_{se}} = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,835} = 49,38 \text{ cm}$$

avec

$$\bar{\tau}_{sc} = 0,6 \psi^2 f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

Les règles de BAEL [Art A.6.1,253/BAEL 91 modifié 99] admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la portée mesurée hors crochet est au moins égale $0,4 l_s$ pour les aciers HA.

$$L_a = 0,4 l_s = 0,4 \times 49,38 = 19,75 \text{ cm.}$$

➤ **Espacement des barres :**

Armatures principales :

Aux appuis : $e = 25 \text{ cm}$

$\leq \min(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$

En travées : $e = 20 \text{ cm}$

Armatures de répartition :

Aux appuis : $e = 25 \text{ cm}$

$\leq \min(4h, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$

En travées : $e = 25 \text{ cm}$

III.6.6) Calcul à l'ELS:

a) **Combinaison de charges :**

Palier : $q_u = G + Q = 6,24 + 2,5 = 8,74 \text{ KN/ml.}$

Volée : $q_u = G + Q = 9,512 + 2,5 = 12,012 \text{ KN/ml}$

b)

c) **Calcul des efforts internes :**

a) **Réactions d'appuis :**

8.74 KN/ml

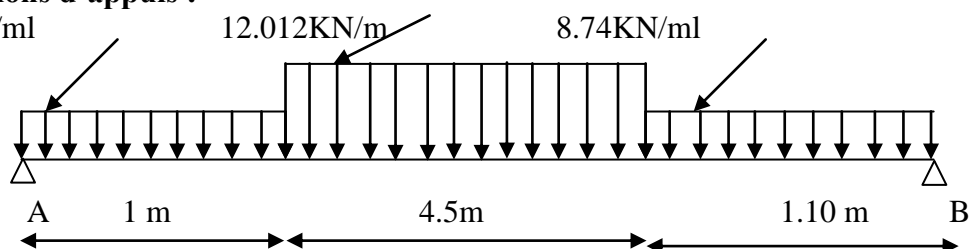


Fig-III-2-5) schéma statique

$$\sum F = 0$$

$$R_A + R_B = 8.74 \times 1 + 12.012 \times 4.5 + 1.10 \times 8.74 = 72.408 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow R_B (1 + 4.5 + 1.1) - 8.74 \times 1.1 \left(\frac{1.1}{2} + 4.5 + 1 \right) - 12.012 \times 4.5 \left(\frac{4.5}{2} + 1 \right) -$$

$$\sum M/A = 0$$

$$8.74 \times 1 \times \left(\frac{1}{2} \right) = 0$$

$$R_B = 36.09 \text{ KN}$$

$$R_A = 36.32 \text{ KN}$$

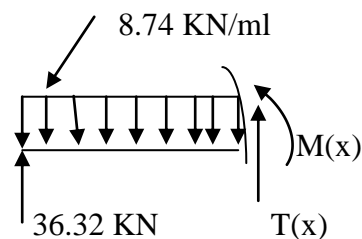
b) Efforts tranchants :

Le 1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 1 \text{ m}$

$$\begin{cases} T(x) + 36.32 - 8.74 (x) = 0 \\ T(x) = 8.74 (x) - 36.32 \end{cases}$$

$$\text{Pour } x = 0 \rightarrow T(0) = -36.32 \text{ KN}$$

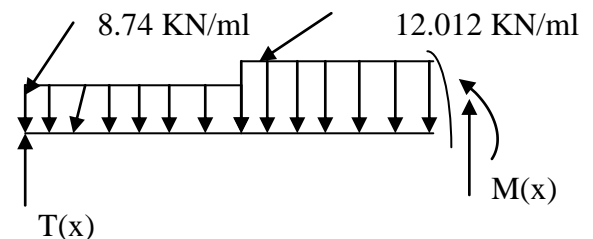
$$\text{Pour } x = 1 \rightarrow T(0.7) = -27.58 \text{ KN}$$



Le 2^{ème} tronçon : $1 \text{ m} \leq x \leq 5.5 \text{ m}$

$$T(x) + 36.32 - 8.74 (1) - 12.012 (x - 1) = 0$$

$$T(x) = 12.012 (x - 1) - 27.58$$

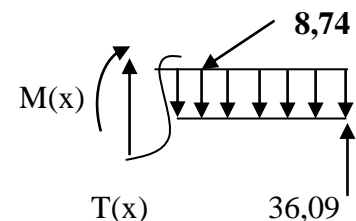


$$\text{Pour } x = 1 \rightarrow T(1) = -27.58 \text{ KN}$$

$$\text{Pour } x = 5.5 \rightarrow T(5.5) = 26.47 \text{ KN}$$

$$T(x) = 0 \rightarrow 12.012 (x - 1) - 26.47 = 0$$

$$x = 3.20 \text{ m}$$



Le 3^{ème} tronçon : $0 \text{ m} \leq x \leq 0.76 \text{ m}$

$$T(x) + 36.09 - 8.74 (x) = 0$$

$$T(x) = -36.09 + 8.74 (x)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } x = 0 \text{ m} \longrightarrow T(0) = -36.09 \text{ KN} \\ \text{Pour } x = 1.10 \text{ m} \longrightarrow T(1,1) = -26.47 \text{ KN} \end{array} \right.$$

c) Le moment fléchissant :

Le 1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 1 \text{ m}$

$$M(x) - 36.32x + 8.74x \frac{x}{2} = 0$$

$$M(x) = 36.32x - 8.74 \frac{x^2}{2}$$

$$\text{Pour } x = 0 \longrightarrow M(0) = 0$$

$$\text{Pour } x = 1 \text{ m} \longrightarrow M(1) = 31.95 \text{ KN m}$$

Le 2^{ème} tronçon : $1 \text{ m} \leq x \leq 5.5 \text{ m}$

$$M(x) - 36.32x + 8.74x \left(x - \frac{1}{2} \right) + \frac{12.012}{2} (x-1)^2 = 0$$

$$\text{Pour } x = 1 \text{ m} \longrightarrow M(1) = 31.95 \text{ KN m}$$

$$\text{Pour } x = 5.5 \text{ m} \longrightarrow M(5.5) = 34.44 \text{ KN m}$$

Le moment max :

$$x = 3.20 \text{ m} \quad M(3.20) = 63.55 \text{ KN m}$$

Le 3^{ème} tronçon : $0 \text{ m} \leq x \leq 1.1 \text{ m}$

$$M(x) - 36.09x + 8.74 \frac{x^2}{2} = 0$$

$$\text{pour } x = 0 \text{ m} \longrightarrow M(0) = 0 \text{ KN m}$$

$$\text{Pour } x = 1.10 \text{ m} \longrightarrow M(1.10) = 34.41 \text{ KN m}$$

En tenant compte des semi encastres les moments en travée et en appuis sont affectés des coefficients 0,85 et 0,3 respectivement.

$$M_{\text{travée}} = 0,85 \times 63.55 = 54.02 \text{ KN m}$$

$$M_{\text{appui}} = -0,3 \times 63.55 = -19.065 \text{ KN m}$$

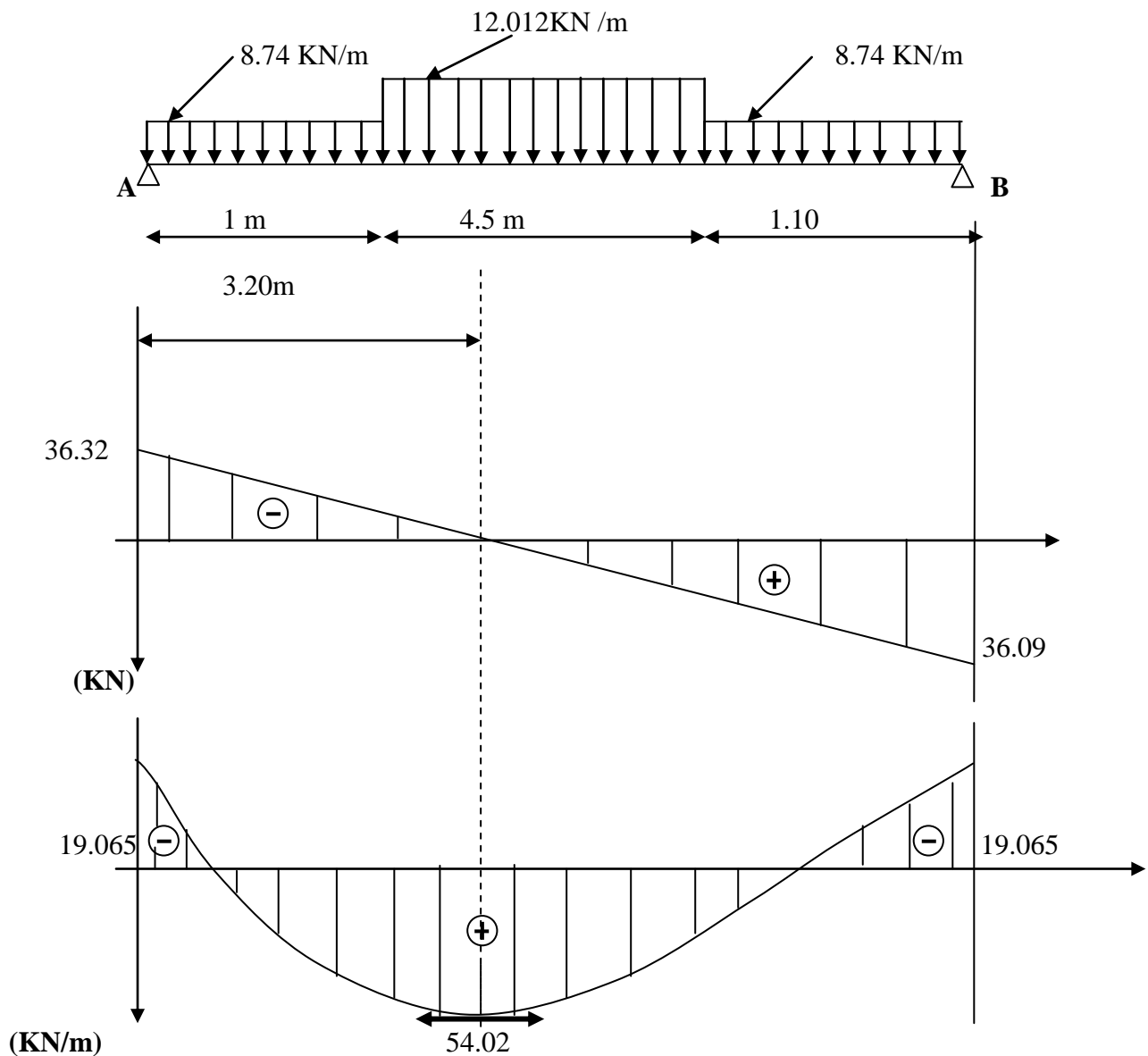


Fig-III.6.6 Diagrammes des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELS.

III.6.7) vérification à l'ELS :

1) contrainte de compression dans le béton :

La fissuration étant peu nuisible, on doit vérifier

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}.$$

➤ Appuis :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{bd} = \frac{100 \times 3,29}{100 \times 18} = 0,183$$

$$\rho_1 = 0,183 \xrightarrow[\alpha = 0,207]{\beta_1 = 0,931 \text{ Tableau}}$$

$$K=0.017$$

$$\sigma_s = \frac{M_{as}}{A\beta_1 d} = \frac{19.065 \times 10^3}{3.29 \times 0,931 \times 18} = 345.79 [MPa].$$

$$\sigma_{bc} = K\sigma_s = 0,017 \times 345.79 = 5.88 [MPa].$$

$$\sigma_{bc} = 5.88 < 15 MPa \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

➤ **En travée :**

$$\rho = \frac{100 \times A_t}{bd} = \frac{100 \times 5.64}{100 \times 18} = 0,313 \quad \beta = 0,913 \quad K = 0,024$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ts}}{A\beta_1 d} = \frac{54.02 \times 10^3}{5.64 \times 0,913 \times 18} = 582.81 [MPa].$$

$$\sigma_{bc} = 0,024 \times 582.81 = 13.98 MPa$$

$$\sigma_{bc} = 13.98 < 15 MPa \Rightarrow \text{Condition vérifier.}$$

➤ **Etat limite d'ouverture des fissurations :**

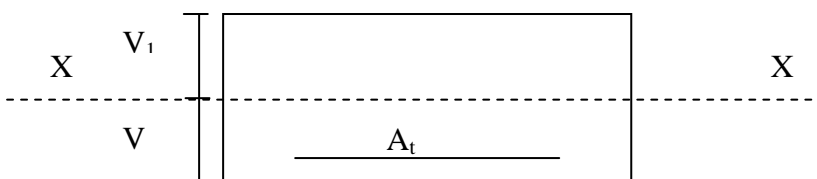
Tant que les fissurations sont peu nuisibles, donc aucune vérification n'est nécessaire.

➤ **Etat limite de déformation (vérification de la flèche) : [ArtB651 BAEL83]**

$$1) \frac{h}{l} = \frac{20}{560} = 0,036 < 0,055 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$2) \frac{h}{l} = \frac{20}{560} = 0,036 \leq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0} = 0,085 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

La vérification de la flèche est indispensable.

$$f = \frac{5qL^4}{348E_v I_{sa}}$$


Avec :

$q = \max(\text{palier}, \text{volée}) = 12.012 \text{ KN/ml.}$

E_v : module de déformation différée = 10818,87 [MPa].

I : module d'inertie de la section homogénéisée.

S_{xx} : moment statique de la section homogène par rapport à (x x).

B_0 : aire de la section homogène.

$$B_0 = B + nH = b \times h + 15A = 100 \times 20 + 15 \times 5.64 = 2084.6 \text{ cm}^2.$$

$$S_{xx} = \frac{bh^2}{2} + 15(cA' + Ad) = \frac{bh^2}{2} + 15A_{st}d = \frac{100 \times (20)^2}{2} + 15 \times 5.64 \times 18$$

$$S_{xx} = 21522,8 \text{ cm}^4$$

$$V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0} = \frac{21522,8}{2084,6} = 10.32 \text{ cm.}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 10.32 = 9.67 \text{ cm.}$$

$$I = \frac{b}{3} [V_1^3 - V_2^3] + 15 [A_1 (V_2 - c_1)] = \frac{100}{3} [(10.32)^3 + (9.67)^3] + 15(5.64)(9.67 - 2)$$

$$I = 67426,74 \text{ [cm]}^4.$$

$$f = \frac{5 \times 12.012 \times (5.6)^4}{384 \times 10818.86 \times 10^3 \times 67426.74 \times 10^{-8}} = 0,021 \text{ [cm]}.$$

$$\text{On a } f = \frac{L}{500} = \frac{560}{500} = 1.12 \text{ cm.}$$

$$f = 0,021 \text{ cm} < \bar{f} = 1.12 \text{ [cm]} \Rightarrow \text{la Condition est vérifiée}$$

III-7 Etude de la poutre palière :

III.7.1) 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

L_{\max} : longueur libre de la poutre entre nus d'appuis.

h_t : hauteur de la poutre.

$$L_{\max} = 2.8 \Rightarrow \frac{300}{15} \leq h_t \leq \frac{300}{10} \text{ donc : } 20 \text{ cm} \leq h_t \leq 30 \text{ cm}$$

on opte pour $h_t = 30 \text{ cm}$

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

D'où : $12 \text{ cm} \leq b \leq 21 \text{ cm}$

on prend $b = 25 \text{ cm}$

❖ Conclusion :

Donc la poutre palière a pour dimensions : $(b \times h) = (25 \times 30) \text{ cm}^2$

c-Vérifications relatives aux exigences du RPA Art 7.5.1 du RPA99)

- $b \geq 20 \text{ cm}$	$25 \geq 20 \text{ cm}$	condition vérifiée
- $h_t \geq 30 \text{ cm}$	$30 \geq 30 \text{ cm}$	condition vérifiée
- $h_t / b \leq 4$	$30/25 = 1.2$	condition vérifiée

III.7.2 Détermination des charges et surcharges :

Poids propre de la poutre : $G=25 \times 0.25 \times 0.30=1.875 \text{ KN/ml}$

L'effort tranchant à l'appui : ELU $T_u=49.95 \text{ KN/ml}$

ELS $T_s=36.09 \text{ KN/ml}$

III.7.3 Combinaison de charges:

a-ELU : $q_u=1.35G+T_u=(1.35 \times 1.875)+49.95=52.481 \text{ KN}$

$q_u=52.481 \text{ KN/ml}$

b-ELS : $q_s=G+T_s=1.875+36.09=36.965 \text{ KN}$

$q_s=36.965 \text{ KN/ml}$

III.7.3 calcul des efforts internes à l'ELU :

▪ Moment isostatique :

$$M_u = M_u^{\max} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{52.481 \times 3.00^2}{8} = 59.0411 \text{ KN.m}$$

▪ Effort tranchant

$$T_u = T_u^{\max} = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{52.481 \times 3.00}{2} = 78.72 \text{ KN}$$

En tenant compte des encastrements partiels, les moments corrigés sont :

Sur appuis : $M_u = -0.3 \times M_u^{\max} = -0.3 \times 59.0411 = -17.71 \text{ KN.m}$

En travée : $M_t = 0.85 \times M_u^{\max} = 0.85 \times 59.0411 = 50.18 \text{ KN.m}$

➤ Diagramme M et de T :

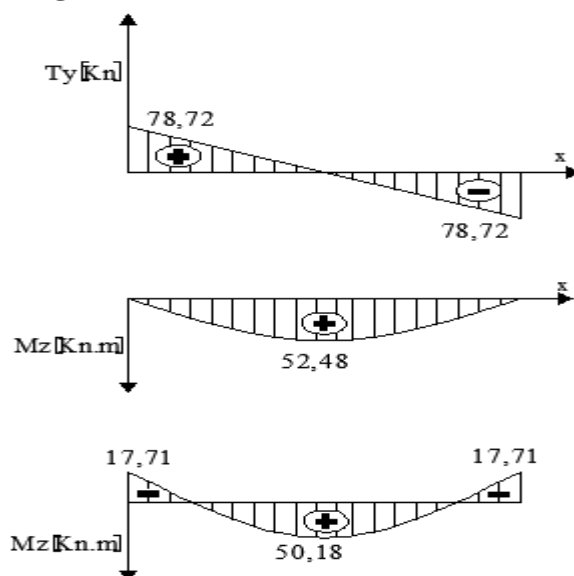


Fig III.7.2 Diagrammes des efforts internes de la poutre palière à ELU

III.7.4 Ferrailage :

En travées : $h = 30 \text{ cm} ; d = 28 \text{ cm} ; c = 2 \text{ cm} ; b = 25 \text{ cm}.$

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{50.18 \times 10^3}{25 \times 28^2 \times 14.2} = 0.180$$

$$\mu_t = 0.180 < \mu_r = 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_t = 0.180 \Rightarrow \beta = 0.900$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}}{\beta_1 \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{50.18 \times 10^3}{0.900 \times 28 \times 348} = 5.72 \text{ cm}^2$$

On prend : $A_{ut} = 3 \text{ HA}16 = 6.03 \text{ cm}^2$

Aux appuis :

$$\mu_a = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{17.71 \times 10^3}{25 \times (28)^2 \times 14.2} = 0.063 < \mu_r = 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_t = 0.063 \Rightarrow \beta_1 = 0.967$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta_1 \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{17.71 \times 10^3}{0.967 \times 28 \times 348} = 1.88 \text{ cm}^2$$

On prend : $A_{ut} = 3 \text{ HA } 12 = 3.38 \text{ cm}^2$

III.7.4 Vérification à l'ELU :

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

$$A_{\min} = 0.23 b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 25 \times 28 \times \frac{2.1}{400} = 0.9187$$

-En appuis : $A_a = 1.88 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.9187 \text{ cm}^2$ condition vérifiée

-En travée : $A_t = 5.72 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.9187 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée

➤ **Vérification de l'effort tranchant : (Art A.5.2.2, BAEL 91)**

$$T_u^{\max} = 78.72 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} = \frac{78.72 \times 10^3}{250 \times 280} = 1.24 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \min \{ 0.13 f_{c28} ; 5 \text{ MPa} \}$$

$$\tau_u = 1.24 \text{ MPa} < \tau_u = 3.25 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

- **vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement :**
(BAEL91.Art.A.6.1.3)

$$\tau_u = \frac{T_{u\max}}{0.9d \times \sum U_i} \leq \bar{\tau}_u = \Psi \times f_{t28}$$

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles des armatures.

$$\tau_u = \frac{78.72 \times 10^3}{0.9 \times 280 \times 11.304 \times 10} = 2.76 \text{ MPa}$$

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \Phi = 3 \times 3.14 \times 1.2 = 11.304 \text{ cm}$$

$$\tau_u = 2.68 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{La Condition est vérifiée}$$

Il n'y a pas risque d'entraînement des barres.

- **Influence de l'effort tranchant aux voisinages des appuis (Art.5 .132, BAEL 91)**

- **Influence sur les armatures inférieures :**

$$A_u = \frac{T_u + \frac{M_u}{0.9x d}}{f_e / 1.15} = \frac{78.72 \times 10^3 + \frac{17.71 \times 10^3}{0.9 \times 28}}{348 \times 10^4} = 0.0228 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 1.88 \geq A_u = 0.022 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

- **Influence sur le béton :**

$$T_{u\max} \leq 0.4 \times b \times 0.9 \times d \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$0.4 \times 0.9 \times b \times d \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.4 \times 0.9 \times 25 \times 28 \times \frac{25}{1.5} = 4200 \text{ KN} \geq 76.41 \text{ KN} \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

- **les armatures transversales (BAEL p Art 722) :**

Le diamètre des armatures transversales doivent être tel que : $\phi \leq \min \left\{ \phi_i; \frac{h}{35}; \frac{b}{10} \right\} = \min$

$$\{12, 8.57, 25\} = 8.57 \text{ mm}$$

Nous choisissons un diamètre **T8**

Donc nous adoptons : **4 T 8 = 2.01 cm²**

- **Calcul des espacements (BAEL91Art51.22) :**

$$S_t \leq \min(0.9d, 40 \text{ cm}) = \min(25.2, 40) = 25.2 \text{ cm}.$$

$$\text{Zone nodal: } S_t \leq \min \left(\frac{h}{2}, 12\Phi, 30 \text{ cm} \right)$$

$$S_t \leq \min \left(\frac{30}{4}, 12 \times 1.2, 30 \text{ cm} \right) = 7.5 \text{ cm}.$$

Soit: $S_t=7$ [cm].

Zone courante: $S_t \leq \frac{h}{2} = 15 \text{ cm}$.

Soit : $S_t=15$ [cm]

Le RPA révisé 2003 : la quantité d'armatures transversales minimale est

Donnée par la relation suivante :

$$A_t = 0,003 S_t b = 0,003 \times 15 \times 25 = 1,125 \text{ cm}^2.$$

$$A_s = 2,01 \text{ cm}^2 > 1,125 \text{ cm}^2. \text{ Condition vérifiée}$$

III.7.5. Étude à l'ELS :

$$\text{Moment isostatique : } M_{0s} = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{(36.965)(3)^2}{8} = 41.58 \text{ KN.m.}$$

$$\text{L'effort tranchant : } T_s = \frac{q_s l}{2} = \frac{(36.965)(3)}{2} = 55.45 \text{ KN.}$$

Etant donné l'effet de semi encastrement :

$$M_{sapp} = (-0,3) M_{0s} = -12.47 \text{ KN.m.}$$

$$M_{st} = (0,85) M_{0s} = 35.34 \text{ KN}$$

➤ Diagramme M et de T a ELS :

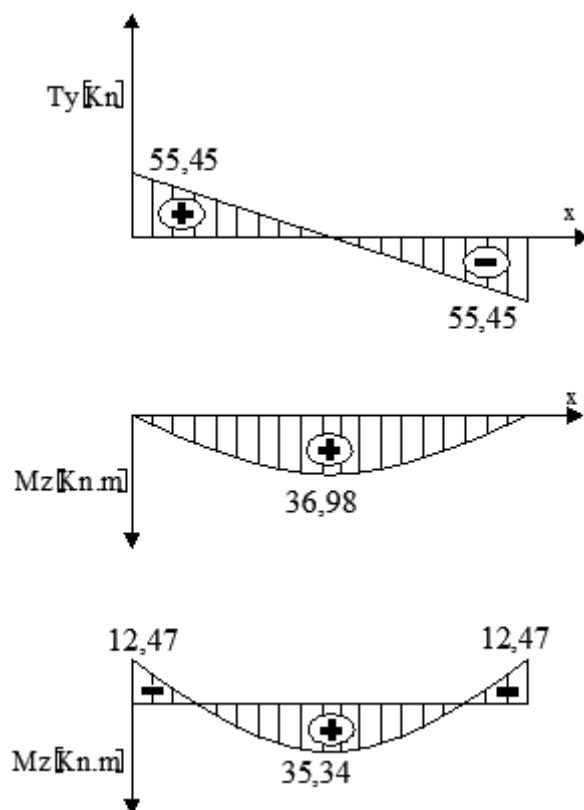


Fig III.7.2 Diagrammes des efforts internes de la poutre palière à ELS

III.7.2 vérification à l'ELS :

➤ Vérification des contraintes :

a) Etat limite de compression du béton :

$$\sigma_b \leq 0.6f_{c28} = 15\text{MPa}$$

$$\text{Aux appuis : } \rho_1 = \frac{100.A_{\text{app}}}{b.d} = \frac{100 \times 3.38}{25 \times 28} = 0.483$$

$$\rho_1 = 0.483 \Rightarrow \beta_1 = 0.895 \quad \alpha_1 = 0.315 \text{ et } K = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)} = \frac{0.315}{15(1-0.315)} = 0.030$$

$$\alpha = 0.315 \Rightarrow K=0.030$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_a}{A_{\text{app}} \cdot \beta \beta} = \frac{12.47 \times 10^6}{338 \times 0.895 \times 280} = 147.22 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \sigma_s = 0.03 \times 147.22 = 4.42 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 4.42 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{La Condition est vérifiée}$$

En travée :

$$\rho_1 = \frac{100.A_t}{b.d} = \frac{100 \times 6.16}{25 \times 28} = 0.88$$

$$\rho_1 = 0.88 \Rightarrow \beta_1 = 0.867 \quad \alpha_1 = 0.399 \text{ et } K = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)} = \frac{0.399}{15(1-0.399)} = 0.044$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{A_s \cdot \beta d} = \frac{35.34 \times 10^6}{616 \times 0.867 \times 280} = 236.32 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \sigma_s = 0.044 \times 236.32 = 10.398$$

$$\sigma_{bc} = 10.398 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{La Condition est vérifié}$$

❖ Calcul de la flèche :

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

$$\begin{aligned}
 \text{a) } \frac{h}{L} &\geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0.30}{3.00} = 0.1 > \frac{1}{16} = 0.0625 \Rightarrow \text{condition vérifiée} \\
 \text{b) } \frac{h}{L} &\geq \frac{1}{10} \cdot \frac{M_t}{M_0} \Rightarrow \frac{0.30}{3.00} = 0.1 > \frac{35.25}{10 \times 41.48} = 0.085 \Rightarrow \text{condition vérifiée} \\
 \text{c) } \frac{A}{b_0 \cdot d} &\leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{6.16}{28 \times 25} = 0.0088 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \Rightarrow \text{condition vérifiée}
 \end{aligned}$$

Par conséquent le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

➤ **Etat limite de déformation :**

La fissuration étant peu nuisible \Rightarrow la vérification des contraintes dans les aciers n'est pas nécessaire.

❖ **Conclusion :**

Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes à l'ELS.

III-8 Calcul de la salle machine :

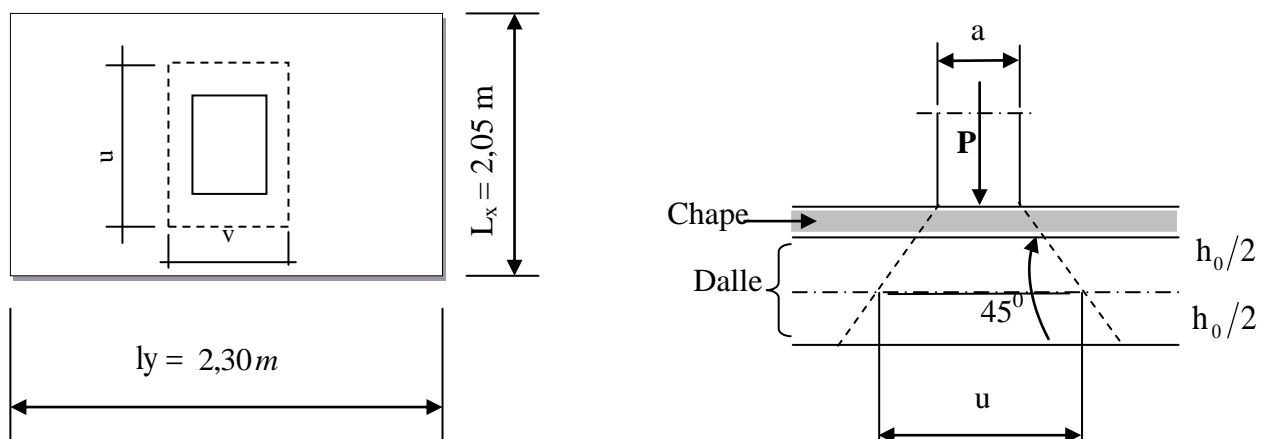
III 8.1 Introduction :

Vis-à-vis de nombre d'étage important de notre immeuble, la présence d'un ascenseur. Notre immeuble comporte une cage d'ascenseur de Caractéristique :

- Vitesse est $V = 1 \text{ m/s}$.
- La surface de la salle machine est $S = (2.30 \times 2.05) = 4.72 \text{ m}^2$.
- La surface du cabinet est $S = (1.69 \times 1.61) = 2.72 \text{ m}^2$.
- La charge totale que transmet le système de levage de la cabine est

$P = 9 \text{ tonnes}$

- Surcharge d'exploitation $Q = 1 \text{ kN/ml}$.



FigIII.8.1. Schéma statique de la salle machine

III.8.2 Calcul de la dalle pleine de la salle machine à l'ELU :

a) Epaisseur de la dalle :

$$h_0 \geq \frac{L_x}{30} \rightarrow h_0 \geq \frac{205}{30} = h_0 \geq 6.83 \text{ cm} .$$

- ✓ Pour le RPA 2003 la hauteur minimale est 12 cm
- ✓ On opte $h_0 = 15 \text{ cm}$.

La dalle repose sur 4 appuis .elle est soumise à une charge localisé concentrique agissant sur Un rectangle (U×V). Son calcul se fait à l'aide des abaques de **PIGEAUD** qui permettent d'évaluer les moments dans les deux sens en plaçant la charge concentrée au milieu du Panne U et V cotés du rectangle sur lesquels la charge **P** s'applique, compte tenu de la diffusion à 45° dans la dalle. Ils sont déterminés au niveau du feuillet moyen de la dalle.

$$U = U_0 + 2\xi e + h_0$$

$$V = V_0 + 2\xi e + h_0$$

h_0 : Épaisseur de la dalle (h_0 :15 cm)

e : épaisseur de la dalle.

ξ : Coefficient de remplissage qui est égale à 1 pour un remplissage en béton à l'analogue.

U_0 et $V_0 = 80 \text{ cm}$.(sont parallèle à L_x et L_y .

$$U = 80 + (2 \times 1 \times 5) + 15 = 105 \text{ cm} = 1.05\text{m}$$

$$V = 80 + (2 \times 1 \times 5) + 15 = 105 \text{ cm} = 1.05.$$

b)Moments dus au poids propre :

$$M_x = \mu_x . q . l_x^2 \rightarrow \text{Moment suivant la petite portée.}$$

$$M_y = \mu_y . M_x \rightarrow \text{Moment suivant la grande portée.}$$

Les coefficients μ_x et μ_y sont donnés en fonction du rapport ρ_x et du coefficient de Poisson ν .

q : Charge uniformément répartie sur toute la dalle.

- **Etat limite ultime (ELU) : $\nu = 0$**

$$\rho = 0.9 \rightarrow \mu_x = 0.0458 \text{ et } \mu_y = 0.778$$

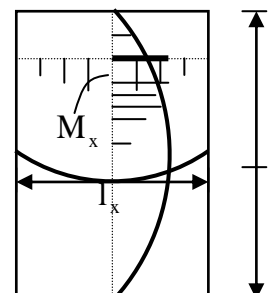
$$\text{Poids de la dalle : } G = (25 \times 0.15 + 22 \times 0.05) \times 1 \text{ ml} = 4.85 \text{ KN/ml.}$$

$$\text{Surcharge d'exploitation : } Q = 1 \text{ KN/ml.}$$

$$M_{ux1} = 0,0458 \times (8.0475) \times (2.05)^2 = 1.549 \text{ KN.m}$$

$$M_{uy1} = 0,778 \times 1.549 = 1.2 \text{ KN.m.}$$

c) calcul des moments M_x et M_y du à la charge localisée :



Les moments selon l'axe des X et l'axe des Y sont donnés par

$$M_{x2} = q_u (M_1 + v M_2).$$

$$M_{y2} = q_u (M_2 + v M_1).$$

v : coefficient de poisson ; $v = 0$ à l'ELU

$$\rho_x = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2.05}{2.30} = 0.9$$

On remarque que $0,4 \leq \delta \leq 1$ alors notre dalle est considérée comme portant dans Les deux sens.

$$\frac{U}{L_x} = \frac{105}{205} = 0.512$$

$$\frac{V}{L_y} = \frac{105}{230} = 0.457$$

- A partir des abaques de PIGEAUD, nous aurons après interpolation :

$$M_1 = 0.102$$

$$M_2 = 0.083$$

$$\Rightarrow M_{x2} = P_u M_1$$

$$M_{y2} = P_u M_2$$

$$\checkmark \text{ Avec : } P_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 \times 90 + 1.5 \times 0 = 121.5 \text{ KN/ml.}$$

$$\text{D'où : } M_{x2} = 121.5 \times 0.1 = 12.15 \text{ KN.m.}$$

$$M_{y2} = 121.5 \times 0.083 = 10.085 \text{ KN.m.}$$

d) Superposition des moments :

$$M_{ox} = M_{ox1} + M_{ox2} = 1.549 + 12.15 = 13.7 \text{ KN.m}$$

$$M_{oy} = M_{oy1} + M_{oy2} = 1.2 + 10.085 = 11.29 \text{ KN.m.}$$

Remarque: Afin de tenir compte de la continuité des appuis au niveau des voiles, les moments calculés seront minorés en travée en leur affectant le coefficient 0.85 et 0.3 aux appuis.

Moment en travée : $M_t = 0.85 M$

$$M_{xt} = 0.85 M_{ox} = 11.645 \text{ KN.m}$$

$$M_{yt} = 0.85 M_{oy} = 9.6 \text{ KN.m}$$

Moment aux appuis : $M_a = -0.3 M$

$$M_{xa} = -0.3 M_{ox} = -4.11 \text{ KN.m}$$

$$M_{ya} = -0.3 M_{oy} = -3.387 \text{ KN.m}$$

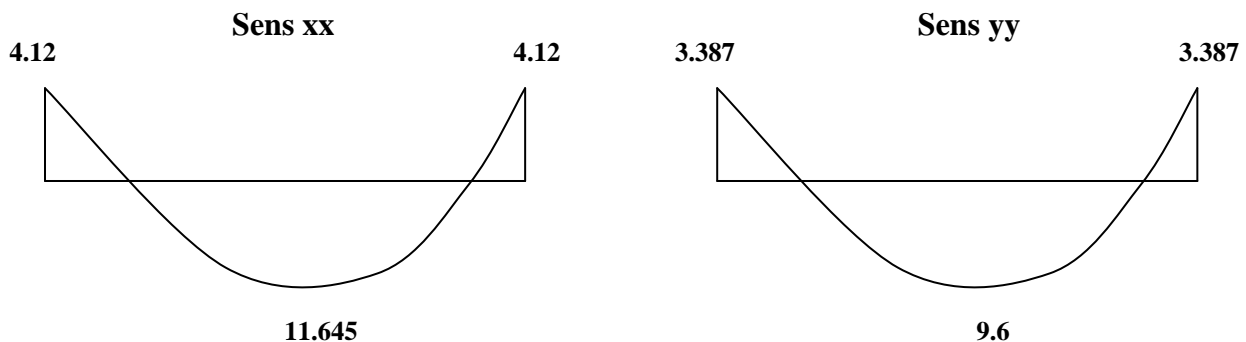


Figure III.8.2 : Les moments dans les 02 sens

III.8.3 Calcul de la section d'armature :

➤ Sens x-x :

• En travée :

$$\text{Calcul du moment réduit : } \mu_b = \frac{M_{x_t}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{11.645 \cdot 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.048$$

$$\text{On a : } \mu_b = 0.048 < \mu_l = 0.392$$

$$\mu_b = 0.048 \Rightarrow \beta = 0.975$$

$$A_t = \frac{M_{x_t}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{11.645 \cdot 10^3}{0.975 \times 13 \times 348} = 2.64 \text{ cm}^2$$

$$\text{On opte pour } A_t = 4\text{HA}10/\text{ml} = 3.14 \text{ cm}^2 \text{ avec } S_t = 25 \text{ cm}$$

• Aux appuis :

$$\text{Calcul du moment réduit : } \mu_b = \frac{M_{x_a}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{4.11 \cdot 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.017$$

$$\text{On a : } \mu_b = 0.017 < \mu_l = 0.392$$

$$\mu_b = 0.017 \Rightarrow \beta = 0.9915$$

$$A_a = \frac{M_{x_a}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{4.11 \times 10^3}{0.991 \times 13 \times 348} = 0.916 \text{ cm}^2$$

$$\text{On opte pour } A_a = 4\text{HA}10/\text{ml} = 3.14 \text{ cm}^2 \text{ avec } S_t = 25 \text{ cm}$$

➤ Sens y-y :

• En travée :

$$\text{Calcul du moment réduit : } \mu_b = \frac{M_{y_t}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{9.6 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.040$$

$$\text{On a : } \mu_b = 0.04 < \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_b = 0.040 \Rightarrow \beta = 0.980$$

$$A_t = \frac{M_{y_t}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{9.6 \times 10^3}{0.98 \times 13 \times 348} = 2.16 \text{ cm}^2$$

$$\text{On opte pour } A_t = 4\text{HA}10/\text{ml} = 3.14 \text{ cm}^2 \text{ avec } S_t = 25 \text{ cm}$$

• Aux appuis :

$$\text{Calcul du moment réduit : } \mu_b = \frac{M_{ya}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{3.387 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.014$$

$$\text{On a : } \mu_b = 0.014 < \mu_l = 0.392$$

$$\mu_b = 0.014 \Rightarrow \beta = 0.993$$

$$A_a = \frac{M_{ya}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{3.387 \times 10^3}{0.993 \times 13 \times 348} = 0.754 \text{ cm}^2$$

On opte pour $A_a = 4\text{HA}10/\text{ml} = 3.14 \text{ cm}^2$ avec $S_t = 25 \text{ cm}$

III.8.4 Vérification à l'ELU :

➤ Diamètre minimales des barres :

Il faut vérifier la condition suivante : $\phi_{\max} \leq \frac{h_o}{10}$

$$\phi_{\max} \leq \frac{150}{10} = 15 \text{ mm}$$

Or : $\phi = 10 \text{ mm} < \phi_{\max} = 15 \text{ mm} \Rightarrow$ condition vérifiée.

➤ Ecartement des barres (Art A82.42, BAEL91) :

L'écartement des armatures d'une même nappe soumise à une charge répartie doit être :

Armatures // à l_x : $S_t = 25 \text{ cm} < \min(3h, 33 \text{ cm})$

$25 < 33 \text{ cm} \Rightarrow$ la condition est vérifiée.

Armatures // à l_y : $S_t = 25 \text{ cm} < (4h, 45 \text{ cm})$.

$25 < 45 \text{ cm} \Rightarrow$ la condition est vérifiée.

➤ Condition de non fragilité (Art A421, BAEL 91) :

$$A \geq A_{\min} = \rho \times s = \frac{\rho_0 \left(3 - \frac{l_x}{l_y} \right)}{2} \times b \times h = \frac{0.0008 \times (3 - 0.9)}{2} \times 100 \times 15 = 1.26 \text{ cm}^2$$

$$A = 3.14 \text{ cm}^2 \geq 1.26 \text{ cm}^2$$

$$A = 2.01 \text{ cm}^2 > 1.26 \text{ cm}^2$$

Alors la condition est vérifiée.

➤ Condition de non poinçonnement :

On n'admet aucune armature transversale si la condition suivante est satisfaite :

$$N_u \leq 0.045 \mu_c h \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad (\text{BAEL 91 Art 5.2.42}).$$

Avec U_c : périmètre du contour de l'aire sur le quel agit la charge dans le plan de feuillet moyen .

$$U_c = 2(U+V) = 2(105+105) = 420 \text{ cm} = 4.2 \text{ m}.$$

N_u : charge de calcul à l'état limite ultime.

$$N_u = 1.35G = 1.35 \times 90 = 121.5 \text{ KN.}$$

$$N_u = 121.5 < 0.045 \times 0.15 \times \frac{25}{1.5} \times 10^3 \times 4.2 = 472.5 \text{ KN} \Rightarrow \text{la condition est vérifiée.}$$

➤ **Contrainte tangentielle :**

Les efforts tranchant sont max au voisinage de la charge.

$$\text{Au milieu de U} \Rightarrow T_{\max} = \frac{N_u}{2U + V} = \frac{121.5}{3 \times 1.05} = 38.57 \text{ KN.}$$

$$\text{Au milieu de V} \Rightarrow T_{\max} = \frac{p}{3U} = \frac{121.5}{3 \times 1.05} = 38.57 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{bd} = \frac{38.57}{1 \times 0.13} = 296.7 \text{ KN/m}^2 = 0.29 \text{ MPa} < 0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.167 \text{ MPa}$$

Alors aucune armature de l'effort tranchant n'est refusée.

III.8.5 Calcul a l'ELS :

➤ **Moments engendrés par le système de levage :**

$$M_{ox1} = q_s (M_1 + v M_2).$$

$$M_{oy1} = q_s (M_2 + v M_1)$$

$$\text{Avec : } q_s = G = 90 \text{ KN.}$$

$$v = 0.2.$$

$$\text{Donc : } M_{ox1} = q_s (M_1 + v M_2) = 90 (0.1 + 0.2 \times 0.083) = 10.5 \text{ KN.m}$$

$$M_{oy1} = q_s (M_2 + v M_1) = 90 (0.083 + 0.2 \times 0.1) = 9.27 \text{ KN.m}$$

➤ **Moments engendrés par le poids propre de la dalle :**

$$q_s = G + Q = 4.85 + 1.00 = 5.85 \text{ KN/ml.}$$

$$M_{ox2} = \mu_x q_s l_x^2 = 0.0529 \times 5.85 (2.05)^2 = 1.3 \text{ KN.m}$$

$$M_{oy2} = \mu_y M_{ox2} = 0.546 \times 1.3 = 0.71 \text{ KN.m.}$$

➤ **Superposition des moments :**

$$M_{ox} = M_{ox1} + M_{ox2} = 10.5 + 1.3 = 11.8 \text{ KN.m}$$

$$M_{oy} = M_{oy1} + M_{oy2} = 9.27 + 0.71 = 9.98 \text{ KN.m.}$$

- **Remarque:** Afin de tenir compte de la continuité des appuis au niveau des voiles, les moments calculés seront minorés en travée en leur affectant le coefficient 0.85 et 0.3 aux appuis.

Moment en travée : $M_t = 0.85M$

$$M_{xt} = 0.85M_{ox} = 10.03 \text{ KN.m}$$

$$M_{yt} = 0.85M_{oy} = 8.48 \text{ KN.m}$$

Moment aux appuis : $M_a = -0.3M$

$$M_{xa} = -0.3M_{ox} = -3.54 \text{ KN.m}$$

$$M_{ya} = -0.3M_{oy} = -2.99 \text{ KN.m}$$

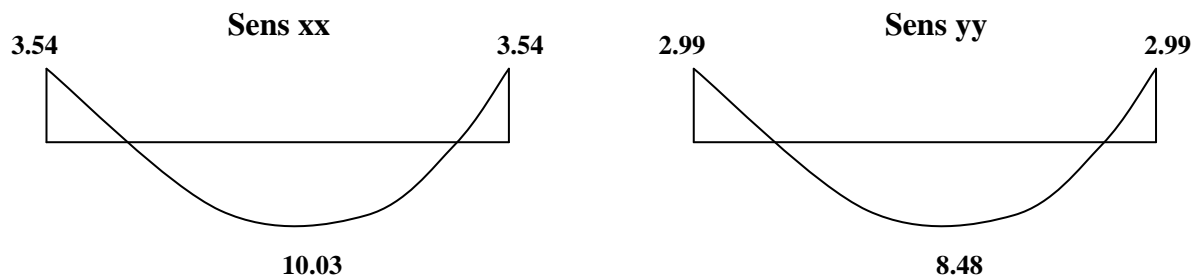


Figure III.41 : Les moments dans les 02 sens

III.8.6.Vérification à L'ELS :

➤ **Contrainte de compression dans le béton :**

- **Sens x-x :(sens le plus défavorable).**

- **Aux appuis :** $M_a = 3.54 \text{ KN.m}$.

On doit vérifier :

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{bd} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 13} = 0.154 \quad \Rightarrow \quad k = 0.016 \text{ et } \beta = 0.936.$$

$$\sigma_s = \frac{M_a}{\beta_1 d A_a} = \frac{3.54 \times 10^6}{0.936 \times 130 \times 2.01 \times 10^2} = 144.74 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = k \sigma_s = 0.016 \times 144.74 = 2.32 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

- **En travée :** $M_t = 10.03 \text{ KN.m}$.

On doit vérifier :

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{bd} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 13} = 0.241 \quad k = 0.02 \text{ et } \beta = 0.921.$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 d A_t} = \frac{10.03 \times 10^6}{0.921 \times 130 \times 3.14 \times 10^2} = 266.79 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = k \sigma_s = 0.02 \times 266.79 = 5.34 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

Remarque : les conditions sont toutes vérifiées selon le sens le plus défavorable, donc elles sont aussi vérifiées dans l'autre sens.

➤ **Etat limite de fissuration :**

La fissuration est non préjudiciable alors aucune vérification n'est nécessaire.

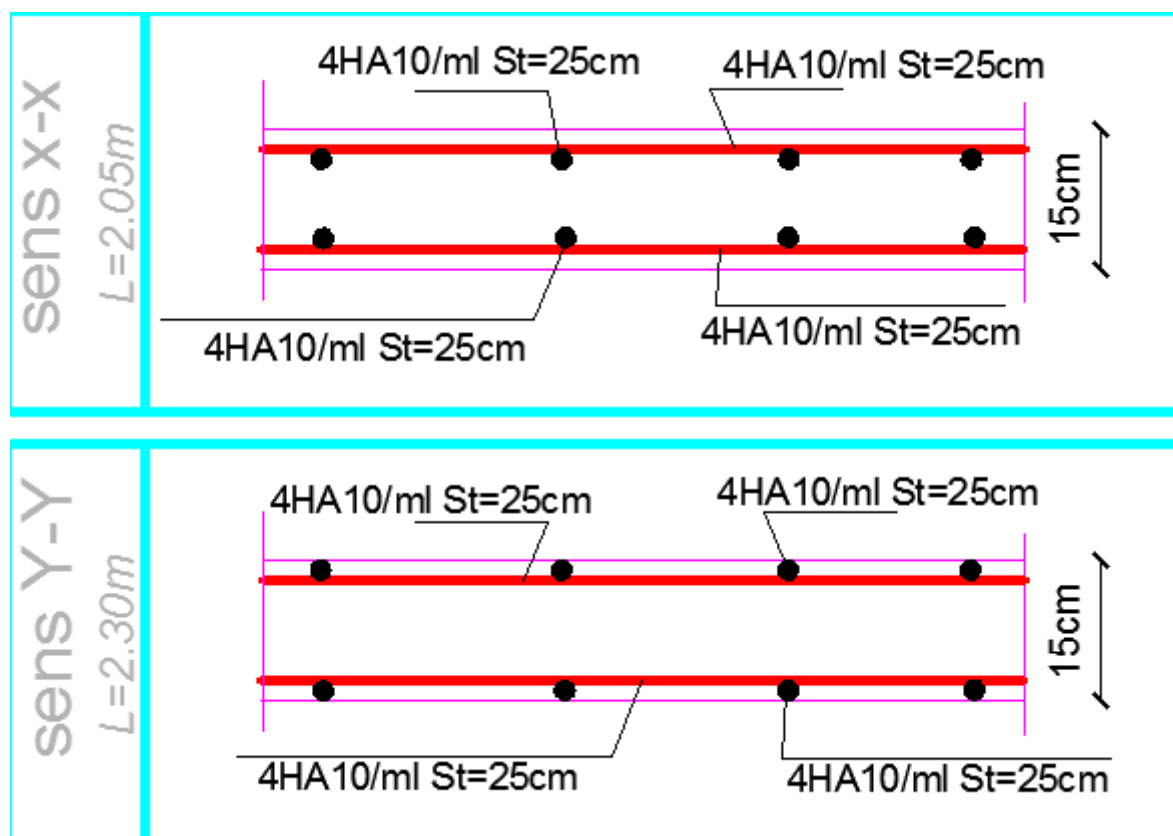


Fig III.42 Schéma de ferrailage de la salle machine dans les deux sens

IV- Modélisation :

IV.1 Introduction :

L'étude dynamique d'une structure est très complexe en particulier le calcul sismique qui demande des méthodes très fastidieuses dont le calcul manuel est pénible. Pour cette raison, on fait appel à l'outil informatique basé sur la méthode des éléments finis (MEF) afin d'avoir les résultats les plus approchés dans des délais raisonnables.

On dispose de nombreux programmes permettant l'étude statique et dynamique des structures dont on cite : ETABS, ROBOT, SAP.....etc

Pour notre étude nous avons utilisé **ETABS**.

IV.2 Description du logiciel ETABS :

ETABS est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments et des ouvrages de génie civil. Il est basé sur la méthode des éléments finis, son utilisation est 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 structure.
- La prise en compte des propriétés des matériaux.
- Le calcul des éléments.
- L'analyse des effets dynamiques et statiques.
- La visualisation des déformées, des diagrammes des efforts internes, des modes de vibration... etc.
- Le transfert de donnée avec d'autres logiciels (AUTOCAD, SAP2000 et SAFE).

IV.3 Etapes de modélisation :

Les étapes de modélisation peuvent être résumées comme suit:

1. Introduction de la géométrie du modèle;
2. Définition des propriétés mécaniques des matériaux à utiliser ;
3. Spécification des propriétés géométriques des éléments ;
4. Définition des charges statiques (G, Q) ;
5. Introduction du spectre de réponse (E) donné par le RPA99/version2003 qui dépend de :

- Coefficient d'accélération de zone
- Zone sismique
- Groupe d'usage
- Coefficient de comportement R = (contreventement mixte)
- Coefficient d'amortissement :
- site
- Le facteur de qualité

6. Définition de la charge sismique E ;

7. Chargement des éléments ;

8. Introduction des combinaisons d'actions ;

- Combinaisons aux états limites:

ELU: $1.35G+1.5Q$

ELS : $G+Q$

- Combinaisons accidentelle du RPA

GQE: $G+Q+E$

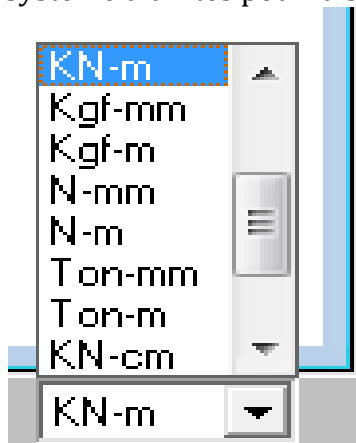
08GE: $0.8G+E$

9. Déroulement de l'analyse et visualisation des résultats

IV.3.1 Définir la géométrie de la structure :

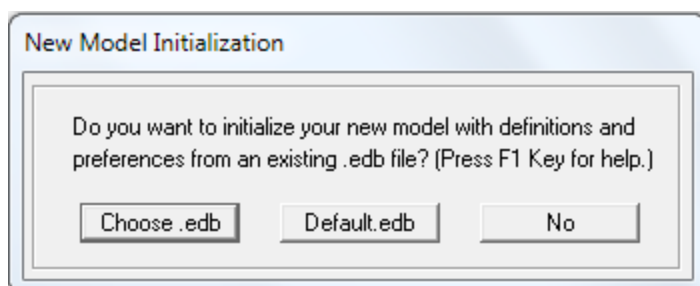
a) choix de l'unité :

l'utilisateur dispose d'une liste déroulante à droite de la barre d'état où il doit choisir un système d'unités pour la saisie des données



b) Création d'un nouveau model :

Après avoir choisi le système d'unité, la prochaine étape est de créer un nouveau model en cliquant sur l'icône « **New Model** » ou en utilisant le raccourcis « **Ctrl+N** ». Une boîte de dialogue intitulée « **New Model Initialization** » apparaît où trois choix s'offrent à l'utilisateur :



« **Choose. edb** » : Utilisée afin d'obtenir les caractéristiques des matériaux et les cas de charge d'un model existant.

« **Default. edb** » : Utilisée pour créer un nouveau fichier par défaut.

« **No** »: Utilisée pour créer un nouveau fichier vierge.

Caractéristiques géométriques de des structures (Lignes de construction)

Après avoir cliqué sur l'une des trois cases, une autre boîte de dialogue intitulée « **Building Plan Grid System and Story Data Definition** » apparaît tel que :

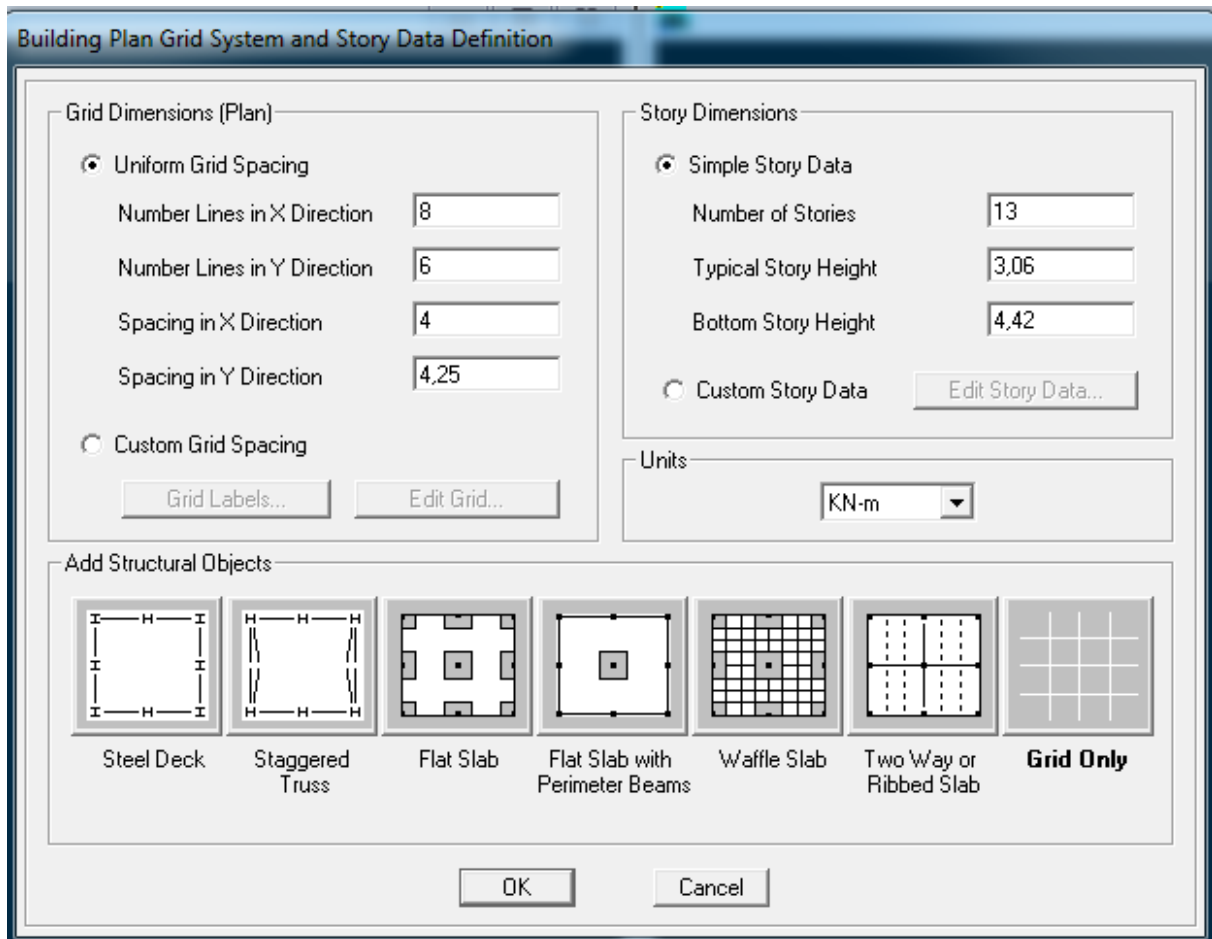


Figure V.1: Géométrie de base

« NumberLines in X Direction » : Nombre de travées (lignes de construction) suivant X.

« NumberLines in Y Direction » : Nombre de travées (lignes de construction) suivant Y.

« Spacing in X Direction » : Espacement (constant) entre les lignes de construction suivant X.

« Spacing in Y Direction » : Espacement (constant) entre les lignes de construction suivant Y.

« Number of Stories »: Nombre d'étages.

« Typical Story Height »: Hauteur (constante) d'étage courant.

« Bottom Story Height »: Hauteur du RDC.

Remarque :

La hauteur d'étage et la longueur des travées étant rarement constantes, l'utilisateur se doit

d'avoir recourt aux options « **Custom Grid Spacing** » et « **Custom Story Data** » permettant respectivement d'introduire la distance (espacement) entre chaque travée suivant X et Y et la hauteur entre un étage et un autre.

IV.3.2 : Spécifier les caractéristiques géométriques et mécaniques des éléments :

a) Caractéristiques mécaniques des matériaux :

Les caractéristiques des matériaux sont définies dans la boîte de dialogue intitulée « **Matériel Property Data** ». L'utilisateur peut y accéder soit par le cheminement suivant « **Define_Material properties** » ou bien en cliquant sur l'icône « **DefineMaterial properties** ». La boîte de dialogue « **Define Materials** » apparaît tel que :

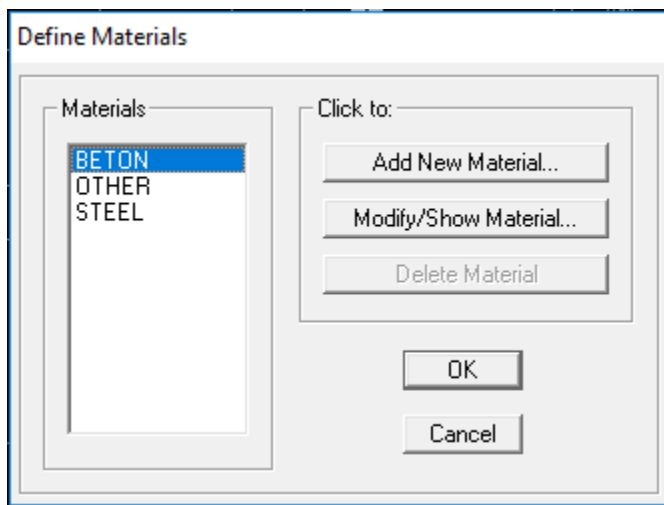


Figure IV.2 : Introduction des propriétés mécanique du béton

- . « Add New Material » : Ajouter un autre matériau.
- . « Modify/Show Matériel » : Modifier/Afficher les propriétés d'un matériau.
- . « DeleteMaterial » : Supprimer un matériau.
- . En sélectionnant « **CONC** » et en cliquant sur « **Modify/Show Material** » la boîte de

dialogue suivante s'affiche

Material Property Data

Material Name

Display Color
Color

Type of Material
☒ Isotropic ☐ Orthotropic

Type of Design
Design

Analysis Property Data

Mass per unit Volume	<input type="text" value="2.5"/>
Weight per unit Volume	<input type="text" value="25"/>
Modulus of Elasticity	<input type="text" value="32164200"/>
Poisson's Ratio	<input type="text" value="0"/>
Coeff of Thermal Expansion	<input type="text" value="0"/>
Shear Modulus	<input type="text" value="16082100"/>

Design Property Data (ACI 318-05/IBC 2003)

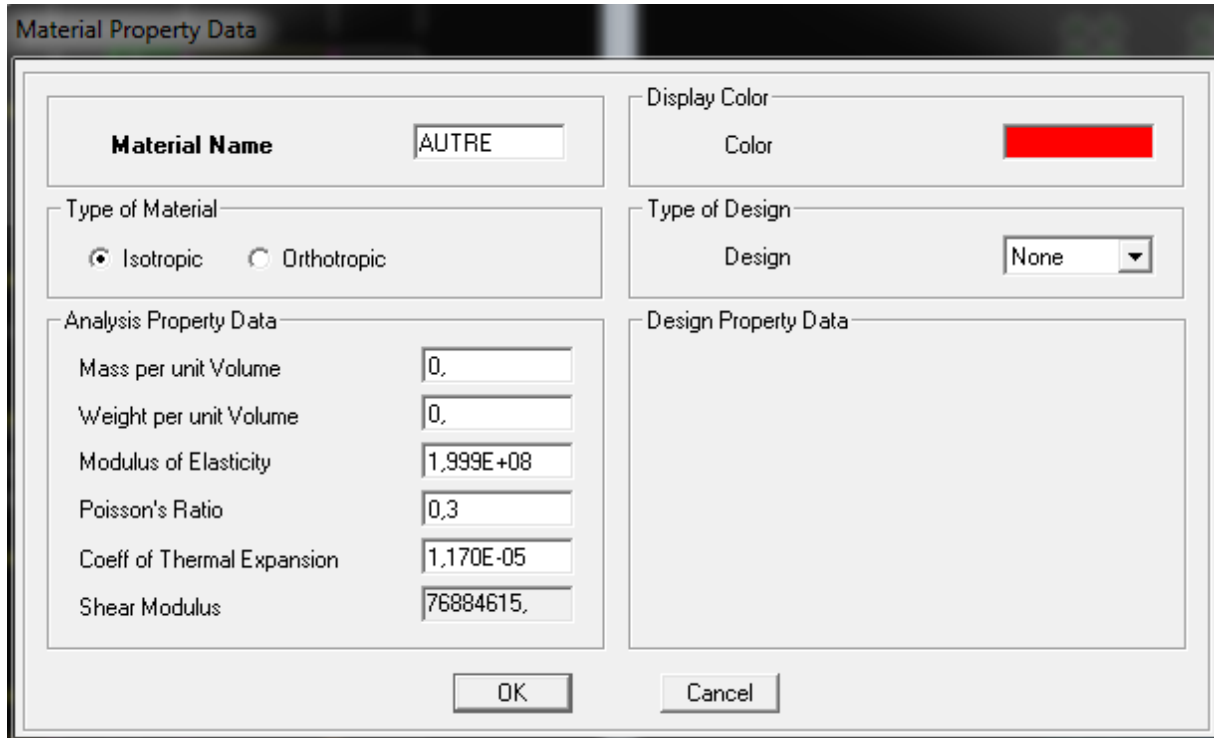
Specified Conc Comp Strength, f'c	<input type="text" value="25000"/>
Bending Reinf. Yield Stress, fy	<input type="text" value="400000"/>
Shear Reinf. Yield Stress, fys	<input type="text" value="400000"/>
<input type="checkbox"/> Lightweight Concrete	
Shear Strength Reduc. Factor	<input type="text"/>

Où :

- « Mass per unit Volume » : Masse par unité de volume (Masse volumique)= 2.5 KN/m³.
- « Weight per unit Volume » : Poids par unité de volume (Poids volumique)= 25 KN/m³.
- « Module of Elasticity » : Module d'élasticité= 32164200 KN/m².
- « Poisson's Ratio » : Coefficient de poisson.
- « Coeff of Thermal Expansion » : Gradient thermique (Par défaut).
- « Shear Modulus » : Module de cisaillement (Par défaut).
- « Specified ConcCompStrength, f'c » : Résistance du béton à la compression = 25000KN/m².
- « Bending Reinf. Yield Stress, fy » Résistance de l'acier à la flexion= 400000 KN/m².
- « Shear Reinf. Yield Stress, fys » Résistance de l'acier au cisaillement= 400000 KN/m².

En sélectionnant « **OTHER** » et en cliquant sur « **Modify/Show Material** » la boîte de dialogue suivante s'affiche :

Pour le matériau « **AUTRE** », la masse volumique et le poids volumique sont pris égaux à zéro et les autres paramètres sont laissés par défaut



The image shows a software dialog box titled "Material Property Data". It is divided into several sections for defining material properties. The "Material Name" field contains the text "AUTRE". The "Display Color" section shows a red color swatch. The "Type of Material" section has two radio buttons: "Isotropic" (which is selected) and "Orthotropic". The "Type of Design" section has a dropdown menu currently set to "None". The "Analysis Property Data" section contains six input fields with the following values: "Mass per unit Volume" (0.), "Weight per unit Volume" (0.), "Modulus of Elasticity" (1.999E+08), "Poisson's Ratio" (0.3), "Coeff of Thermal Expansion" (1.170E-05), and "Shear Modulus" (76884615.). The "Design Property Data" section is currently empty. At the bottom of the dialog are "OK" and "Cancel" buttons.

Field	Value
Material Name	AUTRE
Display Color	Red
Type of Material	Isotropic
Type of Design	None
Mass per unit Volume	0.
Weight per unit Volume	0.
Modulus of Elasticity	1.999E+08
Poisson's Ratio	0.3
Coeff of Thermal Expansion	1.170E-05
Shear Modulus	76884615.

Remarque :

Le matériau « **BETON** » est affecté aux poteaux, poutres et voiles, le logiciel calcul automatiquement le poids propre de ces éléments.

Le matériau « **AUTRE** » est affecté aux plancher en corps creux et aux dalles pleines pour éviter de prendre en compte le poids propre du béton qui a déjà été pris en compte lors du calcul des poids propres dans les chapitres précédents (Il est possible d'affecter le matériau « **BETON** » à ces éléments, mais dans ce cas, il faut soustraire le poids du béton de leurs poids total ».

b) Caractéristiques géométriques des éléments :

Les caractéristiques géométriques des poteaux et des poutres sont définies dans la boîte de dialogue intitulée « **Define Frame Properties** ». L'utilisateur peut y accéder soit par le cheminement suivant « **Define Frame Sections** » ou bien en cliquant sur l'icône « **Define Frame Sections** ». La boîte de dialogue suivante apparaît :

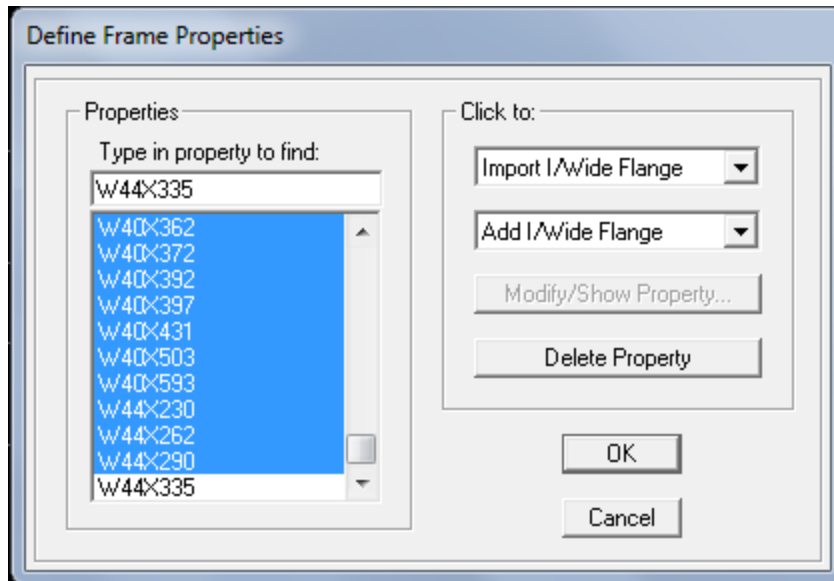


Fig IV.3.3. Caractéristiques géométriques des éléments

Les caractéristiques géométriques des poteaux et des poutres sont définies dans la boîte de dialogue intitulée « **Define Frame Properties** ». L'utilisateur peut y accéder soit par le cheminement suivant « **Define Frame Sections** » ou bien en cliquant sur l'icône « **Define Frame Sections** ». La boîte de dialogue suivante apparaît :

Pour retrouver facilement les sections ajouter, il est préférable avant de commencer à introduire les nouvelles sections, de sélectionner toutes les sections déjà existantes (Par défaut) et de cliquer sur « **DeleteProperty** » pour toutes les supprimer.

. La commande « **Import** » permet d'importer une section préalablement définie.

. La commande « **Add** » permet d'ajouter une section tel que :

Permet d'ajouter une section rectangulaire (Poteaux et poutres).

. Cas des éléments verticaux (Poteaux) :

La direction positive de l'axe local 1 coïncide avec l'axe Z, la couleur de cet axe est rouge. La direction positive de l'axe local 2 coïncide avec l'axe global X, la couleur de cet axe est blanche. ; La direction positive de l'axe 3 est basée sur la théorie de la main droite puisque la direction des deux premiers est connue, sa couleur est bleue.

. Cas des éléments horizontaux (Poutres) :

La direction positive de l'axe local 1 coïncide avec l'axe global positif X ou Y, selon la position de l'élément dans la structure, la couleur de cet axe est rouge. La direction positive de l'axe local 2 coïncide avec l'axe global Z, la couleur de cet axe est blanche. La direction positive de l'axe local 3 est basée sur la théorie de la main droite puisque la direction des deux premiers est connue, sa couleur est bleue ».

Exemples Poteaux :

Figure IV.7 : Introduction des dimensions des poteaux

Poutres

Figure IV.7 : Introduction des dimensions des poutres

Les caractéristiques géométriques des planchers en corps creux, des dalles pleines et des voiles sont définies dans la boîte de dialogue intitulée « **Define Wall/Slab/Deck Sections** ».

L'utilisateur peut y accéder soit par le cheminement suivant « **Define Wall /Slab/Deck Sections** » ou bien en cliquant sur l'icône « **Define Wall/Slab/Deck Sections** ». La boîte

- Pour la dalles pleine

The screenshot shows the 'Wall/Slab Section' dialog box. The 'Section Name' field contains 'DF'. The 'Material' dropdown is set to 'BETON'. Under the 'Thickness' section, both 'Membrane' and 'Bending' are set to '0,2'. In the 'Type' section, the 'Plate' radio button is selected, and the 'Thick Plate' checkbox is unchecked. The 'Load Distribution' section has the 'Use Special One-Way Load Distribution' checkbox unchecked. At the bottom, there is a 'Set Modifiers...' button, a 'Display Color' field with a red color swatch, and 'OK' and 'Cancel' buttons.

- Pour les planchers en corps creux :

The screenshot shows the 'Wall/Slab Section' dialog box. The 'Section Name' field contains 'PEC'. The 'Material' dropdown is set to 'OTHER'. Under the 'Thickness' section, both 'Membrane' and 'Bending' are set to '0,2'. In the 'Type' section, the 'Membrane' radio button is selected, and the 'Thick Plate' checkbox is unchecked. The 'Load Distribution' section has the 'Use Special One-Way Load Distribution' checkbox checked. At the bottom, there is a 'Set Modifiers...' button, a 'Display Color' field with a magenta color swatch, and 'OK' and 'Cancel' buttons.

. L'option « **Use Special One-Way Load Distribution** » permet de choisir le sens de distribution des charges (Sens des poutrelles).

. Cette option permet uniquement la transmission des charges uniformes du corps creux aux poutres principales. Pour les poutres secondaires, il faut les sélectionner et les

charger à part tel qu'il suffit de multiplier la charge surfacique (G ou Q) par (0.65) pour les poutres intermédiaires et par (0.65/2) pour les poutres de rives.

3. Affectation des éléments suivant les lignes de construction (Grid lignes)

a. Les poutres :

L'affectation des poutres aux lignes de construction se fait en « **Plan View** » (Vue en plan) en utilisant les cheminements suivant « **Draw → Draw Line Objects → Draw Lines (Plan, Elev, 3D)** » et « **Draw → Draw Line Objects → Create Lines in Region or at Clicks (Plan, Elev, 3D)** » ou en utilisant les icônes « **DrawLines (Plan, Elev, 3D)** » et « **Create Lines in Region or at Clicks (Plan, Elev, 3D)** ».

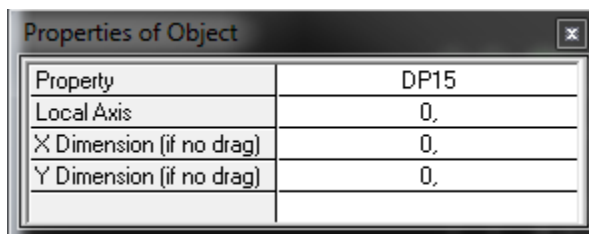
La différence entre les deux commandes est que, la première, permet de modéliser un élément du point A au point B sans interruption en effectuant un cliqué-glissé. Par contre, la deuxième, permet de modéliser un élément du point A au point B mais en divisant automatiquement celui-ci à chaque intersection de lignes de construction aussi elle permet de modéliser un élément juste en cliquant sur un point quelconque entre deux nœuds.

En sélectionnant l'une des deux commandes et avant de commencer l'affectation, il faut au préalable choisir l'élément voulu et ceci dans la liste déroulante de « **Property** ».

d. Dalles pleines

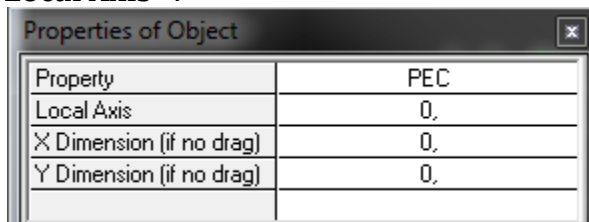
Pour les dalles rectangulaires, la méthode est la même que celle utilisée pour les voiles mais en se mettant sur « **Plan View** ».

Pour des dalles de forme autre que rectangulaire ou carrée, cette méthode est utilisée « **Draw → Draw Area Objects → Draw Areas (Plan, Elev, 3D)** » ou en utilisant l'icône « **Draw Areas (Plan, Elev, 3D)** ».



e. Plancher en corps creux

La méthode est la même que celle utilisée pour les dalles pleines rectangulaires. Le sens de distribution des charges (Sens des poutrelles) peut être modifié grâce à l'option « **Local Axis** ».

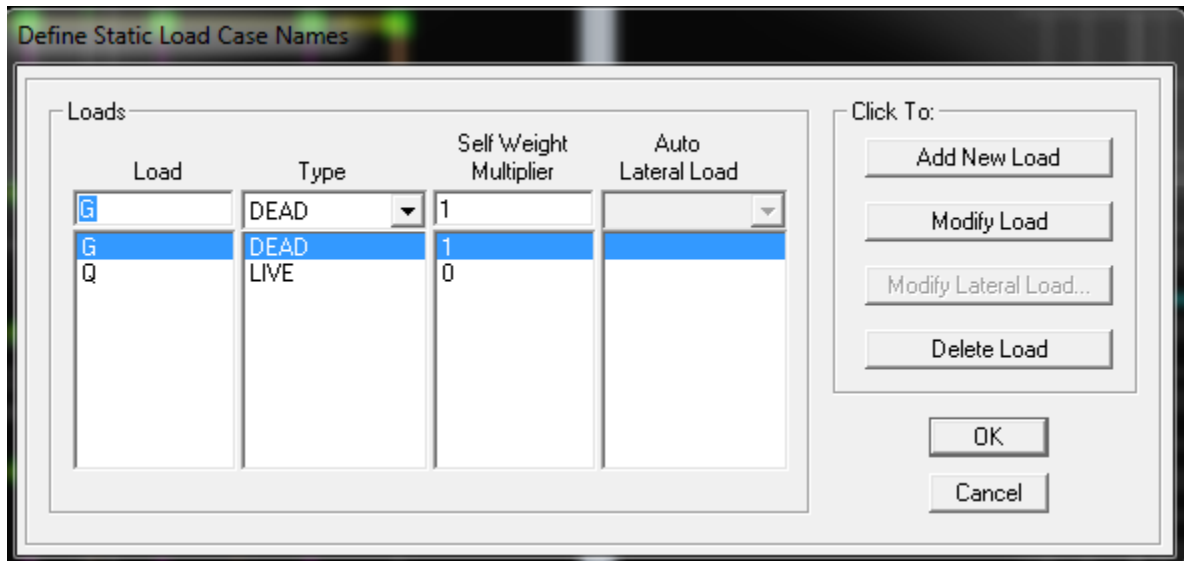


IV.3.4 : Introduire les charges statiques et dynamiques

➤ charges statiques

a. Poids propre de la structure

La méthode à suivre afin de tenir compte du poids propre de la structure est la suivante « **Define Static Load Cases** » ou en utilisant l'icône « **Static Load Cases** ». Une boîte de dialogue intitulée « **Define Static Load Case Names** » apparaît tel que les paramètres doivent être définies comme suit :



La méthode à suivre afin de tenir compte du poids propre de la structure est la suivante « **Define Static Load Cases** » ou en utilisant l'icône « **Static Load Cases** ». Une boîte de dialogue intitulée « **Define Static Load Case Names** » apparaît tel que les paramètres doivent être définies comme suit :

❖ Remarque :

En introduisant la valeur de 1 dans la case « Self Weight Multiplier », le logiciel prend en compte le poids propre des éléments en le rajoutant automatiquement aux charges permanentes G.

➤ Charges statiques pour les éléments linéaires

Pour introduire ces charges il faut :

- . Sélectionner le ou les éléments linéaires en question (Poutres, poutrelles ...).
- . Choisir le cas de charge.
- . Introduire l'intensité des charges (G et/ou Q).

Plusieurs cas de charges sont disponibles :

➤ **Charges concentrées** : Pour l'introduction d'une charge concentrée la procédure à suivre est « **Assign Frame/Line Loads Point** ». Par la suite, il faut introduire le type de charges (Permanente G ou d'exploitation Q, force ou moment), le point d'application de la charge, son intensité et sa direction.

➤ **Charges réparties** : Pour l'introduction d'une charge répartie la procédure à suivre est « **Assign_Frame /Line Loads_Distributed** » Par la suite, il faut introduire le **type** de charges (Permanente G ou d'exploitation Q, force ou moment),

son intensité, sa direction et choisir entre une charge uniforme «**Uniform Load**» et une charge trapézoïdale «**TrapezoidalLoads**».

e) charges thermiques : Pour l'introduction d'une charge thermique la procédure à suivre est « **Assign_Frame/Line Loads_Temperature** »

f) charges statiques pour les éléments surfaciques

Pour introduire ces charges il faut :

- Sélectionner le ou les éléments surfaciques en question (Dalles pleines, plancher en corps creux ...).
- Choisir le cas de charge.
- Introduire l'intensité des charges (G et/ou Q).

Pour l'introduction d'une charge répartie la procédure à suivre est « **Assign_Shell/Area Loads_Uniform** » Par la suite, il faut introduire le type de charges (Permanente G ou d'exploitation Q, force ou moment), son intensité et sa direction.

Pour l'introduction d'une charge thermique la procédure à suivre est « **Assign_Shell/Area Loads_Temperature** »

Remarque :

Il est possible de visualiser graphiquement les différents cas de charges (Avec leurs intensités) grâce à l'instruction « **Display Show Loads** » puis choisir entre « **Joint/Point Loads** », « **Frame/Line Loads** » et « **Shell/Area Loads** » pour visualiser les charges voulues.

➤ Charges dynamiques (Sismiques) :

L'introduction du chargement dynamique (Sismique) passe par trois principales étapes

a- Définition du spectre de réponse

Le spectre de réponse est défini grâce à l'application externe qui permet d'établir ce spectre sous forme de graphique ou de fichier Texte en fonction des différents paramètres de la structure (Zone, groupe d'usage, coefficient de comportement, Facteur de qualité Q,

Remplissage et Site l'implantation).

Après avoir été établie, le spectre de réponse est enregistré sous forme de fichier Text pour être importé dans ETABS par la suite.

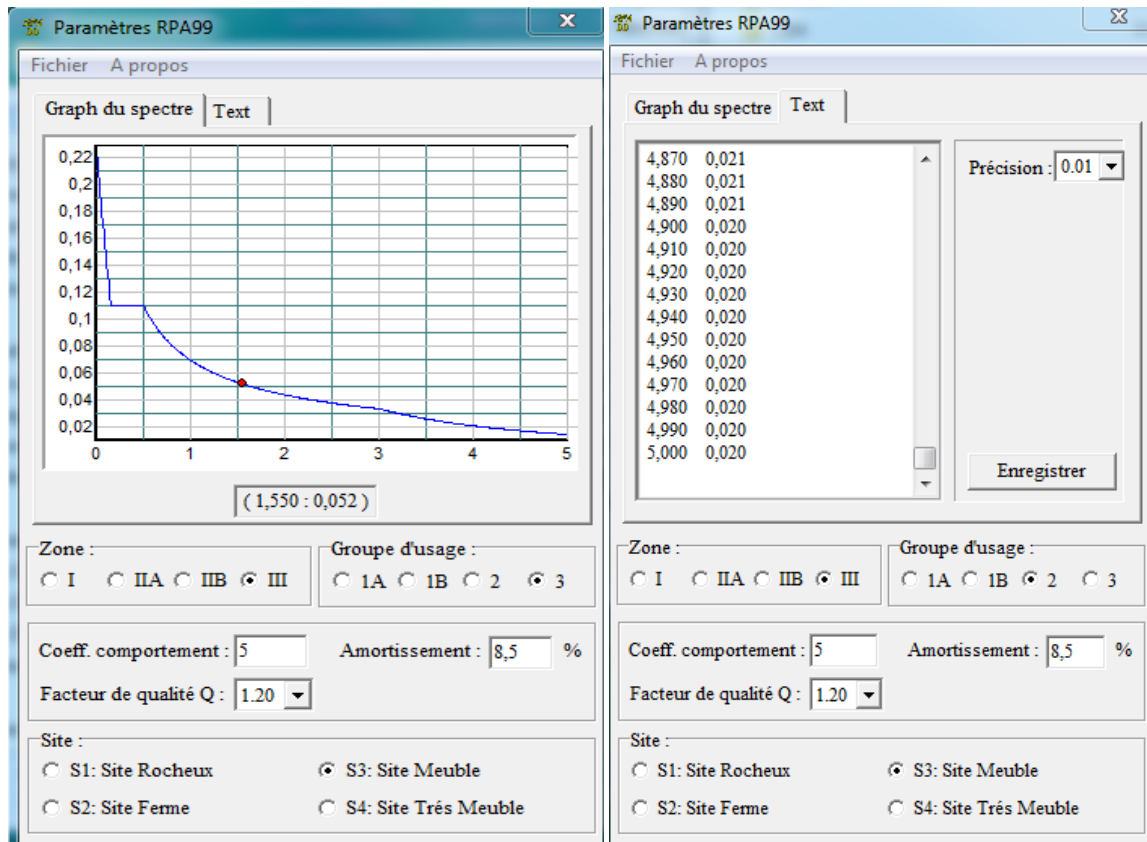


Figure IV.8 :- Définition du spectre

- Introduction du spectre

L'introduction du spectre de réponse dans ETABS se fait suivant le cheminement suivant « **Define Response Spectrum Functions** » ou grâce à l'icône « **Response Spectrum Functions** » tel que les étapes à suivre sont les suivantes :

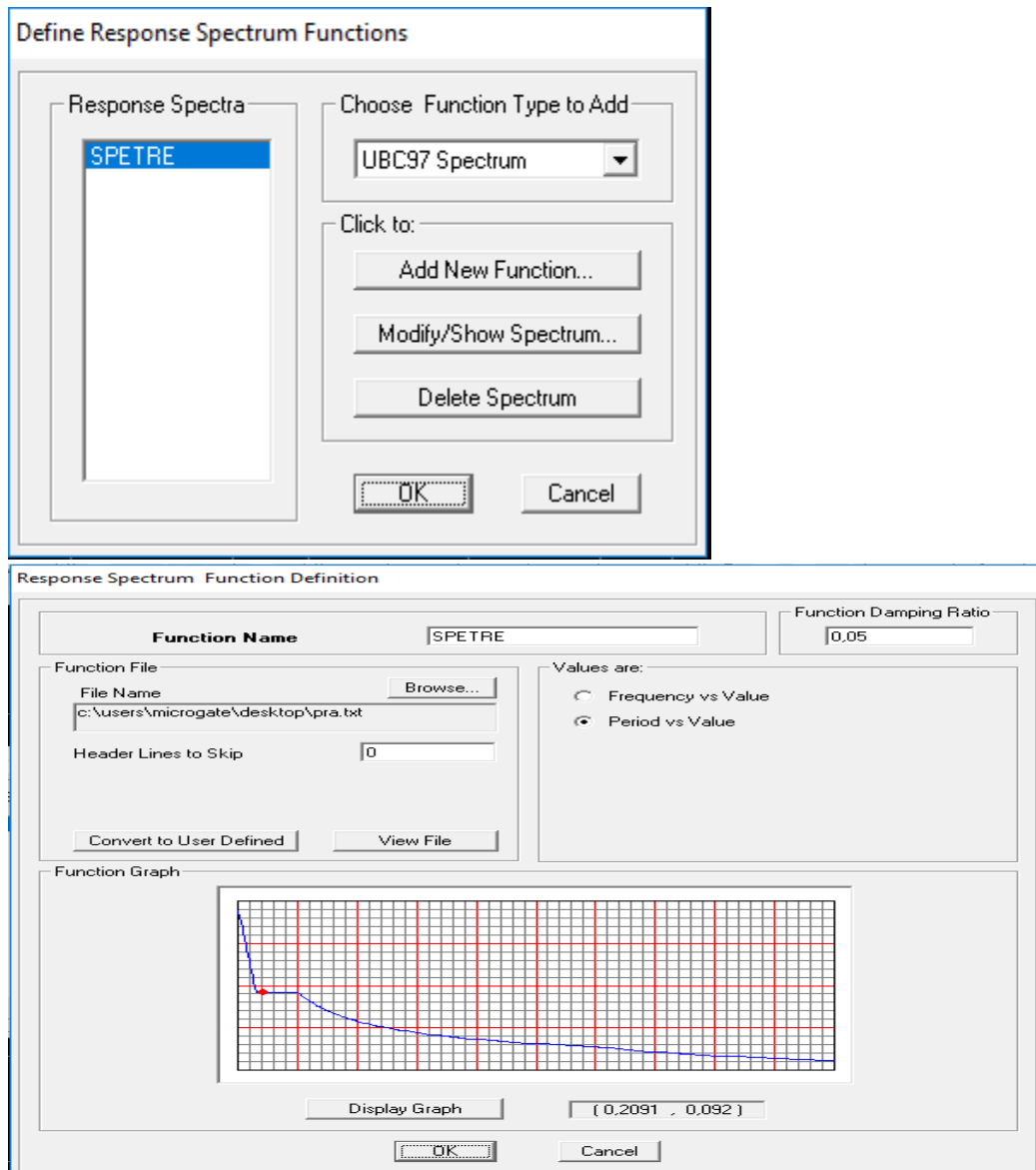
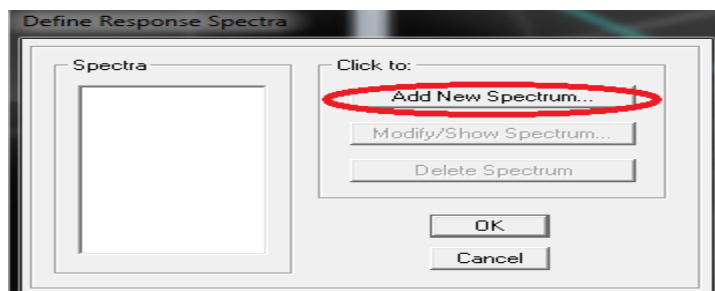


Figure IV.9: Introduction de RPA

- Définir la charge sismique :

Le séisme est défini par deux composantes horizontales suivant les axes X et Y et une composante verticale suivant l'axe Z (Négligée en Algérie). L'introduction de ces composantes se fait comme suit « **Define Response Spectrum Cases** » ou avec l'icône « **Response Spectrum Cases** » tel que les étapes à suivre sont les suivantes :



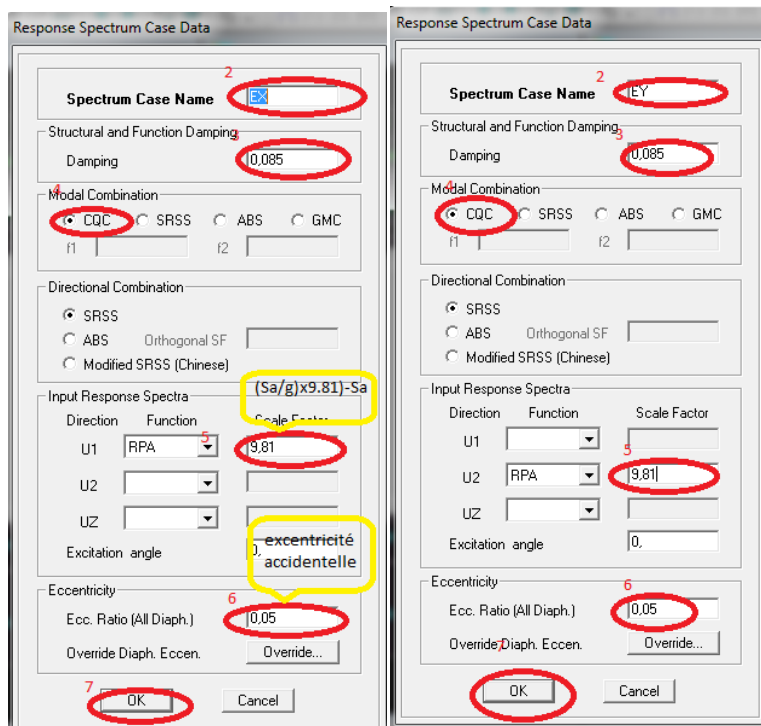


Figure IV.10 :- Définition du chargement EX et EY (séisme)

V.3.5. Combinaisons de charges

Il faut introduire les combinaisons de charges à l'ELU et l'ELS, les huit combinaisons de l'article 5.2 du RPA 99 et la combinaison poids de l'article 4.2.3 du RPA 99. Pour ce faire, il faut suivre le cheminement suivant « **Define Load Combinations** » ou en utilisant l'icône « **LoadCombinations** ».

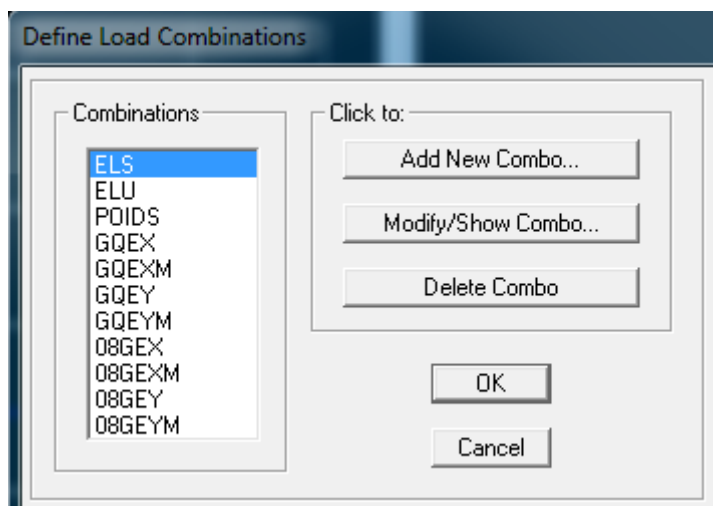


Figure IV.11 : Introduction des combinaisons d'actions

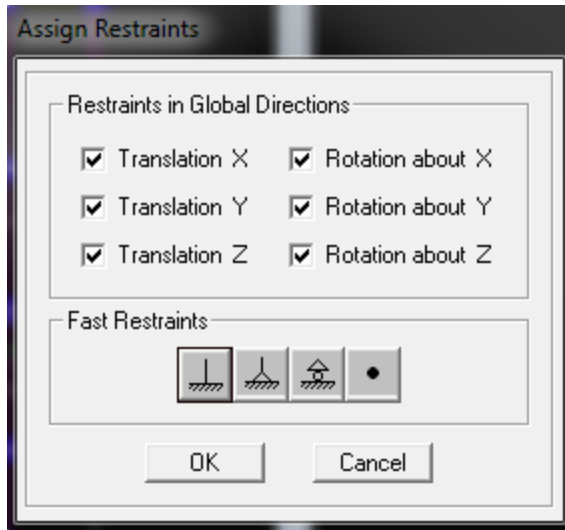
IV.3.6 : Spécifier les conditions aux limites

❖ Appuis

La méthode pour définir le type d'appuis (Appui libre, simple, double ou encastrement) est la suivante :

. Sélectionner les noeuds en question.

. « **Assign_Joint /Point_Restraints(Supports)** » ou en utilisant l'icône « **AssignRestraints(Supports)** ».

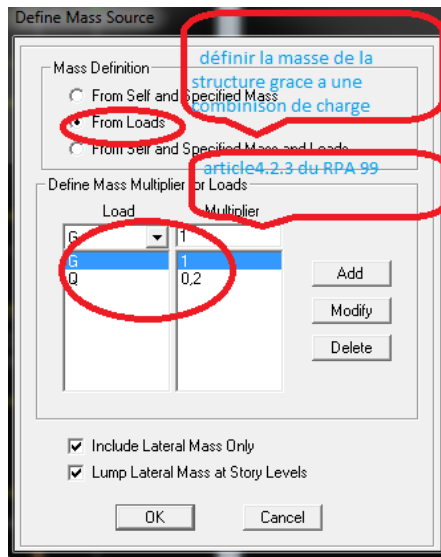


❖ Remarque :

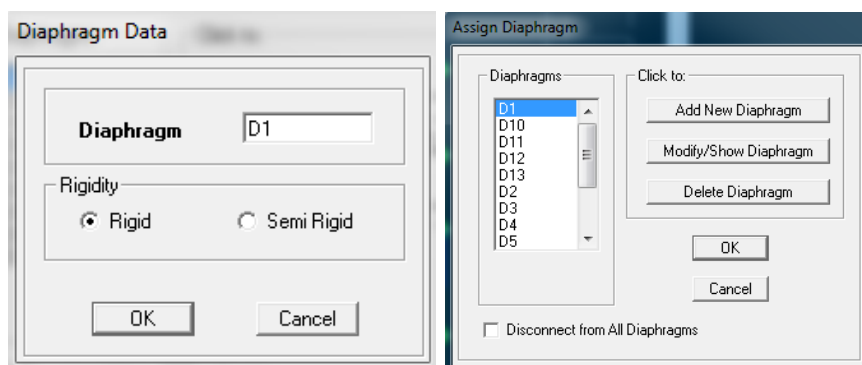
Tous les nœuds au niveau de la base doivent être encastrés (Liaison entre les fondations et les poteaux, voiles ...).

2. Diaphragmes

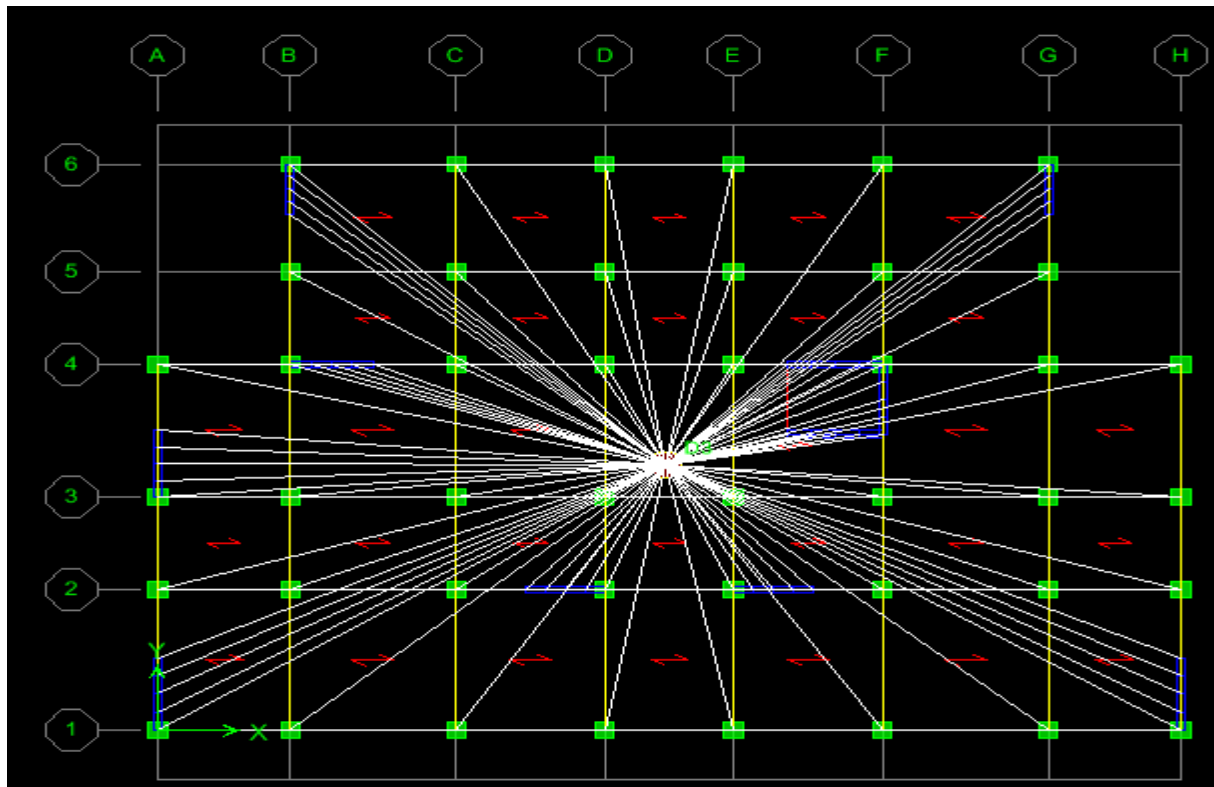
Avant de définir le diaphragme, l'utilisateur doit d'abord spécifier la source de la masse « **Mass source** » pour se faire, la méthode utiliser est la suivante « **Define_Mass Source** » ou en utilisant l'icône « **Define Mass Source** » Puis :



Le diaphragme est définie grâce aux instructions suivantes « **Define Diaphragms** » ou avec l'icône « **Diaphragms** ». Sélectionner ensuite « **Add New Diaphragm** » puis cocher « **Rigide** ».



Le logiciel définit automatiquement le « nœud maître ». La dernière étape est de Sélectionner tous les autres nœuds du plancher, cliquer sur l'icône puis sur le Diaphragme déjà défini. L'utilisateur visualisera l'apparition de liaisons entre le « nœud Maître » et les « nœuds esclaves ».



IV.3.7: Lancer l'analyse

Avant de lancer l'analyse, il y'a lieu de spécifier le nombre de modes, pour se faire, l'utilisateur doit suivre le cheminement suivant « **Analyze_Set Analysis Options_Set DynamicParameters** » puis entrer le nombre de modes dans la case « **Number of Modes** ». Aussi, dans la boîte de dialogue « **Analysis Options** » cocher « **Full 3D** » pour une analyse en trois dimensions et « **Include P-Delta** » pour l'analyse du second ordre P-Delta.

Pour vérifier le model, l'utilisateur doit procéder de la manière suivante « **Analyze_Check Model** » cocher toutes les cases avant de cliquer sur OK.

Le lancement de l'analyse se fait dans « **Analyze_RunAnalysis** », à l'aide de l'icône « **RunAnalysis** » ou avec la touche F5 du clavier.

IV.3.8: Visualiser les résultats

Voici quelques instructions utiles lors du dimensionnement d'un bâtiment :

. « **Modal Participating mass Ratios** » :

Permet de déduire le pourcentage de participation massique ainsi que la période propre de la structure. Pour y accéder, il faut suivre les étapes suivantes :

Display Show Tables Modal Information Building Modes

Display_Show Tables_Modal Information_Building Modes_Modal Participating Mass Ratios.

« **Beam Forces** » Permet de déduire les efforts internes (Moments et efforts tranchants) dans les poutres.

Pour y accéder, il faut suivre les étapes suivantes :

Sélectionner les poutres en question → Display → Show Tables → Frame Output → Table : Beam Forces → Sélectionner les combinaisons d'action voulues dans « Select Cases/Combos » → Cliquer sur OK.

« **Column Forces** » Permet de déduire les efforts internes (Efforts normaux, moments et efforts tranchants) dans les poteaux. Pour y accéder, il faut suivre les étapes suivantes :
Sélectionner les poteaux en question → Display → Show Tables → Frame Output → Table : Column Forces → Sélectionner les combinaisons d'action voulues dans « Select Cases/Combos » → Cliquer sur OK.

« **Area Elément Forces** »

Permet de déduire les efforts internes (Efforts normaux, moments et efforts tranchants) dans les voiles. Pour y accéder, il faut suivre les étapes suivantes :

Sélectionner les voiles en question → Display → Show Tables → Area Forces and Stresses → Table : Area Elément Forces → Sélectionner les combinaisons d'action voulues dans « Select Cases/Combos » → Cliquer sur OK.

« **Area Elément Stresses** » Permet de déduire les contraintes (normales et tangentiellles) dans les voiles. Pour y accéder, il faut suivre les étapes suivantes :
Sélectionner les voiles en question → Display → Show Tables → Area Forces and Stresses → Table : Area Elément Stresses → Sélectionner les combinaisons d'action voulues dans « Select Cases/Combos » → Cliquer sur OK.

« **Points Displacements** » Permet de déduire les déplacements absolus des différents étages. Pour y accéder, il faut suivre les étapes suivantes :

Display → Show Tables → Displacements → Displacements Data → Table : Point Displacements → Cliquer sur OK.

« **Story Shears** » Permet de déduire le poids propre des différents étages leurs efforts tranchants ainsi que les moments agissant sur ces derniers. Pour y accéder, il faut suivre les étapes suivantes :

Display → Show Tables → Building Output → Table: Story Shears → Sélectionner le « Ex » et « Ey » pour déduire les efforts tranchants d'étages et la combinaison poids pour déduire le poids de la structure (Dans Story 1 et Bottom).

II. Vérification RPA

IV.II.1 Introduction

En plus des sollicitations statiques (charges et surcharges), la structure d'un bâtiment est soumise à des sollicitations dynamiques dues essentiellement aux actions sismiques. De ce fait, la détermination de la réponse sismique de la structure est incontournable lors de l'analyse et de la conception de cette dernière.

Le calcul des forces sismiques est mené suivant trois méthodes :

- Méthode statique équivalente.
- Méthode d'analyse modale spectrale.
- Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

IV.II.2 Les vérifications exigées par RPA

Ce chapitre consiste à vérifier les exigences du RPA qui sont :

- Le pourcentage de participation de la masse modale.
- La période fondamentale de la structure.
- L'excentricité.
- Justification du système de contreventement.
- L'effort tranchant à la base.
- Les déplacements relatifs.
- Vérification des efforts normaux aux niveaux des poteaux.
- Justification vis-à-vis de l'effet P-Delta

➤ IV.2.1 vérification de la masse modale :

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions Orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure (article 4.3.4 RPA99 version 2003).

On tire les valeurs du tableau trouvé dans le calcul de la période comme indiqué ci-après :

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
1	1,338709	73,9279	0,0256	0,0000	73,9279	0,0256	0,0000
2	1,203588	0,0317	73,9618	0,0000	73,9596	73,9874	0,0000
3	1,094880	1,0032	0,0233	0,0000	74,9628	74,0107	0,0000
4	0,406088	11,6849	0,0415	0,0000	86,6477	74,0522	0,0000
5	0,362743	0,0553	12,3344	0,0000	86,7030	86,3866	0,0000
6	0,330955	0,1253	0,4737	0,0000	86,8283	86,8603	0,0000
7	0,195988	4,4848	0,0220	0,0000	91,3131	86,8823	0,0000
8	0,175408	0,0606	4,2819	0,0000	91,3737	91,1643	0,0000

Tableau IV.2.1 : Vérification du pourcentage de participation de la masse modale

- La somme des masses modales dans le 11ème mode (modélisation) dépasse 90% de la masse totale du bâtiment dans les deux directions, d'où la condition du RPA (article 4.3.4) est vérifiée.

➤ IV.2.2 vérification de la période:

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de la formule empirique $T = C_t h_N^{3/4}$

h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

C_t : coefficient donné en fonction du système de contreventement et du type de remplissage.

Pour : $h_N = 35,02$ m et $C_t = 0.05$ nous obtenons : $0,05 \times (35,02)^{3/4} = 0,72$

Calcul de la période empirique majoré

$$T_{maj} = 1,3 \times T_{empirique} = 0,936$$

Détermination de la période analytique par le logiciel ETABS :

Display show tables → ANALYSE RESULTS → modal information

On définit toutes les combinaisons par : Select cases combo → ok

a) Valeur de T trouvé par ETABS :

Modal Participating Mass Ratios									
Modal Participating Mass Ratios									
	Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX
▶	1	1,329612	73,8417	0,0183	0,0000	73,8417	0,0183	0,0000	0,0268
	2	1,195176	0,0168	73,9966	0,0000	73,8585	74,0149	0,0000	99,5658
	3	1,093331	1,1087	0,0022	0,0000	74,9672	74,0171	0,0000	0,0129
	4	0,403330	11,6568	0,0463	0,0000	86,6241	74,0633	0,0000	0,0006
	5	0,360586	0,0686	12,1461	0,0000	86,6927	86,2094	0,0000	0,1154
	6	0,330143	0,1321	0,6473	0,0000	86,8247	86,8567	0,0000	0,0178
	7	0,194631	4,4737	0,0246	0,0000	91,2984	86,8813	0,0000	0,0004
	8	0,174474	0,0698	4,1881	0,0000	91,3682	91,0694	0,0000	0,1794
	9	0,157381	0,0392	0,5105	0,0000	91,4074	91,5800	0,0000	0,0219
	10	0,116066	2,3349	0,0275	0,0000	93,7423	91,6074	0,0000	0,0002
	11	0,104875	0,0585	2,2034	0,0000	93,8008	93,8109	0,0000	0,0158
	12	0,094555	0,0291	0,1826	0,0000	93,8300	93,9934	0,0000	0,0011

Tableau VI.2.2 : Résultats de la période donnée par ETABS.

$T_{etabs} = 1,32$ s

On a $T_{etabs} \geq T_{maj}$

- ✓ La période fondamentale de la structure est $T_{maj} = 0,936$

Ensuite, on relève les valeurs des périodes en fonction des modes telles qu'elles sont dans le tableau suivant :

IV.2.3 Vérification de l'excentricité

D'après le RPA99/version 2003 (article 4.3.7), dans le cas où il est procédé à une analyse

tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale $\pm 0.05 L$, (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

Dans cette étape, on doit vérifier l'écartement du centre de torsion par rapport au centre de gravité et le comparer à la valeur 5% de la longueur de la construction et cela dans les deux sens.

Pour cela, on procède de la manière suivante :

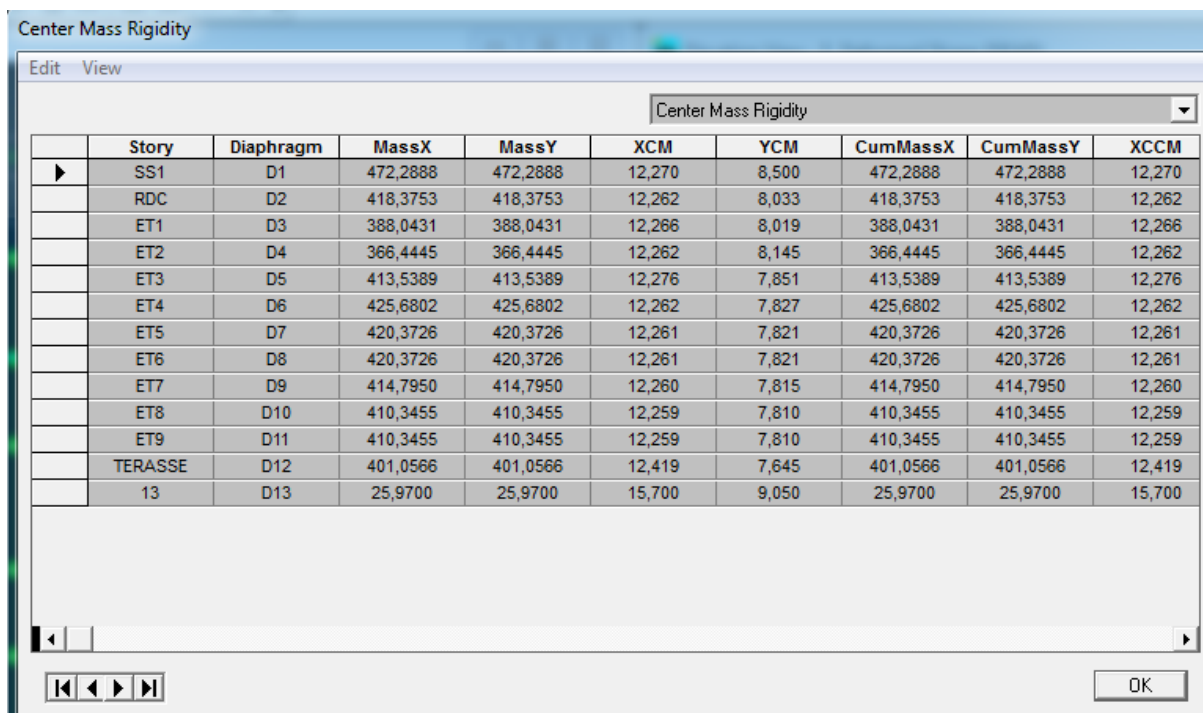
Display→show tables

ANALYSIS RESULTS→building output

Puis on définit toutes les combinaisons en cliquant sur :

Select cases/combos...→ OK→Ok

Les résultats s'afficheront comme suit :



The screenshot shows a software window titled "Center Mass Rigidity". It contains a table with 10 columns: Story, Diaphragm, MassX, MassY, XCM, YCM, CumMassX, CumMassY, and XCCM. The table lists data for stories SS1 through ET9, a Terasse, and a final row for story 13. The data values are as follows:

Story	Diaphragm	MassX	MassY	XCM	YCM	CumMassX	CumMassY	XCCM
SS1	D1	472,2888	472,2888	12,270	8,500	472,2888	472,2888	12,270
RDC	D2	418,3753	418,3753	12,262	8,033	418,3753	418,3753	12,262
ET1	D3	388,0431	388,0431	12,266	8,019	388,0431	388,0431	12,266
ET2	D4	366,4445	366,4445	12,262	8,145	366,4445	366,4445	12,262
ET3	D5	413,5389	413,5389	12,276	7,851	413,5389	413,5389	12,276
ET4	D6	425,6802	425,6802	12,262	7,827	425,6802	425,6802	12,262
ET5	D7	420,3726	420,3726	12,261	7,821	420,3726	420,3726	12,261
ET6	D8	420,3726	420,3726	12,261	7,821	420,3726	420,3726	12,261
ET7	D9	414,7950	414,7950	12,260	7,815	414,7950	414,7950	12,260
ET8	D10	410,3455	410,3455	12,259	7,810	410,3455	410,3455	12,259
ET9	D11	410,3455	410,3455	12,259	7,810	410,3455	410,3455	12,259
TERASSE	D12	401,0566	401,0566	12,419	7,645	401,0566	401,0566	12,419
13	D13	25,9700	25,9700	15,700	9,050	25,9700	25,9700	15,700

Figure IV.2.3 : Vérification de l'excentricité

story	Diaphragm	XCM	YCM	XCR	YCR	ex	ey
Ss1	D1	12,270	8,500	12,082	8,319	0,188	0,181
RDC	D2	12,262	8,033	12,645	8,290	0,383	0,257
ET1	D3	12,266	8,019	12,703	8,268	0,437	0,249
ET2	D4	12,262	8,145	12,667	8,260	0,129	0,123
ET3	D5	12,276	7,851	12,605	8,261	0,211	0,41
ET4	D6	12,262	7,827	12,538	8,270	0,276	0,443
ET5	D7	12,261	7,821	12,470	8,283	0,209	0,462
ET6	D8	12,261	7,821	12,406	8,295	0,145	0,474
ET7	D9	12,260	7,815	12,348	8,308	0,088	0,48
ET8	D10	12,259	7,810	12,296	8,320	0,037	0,498
ET9	D11	12,259	7,810	12,264	8,334	0,005	0,524
Terrasse	D12	12,419	7,645	12,290	8,362	0,129	0,717
ET13	D13	15,700	9,050	12,243	8,186	3,457	0,864

Tableau IV.2.3 : récapitulatif des périodes en fonction des modes.

Avec : $ex = |XCM - XCR|$
 $ey = |YCM - YCR|$

➤ **Comparaison des résultats**

✓ **Sens longitudinal**

$5\%L_x \geq ex \rightarrow 0.05 \times 25 = 1.24 > 0,437$ condition vérifiée

✓ **Sens transversal**

$5\%L_y \geq ey \rightarrow 0.05 \times 19,8 = 0.995 > 0.864$ condition vérifiée

➤ **Justification de la régularité en plan**

$ex = 0.437m < 15\%L_x = 3.69m \Rightarrow$ condition vérifiée

$ey = -0.864m < 15\%L_y = 2.985m \Rightarrow$ condition vérifiée

➤ **IV.2.4 Justification du système de contreventement**

L'objectif dans cette étape est de déterminer les pourcentages relatifs des charges horizontales

et verticales reprises par les voiles et les poteaux afin de justifier la valeur de R à considérer.

❖ **Charges horizontales et verticales reprises par les voiles et les portiques par ETABS**

Les efforts qui sont repris par les voiles et les portiques sont obtenus par ETABS par la méthode section cut en suivant le cheminement ci –après :

*Pour extraire les efforts a la base , on se positionne **sur l vue en 3D** → **Zoom** par **fenêtre** sur l'entre sol → **Display** → **show defomed shape** → on sélectionne la **charge verticale G** → Draw section cut → dessiner une ligne horizontale au niveau de la base une fenêtre s'affichera comme suit*

Section Cut Stresses & Forces

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y
Start Point	-18,3747	-21,8586
End Point	20,2864	-22,1777

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	0,9558	-22,0181	0,	359,5271

Include ☒ Floors ☒ Beams ☒ Braces ☒ Columns ☒ Walls ☒ Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	15,6908	-12,4766	11742,8751	-15,6908	12,4766	-11656,908
Moment	351363,91	-123443,22	-569,9878	-348768,8	122519,467	569,9878

Close Refresh

On prend la valeur totale : **Fz=48085,18KN**

Puis Décocher la case walls et cocher beam et columns → **CLIC SUR REFRECH** pour ressortir les efforts des portiques qui est : **Fp=36308,934KN**

Décocher la case columns et beams et cocher walls → **CLICS SUR REFRECH** pour ressortir les efforts des voiles qui est : **Fv=11742,8751KN**

On refait les même étapes pour les charges horizontales juste on sélectionne **EX** et **EY**

➤ Calculs des pourcentages

❖ **Sous charges horizontales :**

✓ **Les charges par rapport à x-x :**

VX = 51931,22KN → 100 %

VX voile= 34652,66 KN → X

→ **X = 66%**

VX portique=17278,56KN→ X

→ **X = 34%**

✓ **Les charges par rapport à y-y :**

VY = 55599,4 KN → 100 %

VY voile= 31901,21 KN → X

→ **X = 57%**

VY portique= 23698,19 → X

→ **X = 43%**

❖ Sous charges verticales :

✓ Les charges du poids du bâtiment par rapport au poids des voiles :

$$W_t = 48085,18 \text{ KN} \rightarrow 100 \%$$

$$F_Z = 11742,875 \text{ KN} \rightarrow X \rightarrow X = 18\%$$

✓ Les charges du poids du bâtiment par rapport au poids des portiques :

$$W_t = 48085,18 \text{ KN} \rightarrow 100 \%$$

$$F_Z = 36308,934 \text{ KN} \rightarrow X \rightarrow X = 82\%$$

❖ CONCLUSION :

	voiles%	Portique%
Charges horizontales sens EX	66%	34%
Charges horizontales sens EY	57%	43%
Charges verticales	18%	82%

Tableau IV.4 : Pourcentages du système

❖ Remarque :

- ✓ Selon les résultats ci-dessus confirment l'article 3.4 du RPA99 vs 2003, qui classe les systèmes de contreventement. On adopte un système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques-voiles, dont le coefficient de comportement $R=5$ d'après le tableau (4.3) RPA99 vs 2003

IV.2.5 Vérification de l'effort tranchant à la base (RPA V.2003 /Art 4.3.6) :

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenues 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.

$$V \frac{A \times D \times Q}{R \times W_t} \dots \text{Formule (4.1 RPA99)}$$

❖ Calcul des paramètres A, D, Q, et R

A : coefficient d'accélération de zone, dépend de deux paramètres :

Groupe d'usage 2

Zone sismique III $\rightarrow A = 0.25$ (Annexe1 ; Tab 4.1 RPA99)

D : facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement ($\varepsilon\%$) et de la période fondamentale de la structure T .

Il est donné par la formule :

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & \text{Avec } 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta (T_2 / T)^{2/3} & \text{Avec } T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5 \eta \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & \text{Avec } T \geq 3s \end{cases}$$

T₂ : période caractéristique associée à la catégorie du site et donnée par le tableau 4.7 du RPA99/version2003.

La nature du sol : Site meuble (S₃) → **T₂(S₃) = 0.5 s**

T : valeur de la période fondamentale

η = Facteur de correction d'amortissement donné par la formule (4-3) comme suit :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0,7$$

ξ (%) : est le pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif, du type de la structure et de l'importance des remplissages. (**Tab 4.2. RPA99/ version 2003**).

- **Dans notre cas :**

T₂=0.5s < T_{étabs}= 1,3 < 3s donc : D=2.5 η (T₂/ T)^{2/3}

❖ Remarque

Il n'existe pas de valeur intermédiaire qui regroupe la valeur pour une structure mixte. Cependant, on a adoptée suite aux recommandations du CTC (le siège de contrôle technique

de construction) la valeur suivante **ξ= 8.5%** qui est la moyenne entre les deux valeurs **ξ=7%**

(portique en béton armé) et **ξ=10%** (structure en voiles)

$$\xi = 10\%$$

D'où η = 0.81 > 0.7condition vérifiée

$$\text{Alors : } D = 2.5 \times 0.81 \times \left(\frac{0.5}{0.729} \right)^{2/3} = 1.05 \rightarrow \mathbf{D = 1,05}$$

W_t : poids de la structure donné par le logiciel **ETABS**

$$\rightarrow \mathbf{W_t = 50706,04KN}$$

$$V = \frac{0,15 \times 1,05 \times 1,20}{5} (50706,04) = 3194,48 \text{ KN}$$

$$\rightarrow \mathbf{V_{Rpa} = 3194,48 \text{ KN}}$$

➤ Détermination de l'effort tranchant par ETABS :

Pour déterminer la valeur de l'effort tranchant par le logiciel, on suit les étapes suivantes :

Display → show tables

ANALYSIS RESULTS → modal Information → building modal information

Puis on définit les combinaisons Ex et Ey en cliquant sur :
Select cases/combos...→OK→Ok

Les résultats s'afficheront comme suit :

Spec	Mode	Dir	F1	F2	F3	M1	M2	M3
EX	1	U1	2844,01	124,39	0,00	-3602,037	79479,138	-20570,1
EX	2	U1	6,58	-141,53	0,00	3982,351	180,862	-1792,9
EX	3	U1	73,65	5,20	0,00	-80,985	1986,438	-511,71
EX	4	U1	884,78	-16,44	0,00	-65,383	1161,661	-7420,6
EX	5	U1	1,13	32,92	0,00	-88,376	2,888	391,88
EX	6	U1	14,17	-19,63	0,00	98,316	20,935	-356,2
EX	7	U1	358,20	-16,85	0,00	67,559	1906,384	-3298,8
EX	8	U1	3,53	34,77	0,00	-175,274	19,736	400,97
EX	9	U1	4,10	-12,13	0,00	55,672	17,507	-186,0
EX	10	U1	186,84	-27,93	0,00	11,022	366,627	-1946,5
EX	11	U1	22,98	51,33	0,00	-85,221	58,952	416,10
EX	12	U1	4,65	-22,86	0,00	58,640	13,284	-319,5
EX	All	All	3067,64	101,77	0,00	2791,601	80525,996	23788,5
EY	1	U2	124,39	5,44	0,00	-157,549	3476,333	-899,7
EY	2	U2	-141,53	3042,96	0,00	-85624,919	-3888,722	38551,2
EY	3	U2	5,20	0,37	0,00	-5,719	140,288	-36,14
EY	4	U2	-16,44	0,31	0,00	1,215	-21,581	137,85
EY	5	U2	32,92	88,376	0,00	88,376	2,888	-391,88
EY	6	U2	-19,63	98,316	0,00	-98,316	-20,935	356,2
EY	7	U2	-16,85	67,559	0,00	16,85	-1906,384	3298,8
EY	8	U2	34,77	-175,274	0,00	-34,77	175,274	-400,97
EY	9	U2	-12,13	55,672	0,00	12,13	-55,672	186,0
EY	10	U2	-27,93	11,022	0,00	27,93	-11,022	1946,5
EY	11	U2	51,33	-85,221	0,00	-51,33	85,221	-416,10
EY	12	U2	-22,86	58,640	0,00	22,86	-58,640	319,5
EY	All	All	3067,64	101,77	0,00	2791,601	80525,996	23788,5

Figure IV.3.4: l'effort tranchant par ETABS

Puis, on relève les valeurs de l'effort tranchant tel que :

V_{xdyn} = F1 = 3073,90 KN

V_{ydyn} = F2 = 3283,31 KN

➤ Comparaison des résultats

Dans cette présente étape, on doit vérifier que les efforts tranchants calculés avec ETABS sont supérieurs ou égaux à 80% de l'effort calculé avec la formule de la méthode statique équivalente.

Il est rappelé que : $0.8VRPA = 2555,58 \text{ KN}$

✓ **Sens longitudinal :**

$V_{x \text{ dyn}} = 3073,90 \text{ KN} \geq 80\%VRPA = 2082.57 \text{ KN} \dots\dots\dots\text{condition vérifiée.}$

✓ **Sens transversal :**

$V_{y \text{ dyn}} = 3283,31 \text{ KN} \geq 80\%VRPA = 2082.57 \text{ KN} \dots\dots\dots\text{condition vérifiée.}$

➤ VI.2.6 Vérification de l'effort normal dans les poteaux (RPA99/version 2003 article 7.4.3.1)

On doit vérifier la condition suivante :

$$V = \frac{N_d}{Bf_c28}$$

Avec :

N_d : Effort normal dans les poteaux

B_c : Section du poteau

Etage considéré	$N_d(N)$	$B (mm^2)$	$f_{c28}(N/mm^2)$	V	Observation
S-sol/ ET1	1416420	202500	25	0,28	cv
ET2 /ET4	444430	160000	25	0,11	cv
ET5/ET7	220610	122500	25	0,07	cv
ET8 :ET10	205490	90000	25	0,09	cv

Tableau IV.5 : vérification de l'effort normal réduit des poteaux

➤ VII.2.6 Vérification du déplacement maximal de la structure :

Dans cette étape on doit déterminer le déplacement maximal de la structure avec le logiciel ETABS et le comparer à la flèche admissible f_{adm}

$$f_{adm} = \frac{H_t}{500} = \frac{35,02}{500} = 0,07004$$

✓ Dans le sens longitudinal :

On suit le cheminement suivant : **Display → Show Story Réponse Plots.** La fenêtre suivante s'affiche et doit être complétée comme indiquée sur l'image :

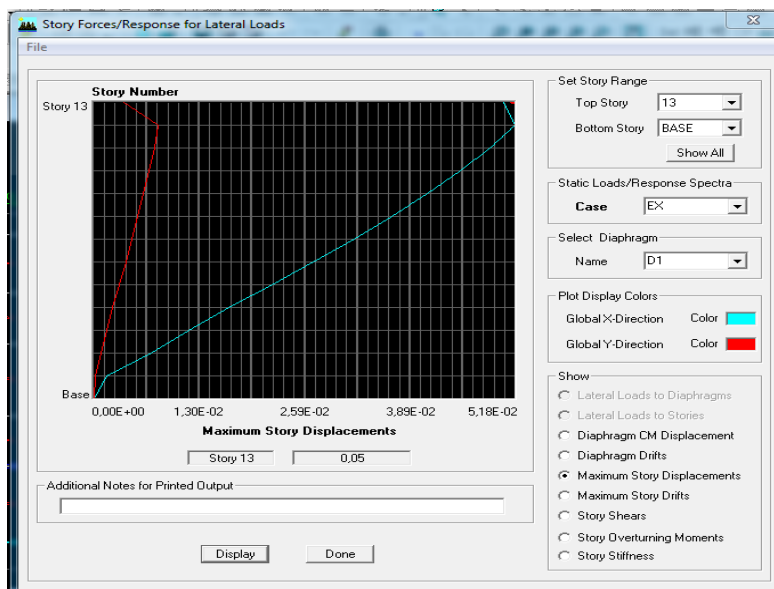


Figure IV.4: déplacement maximal avec ETABS sens x-x

Puis, on clique sur **display**

Après on relève la valeur du déplacement maximal suivant la direction indiquée.

✓ Dans le sens transversal :

De même, on remplace la direction Ex par Ey, et on relève la valeur du déplacement suivant cette direction telle qu'elle est montrée sur la fenêtre suivante :

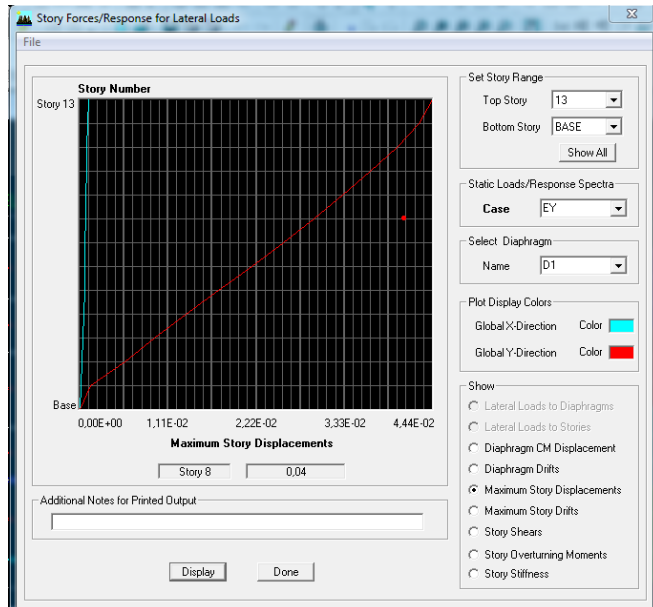


Figure IV.5: déplacement maximal avec ETABS sens y-y

Résultats trouvés :

- Déplacement maximal suivant (x-x) : 0.05m
- Déplacement maximal suivant (y-y) : 0.04m
- Flèche admissible : 0.07004 m

❖ **Conclusion :**

Les déplacements maximaux sont inférieurs à la flèche admissible, donc la condition vis-à-vis la flèche est vérifiée.

➤ **VI.3.7 Vérification des déplacements relatifs :**

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, et tels que calculés selon le paragraphe 4.2.10 du RPA 99, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage au moins qu'il ne puisse être prouvé qu'un plus grand déplacement relatif peut être toléré.

Le déplacement horizontal à chaque niveau (**K**) de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_K = R \delta_{eK} \quad (\text{formule 4-19 de RPA})$$

Avec :

δ_{eK} : déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion).

R : coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \quad (\text{formule 4-20 de RPA 99}).$$

✓ Dans le sens longitudinal

Pour déterminer les valeurs des déplacements relatifs dans le sens longitudinal par le logiciel, on suit les étapes suivantes : **Display → show tables**

ANALYSIS RESULTS → Displacement Data → table : Diaphragm CM displacement

Puis on définit la combinaison Ex en cliquant sur :

Select cases/combos... → 2 fois sur OK

➤ Selon le sens (x-x)

niveaux	δ_{ek}	δ_k	R	Δ_K	$\overline{\Delta_K}$	observation
Et13	0,0496	0,0016	5	0,008	0,0442	cv
terrasse	0,048	0,0033	5	0,0165	0,0306	cv
ET9	0,045	0,00333	5	0,01665	0,0306	cv
ET18	0,0417	0,0037	5	0,0185	0,0306	cv
ET7	0,038	0,004	5	0,02	0,0306	cv
ET6	0,034	0,0043	5	0,0215	0,0306	cv
ET5	0,0297	0,0046	5	0,023	0,0306	cv
ET4	0,0251	0,0047	5	0,0235	0,0306	cv
ET3	0,0204	0,0048	5	0,024	0,0306	cv
ET2	0,0156	0,0047	5	0,0235	0,0306	cv
ET1	0,0156	0,0043	5	0,0215	0,0306	cv
RDC	0,0066	0,0052	5	0,026	0,0306	cv
S-sol1	0,0014	0,0014	5	0,007	0,0306	cv

Tableau IV.6 : Déplacements relatifs des portiques par niveau suivant le sens x-x

➤ Selon le sens (y-y)

niveaux	δ_{ek}	δ_k	R	Δ_K	$\overline{\Delta_K}$	observation
Et13	0,0444	0,002	5	0,01	0,0442	cv
terrasse	0,0424	0,0027	5	0,0135	0,0306	cv
ET9	0,0397	0,0032	5	0,016	0,0306	cv
ET18	0,0365	0,0035	5	0,0175	0,0306	cv
ET7	0,033	0,0037	5	0,0185	0,0306	cv
ET6	0,0293	0,0039	5	0,0195	0,0306	cv
ET5	0,0254	0,0042	5	0,021	0,0306	cv
ET4	0,0212	0,0041	5	0,0205	0,0306	cv
ET3	0,0171	0,0041	5	0,0205	0,0306	cv
ET2	0,013	0,0039	5	0,0195	0,0306	cv
ET1	0,0091	0,0036	5	0,018	0,0306	cv
RDC	0,0055	0,0043	5	0,0215	0,0306	cv
S-sol1	0,0012	0,0012	5	0,006	0,0306	cv

Tableau IV.6 : Déplacements relatifs des portiques par niveau suivant le sens y-y

❖ Conclusion :

D'après les valeurs trouvées sur le tableau ci-dessus, on admet que la condition du RPA vis-à-vis des déformations est vérifiée

➤ IV.2.8 vérification de l'effet P-Delta :

L'effet P-Delta est un effet de second ordre (Non linéaire) qui se produit dans chaque structure ou les éléments sont soumis à des charges axiales. Cet effet est étroitement lié à la valeur de la force axiale appliquée (P) et au déplacement « delta » (Δ)

$$\theta = \frac{P_k * \Delta_K}{h_k * v_K} \leq 0,1$$

Tel que :

$\theta_k < 0.10$: les effets de 2eme ordre sont négligés

$0.10 < \theta_k < 0.20$: il faut augmenter les effets de l'action sismique calculés par un facteur égale à $1/(1-\theta_k)$.

$\theta_k > 0.20$: la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée

Avec :

PK : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau

K.

VK : effort tranchant d'étage au niveau « K ».

Δ_K : déplacement relatif du niveau K par rapport au niveau « K-1 ».

hK: hauteur de l'étage « K

Sens x-x :

niveaux	P_k	h_k	$\Delta_K * P_k$	v_K	$\frac{v_K}{h_k}$	θ_{kx}
Et13	388,1	3,06	3,1048	44,23	135,3438	0,0229401
terrasse	4591,98	3,06	75,76767	618,24	1891,8144	0,04005027
ET9	8712,88	3,06	145,069452	1065,55	3260,583	0,04449188
ET18	12833,79	3,06	237,425115	1420,41	4346,4546	0,05462501
ET7	17064,09	3,06	341,2818	1724,39	5276,6334	0,06467794
ET6	21294,39	3,06	457,829385	1988,19	6083,8614	0,07525309
ET5	25524,69	3,06	587,06787	2218,87	6789,7422	0,08646394
ET4	29881,22	3,06	702,20867	2436,8	7456,608	0,09417267
ET3	34037,23	3,06	816,89352	2633,66	8058,9996	0,10136413
ET2	37728,06	3,06	886,60941	2784,92	8521,8552	0,10403948
ET1	41713,1	3,06	896,83165	2920,39	8936,3934	0,10035723
RDC	46149,99	4,42	1199,89974	3036,06	13419,3852	0,0894154
S-sol1	50706,04	3,06	354,94228	3073,9	9406,134	0,03773519

Tableau IV.7 : Justification vis-à-vis de l'effet P-Delta x-x

Sens y-y :

niveaux	P_k	h_k	$\Delta_K * P_k$	v_K	$\overline{v_K h_k}$	θ_{ky}
Et13	388,1	3,06	3,881	45,48	139,1688	0,027887
terrasse	4591,98	3,06	61,99173	655,94	2007,1764	0,03088504
ET9	8712,88	3,06	139,40608	1136,57	3477,9042	0,04008336
ET18	12833,79	3,06	224,591325	1520,87	4653,8622	0,04825913
ET7	17064,09	3,06	315,685665	1850,34	5662,0404	0,05575475
ET6	21294,39	3,06	415,240605	2134,97	6533,0082	0,0635604
ET5	25524,69	3,06	536,01849	2382,69	7291,0314	0,07351751
ET4	29881,22	3,06	612,56501	2615,53	8003,5218	0,07653693
ET3	34037,23	3,06	697,763215	2824,25	8642,205	0,08073903
ET2	37728,06	3,06	735,69717	2983,1	9128,286	0,08059532
ET1	41713,1	3,06	750,8358	3123,51	9557,9406	0,07855623
RDC	46149,99	4,42	992,224785	3243,14	14334,6788	0,06921849
S-sol1	50706,04	3,06	304,23624	3283,31	10046,9286	0,03028152

Tableau IV.7 : Justification vis-à-vis de l'effet P-Delta y-y.

❖ **Conclusion :**

D'après les résultats obtenus si dessus on peut conclure que :

- La Période fondamentale de la structure
- Le pourcentage de participation massique est vérifié.
- Les déplacements relatifs et le déplacement maximal sont vérifiés.
- L'excentricité est vérifiée.
- L'effort normal réduit des poteaux .
- L'effort tranchant à la base est vérifié.
- L'effet P-Delta est vérifié.

- ✓ Après avoir effectuée toutes les vérifications de RPA, on peut passer au ferrailage des Éléments structura

V .1Introduction :

Le ferraillage des éléments résistant s’effectuera selon le règlement **BAEL91/révisé 99** et les règles parasismiques en vigueur en Algérie (**RPA 99/ version 2003**).

- Les poteaux et les voiles seront donc calculés en flexion composée.
- Les poutres seront calculées à la flexion simple.

V.2 Ferraillage des poteaux :

Les poteaux sont calculés en flexion composée dans le sens le plus défavorable, les Combinaisons considérées pour les calculs sont :

$1.35G + 1.5Q \longrightarrow$ ELU

$G + Q \longrightarrow$ ELS (**RPA Article 5.2**)

Les combinaisons d’actions à considérer pour la détermination des sollicitations et des déformations de calcul sont :

$$\left. \begin{matrix} G + Q \mp E \\ 0.8G \mp E \end{matrix} \right\} \text{ RPA99 2003}$$

1. Caractéristiques de calcul en situation durable et accidentelle :

satiation	Fe (Mpa)	f _{c28}	γ _b	γ _s	θ	f _{bu} (Mpa)	σ _s (Mpa)
Durable	400	25	1,5	1,15	1	1,42	348
Accidentelle	400	25	1,15	1	0,85	18 ,48	400

Tableau V.1.1 : paramètres de calcul en situation durable et accidentelle.

Les calculs se font en tenant compte de trois types de sollicitations

- effort normal maximal et le moment correspondant.
- effort normal minimal et le moment correspondant.
- moment fléchissant maximal et l’effort normal correspondant.

VI.2.1 Recommandation du RPA 2003

a. Armatures longitudinales : (RPA 99/Art 7.4.1) page 61

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets :

- leur pourcentage minimal sera de :
 - 0,7% en zone I
 - 0,8% en zone II
 - 0,9% en zone III
- Le diamètre minimal est de 12 mm.
- La longueur minimale de recouvrement est de 50 ∅(zone III).
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser **20 cm (zone III)**.
- Pour tenir compte de la réversibilité du séisme, les poteaux doivent être ferraillés symétriquement

- **Pourcentage total minimum :**

Le pourcentage minimal d’aciers est de **0,9%** de la section du béton(**Zone III**) (**0,9% bh**) :

- **Pourcentage total maximum :**

Le pourcentage maximal d’aciers est de 4 % en zone courante et 6 % en zone de recouvrement :

	0,9% b h (cm²)	4% b h (cm²)	6% b h (cm²)
Poteaux (45x45)	18 ,2	81	121,5
Poteaux (40x40)	14,4	64	96
Poteaux (35x35)	11,025	49	73,5
Poteaux (30x30)	8,1	36	54

Tableau V.1.2 : la section minimal et maximal d’armature

b. Armatures transversales : (RPA 99 / Art 7.4.2.2) page 62

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 : $\frac{A_t}{t} = \frac{\rho V_u}{h1f_e}$

Vu : effort tranchant de calcul.

ht: hauteur total de la section brute

fe: Contrainte limite élastique des armatures transversales ; fe = 400 [Mpa].

At: Armatures transversales.

ρ: Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de rupture par effort tranchant :

ρ = 2.50 si l’élancement géométrique λg ≥ 5

ρ = 3.75 si l’élancement géométrique λg< 5

St : Espacement des armatures transversales

St ≤ (10Ø) en zone nodal→ Pour **zone III**

St' ≥ Min (b1/2, h1/2, 10 /Ø 1) en **zone III**

AvecØ : diamètre minimal des armatures longitudinales dans les poteaux.

c. La quantité d’armatures transversales minimale

$\frac{A_t}{b.st}$ en% est donnée comme suit :

0.3 % si λg ≥ 5

0.8 % si λg ≤ 3

Par interpolation entre les valeurs précédentes si 3 <λg< 5.

d. Calcul d'élancement géométrique

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de 10ϕ minimum.

$$\lambda_g = (l_f/a \text{ ou } l_f/b)$$

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

l_f : longueur de flambement du poteau.

III- Exposé de la méthode de calcul :**V.1.3 Calcul des armatures longitudinales à l'ELU****Exposé de la méthode de calcul**

En flexion composée, l'effort normal est un effort de compression ou de traction et le moment qu'il engendre est un moment de flexion.

Pour la détermination des armatures longitudinales, trois cas peuvent être représentés.

- Section partiellement comprimée (SPC).
- Section entièrement comprimée (SEC).
- Section entièrement tendue (SET).

Calcul du centre de pression :
$$e_u = \frac{M_u}{N_u}$$

a) Section partiellement comprimée (SPC) :

La section est partiellement comprimée si l'une des relations suivantes est vérifiée :

- Le centre de pression se trouve à l'extérieur du segment limité par les armatures. (Que ça soit un effort normal de traction ou de compression) :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} > \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

- Le centre de pression se trouve à l'intérieur du segment limité par les armatures et l'effort normal appliqué est de compression :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} < \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

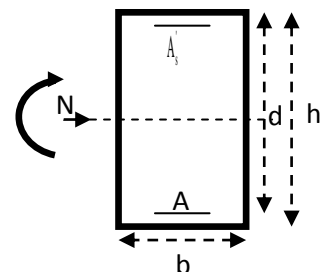
Dans ce cas il faut vérifier la condition suivante:

$$N_u(d-c') - M_f \leq \left[0.337 - 0.81\frac{c'}{h}\right] b h^2 f_{bc}$$

Avec :

N_u : effort de compression.

M_f : moment fictif.



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

Détermination des armatures :

$$\mu = \frac{M_f}{b d^2 f_{bc}} \text{ avec : } f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b}$$

➤ **1er cas :**

Si $\mu \leq \mu_1 = 0.392 \rightarrow$ la section est simplement armée. ($A' = 0$)

- Armatures fictives: $A_f = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$
- Armatures réelles : $A = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s}$ Avec : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

➤ **2ème cas :**

Si $\mu \geq \mu_1 = 0.392$ la section est doublement armée. ($A' \neq 0$)

On Calcul: $M_r = \mu_1 \cdot b d^2 f_{bc} \Delta M = M_f - M_r$

Avec :

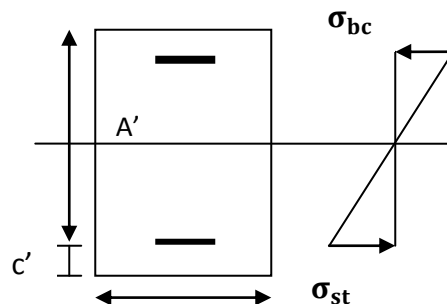
M_r : moment ultime pour une section simplement armée.

$$A_1 = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \cdot \sigma_s}$$

$$A' = \frac{\Delta M}{(d - c') \cdot \sigma_s}$$

La section réelle d'armature :

$$A_s' = A'$$



$$A_s = A_1 + \frac{N_u}{\sigma_s}$$

b) Section entièrement comprimée (SEC) :

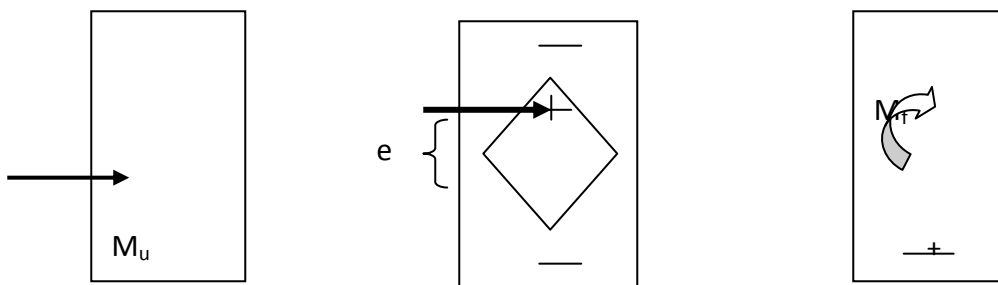
La section est entièrement comprimée si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} < \left(\frac{h}{2} - c \right)$$

$$N_u (d - c') - M_f > (0.337h - 0.81 \frac{c}{h}) b h^2 f_{bc}$$

Le centre de pression se trouve dans la zone délimitée par les armatures.

Deux cas peuvent se présenter



➤ **1er cas :**

Si $N_u (d - c') - M_f \geq (0.5 - \frac{c'}{h}) b h^2 f_{bc} \rightarrow$ la section est doublement armée

$$A_2 > 0 \quad \text{et} \quad A_1 > 0$$

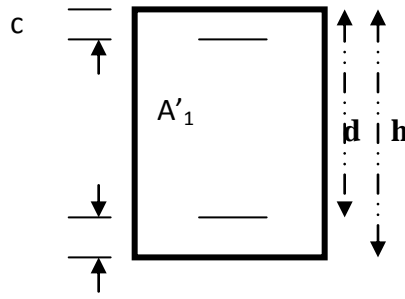
La section d'armature :

$$A'_1 = \frac{M_f(d-0.5h)bh.f_{bc}}{(d-c')\sigma_s} d h$$

$$A_2 = \frac{N_u - bh.f_{bc}}{\sigma_s} - A'_1 c'$$

➤ 2^{ème} cas :

Si $N_u(d-c') - M_f < (0.5 - \frac{c}{h}) bh^2 f_{bc} \longrightarrow$ la section est Simplement armée



$$A_2 > 0 \quad \text{et} \quad A_1 = 0$$

$$A_2 = \frac{N_u - \psi bh.f_{bc}}{\sigma_s} \text{ avec : } \psi = \frac{0.3571 + \frac{N(d-c') - M_f}{bh^2 f_{bc}}}{0.8571 - \frac{c'}{h}}$$

c) Section entièrement tendue :

$$e_u = \frac{N_u}{M_u} \leq \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

$$A_{si} = N_u \frac{\frac{h}{2} - c + e_u}{\sigma_{10}(d-c)} F_{ss} = A_{ss} \times \frac{f_e}{\gamma}$$

$$F_{si} = A_{si} \times \frac{f_e}{\gamma}$$

$$A_{ss} = \left(\frac{N_u}{\sigma_{10}} - A_{si}\right)$$

$$\text{Avec : } \sigma_{10} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ Mpa}$$

Remarque :

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 : $A = \frac{N_u - B f_{bc}}{\sigma_s}$

Avec : **B** : Aire de la section du béton seul.

σ_s : Contrainte de l'acier.

❖ Exemple de calcul

Nous exposerons un exemple de calcul pour les poteaux du niveau RDC, et le reste des résultats de ferraillage des autres niveaux seront donnés dans un tableau récapitulatif.

Données :

$$N^{MAX} = 1171,67 \rightarrow M^{COR} = 1,35$$

$$\rightarrow e = \frac{M_U}{N_U} = 0,11 \text{ cm} \leq \left(\frac{h}{2} - c\right) = 19,5 \text{ cm}$$

➤ Le centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures AA'

On doit vérifier $N_u (d-c') - M_f \leq (0,337 - 0,81 \frac{c'}{h}) b h^2 f_{bc}$

$$\text{d'où } M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

$$= 1,35 + 1171,67 \left(\frac{0,45}{2} - 0,03\right) = 228,73 \text{ kn.m}$$

$$1171,67 (0,42 - 0,03') - (228,73) \leq (0,337 - 0,81 \frac{0,03'}{0,42}) (0,45) 0,45^2 14,3 \times 10^3$$

$$228,22 \leq 366,19$$

✓ n'est pas vérifiée

N de compression et c à l'intérieur de la section donc \Rightarrow **La section est partiellement comprimer.**

La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple :

$$\mu_{BU} = \frac{M_f}{f_{bu} b d^2}$$

$$\mu_{bu} = \frac{228,73 \times 10^6}{(450)(420^2)(18,48)} = 0,15$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,20$$

$$Z = 0,01(1 - 0,4\alpha) = 0,38$$

$$A_1 = \frac{228,73 \times 10^6}{380 \times 400} = 15,04 \text{ cm}^2$$

$$A = 1 - \frac{N_4}{f_{st}} = 1 - \frac{1171,07 \times 10^3}{400}$$

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

❖ Ferraillage des poteaux

Niveau	Poteau	N	M	Obs	A_{SUP}	A^{INF}	A_{CNF}	$A_{adopté}$	Choix des armatures
(s-sol,R DC ET1)	(45x45)	Nmax=1171,76	$M_{cor} = 1,35$	SPC	14,56	14,76		14,76	5HA20
		$N_{min} = -2172,11$	$M_{cor} = -50,164$	SPC	0	0	6,76	6,76	
		$N_{cor} = -28,36$	$M_{max} = 158,84$	SPC	0	9,61		9,61	
2 ,3, 4 ^{ème} étages	(40x40)	Nmax=298,49	$M_{cor}=10,796$	SPC	2,94	4,52		8,06	5HA16
		$N_{min} = - 1627,17$	$M_{cor}=-3,065$	SPC	0	0	8,06	8,06	
		$N_{cor} = -194,32$	$M_{max}=126,621$	SPC	0	6,8		8,06	
5,6, 7 ^{ème} étges	(35x35)	Nmax = 87,9	$M_{cor} = 16,599$	SPC	0	2,5		3,54	4HA14
		$N_{min} = -1128,41$	$M_{cor}=-6,585$	SPC	0	0	3,54	3,54	
		$N_{cor} = -157,7$	$M_{max} = 92,478$	SPC	0	5,88		5,88	
8,9, 10 ^{ème} étages	(30x30)	Nmax= 377,14	$M_{cor} = 1,397$	SPC	4,57	4,86		5,59	4HA14
		$N_{min} = -437,61$	$M_{cor} = 4,292$	SPC	0	0	5,59	5,59	
		$N_{cor} = -137,72$	$M_{max} = 56,626$	SPC	0	3,97		5,59	

Tableau V.1.3 : ferraillage des poteaux.

On obsreve que. $A_{adopté} \geq A_{MIN}$ Donc le ferraillage se fait avec la section adopté

Section du poteaux	$A_{adopté}(cm^2)$	ferraillage	$A_{MIN}(cm^2)$	observation
(45x45)	50,27	16HA20	18,2	CV
(40x40)	32,17	16HA16	14,4	CV
(35x 35)	18,47	12HA14	8,1	CV
(30x 30)	18,4	12HA14	11,025	CV

Tableau V.1.4 les sections adoptée .

- ✓ On voit que les sections minimales exigées par le RPA sont inférieures à la section calculée

➤ **Vérifications à l'ELU :**

Les armatures transversales :

❖ **Armatures transversales**

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{s_t} = \frac{\rho v_u}{h_1 f_e} \quad (7.1)$$

- V_u : est l'effort tranchant de calcul
- h_1 : hauteur totale de la section brute
- f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale
- ρ_a : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant; il est pris égal à 2,50 si l'élançement géométrique λ_g dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à 3,75 dans le cas contraire

❖ **Espacement des armatures transversales :**

❖ **Selon le BAEL 91 (Art A8.1.3)**

Avec : a : la petite dimension transversale des poteaux
Soit

$$S_t \leq \min \{ 15\phi_t^{min} ; 40 \text{ cm} ; (a + 10) \text{ cm} \}$$

$$S_t \leq \min \{ 15 \times 1,4 ; 40 \text{ cm} ; (30 + 10) \text{ cm} \}$$

$$S_t \leq 21 \text{ cm} \text{ Soit } S_t = 15 \text{ cm} .$$

❖ **Selon le RPA 99 version 2003 (Art 7.4.2.2)**

➤ **En zone courante :**

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{a_1}{2}, \frac{b_1}{2}, 10 \times \phi_t^{min} \right\}$$

$$S_t \leq 14 \text{ cm} \quad \text{soit} \quad S_t = 10 \text{ cm}$$

➤ **En zone nodal :**

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

Vérification de la quantité d'armatures transversales :

$$\text{Si } \lambda_g \geq 5 \dots \dots \dots A_{tmin} = 0.3\% S_t . b_1$$

$$\text{Si } \lambda_g \leq 3 \dots \dots \dots A_{tmin} = 0.8\% S_t . b_1$$

$$\text{Si } 3 < \lambda_g \leq 5 \dots \dots \dots \text{interpoler entre les deux valeurs précédentes}$$

Avec :

b_1 : Dimension de la section droite du poteau dans la direction considérée.

λ_g : Elancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a}$$

Avec : l_f : longueur de flambement du poteau.

$$l_f = 0,707 I_0$$

d'où I_0 = la hauteur libre de poteau

$$I_0 = 4,42 \text{ m pour RDC} \rightarrow l_f = 0,707 \times 4,42 = 3,12 \text{ m}$$

$$I_0 = 3,06 \text{ m pour étages courants} \rightarrow l_f = 0,707 \times 3,06 = 2,16 \text{ m}$$

Poteaux	Niveau	λ_g	$At_{min}(cm^2)$		A_t	La section	Le ferraillage adopté
			Zone nodale	Zone courante			
(45x45)	Ssol1 et ET1	4,8	2,25	2,25	2,11	3,01	8HA8
	RDC	6,9	1,35	1,35	1,41	3,01	8HA8
(40x40)	ET2 ,ET3 et ET4	5,4	1,2	1,2	1,31	2,01	8HA8
(35x35)	ET5 , ET6 et ET7	6,18	1,05	1,05	1,08	2,01	4HA8
(30x30)	ET8, ET9,ET10	7,2	0,9	0,9	0,78	2,01	4HA8

Tableau V.1.5: Quantité d’armature.

Longueur minimale des recouvrements :

❖ Pour la zone III : $L_r = 50\Phi$

{	Ø20	$L_r = 50 \times 2 = 100 \text{ cm}$	$L_r = 100 \text{ cm}$
	Ø16	$L_r = 50 \times 1,6 = 80 \text{ cm}$	$L_r = 80 \text{ cm}$
	Ø14	$L_r = 50 \times 1,4 = 70 \text{ cm}$	$L_r = 70 \text{ cm}$

e. Longueur d’ancrage : (B.A.E.L.91Article :A.6.1.221)

$ls = \frac{\phi \cdot fe}{4\tau_{su}}$

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

$\Psi = 1.5$ pour les aciers à haute adhérence

Pour les HA 20: $ls = \frac{2 \times 400}{4(0.6 \times 1.5^2 \times 2.1)} = 70,54 \text{ cm}$

Pour les HA 16: $ls = \frac{1.6 \times 400}{4(0.6 \times 1.5^2 \times 2.1)} = 56,54 \text{ cm}$

Pour les HA 14 : $ls = \frac{1.4 \times 400}{4(0.6 \times 1.5^2 \times 2.1)} = 49,48 \text{ cm}$

➤ Vérification au cisaillement :(RPA99/Art7.4.3.2)

❖ Poteau (45x45) :

$\tau = \frac{V}{bd} = \frac{101.66}{0.45 \times 0.42} = 0,53 \text{ MPA}$ Avec : $Vu^{max} = 101,66 \text{ KN}$

→ $\tau = 0,53 \text{ MPA}$

$\bar{\tau} = \min (0,20 \times f_{c28}, 4 \text{ Mpa}) = 4 \text{ Mpa}$

$\bar{\tau}_u = \rho_d f_{c28} = 0,04 \times 25 = 1 \text{ Mpa}$

{	$\tau < \bar{\tau}$	Condition vérifiée.
	$\tau < \bar{\tau}_u$	Condition vérifiée

❖ Poteau (40x40) :

$$\tau = \frac{V}{bd} = \frac{84,7}{0,4 \times 0,37} = 0,57 \text{ MPa} \text{ Avec : } Vu^{max} = 84,7 \text{ KN}$$

$$\rightarrow \tau = 0,57 \text{ MPA}$$

$$\bar{\tau} = \min (0,20 \times f_{c28}, 4 \text{ Mpa}) = 4 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \rho_d f_{c28} = 0,04 \times 25 = 1 \text{ Mpa}$$

$$\left\{ \begin{array}{ll} \tau < \bar{\tau} & \text{Condition vérifiée.} \\ \tau < \bar{\tau}_u & \text{Condition vérifiée} \end{array} \right.$$

❖ Poteau (35x35) :

$$\tau = \frac{V}{bd} = \frac{60,77}{0,35 \times 0,32} = 0,54 \text{ MPA} \quad \text{Avec : } Vu^{max} = 60,77 \text{ KN}$$

$$\rightarrow \tau = 0,54 \text{ MPA}$$

$$\bar{\tau} = \min (0,20 \times f_{c28}, 4 \text{ Mpa}) = 4 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \rho_d f_{c28} = 0,04 \times 25 = 1 \text{ Mpa}$$

$$\left\{ \begin{array}{ll} \tau < \bar{\tau} & \text{Condition vérifiée.} \\ \tau < \bar{\tau}_u & \text{Condition vérifiée} \end{array} \right.$$

❖ Poteau (30x30) :

$$\tau = \frac{V}{bd} = \frac{37,52}{0,30 \times 0,27} = 0,46 \text{ MPa} \text{ Avec : } Vu^{max} = 37,52 \text{ KN}$$

$$\rightarrow \tau = 0,46 \text{ MPA}$$

$$\bar{\tau} = \min (0,20 \times f_{c28}, 4 \text{ Mpa}) = 4 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \rho_d f_{c28} = 0,04 \times 25 = 1 \text{ Mpa}$$

$$\tau < \bar{\tau} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\tau < \bar{\tau}_u \quad \text{Condition vérifiée}$$

VI.1.4 Vérification à L’ELS

Vérification vis à vis de l’état limite de service :

❖ Condition de non fragilité

$$A_{min} = 0,23bd \frac{ft_{28}}{400} \times \frac{e_s-0,445d}{e_s-0,185d}$$

niveaux	N (KN)	M(KN.m)	e (cm ²)	A _{min}	A _{Adopté}	obs
Ssol1,rdc,ET1	N _{max} =-37,92	M _{cor} =3,967	0,1	6,76	5HA20	Cv
	N _{min} =-1482,77	M _{cor} =-0,415	0,0007			
	N _{cor} =-643,33	M _{max} =13,096	0,02			
ET2,ET3etET4	N _{max} =-241,02	M _{cor} =6,634	0,02	8,06	5HA16	cv
	N _{min} =-1183,66	M _{cor} =2,238	0,0018			
	N _{cor} =-433,96	M _{max} =21,438	0,04			
ET5,ET6 et ET7	N _{max} =-11,16	M _{cor} =9,411	0,08	5,58	4HA14	cv
	N _{max} = -820,95	M _{cor} =-4,812	0,0058			
	N _{cor} =-213 ,97	M _{max} =24,575	0,11			
ET8.ET9 et ET10	N _{max} =162,79	M _{cor} =1,331	0,0081	3,54	4HA14	cv
	N _{max} =401,69	M _{cor} =-5,557	0,01			
	N _{cor} =-105,78	M _{max} =21,433	0,20			

Tableau VI.1.6: Sections minimums des armatures.

b. Etat limite d’ouverture de fissures

La fissuration est considéré comme peu nuisible, donc il n’est pas nécessaire de vérifier la contrainte dans les aciers.

Les contraintes sont calculées à l’état limite de service sous (M_{ser}, N_{ser}), La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il n’est pas nécessaire de vérifier la contrainte dans les aciers tendus.

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

✓ Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

poteaux	N(KN)	M(KN/m)	σ_{bs}	σ_{ss}	σ_{si}	σ_{bi}	σ_{bc}	σ_s	obs
(45x45)	$N_{max}=-37,92$	$M_{cor}=3,967$	0	0,03	4,51	0,32	15	400	cv
	$N_{min}=-1482,77$	$M_{cor}=-0,415$	5,92	88,99	89,3	5,96	15	400	cv
	$N_{cor}=-643,33$	$M_{max}=13,096$	3,14	46	31,3	2,01	15	400	cv
(40x40)	$N_{max}=-241,02$	$M_{cor}=6,634$	1,21	17,5	10,7	0,67	15	400	cv
	$N_{min}=-1183,66$	$M_{cor}=2,238$	4,52	68,1	70,4	0,67	15	400	cv
	$N_{cor}=-433,96$	$M_{max}=21,438$	2,56	36,5	14,3	0,82	15	400	cv
(35x35)	$N_{max}=-11,16$	$M_{cor}=9,411$	1,31	17,9	0,86	0	15	400	cv
	$N_{max}=-820,95$	$M_{cor}=-4,812$	4,27	64,9	73,5	4,96	15	400	cv
	$N_{cor}=-213,97$	$M_{max}=24,575$	3,03	40,6	-5,96	0	15	400	cv
(30x30)	$N_{max}=162,79$	$M_{cor}=1,331$	0	-41,1	-47,1	0	15	400	cv
	$N_{max}=401,69$	$M_{cor}=-5,557$	2,2	34,6	48,2	3,33	15	400	cv
	$N_{cor}=-105,78$	$M_{max}=21,433$	3,08	38,3	-24,9	0	15	400	cv

Tableau V.1.7. : Vérification des contraintes à l’ELS.

❖ Conclusion :

Les contraintes admissibles ne sont pas atteintes ni dans l’acier ni dans le béton.

➤ Schéma de ferraillage des poteaux

- Poteaux 45X45

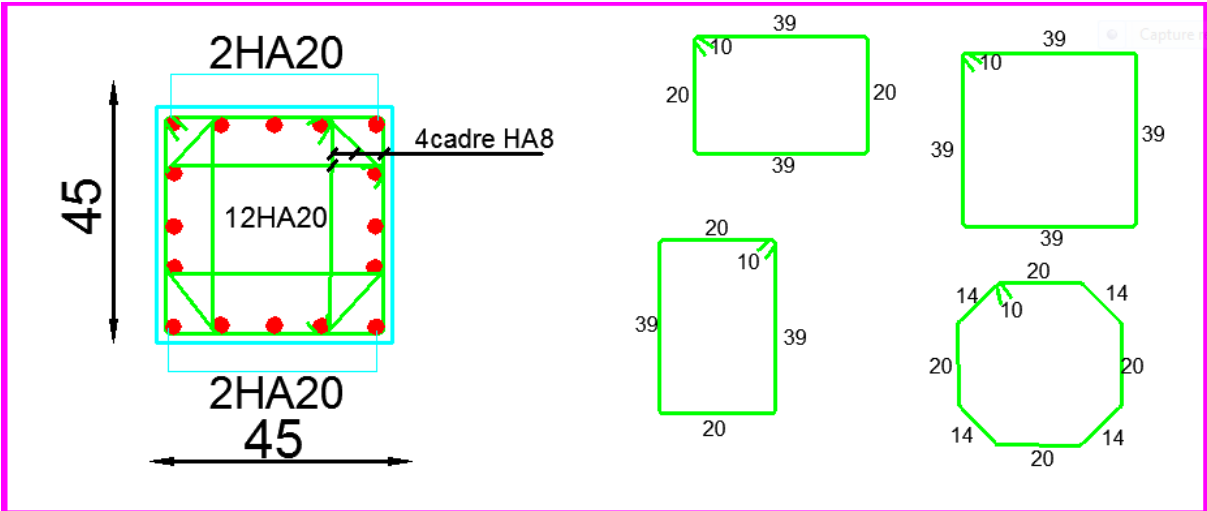


fig V.1 –coupe de ferraillage poteau 45x45

• Poteaux 40X40

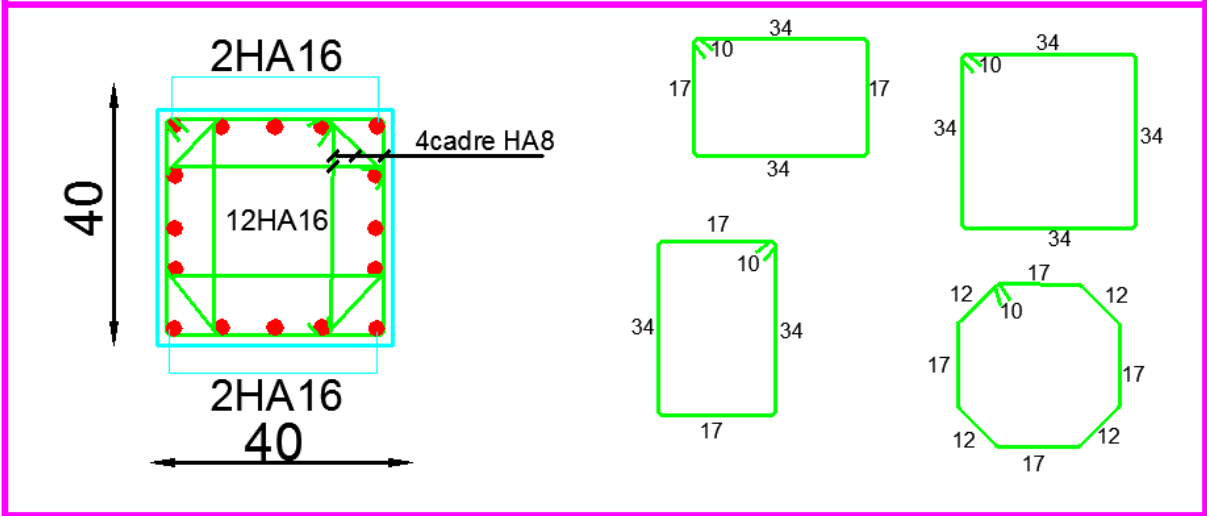


fig V.2 -coupe de ferraillage poteau 40x40

• Poteaux 35X35

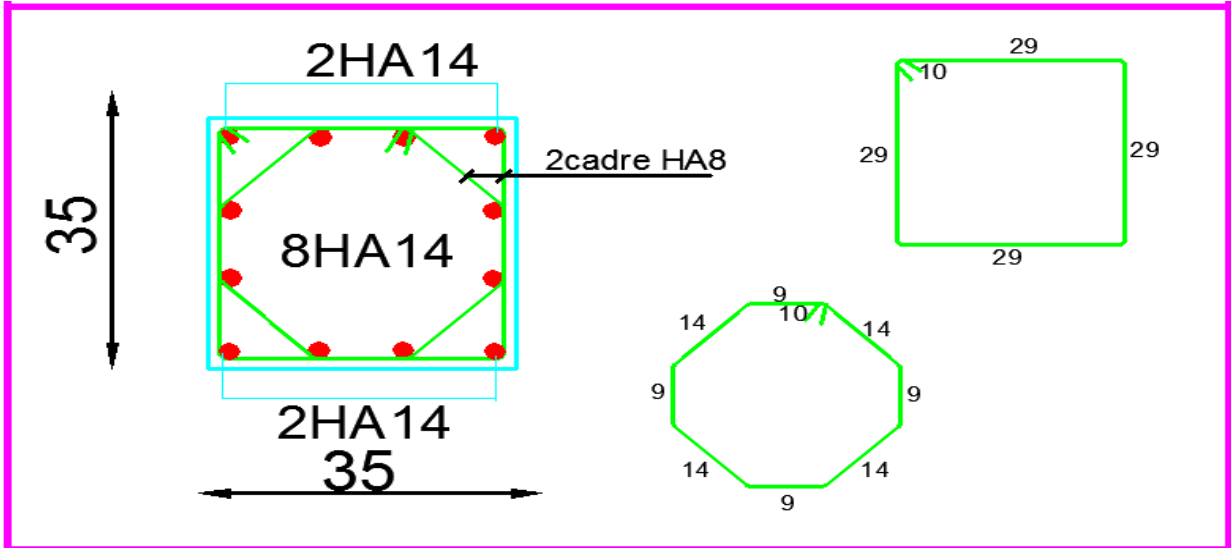


fig V.2 -coupe de ferraillage poteau 35x35

• Poteaux 30X30

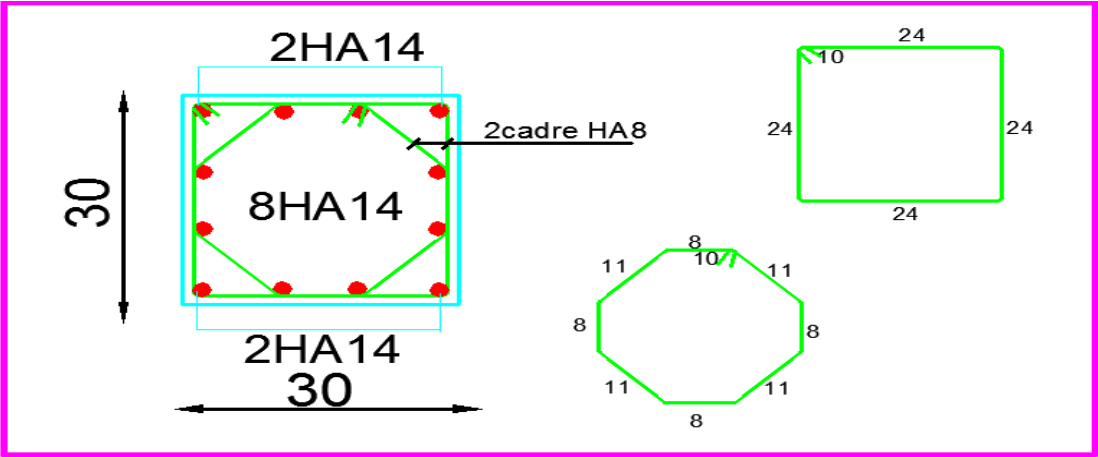


fig V.2 -coupe de ferraillage poteau 30x30

V.2. Les poutres

V.2.1. Introduction :

Les poutres principales et secondaires sont des éléments linéaires horizontaux non exposées aux intempéries et sollicitées par des efforts tranchants et des moments fléchissant. Leur calcul se fait donc, en flexion simple et en considérant un état de fissuration non préjudiciable. Les sollicitations les plus défavorables sont déterminées à l’aide des combinaisons suivantes :

- 1.35G+1.5Q (à l’ELU).
- G+Q±E (RPA 99 2003).
- 0.8G±E (RPA 99 2003).

V.2.1.1 Recommandations du RPA version 2003

Pour les armatures longitudinales, le RPA recommande :

❖ Pourcentage total minimum :

Amin = 0.5% (b x h) en toute section.

- Poutres principales (30 x 40) : Amin = 0.005(30x40) = 6 cm2
- Poutres secondaires (30x 35) : Amin = 0.005(30x35) = 5,25cm2

❖ Pourcentage total maximum :

- Amax = 4% (b x h) → En zone courante.
- Amax = 6% (b x h) → En zone de recouvrement.

- Poutres principales (30x 40)

- Zone courante : Amax = 0.04× (30×40)= 48cm²
- Zone de recouvrement : Amax = 0.06× (30×40)= 72 cm²

- Poutres secondaires (30 x 35)

- Zone courante : Amax = 0.04× (30×35)= 42 cm²
- Zone de recouvrement : Amax = 0.06× (30×35)= 63 cm²

- Armatures longitudinal : (R.P.A Art.7.5.2.1)
- ✓ Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur des poutres est de 0.5% en toute section.
- Amin = 0.5% b h

	0.5% b h	4% b h	6% b h)
Poutres principales	6	4,8	7,2
Poutres secondaires	5,2	4,2	6,2

Tableau VI.2.1 : la section minimal et maximal d’armature.

- ✓ La longueur minimale de recouvrement est de 50Φ en zone III.
- ✓ L’ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieure dans les poteaux de rive et d’angle doit être effectué avec des crochets à 90°.
- ✓ On doit avoir un espacement maximum de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœud.

➤ V.2.3 Ferraillage des poutres :

Après avoir extrait les efforts, nous déterminons avec les moments extrêmes, les sections d'acier nécessaires au niveau des appuis et des travées et on cherche pour l'ensemble de la poutre le ferraillage longitudinal qui convient.

En raison des coefficients de sécurité qui diffèrent, une distinction sera faite entre les moments à l'ELU et ceux des combinaisons accidentelles.

V.2.2 Etapes de calcul de ferraillage :

- 1) Calcul du moment réduit « μ »

$$\mu = \frac{Mu}{bx d^2 x f_{bu}}$$

- 2) Calcul du moment réduit limite « μ_l »

Le moment réduit limite μ_l est égale à **0.392** pour les combinaisons aux états limites, et pour les combinaisons accidentelles du RPA.

- 3) On compare les deux moments réduits « μ » et « μ_l »

❖ **1er cas** : $\mu < \mu_l$ Section simplement armée (SSA).

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires **$A_{sc}=0$** .

$$A_{st} = \frac{M}{\beta x d x \sigma_s}$$

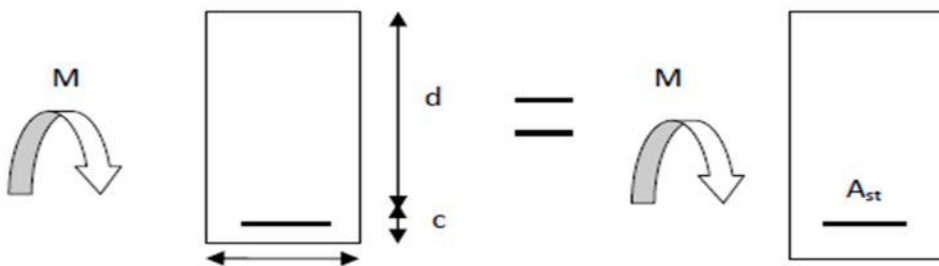


Fig V.2.1 Section rectangulaire simplement armée

❖ **2ème cas** : $\Rightarrow \mu \geq \mu_l$ Section doublement armée (SDA)

On calcul $M_l = \mu_l \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{bc}$

$$\Delta M = M_u - M_l$$

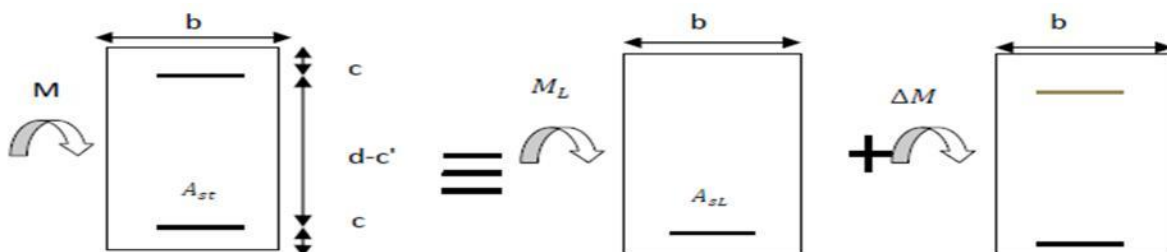


Fig V.2.2 Section rectangulaire doublement armée.

1) Poutre principale:

a. Aux appuis :

$$\mu = \frac{Mu}{bx d^2 x f_{bu}} = \frac{154,684 \times 10^2}{30 \times 37^2 \times 1,42} = 0,265 \text{MPa} < 0,392 \Rightarrow \text{SSA} \Rightarrow \beta = 0,842$$
$$A_{st} = \frac{Ma}{\beta x dx \sigma_s} = \frac{154,684 \times 10^2}{0,842 \times 37 \times 34,8} = 14,26 \text{cm}^2$$

b. En travées

$$\mu = \frac{Mu}{bx d^2 x f_{bu}} = \frac{51,788 \times 10^2}{30 \times 37^2 \times 1,42} = 0,088 \text{MPa} < 0,392 \Rightarrow \text{SSA} \Rightarrow \beta = 0,954$$
$$A_{st} = \frac{Mt}{\beta x dx \sigma_s} = \frac{51,788 \times 10^2}{0,954 \times 37 \times 34,8} = 4,21 \text{cm}^2$$

2) Poutre secondaires :

a. Aux appuis :

$$\mu = \frac{Mu}{bx d^2 x f_{bu}} = \frac{176,861 \times 10^2}{30 \times 32^2 \times 1,848} = 0,311 \text{MPa} < 0,392 \Rightarrow \text{SSA} \Rightarrow \beta = 0,984$$
$$A_{st} = \frac{Ma}{\beta x dx \sigma_s} = \frac{176,861 \times 10^2}{0,984 \times 32 \times 40} = 14,04 \text{cm}^2.$$

b. En travées :

$$\mu = \frac{Mu}{bx d^2 x f_{bu}} = \frac{23,172 \times 10^2}{30 \times 32^2 \times 1,848} = 0,040 \text{MPa} < 0,392 \Rightarrow \text{SSA} \Rightarrow \beta = 0,980$$
$$A_{st} = \frac{Ma}{\beta x dx \sigma_s} = \frac{23,172 \times 10^2}{0,980 \times 32 \times 40} = 1,847 \text{cm}^2$$

Zone	Localisation	Mu	u	Obs	β	A cal	A adopté
Zone I	Travée	51,788	0,088	SSA	0,954	4,21	3HA16=6,03
	Appui	154,684	0,265		0,842	14,26	3HA16+5HA16=16,08
Zone II	Travée	36,267	0,062	SSA	0,968	2,91	3HA16=6,03
	Appui	149,71	0,255		0,849	13,6	3HA16+5HA16=16,08
Zone III	Travée	36,84	0,063	SSA	0,967	2,96	3HA16=6,03
	Appui	118,816	0,204		0,885	10,42	3HA16+5HA16=16,08
Zone IV	Travée	47,333	0,081	SSA	0,957	3,84	3HA16=6,03
	Appui	89,322	0,153		0,916	7,57	3HA16+5HA16=16,08

Tableau VI.2.1: Ferraillage des poutres principales.

V.2.2.1 Ferraillage des poutres secondaires :

Zone	Localisation	Mu	u	Obs	β	A cal	A adopte
Zone I	Travée	23,172	0,040	SSA	0,980	1,847	3HA16=6,03
	Appui	176,861	0,311		0,984	14,04	3HA16+6HA14=15,26
Zone II	Travée	39,195	0,069	SSA	0,964	3,176	3HA16=6,03
	Appui	150,136	0,264		0,843	13 ,91	3HA16+6HA14=15,26
Zone III	Travée	50,506	0,088	SSA	0,954	4,13	3HA16=6,03
	Appui	115,617	0,203		0,885	10,20	3HA16+6HA14=15,26
Zone IV	Travée	58,211	0,102	SSA	0,946	4,81	3HA16=6,03
	Appui	90,409	0,159		0,912	7,74	3HA16+6HA14=15,26

Tableau V.2.2: Ferraillage des poutres secondaire

V.2.3 Vérifications à l'ELU :

1) Armatures longitudinales (Art 7.5.2.1 RPA / version 2003) :

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

	Ast		Amin	
Poutres principale	En travée	6,03	6	CV
	Aux appuis	16,08		CV
Poutres secondaires	En travée	6,03	5,25	CV

Tableau V.2.3 : Vérifications armatures longitudinales à l'ELU.

➤ Toutes les sections sont vérifiées par rapport à la section minimale des aciers du RPA

2) Armatures transversales (Art 7.5.2.2 RPA 99/ version 2003) :

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par : $A_t = 0.003 \times St \times b$

Calcul de l'espacement S_t :

	Calcul de (cm)			A_t	Ferraillage [cm2]
Poutre principale	Zone nodale $St \leq \min(h/4; 12 \varnothing)$	Min [10;16,8]	St=8	0,72	4HA8=2.01
	Zone courante $St \leq h/2$	$St \leq 20$ cm	St=15	1,35	
Poutre secondaire	Zone nodale $St \leq \min(h/4; 12 \varnothing)$	Min [8.75;16,8]	St=8	0,72	4HA8=2.01
	Zone courante $St \leq h/2$	$St \leq 17.5$ cm	St=15	1,35	

Tableau V.2.4:Vérifications armatures longitudinales à l'ELU

➤ **Vérification aux cisaillements (Art 5.1.1 BAEL 91 modifiée 99) :**

$\tau_u = \frac{T_u}{b d} \leq \tau_u \text{ barre}$ Avec : $\tau_u \text{ max}$ = Effort tranchant max à l'ELU;

$\tau_u \text{ barre} = \min (0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}) = \min (0.2 \frac{25}{1.5}; 5 \text{ MPa})$

$\tau_u \text{ barre} = \min (3.33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$

Poutres	Efforts tranchant (KN)		B (cm)	D (cm)	Tu (MPa)	τ_u (MPa)	observation
Principales	T max	199,64	30	37	1,79	3,33	CV
Secondaires	T max	298,83	30	32	3,11	3,33	CV

Tableau V.2.5: Vérification au cisaillement.

➤ Influence de l’effort tranchant :

a. Influence sur le béton (Art A.5.1.313 BAEL 91 modifiée 99) :

On se doit de vérifier la relation : $T_{u\max} \leq T_u = 0,4 \times \frac{0,9bd f_{c28}}{\gamma_b}$

Poutres	Efforts tranchant (KN)		B (cm)	D (cm)	fc28 (MPa)	Tu (MPA)	observation
Principales	T max	199,64	30	37	25	666	CV
Secondaires	T max	298,83	30	32	25	576	CV

Tableau V.2.6: Influence de l’effort tranchant sur le béton.

b. Influence sur les aciers (Art A.5.1.312 BAEL 91 modifiée 99)

$$A_s \geq \frac{1.15}{f_e} (T_u + \frac{M_u}{0.9 \times d})$$

Avec : Mu en valeur algébrique.

Si: $(T_u + \frac{M_u}{0.9 \times d}) < 0 \Rightarrow$ la vérification n’est pas nécessaire.

Pour les poutres principales: $T_u - \frac{M_u}{(0.9 \times d)} = 199,64 - \frac{154,684}{0,9 \times 0,37} = -264,87 < 0$

Pour les poutres secondaires : $T_u - \frac{M_u}{(0.9 \times d)} = 298,83 - \frac{176,861}{0,9 \times 0,32} = -315,24 < 0$

⇒ Donc aucune vérification n’est nécessaire

➤ Vérification de l’adhérence et de l’entrainement des barres BAEL [Art A.6.1.3] :

L’adhérence des barres doit vérifier la relation : $\tau_{se} \leq \tau_{se\text{barre}}$

Avec : $\tau_{se\text{barre}} = \psi_s \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPA}$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9 \times d \times \sum U_i}$$

$\psi_s = 1,5$: Coefficient de scellement HA

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles des barres

• Poutres principales :

$$\sum U_i = n \times \pi \times \varnothing = (3 \times 3.14 \times 1,6) + (5 \times 3.14 \times 1.6) = 40,192 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{199,64 \times 103}{0.9 \times 370 \times 401,92} = 1,49 \text{ MPA} < 3,15 \Rightarrow \text{condition vérifié}$$

• Poutres Secondaires :

$$\sum U_i = n \times \pi \times \varnothing = (3 \times 3.14 \times 1,6) + (6 \times 3.14 \times 1.4) = 41,448$$

$$\tau_{se} = \frac{298,83 \times 103}{0.9 \times 320 \times 414,48} = 2,50 < 3,15 \Rightarrow \text{condition vérifié}$$

➤ Ancrage des armatures BAEL [Art A.6.1.22]

Longueur de scellement : $l_s = \frac{\varnothing \times f_e}{4 \times \tau_{se}}$

avec: $\tau_{se} = 0.6 \times \psi^2 \times f_{t28} = 2.835 \text{ MPA}$

- Pour les $\varnothing 16$: $l_s = 56.43 \text{ cm}$

- Pour les Ø14 : L a = 49.38 cm

Pour l’ancrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochets est au moins égales à : 0.4 ls pour les aciers HA.

- Pour les Ø16 : L a = 22.57 cm
- Pour les Ø14 : L a = 19.75 cm

V.2.4Vérifications à L’ELS :

➤ **Condition de non fragilité du béton de la section minimale BAEL (Art A.4.2.1)**

Le ferraillage de la poutre doit satisfaire la **C.N.F** :

Avec: $A_{min} \geq 0.23 \frac{b_d}{f_e} f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times f_{c28} = 2.1 \text{ MPA}$

		Ast	Amin	
Poutres principales	En travée	6,03	1,34	CV
	Aux appuis	16,08		CV
Poutres secondaires	En travée	6,03	1,15	CV

Tableau V.2.7: Condition de non fragilité du béton de la section minimale.

➤ **Etat limite d’ouverture des fissures :**

La fissuration dans le cas des poutres étant considéré peu nuisible, alors cette Vérification n’est pas nécessaire.

➤ **Etat limite de déformation (la flèche) BAEL [Art B.6.5]**

- **Poutres principales**

$f = \frac{l}{500} = \frac{425}{500} = 0.85 \text{ cm} \Rightarrow f_{ETABS} = 0,0031 < 0,85 \Rightarrow \text{CV}$

- **Poutres secondaires :**

$f = \frac{l}{500} = \frac{400}{500} = 0.80 \text{ cm} \Rightarrow f_{ETABS} = 0,0026 < 0,80 \Rightarrow \text{CV}$

❖ **Conclusion :**

La flèche est vérifiée pour les poutres dans les deux sens (principale et secondaire).

➤ **Vérification des contraintes :**

a. Vérification de la contrainte dans les aciers

$\rho_1 = 100 \times \frac{A_s}{b_d} \Rightarrow (k_1 ;) \Rightarrow \text{à partir des tableaux, à l’ELS.}$

Avec : $\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPA}$

b. Vérification de la contrainte dans le béton (Art. A.4.5, 2 /BAEL91)

La contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible

$\sigma_{bc} = \frac{\sigma}{K_1} < \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPA}$

localisation	Ms	As	ρ	β	K1	σ_{st}	$\sigma_{stbarre}$	σ_{bc}	$\sigma_{bcbarre}$	A adopte
Travée	36,637	6 ,03	0,543	0,889	30,04	184,71	348	6,15	15	CV
Appui	46,496	16,08	1,448	0,841	16,45	92,92	348	5,64	15	CV
Travée	26,316	6 ,03	0,543	0,889	30,04	132,68	348	4,41	15	CV
Appui	43,889	16,08	1,448	0,841	16,45	87,71	348	5,33	15	CV
Travée	26,675	6 ,03	0,543	0,889	30,04	134,49	348	4,47	15	CV
Appui	55,19	16,08	1,448	0,841	16,45	110,3	348	6,70	15	CV
Travée	34,491	6 ,03	0,543	0,889	30,04	173,89	348	5,79	15	CV
Appui	68,186	16,08	1 ,448	0,841	16,45	136,27	348	8,28	15	CV

Tableau V.2.8:Vérification de la contrainte dans le béton des poutres principale

localisation	Ms	As	ρ	β	K1	σ_{st}	$\sigma_{stbarre}$	σ_{bc}	$\sigma_{bcbarre}$	A adopte
Travée	16,715	6,03	0,628	0,883	27,73	98,10	348	3,54	15	CV
Appuis	23,682	15,26	1,59	0,835	15,30	58,08	348	3,79	15	CV
Travée	28,382	6,03	0,628	0,883	27,73	166,57	348	6	15	CV
Appuis	41,076	15,26	1,59	0,835	15,30	100,74	348	6,58	15	CV
Travée	36,621	6,03	0,628	0,883	27,73	214,93	348	7,75	15	CV
Appuis	55,326	15,26	1,59	0,835	15,30	135,68	348	8,87	15	CV
Travée	42,288	6,03	0,628	0,883	27,73	248,19	348	8,95	15	CV
Appuis	62,537	15,26	1,59	0,835	15,30	153,37	348	10,02	15	CV

Tableau VI.2.9:Vérification de la contrainte dans le béton des poutres secondaire

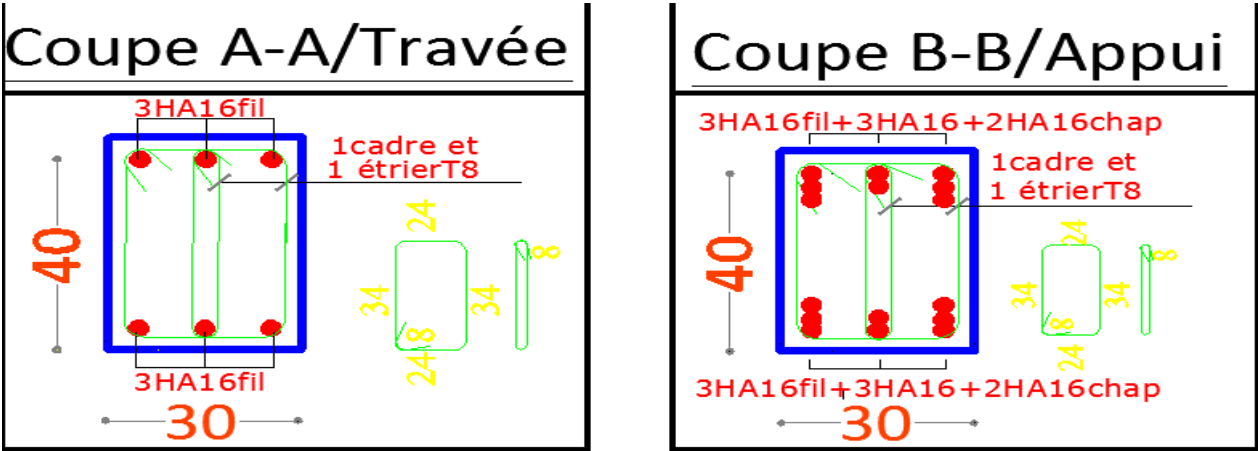


Fig V.1 Ferraillage de poutre principales .

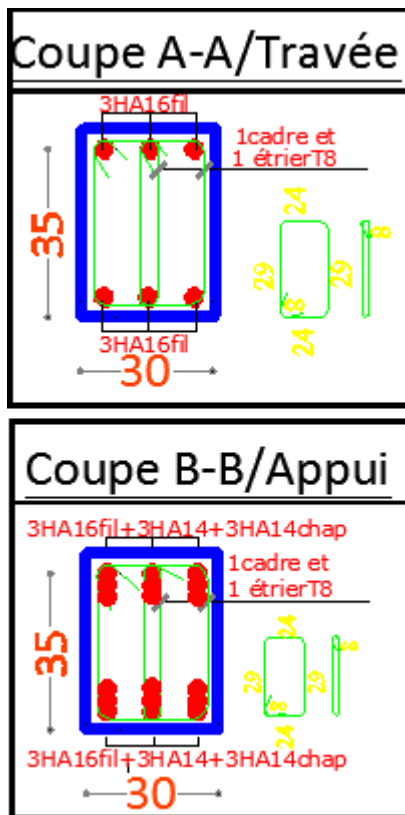


Fig V.1 Ferraillage de poutre secondaire.

III- Ferraillage des voiles :

V.3.1 Introduction :

Le ferraillage des voiles s'effectuera selon le règlement BAEL 91 et les vérifications selon le RPA99 version 2003.

Sous l'action des forces horizontales dues au séisme ainsi que les forces verticales (charges et surcharges), les voiles sont sollicités en flexion composée.

Pour que la structure résiste à ces sollicitations et reste fonctionnelle, on prévoit trois types d'armatures

- Armatures verticales
- Armatures horizontales
- Armatures transversales

V.3.2 Ferraillage des trumeaux :

Les trumeaux sont sollicités en générale en flexion composée avec un effort tranchant, Cependant l'application des règles classiques de béton armé n'est possible que si la structure Considérée est contreventée par des voiles suivant deux directions orthogonales dans ce cas le calcul des trumeaux se fera suivant la direction de leur plan moyenne. Ce qui est le cas dans notre ouvrage.

V.3.3 Méthode de calcul

M, N leur valeurs seront tirés du logiciel ETABS.

V.3.1 Excentricité :

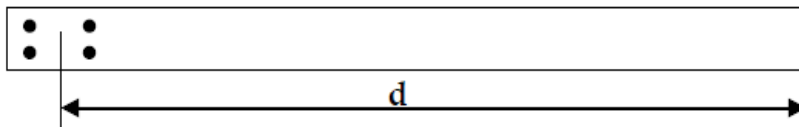
$$e = \frac{M_u}{N_u}$$

V.3.2 Calcul de la hauteur utile d

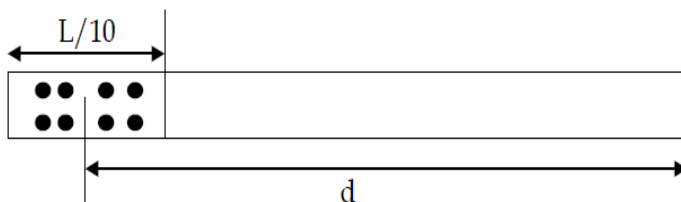
- ❖ Pour déterminer la hauteur utile nécessaire de la section transversale du trumeau pour les armatures tendues calculées soient convenablement disposées.

Trois possibilités se présentent :

▪ **La première** : consiste à choisir le ferraillage du potelet comme étant les armatures tendues qui seront calculées (leur nombre sera de 4 barres). Déterminer la hauteur utile par rapport à leur centre de gravité et de calculer le ferraillage (schéma 1).
Remarque : Si la section est trop importante et que l'on ne peut pas choisir 4 barres, on passe à la deuxième option.



- **La deuxième** : consiste à disposer les armatures tendues de calcul dans la zone d'extrémité ($L/10$). Choisir le centre de gravité des armatures à disposer dans cette zone (par rapport à l'espacement des armatures) et de calculer la hauteur utile correspondante. Ainsi on peut calculer les armatures liées à cette zone (schéma 2).



- **La troisième** option consiste à disposer toutes les armatures tendues de calcul dans la zone d'extrémité (sur toute la longueur L_t). Déterminer leur centre de gravité et calculer le ferraillage correspondant (schéma 3).

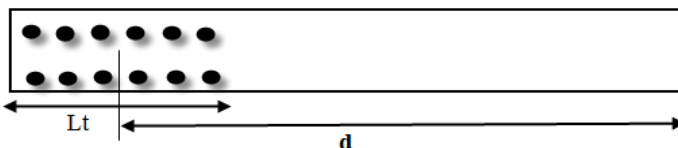


Fig VI.3.3 La longueur de la zone tendue.

$$L_t = L \times \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}$$

$$\text{avec} \quad \sigma = \frac{N}{B} + \frac{MV}{I}$$

Avec :

B: Section du béton

I : Moment d'inertie $I = \frac{bh^3}{12}$

V: Bras de levier $= \frac{L}{2}$

V.3.4 Calcul du moment par rapport à l'axe de symétrie des armatures tendues :

$$M = M_u - N_u \left[d - \frac{L}{2} \right]$$

V.3.5 Ferraillage :**A. Armatures verticales :**

Le ferraillage sera fait par zone, comme suit :

Zone I : S-sol1,RDC, , 1^{ème} étage
Zone II : 2^{ème} ; 3^{ème} étage , 4^{ème} étage
Zone III : 5^{ème} ; 6^{ème} étage , 7^{ème} étage
Zone IV : 8^{ème} ; 9^{ème} étage, 10^{ème} étage

❖ Remarque :

Il est nécessaire d'adopter un ferraillage symétrique afin de tenir compte de l'inversion de l'action sismique.

- **Condition de non fragilité : (ART A.4.2/BAEL91)**

Toutes les sections d'armatures tendues trouvées, doivent satisfaire la condition de non fragilité suivante :

$$A_s \geq A_{\min} = 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times \frac{e_s - 0.455 \times d}{e_s - 0.185 \times d} \times b \times d$$

Avec :

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} \rightarrow N_s, M_s : \text{effort normal et moment fléchissant à l'état limite de service}$$

B. Armatures horizontale :

➤ **Exigence du RPA 99 version 2003 (Art 7.7.4.1)**

- ✓ Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10
- ✓ $A_H = \geq 0,15 B$
- ✓ 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 BAEL91 (Art A.8.2.4)**

$$A_H = \frac{A_v}{4}$$

C. 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 verticales sous l'action de la compression d'après **l'article 7.7.4.3 du RPA99** version 2003 les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par 4 épingle au mètre carré.

D. Armatures de coutures :

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dans la section est donnée par la formule suivante :

T_u : effort tranchant calculée au niveau considère

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'acier tendu nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

E. Armature pour les potelets

Il faut prévoir à chaque extrémité de voile armé par des barres verticales dont la section de celle-ci est $\geq 4HA10$

F. Espacement Art 7.7.4.3 RPA99 version 2003

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite de deux valeurs suivantes

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq 1,5 \times a \\ S_t \leq 30 \text{ cm} \end{array} \right. \quad \mathbf{a = \acute{e}paisseur du voile .}$$

À 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 égales à 15 cm

G. Longueur de recouvrement Art 7.7.4.3 RPA 99 version 2003

Elle doit être égale à :

- ✓ 40 cm pour les barres situés dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible
- ✓ 20cm pour les barres situées dans la zone comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

V.3.6 Vérifications :➤ **Exigence de RPA**

- **Zone tendue :** $A_{min} \geq 0.2\% b L_T$ (Art 7.7.4.1)

Globalement dans le trumeau : $A_{min} \geq 0.15 b L_t \%$ (Art 7.7.4.2)

- **Zone courante :**

On doit vérifier que : $10 A_c > 0.10\% \times 8 \times B$

h. : Section d'armature dans la zone courante.

➤ **Exigence du BAEL 91 :**

$$A_{min} = \frac{B f_{t28}}{f_e}$$

VI.3.7 Vérification à l'ELS

On doit vérifier que $\sigma_b < \sigma_b = 15 \text{ MPA}$

$$\sigma = \frac{N_s}{B + 15A}$$

Avec :

N_s effort normal appliqué $N_s = G + Q$

B : section du béton

A : section d'armature adoptée.

VI.3.8 Vérification de la contrainte de cisaillement➤ **D'après le RPA 99 version 2003 Art 7.7.2**

$$\tau_b \leq \overline{\tau_b} = 0.2 \text{ MPA} :$$

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot 0.9L} \text{ avec } T = 1,4 T_u$$

b: épaisseur de voile

d : hauteur utile (d=0.9h) h : hauteur de la section brute.

➤ D'après le BAEL91 Art A.5.1.1

$$\overline{\tau_u} = \frac{T}{b \cdot 0,9L}$$

$$\tau_u \leq \tau_{u0}$$

$$\tau_{u0} = \frac{1}{\gamma_b} 0,64 f_{cj}^{2/3}$$

V.4 calcul pour le voile L2

Exemple01: VL₂ ep = 20cm ; l = 2m c = 5cm

Les sollicitations: $N_{\max} \rightarrow M_{\text{cor}}$

$$N_u = 28,87$$

$$M_u = 1395,752$$

$$\text{Cas 01 : } d = l - (5 \cdot 10/2) = 150\text{cm} = 1,5\text{m}$$

ZONE I : VS S-SOL1 RDC , 1ème et étage : (cas accidentel) :

$$N_u = 28,87$$

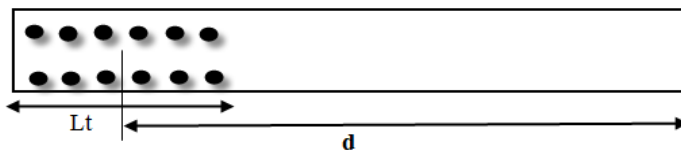
$$M_u = 1395,752$$

- D'après les résultats effectués sur socotec :

$$1^{\text{er}} \text{ cas : } \rightarrow A_{st} = 19,64 \text{ cm}^2$$

$$2^{\text{ème}} \text{ cas } \rightarrow A_{st} = 19,92 \text{ cm}^2$$

Pour le meilleur choix de calcul on opte pour le 3^{ème} cas



- D'après les résultats effectués sur socotec :

$$A_{st} = 25,71 \text{ cm}^2$$

❖ Calcul de l'excentricité :

$$e = \frac{1395,752}{28,87} = 48\text{m}$$

❖ calcul des contraintes :

$$\sigma_{max} = \frac{N}{B} + \frac{MV}{I} = \frac{28,87}{0,4} + \frac{1395,752}{0,13} \times 1 = 10,80 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{min} = \frac{N}{B} - \frac{MV}{I} = \frac{28,87}{0,4} - \frac{1395,752}{0,13} \times 1 = -10,66 \text{ MPA}$$

❖ Calcul de la longueur tendue :

$$L_t = L \times \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} = L_t = 2 \times \frac{10,80}{10,80 + 10,66} = 1 \text{ m}$$

Armatures verticales de la zone courante :

$$A_c = 0.10\% \times BC$$

Avec :

$$B_c = \text{la section de la zone courante} \longrightarrow B_c = 1,9 \times 0,20 = 0,38 \text{ m}^2$$

$$A_c = 0,001 \times 0,38 = 0,00044 \text{ m}^2 = 3,4 \text{ cm}^2$$

✓ Soit 10HA14 + 6HA16

✓ $A_{tot} = 25,91 \text{ cm}^2$

➤ Calcul des armatures verticales dans tout le voile :

- Section minimale pour la zone tendue

La section minimale qui est donnée par le RPA est

$$A_{min} \geq 0.2\% \text{ b LT}$$

$$A_{min} \geq 0,002 \times 0,2 \times 1 = 4 \text{ cm}^2$$

$$A_{Lt \text{ adp}} = 25,91 \text{ cm}^2 \geq A_{min} = 4 \text{ cm}^2$$

- Section minimale dans tout le voile (Article 7.7.4.3 RPA 99 modifié 2003)

$$A_{min} \geq (0.15\% B) = 0,0015 \times 0,4 = 6 \text{ cm}^2$$

$$A_v = 25,91 \text{ cm}^2 > 6 \text{ cm}^2$$

La section totale adoptée est de **25,91 cm² (10 HA14 + 6 HA16)**

A. Armature horizontale

$$A_H \geq \max \left(\frac{A_{vad}}{4} ; 0,15\% B \right) = \max (6,56 ; 6)$$

$$\text{Soit } A_H = 11 \text{ cm}^2 \text{ ST} = 20 \text{ cm}$$

B. Armature transversale

Les deux nappes d'armature sont reliées par 4 épingles en HA8 par mètre carré de surface verticale.

V.4.6 Vérification à l'ELS

On doit vérifier que $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPA}$

$$\sigma_b \leq \frac{N_s}{B+15A} = \frac{1236 \times 10^3}{0,4 \times 10^6 + 1526,25 \times 10^2} = 2,23 \text{ MPA}$$

$$\sigma_b = 2,23 \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPA} \dots\dots\dots \text{CV}$$

V.3.7 Vérification de la contrainte de cisaillement

A. D'après le RPA 99 version 2003 Art 7.7.2

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0,2 f_{c28} \text{ MPA}$$

$$\tau_b = \frac{T}{b \, 0,9L} = \frac{1,4 \times 348,72}{b \, 0,9L} = 1,35 \text{ MPA} \quad \text{avec } T = 1,4 T_u \quad \text{on a } T_u = 348,72 \text{ KN}$$

$$\tau_b = 1,35 \text{ MPA} \leq 5,6 \text{ MPA} \dots\dots\dots \text{CV}$$

B. D'après le BAEL91 Art A.5.1.1

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b$$

$$\tau_b = \frac{T}{b \, 0,9L} = \frac{348,72}{b \, 0,9L} = 0,96 \text{ MPA}$$

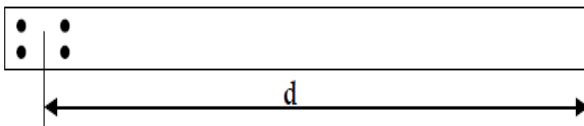
$$\tau_b = \frac{1}{\gamma_b} 0,64 f_{cj}^{2/3} = 4,75 \text{ MPA}$$

$$\tau_b = 0,96 \text{ MPA} \leq \bar{\tau}_b = 4,75 \text{ MPA} \dots\dots\dots \text{CV}$$

Exemple02: VT₁: $e_p = 20 \text{ cm}$; $l = 2.2 \text{ m}$ $c = 5 \text{ cm}$

Les sollicitations: $N_{\max} \rightarrow M_{\text{cor}}$

$$\text{Cas 01 : } d = l - (5 - 10/2) = 210 \text{ cm} = 2.1 \text{ m}$$



➤ **Exemple de calcul par SOCOTEC :**

On prend l'exemple du même voile calculé , nous allons introduire les valeurs suivantes :

$b = 0.20 \text{ m}$; $h = 2.2 \text{ m}$; $c = d' = 0.1 \text{ m}$; Situation accidentelle

Les sollicitations: $N_{\max} \rightarrow M_{\text{cor}}$

Résultat :

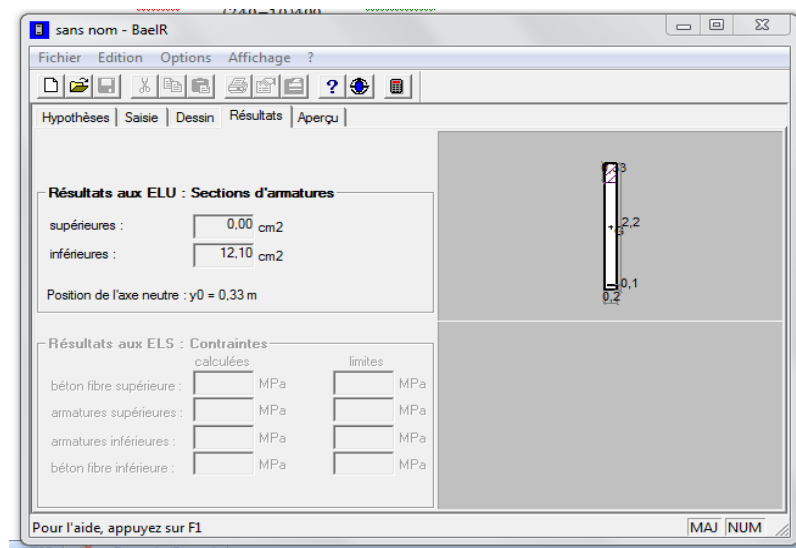


Figure V-3-1 : Ferraillage du voile VL1 donné par SOCOTEC.

On adopte : **4HA20 = 12.56cm²** avec **st = 10 cm**

Calcul des armatures verticales dans la zone courante:

$L_c = L - ((0.05+ 0.1) \times 2) = 2.2 - 0.3 = \mathbf{1,9\ m.}$

Armatures verticales de la zone courante :

$A_c = 0.10\% \times BC$

Avec :

$B_c = \text{la section de la zone courante} \longrightarrow B_c = 1,9 \times 0.20 = 0.38m^2$
 $AC = 0.001 \times 0.38 = 0.00044m^2 = \mathbf{3.8cm^2}$

Soit : **2× (5HA12)** avec un espacement **St = 20 cm**

$A_{c\text{ adoptée }} = \mathbf{10\ HA12 = 11,31\ cm^2}$

❖ **Remarque:**

pour la détermination du ferraillage des autres sections nous allons utilisés « **SOCOTEC** »,

L'ensemble des calculs sont donnés sous forme de tableaux. Pour les voilesVL₁ et VT₂ dans les différentes zones.

$A_{T\text{ adoptée }} = \mathbf{8\ HA20 + 20\ HA12 = 47,52}$

VT₁: L = 2.2m

- Armatures verticales :
Zone nodale = 10 cm , zone courante = 20 cm

	N (KN)	M (KN.m)	e _p (c m)	obs	A _{tendue} (cm ²)	A _{cnf} (cm ²)	A _t adoptée (cm ²)	A _c (cm ²)	A _c adoptée (cm ²)
Zone I	N _{max} =-273,65	M _{cor} =178,694	0.2	SEC	0	1,25	(4HA20)	3.8	10HA12
	N _{min} =-1802,85	M _{cor} =-1528,65		SEC	0				
	N _{cor} =-678,28	M _{max} =1602,61		SPC	12,1				
	La section d'armature calculée pour les zones tendues est placée sur 10 cm								
Zone II	N _{max} =-159,53	M _{cor} =273,106	0.2	SPC	1,22	1.19	(4HA14)	3.8	10HA12
	N _{min} =-1487,88	M _{cor} =-231,414		SEC	0				
	N _{cor} =-443,52	M _{max} =432,527		SEC	0				
	La section d'armature calculée pour les zones tendues est placée sur 10cm								
Zone III	N _{max} = -72,55	M _{cor} =294,369	0.2	SPC	2,6	1.26	(4HA14)	3.8	10HA12
	N _{min} =-1092,51	M _{cor} =-325,414		SEC	0				
	N _{cor} =-274,06	M _{max} =335,598		SEC	0				
	La section d'armature calculée pour les zones tendues est placée sur 10cm								
Zone IV	N _{max} =25,35	M _{cor} =186,085	0.2	SPC	2,56	1.28	(4HA14)	3.8	10HA10
	N _{min} =-593,08	M _{cor} =-237,992		SEC	0				
	N _{cor} =-29,43	M _{max} =337,482		SPC	3,68				
	La section d'armature calculée pour les zones tendues est placée sur 10 cm								

- Armatures horizontales: $A_H = \frac{A_v}{4}$

	A _v adoptée (cm ²)	A _H (cm ²)	A _H adoptée (cm ²)
Zone I	8HA20+ 10HA12 = 36,44	9,11	14HA10 = 11
Zone II	8HA14+10HA12 = 23,63	5,91	14HA10 = 11
Zone III	8HA14+10HA12 = 23,63	5,91	14HA10 = 11
Zone IV	8HA14+10HA10 = 20,17	5,04	14HA10 = 11

VT₁: L = 2 m

- Armatures verticales :

	N (KN)	M (KN.m)	e _p (c m)	obs	A _{tendue} (cm ²)	A _{cnf} (cm ²)	A _t adoptée (cm ²)	A _c (cm ²)	A _c adoptée (cm ²)
Zone II	N _{max} =-458,52	M _{cor} =272,761	0.2	SEC	0	4,38	(4HA16)	3.4	(8HA10)
	N _{min} = -1661,91	M _{cor} =-22,521		SEC	0				
	N _{cor} =-704,47	M _{max} =360,824		SEC	0				
	La section d'armature calculée pour les zones tendues est placée sur 10 cm								
Zone III	N _{max} = -221,47	M _{cor} =272,761	0.2	SPC	5,65	1,13	(4HA16)	3.4	(8HA10)
	N _{min} =-1229,37	M _{cor} =-42,757		SEC	0				
	N _{cor} =-326,825	M _{max} =-514,74		SEC	0				
	La section d'armature calculée pour les zones tendues est placée sur 10 cm								
Zone IV	N _{max} =-19,28	M _{cor} =113,032	0.2	SPC	4,32	1,16	(4HA16)	3.4	(8HA10)
	N _{min} =-657,58	M _{cor} =-64,583		SEC	0				
	N _{cor} =-281,99	M _{max} =314,824		SPC	0				
	La section d'armature calculée pour les zones tendues est placée sur10 cm								

- Armatures horizontales: $A_H = \frac{A_V}{4}$

	A_v adoptée (cm ²)	A_H (cm ²)	A_H adoptée (cm ²)
Zone I	10HA14+6HA16 =25,91	6,47	14HA10 = 11
Zone II	8HA16+8HA10 = 22,36	5,59	14HA10 = 11
Zone III	8HA16+8HA10 = 22,36	5,59	14HA10 = 11
Zone IV	8HA16+8HA10 = 22,36	5,59	14HA10 = 11

Les deux nappes d’armature sont reliées par **4 épingles en HA8** par mètre carré de surface verticale.

- Armatures de couture :

Les aciers de coutures sont ajoutés le long des joints de reprise dans le voile en cas de reprise de bétonnage, généralement c’est le cas des voiles avec une hauteur importante, dans notre cas on suppose que les voiles seront coulés en une seule phase, donc ces armatures ne seront pas nécessaire.

➤ **Vérification des recommandations exigées par le RPA :**

Le tableau si dessous résume les sections totales adoptées pour toutes les zones:

$A_{min} = 0.15\% \times B$

Zone	A adoptée (cm ²)		A_{min} (cm ²)		Observation
	VT ₁	VL ₁	VT ₁	VL ₁	
Zone I	47,52	42,85	6	6.6	CV
Zone II	34,94	20,61			CV
Zone III	34,94	20,61			CV
Zone IV	28,03	20,61			CV

➤ **Vérification des contraintes de cisaillement :**

- Selon l’art 7.7.2 RPA 99/ version 2003 :

$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \leq \overline{\tau_u} = 0.2 \times f_{c28}$

b : épaisseur du voile
d : hauteur utile =0,9h
h : hauteur totale de la section brute

Zone	Effort tranchant (KN)		τ_u (MPa)		$\overline{\tau_u}$ (MPa)	Observation
	VT ₁	VL ₁	VT ₁	VL ₁	5	
Zone I	361,82	351,23	1,28	1.36		
Zone II	207,23	211.73	0,73	0,82		
Zone III	131,36	158,19	0,46	0,62		
Zone IV	116,84	109,62	0,41	0.43		
						CV
						CV
						CV
						CV

- Selon l’art A.5.1.1 BAEL91:

$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \leq \overline{\tau_u} = \frac{1}{\gamma_b} \times 0.64 \times (f_{c28})^{2/3}$

Zone	Effort tranchant (KN)		τ_u (MPa)		$\overline{\tau_u}$ (MPa)	Observation
	VT ₁	VL ₁	VT ₁	VL ₁	4.75	
Zone I	361,82	351,23	0,91	0,97		
Zone II	207,23	211,73	0,52	0,58		
Zone III	131,36	158,19	0,33	0,44		
Zone IV	116,84	109,62	0,29	0,31		

➤ **Vérification des contraintes dans le béton :**

Les sections adoptées seront vérifiées à l’**ELS**, pour cela on détermine les contraintes max du béton et de l’acier afin de les comparer aux contraintes admissibles.

Contrainte admissible de l’acier : $\overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$.

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B + 15A}$$

Avec :

N_s : effort normal à l’état limite de service

B : section du béton

A : section d’armature adoptée.

Zone	N _s (KN)		σ _b (MPa)		σ _b (MPa)	Observation
	VT ₁	VL ₁	VT ₁	VL ₁		
Zone I	-1236,3	-1107,1	7,57	3,9	15	CV
Zone II	-957,21	-807,39	6,61	6,85		CV
Zone III	-577,14	-474,07	3,88	4,16		CV
Zone IV	-11,81	-65,41	0,53	0,8		CV

Etude de l'infrastructure

Les fondations sont des éléments de la structure ayant pour objet la transmission des efforts apportés par la structure au sol. Ces efforts consistent en :

- Un effort normal : charge et surcharge verticale centrée
- Une force horizontale : résultante de l'action sismique
- Un moment qui peut être de valeur variable qui s'exerce dans les plans différents

Nous pouvons classer les fondations selon le mode d'exécution et la résistance aux sollicitations extérieures, en :

- **Fondations superficielles** : Utilisées pour des sols de bonne capacité portante. Elles sont réalisées près de la surface, (semelles isolées, semelles filantes et radier).
- **Fondations profondes** : Utilisées pour des sols de faible capacité portante et le bon sol est assez profond (pieux, puits).

VI-1 Etude géotechnique du sol :

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude détaillée du sol qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier. Les résultats de cette étude sont :

- La contrainte admissible du sol est $\sigma_{sol} = 2,5$ bars.
- Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux.

VI-2 Choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation, est fonction du type de la superstructure ainsi que des caractéristiques topographiques et géologique du terrain.

Ce choix est défini par :

- La stabilité de l'ouvrage.
- La facilité de l'exécution.
- La capacité portante du sol.
- L'importance de la superstructure et l'économie.
- Le tassement du sol.

❖ **Semelles isolées :**

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal N_{ser} qui est obtenu à la base de tous les poteaux du sous sol.

$$A \times B \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K = 1 \Rightarrow A = B \text{ (poteau carré)}$$

$$\text{D'où } B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\sigma_{sol}}}$$

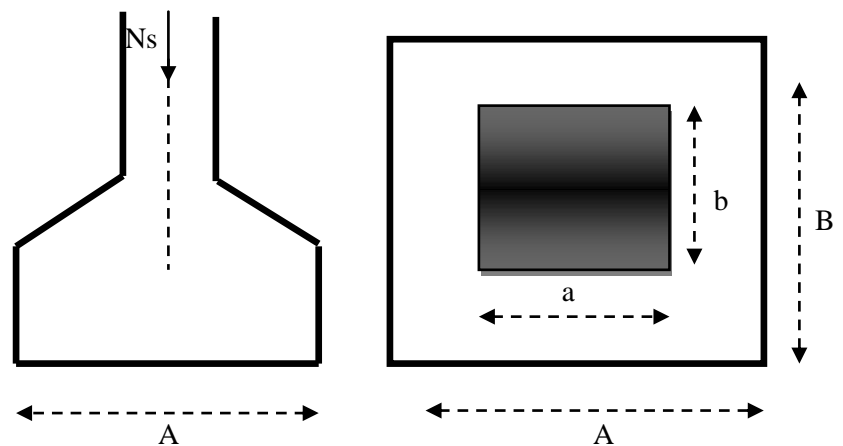


Fig VI.1 : dimensionnement d'une fondation.

Exemple de calcul

$$N_{ser} = 2384,13 \text{ KN}$$

$$\sigma_{sol} = 0,25 \text{ Mpa}$$

$$B \geq \sqrt{\frac{2384,13}{250}} = 3,08\text{m}$$

$$\Rightarrow A = B = 3,08\text{m}$$

Remarque :

Vu que les dimensions des semelles sont très importantes, donc le risque de chevauchement est inévitable, alors il faut opter pour des semelles filantes.

❖ **semelles filantes****a) Semelles filantes sous voiles**

Elles sont dimensionnées à l'**ELS** sous l'effort normal N_s , données par la condition la plus défavorable.

Avec : $N_s = G + Q$

La largeur B de la semelle est déterminée par la formule suivante :

$$\frac{N_s}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow \frac{G + Q}{B L} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow B \geq \frac{G + Q}{L \bar{\sigma}_{sol}}$$

Avec :

B : Largeur de la semelle

L : Longueur de la semelle sous voile

G : Charge permanent à la base du voile considéré

Q : Surcharge d'exploitation a la base du voile considéré

$\bar{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol.

Les résultats de calcul sont résumés sur le tableau ci – dessous :

Voile	Ns(KN)	L(m)	B(m)	S= B x L (m ²)
VL₁	1031,58	2,2	1,87	4,11
VL₂	1031,58	2,2	1,87	4,11
VL₃	867,79	2,00	1,73	3,46
VL₄	662,59	1,5	1,77	5,31
VL₅	1066,38	2,1	2,03	4,23
				Σ = 21,25

Tableau VI. 1 : Surface des semelles filantes sous les voiles (sens longitudinal).

Voile	Ns(KN)	L(m)	B(m)	S= B x L (m ²)
VL ₁	1263,24	1,9	2,66	10,10
VL ₂	1263,24	1,9	2,66	10,10
VL ₃	1212,07	2	2,42	4,44
VL ₄	1187,74	2,30	2,06	4,74
VL ₅	1187,74	2,30	2,06	4,74
				Σ = 19,28

Tableau VI. 2 : Surface des semelles filantes sous les voiles (sens transversal).

La surface des semelles filantes sous les voiles est : $S_v = 21,25 + 19,28 = 40,53 \text{ m}^2$.

b) Semelles filantes sous poteaux :

• **Hypothèse de calcul :**

Une semelle est infiniment rigide engendre une répartition linéaire de contrainte sur le sol.

Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leur centre de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

• **Etape de calcul :**

- Détermination de la résultante des charges $R = \sum N_i$
- Détermination de la Coordonnée de la résultante des forces : $e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R}$
- Détermination de la Distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle

$$\begin{cases} e < \frac{L}{6} \rightarrow \text{Répartition trapézoïdale.} \\ e > \frac{L}{6} \rightarrow \text{Répartition triangulaire.} \end{cases}$$

❖ **Application (sur une partie de la structure pour raison de symétrie)**

Poteaux	N=G+Q	M _i (KN.m)	e _i (m)	N × e _i (KN.m)
1	567,10	-2,316	12,5	7063,75
2	1310,90	-1,397	9,35	12256,92
3	1481,18	0,428	5,35	7924,31
4	1150,79	0,504	1,75	2013,88
5	1150,63	-0,472	-1,35	-1553,35
6	1482,75	-0,394	-4,95	-7339,61
7	1309,86	1,422	-8,95	-11723,247
8	570,95	1,338	-12,5	-7136,875
somme	R=8022,16	0,114		1505,78

Tableau VI. 3 : coordonnées de la résultante des forces par rapport au C.D.G de la semelle

$$e = \frac{\sum N_i \times e_i + \sum M_i}{\sum N_i} = 0,19 \text{ m}$$

Donc l'excentricité e vaut: 0,19 m.

❖ **Détermination de la Distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle :**

On a : $e = 0,19 \text{ m} < \frac{L}{6} = \frac{25}{6} = 4,16 \text{ m} \Rightarrow$ Répartition trapézoïdale

$$\text{➤ } q_{\min} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6e}{L} \right) = \frac{8022,16}{25} \times \left(1 - \frac{6 \times (0,19)}{25} \right) = 306,25 \text{ KN/ml .}$$

$$\text{➤ } q_{\max} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6e}{L} \right) = \frac{8022,16}{25} \times \left(1 + \frac{6 \times (0,19)}{25} \right) = 335,19 \text{ KN/ml .}$$

$$\text{➤ } q_{(L/4)} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6e}{L} \right) = \frac{8022,16}{25} \times \left(1 + \frac{3 \times (0,19)}{25} \right) = 328,2 \text{ KN/ml .}$$

- Détermination de la largeur de la semelle

$$B \geq \frac{q(L/4)}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{328,2}{250} = 1,31 \text{ m}$$

Donc on opte pour $B = 1,50 \text{ m}$.

On aura : $S = 1,50 \times 25 = 37,5 \text{ m}^2$

Nous aurons la surface totale des semelles sous poteaux : $S_p = S \times n$

n : Nombre de portique dans le sens considéré.

$$S_p = 30 \times 6 = 225 \text{ m}^2$$

La surface totale occupée par les semelles filantes est :

$$S_t = S_p + S_v = 225 + 40,53 = 265,53 \text{ m}^2$$

La surface totale de la structure : $S_{\text{bat}} = 25 \times 17,55 = 438,75 \text{ m}^2$

Le rapport de la surface des semelles sur la surface de la structure est :

$$\frac{S_t}{S_{\text{bat}}} = \frac{265,53}{438,752} \times 100 = 60,5\%$$

- $S_t > 50\% S_{\text{bat}}$

❖ **Conclusion :**

Les semelles présentent de grandes largeurs provoquant un chevauchement entre elles, occupant ainsi une surface supérieure à 50% de la surface totale du bâtiment, pour cela nous opterons pour un radier général.

VI-2.3 Etude du radier

Un radier est défini comme étant une fondation travaillant comme un plancher renversé, dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol diminué de son poids propre.

Le radier est :

- Rigide en son plan horizontal
- Permet une meilleure répartition de la charge sur le sol de fondation (répartition linéaire).
- Facilité de coffrage.
- Rapidité d'exécution.

VI-2.3.1 pré dimensionnement du radier :**a) Epaisseur du tablier**

- **Selon la condition d'épaisseur minimale**

La hauteur du radier doit avoir minimum 25 cm ($h_{min}=25 \text{ cm}$)

La dalle du radier doit satisfaire la condition suivante :

$$h_d \geq \frac{L_{max}}{20}, \text{ avec } L_{max} = 4,00 \text{ m}$$

L_{max} : Portée maximale.

$$h_d \geq \frac{400}{20} = 20 \text{ cm} \quad \text{Soit : } h_d = 45 \text{ cm}$$

b) Hauteur des nervures

- **Selon la condition forfaitaire**

$$\frac{L_{max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{max}}{5}$$

$$L_{max} = 4,00 \text{ m} \rightarrow \frac{400}{8} = 50 \leq h \leq \frac{400}{5} = 80$$

- Selon la condition de vérification de la longueur élastique

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 EI}{K b}} \geq \frac{2}{\pi} L_{\max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e \Rightarrow \text{Ce qui conduit à } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} L_{\max}\right)^4 \frac{3 K}{E}}$$

Avec :

L_e : Longueur élastique.

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface $K = 40$ MPa pour un sol moyen.

I : L'inertie de la section du radier (bonde de 1 m)

E : Module de déformation longitudinale déferée $E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,86$ MPa

L_{\max} : Distance maximale entre nus des nervures.

D'où :

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times 4\right)^4 \frac{3 \times 40}{10818,86}} = 0,78\text{m}$$

On prend :

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{400}{10} = 40 \text{ cm} \rightarrow \text{soit } h_n = 100 \text{ cm}$$

$$0,4 h_n \leq b_n \leq 0,7 h_n \rightarrow 40 \leq b_n \leq 70$$

$$\rightarrow b_n = 55 \text{ cm}$$

D'après les calculs précédents on adopte le dimensionnement suivant

$h_n = 100 \text{ cm} \rightarrow$ hauteur de la nervure

$h_d = 45 \text{ cm} \rightarrow$ hauteur de la dalle

$b_n = 55 \text{ cm} \rightarrow$ largeur de la nervure

c) Le débord

1-Détermination des efforts :

- Charge revenant a la superstructure :

Charge permanente de la structure : $G = 49909,45 \text{ KN}$

Charge d'exploitation de la structure: $Q = 9888,79 \text{ KN}$

- **Combinaison d'actions :**

À l'ELU:

$$N_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 45053,07 + 1,5 \times 7375,3 = 82210,94 \text{ KN}$$

À l'ELS :

$$N_s = G + Q = 45053,07 + 7375,3 = 59798,24 \text{ KN}$$

- **Détermination de la surface du radier :**

À l'ELU:

$$S_{\text{radier}} \geq \frac{N_u}{1,33 \sigma_{\text{sol}}} = \frac{82210,94}{1,33 \times 250} = 247,25 \text{ m}^2$$

À l'ELS:

$$S_{\text{radier}} \geq \frac{N_s}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{82210,94}{250} = 328,84 \text{ m}^2$$

D'où :

$$S_{\text{rad}} = \max (s_{\text{nec}}^{\text{ELU}}, s_{\text{nec}}^{\text{ELS}}) = 328,84 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{bat}} = 438,75 \text{ m}^2 > S_{\text{rad}} = 328,84 \text{ m}^2$$

❖ **Remarque :**

On remarque que la surface totale du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, dans ce cas on opte juste pour un débord minimal que nous imposent les règles du BAEL, et il sera calculé comme suit :

$$L_{\text{deb}} \geq \max \left(\frac{h}{2} ; 30 \text{ cm} \right) = \max \left(\frac{100}{2} ; 30 \text{ cm} \right) = 50 \text{ cm}$$

Soit un débord de : $L_{\text{deb}} = 50 \text{ cm}$

$$S_{\text{deb}} = P \cdot L_{\text{deb}} = (17,55 \times 0,5 \times 2) + (25 \times 0,5 \times 2) = 42,55 \text{ m}^2$$

Donc on aura une surface totale du radier : $S_{\text{rad}} = S_{\text{bat}} + S_{\text{deb}} = 438,75 + 42,55 = 481,3 \text{ m}^2$

$$\rightarrow S_{\text{rad}} = 481,3 \text{ m}^2$$

VI-2.3.2 Calcul des sollicitations à la base du radier :**a) Charges permanentes :**

-Poids du bâtiment : $G = 49909,45 \text{ KN}$

-Poids de radier :

$G = \text{Poids de la dalle} + \text{poids de la nervure} + \text{poids de (T.V.O)} + \text{poids de la dalle flottante}$

Poids de la dalle :

$$P_{\text{dalle}} = S_{\text{radier}} h_d \rho_b$$

$$P_{\text{dalle}} = 481,3 \times 0,45 \times 25 = 5414,625 \text{ KN}$$

-Poids des nervures :

$$P_{\text{nerv}} = b_n (h_n - h_d) \rho_b \sum (L_x \cdot n + L_y \cdot m)$$

$$P_{\text{nerv}} = 0,55 \times (1 - 0,45) \times 25 \times (17,55 \times 8 + 25 \times 6) = 2196,15 \text{ KN}$$

-Poids de TVO:

$$P_{\text{TVO}} = (S_{\text{rad}} - S_{\text{ner}}) \cdot (h_n - h_d) \cdot \rho_{\text{TVO}}$$

$$S_{\text{ner}} = b_n \sum (L_x \cdot n + L_y \cdot m) = 0,55 \times (25 \times 6 + 17,55 \times 8) = 159,72 \text{ m}^2$$

$$P_{\text{TVO}} = (481,3 - 159,72) \times (1 - 0,45) \times 17 = 3006,77 \text{ KN}$$

-Poids de la dalle flottante :

$$P_{\text{dalle flottante}} = S_{\text{rad}} \cdot e_{\text{pdalle flottante}} \cdot \rho_b$$

$$P_{\text{dalle flottante}} = 481,3 \times 0,1 \times 25 = 1203,25 \text{ KN}$$

$$G_{\text{rad}} = 2196,15 + 3006,77 + 1203,25 + 5414,625 = 11820,79 \text{ KN}$$

b) Surcharges d'exploitations

Surcharge de bâtiment : $Q = 9888,79 \text{ KN}$

Surcharge du radier : $Q = 2,5 \times 481,3 = 1203,25 \text{ KN}$

c) Poids total de la structure

$$G_T = G_{\text{bat}} + G_{\text{rad}} = 49909,45 + 11820,79 = 61730,24 \text{ KN}$$

$$Q_T = Q_{\text{bat}} + Q_{\text{rad}} = 9888,79 + 1203,25 = 11092,04 \text{ KN}$$

d) Combinaison d'actions

À l'ELU:

$$N_U = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35 \times 61730,24 + 1,5 \times 11092,04 = 99973,88 \text{ KN}$$

À l'ELS:

$$N_s = G + Q = 11092,04 + 61730,24 = 72822,28 \text{ KN}$$

D'où: $N_u = 99973,88 \text{ KN}$

$$N_s = 72822,28 \text{ KN}$$

VI-2.4 Vérifications :

a) Vérification à la contrainte de cisaillement

Nous devons vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa}$$

Avec : $b = 100 \text{ cm}$; $d = 0,9h_d = 0,9 \times 45 = 40,5 \text{ cm}$

$$T_u^{\max} = \frac{q_u L_{\max}}{2} = \frac{N_u b}{S_{\text{rad}}} \cdot \frac{L_{\max}}{2} = \frac{99973,88 \times 1}{481,3} \times \frac{4}{2} = 415,43 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{415,43 \times 10^3}{1000 \times 405} = 1,02$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

b) Vérification de la stabilité du radier :

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- Efforts normaux (N) dus aux charges verticales.
- Moment de renversement (M) du au séisme dans le sens considéré.

$$M_j = M_{j(K=0)} + T_{j(K=0)} \cdot h$$

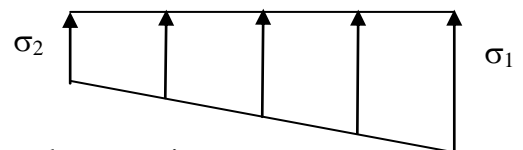
Avec :

$M_{j(K=0)}$: Moment sismique à la base de la structure ;

$T_{j(K=0)}$: Effort tranchant à la base de la structure ;

h : Profondeur de l'infrastructure.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne



$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

FigVI.2 : Diagramme des contraintes.

On doit vérifier que :

À l'ELU:

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1,33 \sigma_{sol}$$

À l'ELS:

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$$

$$\text{Avec : } \sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \cdot V$$

$$\sigma_{sol} = 210 \text{ KN/m}^2$$

➤ **Calcul du centre de gravité du radier**

Les coordonnées du centre de gravité du radier seront calculées comme suite :

$$X_G = 12,5 \quad Y_G = 8,7$$

Avec :

- **Moment d'inertie du radier**

$$I_{xx} = \frac{bh^3}{12} = \frac{25 \times 17,55^3}{12} = 11261,312 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = \frac{hb^3}{12} = \frac{17,55 \times 25^3}{12} = 22851,56 \text{ m}^4$$

- **Sens longitudinal**

$$M_x = 85763,117 + 3073,9 \times 1 = 88837,01 \text{ KN.m}$$

A l'ELU :

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot X_G = \frac{99973,88}{481,3} + \frac{88837,01}{11261,3} \times 12,5 = 306,32 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot X_G = \frac{99973,88}{481,3} - \frac{88837,01}{11261,3} \times 12,5 = 109,10 \text{ KN/m}^2$$

D'où

$$\sigma_m = \frac{3 \times 306,32 + 109,10}{4} = 257,02 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 257,02 \text{ KN/m}^2 < 1,33 \sigma_{sol} = 1,33 \times 250 = 332,5 \text{ KN / m}^2 \text{ Condition vérifiée.}$$

Al'ELS:

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot X_G = \frac{72822,28}{481,3} + \frac{88837,01}{11261,3} \times 12,5 = 249,9 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot X_G = \frac{72822,28}{481,3} - \frac{88837,01}{11261,3} \times 12,5 = \text{KN/m}^2$$

D'où

$$\sigma_m = \frac{3 \times 240,84 + 109,06}{4} = 155,37 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 155,37 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{sol} = 250 \text{ KN / m}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- **Sens transversal :**

$$M_y = 150,02 + 3283,31 \times 1 = 4833,33 \text{ KN.m}$$

A l'ELU

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot Y_G = \frac{99973,88}{481,3} + \frac{4833,33}{22851,56} \times 8,7 = 209,55 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot Y_G = \frac{99973,88}{481,3} - \frac{4833,33}{22851,56} \times 8,7 = 205,87 \text{ KN/m}^2$$

D'où

$$\sigma_m = \frac{3 \times 209,55 + 205,87}{4} = 208,63 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 208,63 \text{ KN/m}^2 < 1,33 \sigma_{sol} = 332,5 \text{ KN / m}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Al'ELS

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot Y_G = \frac{72822,28}{481,3} + \frac{4833,33}{22851,56} \times 8,7 = 153,14 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot Y_G = \frac{72822,28}{481,3} - \frac{4833,33}{22851,56} \times 8,7 = 149,46 \text{ KN/m}^2$$

D'où

$$\sigma_m = \frac{3 \times 153,14 + 149,46}{4} = 152,22 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 152,22 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{sol} = 250 \text{ KN / m}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

VI-2.5 Ferrailage du radier :

VI-2.5.1 Ferrailage de la dalle

La dalle du radier sera étudiée comme une plaque rectangulaire soumise à un chargement uniforme et encastrée sur quatre cotés,

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} < 0,4 \rightarrow \text{La dalle travaille dans un seul sens.}$$

$$0,4 \leq \rho = \frac{l_x}{l_y} \leq 1 \rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

❖ Remarque :

Les panneaux étant soumis à des chargements voisins ; et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, on adopte la même section d'armatures en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

Le panneau le plus sollicité a les dimensions suivantes : $l_x = 3,20 \text{ m}$ et $l_y = 4$

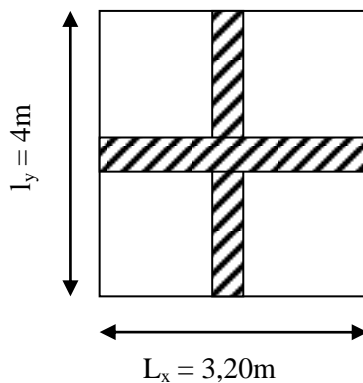


Fig VI.4 : Entre axes du panneau le plus sollicité.

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3,20}{4,25} = 0,76$$

$$0,4 \leq \rho = 0,76 \leq 1 \rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens}$$

Pour le calcul du ferrailage, on soustraira de la contrainte maximale σ_m^{max} , la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

La contrainte moyenne max à l'ELU

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_{sup} + \sigma_{inf}}{4} = 257,02$$

La contrainte moyenne max à l'ELS

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_{sup} + \sigma_{inf}}{4} = 249,9$$

D'où :

E.L.U :

$$q_{um} = \sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = \left(257,02 - \frac{11820,79}{481,3} \right) \times 1m = 232,45 \text{ KN/ml}$$

E.L.S :

$$q_{sm} = \sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = \left(249,9 - \frac{11820,79}{481,3} \right) \times 1m = 225,34 \text{ KN/ml}$$

- **Calcul a l'ELU**

Les tables de Pigeaud donnent la valeur des coefficients μ_x et μ_y :

$$\rho = 0,94 \begin{cases} \mu_x = 0,0419 \\ \mu_y = 0,864 \end{cases}$$

Moments isostatique

Suivant (x-x) :

$$M_{0x} = \mu_x q_u l_x^2 = 0,0419 \times 232,45 \times 4^2 = 155,83 \text{ KN.m}$$

Suivant (y-y) :

$$M_{0y} = \mu_y M_{0x} = 0,864 \times 155,83 = 134,64 \text{ KN.m}$$

❖ Remarque :

Afin de tenir compte du semi encastrement de cette dalle au niveau des nervures, les moments calculés seront minorés en leur affectant un coefficient :

0,85 : pour les moments en travées de rives.

0,50 : pour les moments sur appuis intermédiaires.

0,30 : pour les moments sur appuis de rives.

- **Moments en travées :**

$$M_{tx} = 0,75M_{0x} = 0,75 \times 146,35 = 116,87 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,75M_{0y} = 0,75 \times 134,64 = 100,98 \text{ KN.m}$$

- **Moments aux appuis intermédiaires:**

$$M_{ax} = -0,5 M_{0x} = -0,5 \times 146,35 = -77,91 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = -0,5 M_{0y} = -0,5 \times 134,64 = -67,32 \text{ KN.m}$$

➤ **Ferraillage :**

Le ferraillage se fera en flexion simple pour une bande de 1 ml

Avec : $b = 100 \text{ cm}$; $d = 40,5 \text{ cm}$; $f_{bu}=14,2 \text{ MPa}$; $\sigma_s=34,8 \text{ MPa}$

$$\mu = \frac{M}{b \times d^2 \times f_{bu}} ; \quad A = \frac{M}{\beta \times d \times \sigma_s}$$

Sens	zone	M_u (KN.m)	μ_u	β	Section	A (cm ²)	$A_{adoptée}$ (cm ²)	st (cm)
xx	Appuis	-77,91	0,033	0,983	SSA	5,62	8HA12 = 9,05	15
	Travée	116,87	0,050	0,974	SSA	8,51	8HA12 = 9,05	15
yy	Appuis	-67,32	0,029	0,985	SSA	4,84	8HA10 = 6,28	15
	travée	100,98	0,043	0,978	SSA	7,32	8HA12= 9,05	15

Tableau VI. 4 : Ferraillage du radier.

A) Vérification à L'ELU

a) condition de non fragilité (Art B.7.4 BAEL.91/ modifié 99) :

$$A_s \geq A_{min} = 0,23. b. d. f_{t28}/f_e$$

$$A_{min} = 4,89 \text{ cm}^2$$

Sens	zone	A (cm ²)	A_{min} (cm ²)	Observation
xx	Appuis	9,05	4,89	Condition vérifiée
	Travée	9,05		Condition vérifiée
yy	Appuis	6,28		Condition vérifiée
	travée	9,05		Condition vérifiée

Tableau VI.5 :

Vérification de la condition de non fragilité.

b) Vérification des espacements (Art A8.2, 42 BAEL91/modifié 99)

L'écartement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs ci-dessous, dans lesquels h désigne l'épaisseur totale de la dalle.

Dans le sens xx

$$S_t \leq \min \{3h; 33\text{cm}\} = \min \{3 \times 45; 33\text{cm}\} = 33\text{cm}$$

$$S_t = 14 \text{ cm} < 33\text{cm}$$

Condition vérifiée.

Dans le sens yy

$$S_t \leq \min \{4h; 45\text{cm}\} = \min \{4 \times 45; 45\text{cm}\} = 45\text{cm}$$

$$S_t = 12\text{cm} < 45\text{cm}$$

Condition vérifiée.

c) Vérification de la contrainte decisaillage

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b d} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec :

$$p = q_{\text{um}} l_x l_y = 232,45 \times 4 \times 4,25 = 3951,65 \text{ KN/m}^2$$

Sens x-x :

$$V_u = \frac{P}{3 l_y} = \frac{3951,65}{3 \times 4,25} = 309,93 \text{ KN}$$

Sens y-y :

$$V_u = \frac{P}{2 l_y + l_x} = \frac{3951,65}{2 \times 4 + 4,25} = 316,13 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{316,13}{1 \times 0,405} \times 10^{-3} = 0,78 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min \left\{ 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,78 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée.

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

B) vérification a Els :

$$\rho = 0,94 \rightarrow u = 0,2$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0491 \\ \mu_y = 0,906 \end{cases}$$

Moments isostatique

Suivant (x-x) :

$$M_{sx} = \mu_x q_s l_x^2 = 0,0491 \times 225,34 \times 4^2 = 177,03 \text{ KN.m}$$

Suivant (y-y) :

$$M_{sy} = \mu_y M_{sx} = 0,906 \times 177,03 = 160,39 \text{ KN.m}$$

Moments aux appuis

$$M_{sax} = -0,5M_{0x} = -0,5 \times 177,03 = -88,515$$

$$M_{say} = -0,5M_{0y} = -0,5 \times 160,39 = 80,195 \text{ KN.m}$$

Moments en travées

$$M_{stx} = 0,75M_{0x} = 0,75 \times 177,03 = 132,77$$

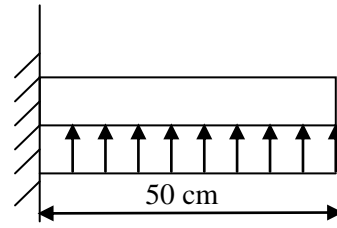
$$M_{sty} = 0,75M_{0y} = 0,75 \times 160,39 = 120,29 \text{ KN.m}$$

Sens	zone	As (cm ²)	Ms	ρ	β	K1	σ_{st}	$\overline{\sigma_{st}}$	σ_{bc}	$\overline{\sigma_{bc}}$	obs
x-x	appuis	6,79	88,515	0,16	0,934	60,76	344,62	348	5,67	15	cv
	travée	9,24	132,77	0,220	0,924	50,79	383,97	348	7,56	15	cv
y-y	appuis	6,79	80,195	0,16	0,934	60,76	312,2	348	5,13	15	cv
	travée	9,24	120,29	0,220	0,924	50,79	383,97	348	7,56	15	cv

- ❖ La condition est vérifiée donc il n'est pas nécessaire de vérifier les contraintes du béton à l'ELS.

VIII-2.5.2 Ferrailage du débord :

Le débord est assimilé à une console soumise à une charge uniformément répartie. Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur.

**FigVI.5:** Schéma statique du débord.**a) Sollicitation de calcul****A l'ELU**

$$M_u = \frac{q_u l^2}{2} = \frac{232,45 \times 0,50^2}{2} = 29,05 \text{ KN.m}$$

A l'ELS

$$M_s = \frac{q_s l^2}{2} = \frac{225,34 \times 0,50^2}{2} = 28,16 \text{ KN.m}$$

c) Calcul des armatures**- Armature principales**

$$b = 1 \text{ m}; d = 40,5 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{29,05 \times 10^2}{100 \times (40,5^2) \times 14,2} = 0,012$$

$$\mu = 0,012 \rightarrow \beta = 0,994$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{29,05 \times 10^2}{0,957 \times 40,5 \times 34,8} = 2,07 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_a = 3\text{HA}14 = 4,62 \text{ cm}^2 \quad \text{avec : } S_t = 20 \text{ cm}$$

- Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{4,62}{4} = 1,16 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_r = 3\text{HA}14 = 4,62 \text{ cm}^2 \quad \text{avec : } S_t = 20 \text{ cm}$$

• Vérification à l'ELU**Vérification de la condition de non fragilité**

$$A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 40,5 \times 2,1}{400} = 4,89 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 5,65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 4,89 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{avec : } \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Vérification à l'ELS :

$$\sigma_{bc} = Kx \text{ avec : } \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s}$$

$$\alpha_1 = 0,186$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 5,56}{100 \times 40,5} = 0,139 \Rightarrow \beta_1 = 0,938$$

$$K = \frac{0,186}{15(1-0,186)} = 0,015$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s} = \frac{28,16 \times 10^6}{0,938 \times 405 \times 5,65 \times 10} = 131,2 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} = 0,015 \times 131,2 = 1,97 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Vérification de la contrainte dans les aciers :

$$\sigma_{st} = 131,2 \leq \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

❖ **Remarque :**

Les armatures de la dalle sont largement supérieures aux armatures nécessaires au débord. Afin d'homogénéiser le ferrailage, les armatures de la dalle seront prolonger et constituerons ainsi le ferrailage du débord.

VI-2.5.3 Etude de la nervure :

Afin d'éviter tout risque de soulèvement du radier (vers le haut), celui-ci est sera muni de nervures (raidisseurs) dans les deux sens.

Les nervures seront calculées comme des poutres continues sur plusieurs appuis, soumises aux charges des dalles.

-Les réactions du sol sont transmises aux nervures sous forme de charges triangulaires et trapézoïdales.

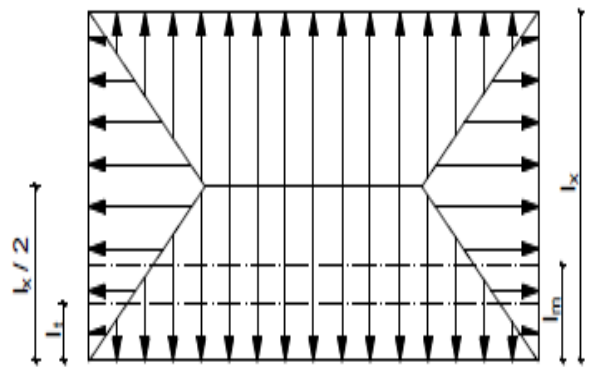
-Pour le calcul des efforts internes maximaux, on ramènera ces types de chargement à des répartitions simplifiées constituant des charges uniformément réparties.

-Cela consiste à trouver la largeur de dalle correspondant à un diagramme rectangulaire qui donnerait le même moment (largeur l_m), et le même effort tranchant (largeur l_t) que le diagramme trapézoïdal, dans ce cas le calcul devient classique.

Cas de chargement trapézoïdal

Moment fléchissant : $l_m = l_x \left(0,5 - \frac{l^2}{6} \right)$

Effort tranchant : $l_t = l_x \left(0,5 - \frac{l^2}{4} \right)$



FigVI.6: Répartition trapézoïdale.

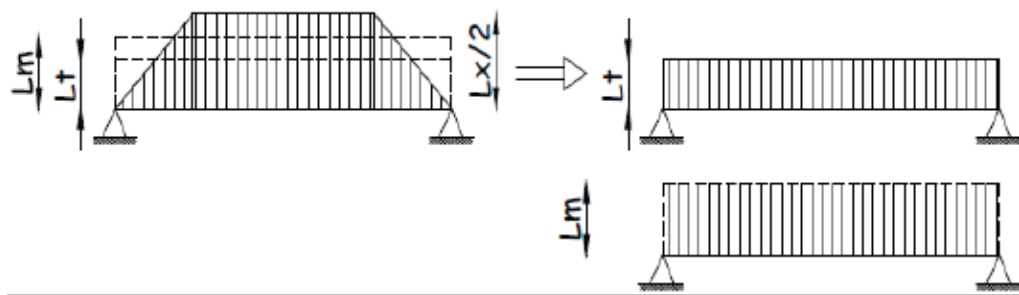


Fig VIII.6: Présentation des chargements simplifiés.

Cas de chargement triangulaire

Moment fléchissant : $l_m = 0,333x l_x$

Effort tranchant : $l_t = 0,25x l_x$

a) Déterminations des charges

$q_u = 232,45$; $q_s = 225,34$

Pour les moments fléchissant :

$Q_U = q_u l_m$; $Q_S = q_s l_m$

Pour les efforts tranchant : $Q_U = q_u l_t$; $Q_S = q_s l_t$

Remarque :

Pour calculer ces poutres, on va choisir la file la plus sollicitée dans les deux sens.

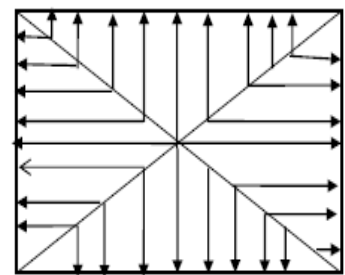


Fig VI.7 : Répartition triangulaire.

Sens longitudinale : Nervure (file 1)

travée	Moment fléchissant										Effort tranchant						
	panneau	Lx	Ly	P	Charge	lm	lt	qu	qs	Qu	ΣQu	Qs	ΣQs	Qu	ΣQu	Qs	ΣQs
A - B	2	3,2	4,25	0,75	triangulaire	1,065	0,8	232,45	225,34	245,56	461,73	239,98	449,54	185,96	348,68	180,27	338,01
	1	2,8	3,20	0,87	triangulaire	0,93	0,7	232,45	225,34	216,17		209,56		162,72		157,74	
B - C	2	4	4,25	0,94	triangulaire	1,33	1	232,45	225,34	309,16	525,33	299,70	509,26	232,45	395,17	225,34	383,08
	1	2,80	4	0,7	triangulaire	0,93	0,7	232,45	225,34	216,17		209,56		162,72		157,74	
C - D	2	3,6	4,25	0,85	triangulaire	1,2	0,9	232,45	225,34	278,94	495,11	270,41	479,97	209,21	371,93	202,81	360,57
	1	2,80	3,6	0,77	triangulaire	0,93	0,7	232,45	225,34	216,17		209,56		162,72		157,74	
D - E	2	3,10	4,25	0,72	triangulaire	1,03	0,77	232,45	225,34	239,42	455,59	232,10	441,66	178,99	341,71	173,51	331,25
	1	2,80	3,10	0,9	triangulaire	0,93	0,7	232,45	225,34	216,17		209,56		162,72		157,74	
E - F	2	3,60	4,25	0,85	triangulaire	1,2	0,9	232,45	225,34	278,94	495,11	270,41	479,97	209,21	371,93	202,81	360,57
	1	2,80	3,6	0,77	triangulaire	0,93	0,7	232,45	225,34	216,17		209,56		162,72		157,74	
F - G	2	4,00	4,25	0,94	triangulaire	1,33	1	232,45	225,34	309,16	525,33	299,70	509,26	232,45	395,17	225,34	383,08
	1	2,80	4	0,7	Triangulaire	0,93	0,7	232,45	225,34	216,17		209,56		162,72		157,74	
G-H	2	3,20	4,25	0,75	triangulaire	1,06	0,8	232,45	225,34	246,4	485,82	238,86	471,96	185,96	348,68	180,27	338,01
	1	2,80	3,10	1,14	triangulaire	1,03	0,7	232,45	225,34	239,42		232,10		162,72			

Tableau VI.6 :charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens longitudinal).

Sens transversal: Nervure (file1)

										Moment fléchissant				Effort tranchant			
travée	panneau	L _x	L _y	P	charge	l _m	l _t	q _u	q _s	Q _u	ΣQ _u	Q _s	ΣQ _s	Q _u	ΣQ _u	Q _s	ΣQ _s
1-2	2	4	4,25	0,94	triangulaire	1,33	1	232,45	225,34	309,16	585,78	299,70	567,85	232,45	441,65	225,34	428,15
	1	3,60	4	0,9	triangulaire	1,19	0,90	232,45	225,34	276,62		268,15		209,2		202,81	
2-3	2	2,80	4,00	0,7	triangulaire	0,93	0,70	232,45	225,34	216,18	432,36	209,56	419,12	162,71	325,42	157,74	315,48
	1	2,80	3,60	0,8	triangulaire	0,93	0,70	232,45	225,34	216,18		209,56		162,71		157,74	
3-4	2	4	4,00	1	triangulaire	1,33	1	232,45	225,34	309,16	525,34	299,70	567,85	232,45	441,65	225,34	428,15
	1	3,60	4	0,9	triangulaire	1,19	0,9	232,45	225,34	276,62		268,15		209,2		202,81	
4-5	2	2,80	4	0,7	triangulaire	1,33	0,70	232,45	225,34	309,16	618,32	299,70	599,4	162,71	325,42	157,74	315,48
	1	2,80	3,60	0,77	triangulaire	1,33	0,70	232,45	225,34	309,16		299,70		162,71		157,74	
6-7	2	3,25	4	0,81	triangulaire	1,07	0,81	232,45	225,34	248,72	497,44	241,1 241,1	482,2	188,28	376,56	182,52	365,04
	1	3,25	3,60	0,9	triangulaire	1,07	0,81			248,72				188,28		182,52	

Tableau VI.7 :charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens transversal)

Détermination des sollicitations

Pour le calcul des efforts, on utilisera le logiciel ETABS.

Sens longitudinal (x-x)

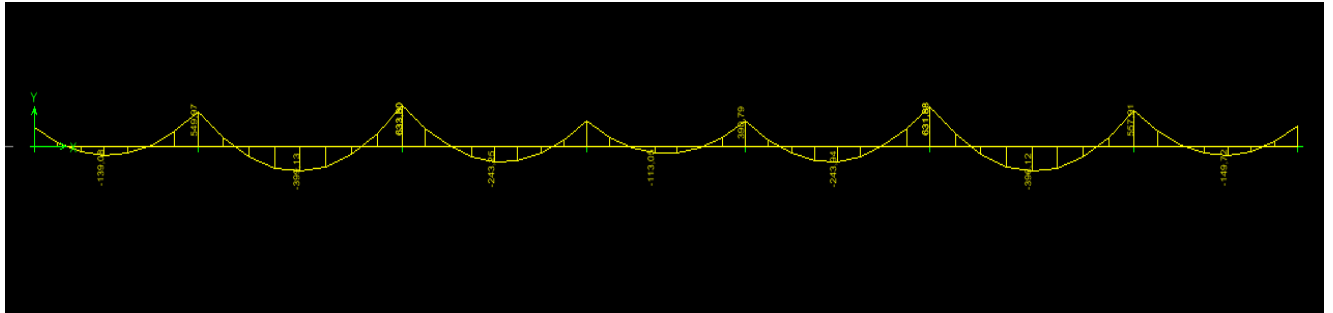


Fig VI.8 : Diagramme des moments fléchissant(ELU).

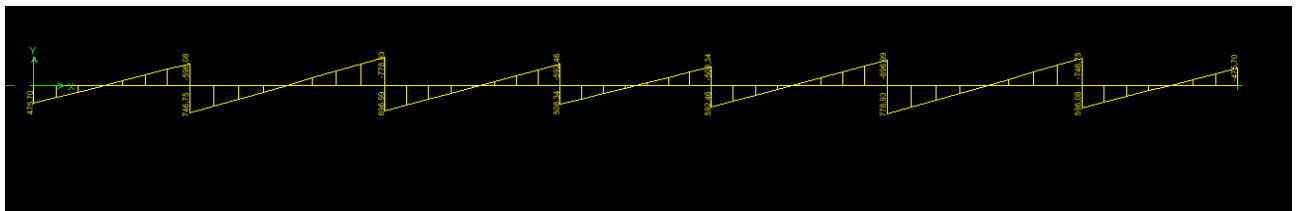
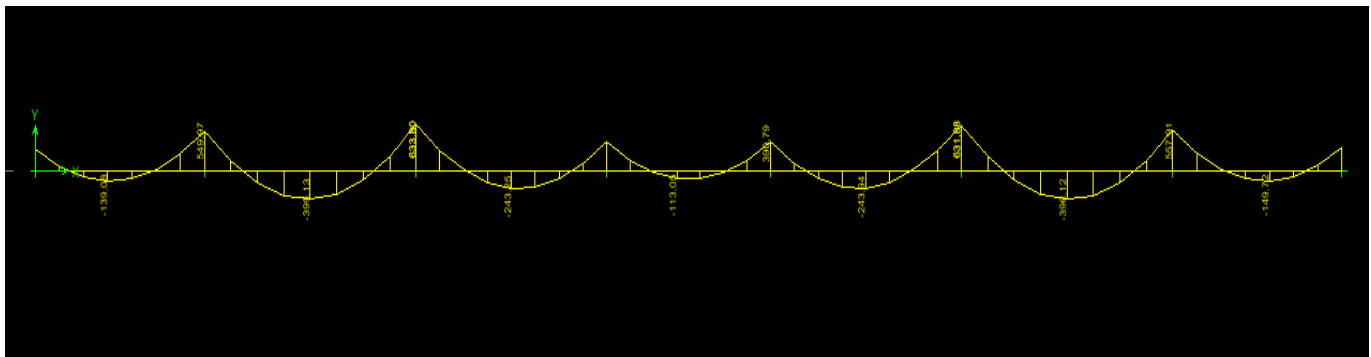


Fig VI.9 : Diagramme des efforts tranchants (ELU).



FigVI.10 : Diagramme des moments fléchissant(ELS).

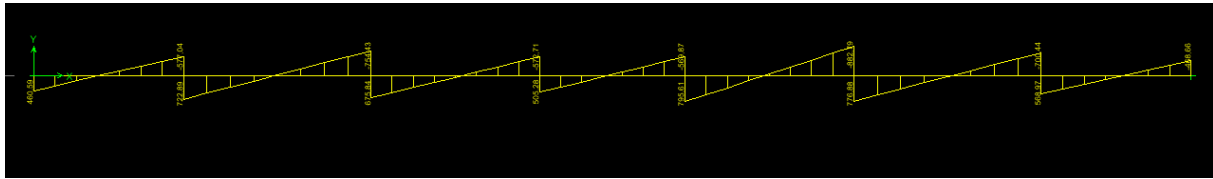
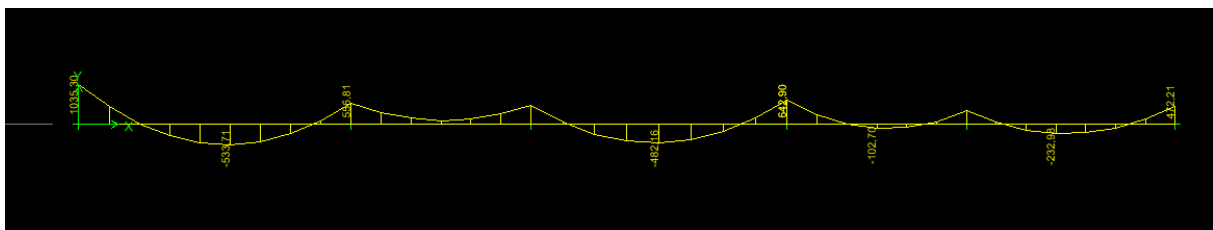
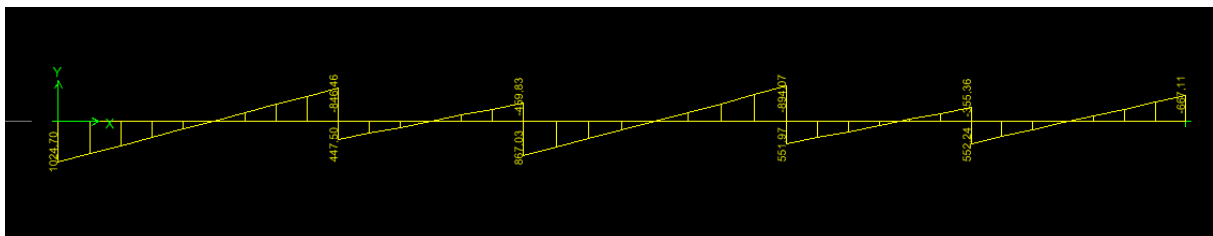


Fig VI.11 : Diagramme des efforts tranchants (ELS).

Sens transversal (y-y)



FigVI.12 : Diagramme des moments fléchissant(ELU).



FigVI.13 : Diagramme des efforts tranchants (ELU).

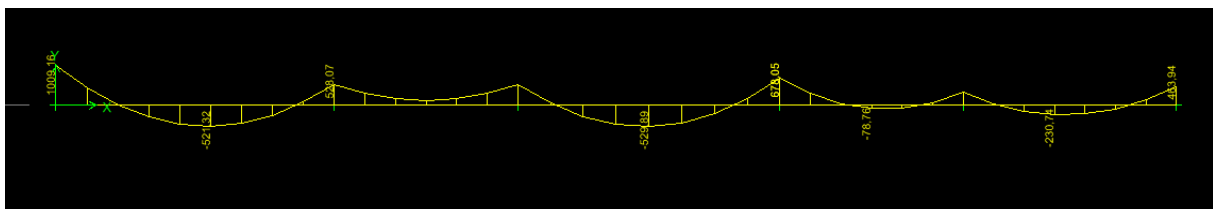


Fig VI.14 : Diagramme des moments fléchissant(ELS).

KN/ml

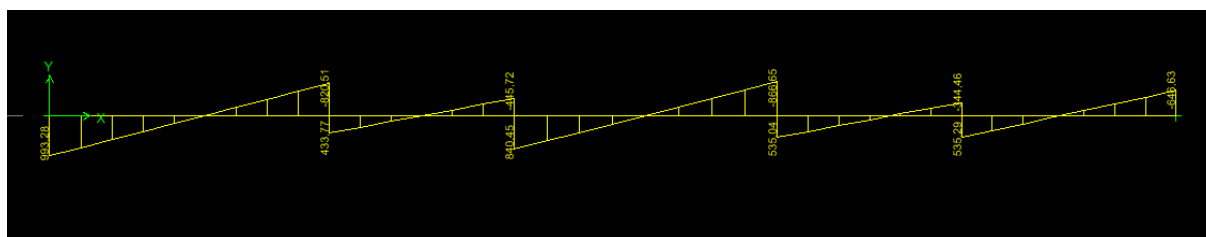


Fig VI.15 : Diagramme des efforts tranchants (ELS).

	Sens longitudinal		Sens transversal	
	ELU	ELS	ELU	ELS
M_{amax} (KN.m)	654,53	633,80	997,20	970
M_{tmax} (KN.m)	412,35	399,13	525,01	523,72
T_{max} (KN)	778,93	795,61	990,72	993,28

Tableau VI.8 : Les efforts internes dans les nervures.

Calcul des Armatures

Armatures longitudinales $b=55$ cm $d=95$ cm $f_{bc}=14,2$ MPa $\sigma_s=34,8$ MPa

Le ferrailage adopté pour la nervure dans les deux sens est donné dans le tableau ci-dessous :

Sens	zone	M_u (KN.m)	μ_u	β	Section	A (cm ²)	$A_{adoptée}$ (cm ²)
xx	Appuis	654,53	0,093	0,951	SSA	20,81	5HA20+ 4HA14 = 21,85
	Travée	-412,35	0,058	0,970	SSA	12,85	5HA20 = 15,70
yy	Appuis	997,20	0,141	0,923	SSA	32,67	5HA20 + 5HA16+5HA14 = 33,56
	travée	-525,1	0,074	0,962	SSA	14,51	5HA20= 15,70

TableauVI.9: Le ferrailage adopté pour la nervure.

- **Armatures transversales (Art A.7.2.2/ BAEL 91modifiée 99)**

Diamètre des armatures transversales

$$\phi_t \geq \frac{\phi_{l \max}}{3} = \frac{20}{3} = 6,66 \text{ mm} \quad \text{Soit : } \phi = 8 \text{ mm}$$

- **Espacement des armatures**

- **En zone nodale**

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi_{l \max} \right\} = \min \left\{ \frac{100}{4}; 12 \times 2 \right\} = \min \{25; 24\} = 10 \text{ cm}$$

- **En zone courante**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{100}{2} = 50 \text{ cm} \quad \text{Soit : } S_t = 20 \text{ cm}$$

- **Armatures transversales minimales (Art 7.5.2.2 RPA 99/ version 2003)**

$$A_{\min} = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 10 \times 55 = 1,65 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_t = 3\text{HA}10 = 2,36 \text{ cm}^2$ (un cadre et un étrier)

Armatures de peau (Art 4.5.34/ BAEL 91modifiée 99) :

Les armatures de peau sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur ; leur section est d'au moins (3cm²/ml) par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction. En l'absence de ces armatures, on risquerait d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées. Dans notre cas, la hauteur de la poutre est de 100cm, la quantité d'armatures de peau nécessaire est donc :

$$A_p = 3 \text{ cm}^2 / \text{ml} \times 1 = 3 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **2HA14 = 3.08 cm²**

- **Vérification à l'ELU**

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

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 55 \times 95 \times \frac{2,1}{400} = 6,3 \text{ cm}^2$$

Aux appuis :

$$A_a = 34,56 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 6,3 \text{ cm}^2 \text{ Condition vérifiée}$$

En travées :

$$A_{st} = 18,85 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 6,3 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

- **Vérification de la contrainte de cisaillement : (Effort tranchant)**

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ Mpa} \right\} = 2,5 \text{ Mpa}$$

- **Sens longitudinale** : $T_u^{\max} = 778,93 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{778,93 \times 10^{-3}}{55 \times 95} = 1,49 \text{ Mpa} \leq \overline{\tau}_u = 2,5 \text{ Mpa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

- **Sens transversal** : $T_u^{\max} = 990,72 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{990,72 \times 10^{-3}}{55 \times 95} = 1,89 \text{ Mpa} \leq \overline{\tau}_u = 2,5 \text{ Mpa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

• **Dans le béton**

On doit vérifier que :

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

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta \cdot d \cdot A_{st}} \rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} \quad \sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

Sens	zone	As (cm ²)	Ms	ρ_1	β	K ₁	σ_{st}	$\overline{\sigma}_{st}$	σ_b	$\overline{\sigma}_b$	Obs
xx	Appuis	23,41	633,80	0,448	0,898	34,02	317,35	348	9,32	15	Cv
	Travée	16,08	- 399,13	0,308	0,912	41,82	243,42	348	5,82	15	Cv
yy	Appuis	34,56	970	0,662	0,880	26,67	335,73	348	12,58	15	Cv
	travée	18,85	- 523,72	0,360	0,907	38,76	322,4	348	8,31	15	Cv

Tableau VI.10 : Vérification des contraintes à l'ELS.

VII - Étude du mur plaque :

VII .1. Introduction

Un mur plaqué, est un panneau rigide vertical en béton armé. Destinés à reprendre les Poussées des terres qui provoquent leur glissement.

Dans notre cas, un mur plaque simple est prévu pour retenir la totalité des poussées Des terres.

Le mur plaqué n'est pas solidaire de la structure, donc il ne participe pas dans le contreventement.

VII .2. Pré-dimensionnement du mur plaque :

L'épaisseur minimale imposée par le **RPA 2003 (Art 10.1.2)**, est de : $e = 15 \text{ cm}$.

Pour notre cas nous avons opté pour une épaisseur de 20 cm .

VII.3 Contraintes de sollicitation :

En utilisant la méthode de RANKINE, on détermine les contraintes qui s'exercent sur la face du voile.

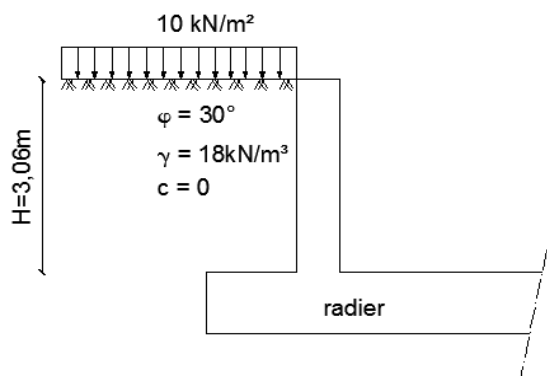


Fig. VII.3 Schéma statique du mur plaque

❖ Méthode de RANKINE :

En pose des hypothèses suivantes :

- Sol semi-infini, homogène, isotrope.
- Condition de déformation plane.
- Courbe intrinsèque de MOHR-COULOMB.
- Massif à surface libre plane.

RANKINE (1857) avait rajouté l'hypothèse que la présence d'un écran ne modifie pas la Répartition des contraintes dans le massif, en résumé dans ces hypothèses $\lambda = \delta = \beta = 0$

Avec :

$$K_a = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$K_a = 0,333$$

Dans notre cas on a un sol frottant ($\varphi \neq 0$; $c = 0$), notre voile plaque est conçu pour retenir la totalité des poussées des terres, dont les contraintes qui s'exercent sur la face du voile sont :

σ_H et σ_v

$$\sigma_H = K_a \cdot \sigma_v \quad K_a = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right)$$

a) - Caractéristique du sol :

Poids volumique du sol $\gamma = 1,8 \text{ t/m}^3$
 Charge d'exploitation éventuelle : $q = 1 \text{ t/m}^2$ (surcharge éventuelle)
 Angle de frottement interne $\phi = 30^\circ \rightarrow K_a = 0,333$

b) Calcul des sollicitations

ELU :

$$\sigma_H = K_a \cdot \sigma_v = 1,35 \gamma h + 1,5 q$$

$$= 0,81 h + 0,5$$

$$h = 0 \rightarrow \sigma_h = 0,5 \text{ t/m}^2$$

$$h = 3,06 \rightarrow \sigma_h = 2,98 \text{ t/m}^2$$

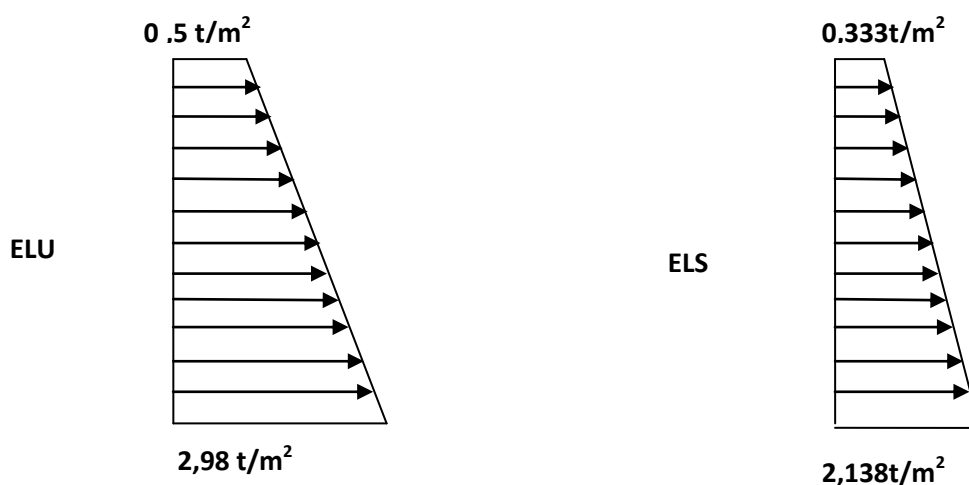
ELS:

$$\sigma_h = K_a \sigma_v = \gamma h + q$$

$$\sigma = 0,59 h + 0,333$$

$$h = 0 \rightarrow \sigma_h = 0,333 \text{ t/m}^2$$

$$h = 3,06 \rightarrow \sigma_h = 2,138 \text{ t/m}^2$$



FigVII.2 Diagrammes des contraintes

➤ **ELU:** $q_u = \frac{3\sigma_{h2} + \sigma_{h1}}{4} * 1 = \frac{3 * 2,98 + 0,5}{4} * 1 = 2,36 \text{ t/ml}$

➤ **ELS:** $q_s = \frac{3\sigma_{h2} + \sigma_{h1}}{4} * 1 = \frac{3 * 2,138 + 0,333}{4} * 1 = 1,686 \text{ t/ml}$

VII.4 Ferrailage du mur plaque :

a) - Méthode de calcul :

Le voile plaque de soutènement sera considéré comme un ensemble de dalle continue encastré

D'un coté et simplement appuyé des trois autres

- Encastrement : au niveau de l'infrastructure.
- Simplement appuyé : au niveau des poteaux et poutres.

Ce dernier est sollicité par un moment de flexion résultant de la pression latérale des terres

b)- Détermination des moments :

-La détermination des moments de flexion se fera à partir de la méthode de panneaux encastrés sur 4 appuis.

Le panneau considéré est un panneau intermédiaire, dont l'appui peu assurer un encastrement partiel et pour tenir compte de la continuité de la dalle, les moments seront affectés des coefficients suivants :

- Moment en travée : 0,75
- Moment d'encastrement les grands cotés :
0,5 → appui intermédiaire de l'appui de rive
0,4 → appui intermédiaire

c)- Identification des panneaux :

$L_x = 3,06$ m.

$L_y = 4,25$ m.

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3,06}{4,25} = 0,72 \quad 0,4 < \rho < 1$$

Donc le panneau de dalle travaille dans les deux sens.

d) Calcul à l'ELU : ($v = 0$)

$$q_u = 2,36 \text{ t/ml}$$

$$M_x = U_x q l_x^2$$

$$M_y = U_y M_x$$

$$\rho = 0,72 \rightarrow \mu_x = 0,0658; \mu_y = 0,464$$

$$M_x^u = 0,0658 * 2,36 * 3,06^2 = 1,454 \text{ t.m}$$

$$M_y^u = 0,464 * 1,454 = 0,674 \text{ t.m}$$

Vérification : $M_y^u / M_x^u \geq 0,25$ donc $0,674 / 1,454 = 0,463 > 0,25$ la condition est vérifiée.

• **Correction des moments :**

En travée : $M_{xt} = 0,75 M_x^u = 0,75 * 1,454 = 1,09 \text{ t.m}$

$M_{yt} = 0,75 M_y^u = 0,75 * 0,674 = 0,50 \text{ t.m}$

Aux appuis : $M_{xa} = -0,5 M_x^u = -0,5 * 1,454 = -0,727$

$M_{ya} = -0,5 M_y^u = -0,5 * 0,674 = -0,337$

• **Calcul des efforts tranchants :**

✓ **Au milieu de l_x :**

$T_u = q_u l_x l_y / 3l_y = 2,36 * 3,06 * 4,25 / (3 * 4,25) = 2,407 \text{ t}$

✓ **Au milieu de l_y :**

$T_u = q_u l_x l_y / (2l_y + l_x) = 2,36 * 3,06 * 4,25 / (2 * 4,25 + 3,06) = 2,655 \text{ t}$

Recommandation du RPA :

Le mur plaque doit avoir les caractéristiques suivantes :

- Les armatures sont constituées de deux nappes
- Le pourcentage minimal des armatures est de (0.10 B%) dans les deux sens
- (Horizontal et vertical)
- $A \geq 0.001bh = 0.001 \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2$
- Les deux nappes sont reliées par quatre (04) épingles / m² de HA8

$(b=1\text{m} = 100\text{cm} ; h : \text{épaisseur du voile} = 20\text{cm})$

e) Ferrailage :

- Le calcul se fera en flexion simple pour une bande de largeur ($b=1\text{m}$) et d'épaisseur (ep 20cm).

➤ **En travée :**

Sens de la petite portée : (l_x)

$U_x = \frac{M_{xt}^u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{1,09 * 10^4}{100 * 15^2 * 14,2} = 0,034 < 0,392 \quad \text{SSA} \quad \text{Donc } \beta = 0,983$

$A_x = \frac{M_{xt}^u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{1,09 * 10^4}{0,983 * 15 * 348} = 2,124$

Soit : **4HA10 = 3,14 cm²/ml**, avec un espacement **St = 25 cm**.

Sens de la grande portée : (l_y)

$$U_x = \frac{M_{yt}}{b d_y f_{bu}} = \frac{0,50 \cdot 10^4}{100 \cdot 15^2 \cdot 14,2} = 0,016 < 0,392 \quad \text{SSA} \quad \text{Donc } \beta = 0,996$$

$$A_y = \frac{M_{yt}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{0,50 \cdot 10^4}{0,996 \cdot 15 \cdot 348} = 0,961 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA8 = 2,01 cm²/ml**, avec un espacement **St = 25 cm**

➤ **Aux appuis :**

Sens de la petite portée : (lx)

$$U_x = \frac{M_{xa}}{b d^2 f_{bu}} = \frac{0,727 \cdot 10^4}{100 \cdot 15^2 \cdot 14,2} = 0,022 < 0,392 \quad \text{SSA} \quad \text{Donc } \beta = 0,989$$

$$A_x = \frac{M_{xa}}{\beta d_x \sigma_{st}} = \frac{0,727 \cdot 10^4}{0,989 \cdot 15 \cdot 348} = 1,41 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA10 = 3,14 cm²/ml**, avec un espacement **St = 25 cm**.

Sens de la petite portée : (ly)

$$U_y = \frac{M_{ya}}{b d^2 f_{bu}} = \frac{0,727 \cdot 10^4}{100 \cdot 15^2 \cdot 14,2} = 0,022 < 0,392 \quad \text{SSA} \quad \text{Donc } \beta = 0,989$$

$$A_x = \frac{M_{xa}}{\beta d_x \sigma_{st}} = \frac{0,727 \cdot 10^4}{0,989 \cdot 15 \cdot 348} = 1,41 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA10 = 3,14 cm²/ml**, avec un espacement **St = 25 cm**.

f) Vérifications à l'ELU :

- **Condition de non fragilité :** (Article B.7.4 du BAEL 91 modifié 99).

-Armatures suivant le sens de lx :

$$W_x = A_x / b \cdot h \geq W_0 (3 - p) / 2 \quad A_x \geq W_0 \cdot b \cdot h (3 - p) / 2.$$

A_x : Section minimale d'armatures.

$B \cdot h$: section totale du béton.

W_0 : taux d'acier minimal = 0,001 (RPA 2003/ART 10.1.2)

$$A_x \geq W_0 \cdot b \cdot h (3 - p) / 2 = 0,001 \cdot 100 \cdot 20 (3 - 0,72) / 2 = 2,28 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{Adop}} = 3,14 \text{ cm}^2 \geq A_x = 2,09 \text{ cm}^2 \quad \text{la condition est vérifiée.}$$

-Armatures parallèles suivant le sens de ly :

$$W_y = A_y / b \cdot h \geq W_0 \quad A_y \geq W_0 \cdot b \cdot h$$

$$A_y \geq W_0 * b * h = 0,001 * 100 * 20 = 2,00 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{Adop}} = 2,01 \text{ cm}^2 \geq A_y = 2,00 \text{ cm}^2 \quad \text{la condition est vérifiée.}$$

- **Vérification à l'effort tranchant :** (Article A.5.2-2 du BAEL 91 modifié 99).

$$\bar{\tau}_u = 0,07 f_{c28} / \gamma_b = 1,17 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = T_u^{\text{max}} / b * d = 2,655 * 10^4 / (1000 * 150) = 0,177 \text{ Mpa.}$$

$$\tau_u = 0,177 \text{ MPA} < \bar{\tau}_u = 1,17 \text{ MPA} \quad \text{la condition est vérifiée.}$$

- **Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres :** (Article A.6.1-3 du BAEL 91 modifié 99).

$$\tau_{se} \leq \tau_{se \text{ barre}} = \Psi_s f_{t28} = 1,5 * 2,1 = 3,15 \text{ MPA}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{\text{max}}}{0,9 * d * \sum u_i}$$

$$\sum u_i = 4 * 3,14 * 10 = 125,6 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{2,655 * 10^4}{0,9 * 150 * 125,6} = 1,56 \text{ MPA}$$

$$\tau_{se} = 1,56 \text{ MPA} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPA} \quad \text{..... condition est vérifiée}$$

- **Vérification des espacements des barres :** (Article A.8.2-4-2 du BAEL 91 modifié 99).

$$\text{Sens } xx : St \leq \min (2h ; 25) \quad St = 25 \text{ cm} < \min \{40 \text{ cm} ; 25 \text{ cm}\}$$

$$\text{Sens } yy : St \leq \min (3h ; 33) \quad St = 25 \text{ cm} < \min \{60 \text{ cm} ; 33 \text{ cm}\}$$

➤ Les conditions sont vérifiées.

- **Diamètre maximal des barres :** (Article A.8.2-4-2 du BAEL 91 modifié 99).

$$\text{On doit vérifier que : } \phi \leq \phi_{\text{max}} = \frac{h}{10}$$

$$\phi = 10 \text{ mm} \leq \frac{200}{10} = 20 \text{ mm} \quad \text{La condition est vérifiée.}$$

g) Calcul à l'ELS : ($v = 0,2$)

$$q_s = 1,686 \text{ t/ml}$$

$$p = 0,72 \rightarrow \mu_x = 0,0719 ; \mu_y = 0,608$$

$$M_x^s = 0,0719 * 1,686 * 3,06^2 = 1,135 \text{ t.m}$$

$$M_y^s = 0,608 * 1,135 = 0,69 \text{ t.m}$$

Vérification : $\frac{M_y^s}{M_x^s} = 0,608 > 0,25$ la condition est vérifiée

• **Correction des moments :**

En travée : $M_{xt} = 0,75M_x^s = 0,75 * 1,135 = 0,851 \text{ t.m}$

$$M_{yt} = 0,75M_y^s = 0,75 * 0,69 = 0,517 \text{ t.m}$$

Aux appuis : $M_{xa} = -0,5M_x^s = -0,5 * 1,135 = -0,567 \text{ t.m}$

$$M_{ya} = -0,5M_y^s = -0,5 * 0,69 = -0,345 \text{ t.m}$$

• **Calcul des efforts tranchants :**

-Au milieu de l_x :

$$T_u = q_s l_x l_y / 3l_y = 1,686 * 3,06 * 4,25 / (3 * 4,25) = 1,719 \text{ t}$$

- Au milieu de l_y :

$$T_u = q_u l_x l_y / (2l_y + l_x) = 1,686 * 3,06 * 4,25 / (2 * 4,25 + 3,06) = 1,897 \text{ t}$$

h) Vérifications à l'ELS :

• **Etat limite de compression du béton :**

Pour une section rectangulaire ($b = 100 \text{ cm}$ et $h = 20 \text{ cm}$) et une nuance d'acier FeE400, il est Permis de ne pas vérifier les contraintes de compression dans le béton si :

$$\alpha < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

• **Sens L_x :**

-En travée :

$$\gamma = \frac{1,09}{0,851} = 1,280$$

$$\mu = 0,024 \rightarrow \alpha = 0,0304$$

$$0,0304 < \frac{1,280 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,39 \dots\dots\dots \text{Condition est vérifiée.}$$

Sens Ly :

$$\gamma = \frac{0,5}{0,517} = 0,967$$

$$\mu = 0,012 \rightarrow \alpha = 0,0151$$

$$0,0151 < \frac{0,967-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,2335 \dots\dots\dots \text{condition est vérifiée}$$

-Aux appuis : Suivant l'axe (x-x) et (y-y).

$$\gamma = \frac{0,727}{0,567} = 1,282$$

$$\mu = 0,016 \rightarrow \alpha = 0,0201$$

$$0,0201 < \frac{1,282-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,391 \dots\dots\dots \text{condition est vérifiée}$$

Les conditions sont vérifiées, on peut se dispenser de la vérification de la contrainte de Compression du béton

• **Etat limite de déformation :** [Article B.7.5 du BAEL 91]

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

$$h / L_x \geq M_{tx} / 20 M_x$$

$$h / L_x = 20 / 306 = 0,0653$$

$$M_{tx} / 20 M_x = 0,75 M_x / 20 M_x = 0,0375$$

$$h / L_x = 0,052 > M_{tx} / 20 M_x = 0,0425 \quad \text{La condition est vérifiée}$$

$$A_x / b.d \geq \sigma_s / f_e$$

$$A_x / b.d = 3,14 / 100 \times 15 = 0,0021$$

$$A_x / b.d = 0,0021 < \sigma_s / f_e = 0,005 \quad \text{La condition est vérifiée}$$

Les conditions sont vérifiées il est donc inutile de vérifier la flèche.

Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

❖ **Conclusion :**

L'épaisseur du mur plaque est de 20 cm

Le ferrailage du mur plaque est comme suit :

✓ Sens x-x :

En travée : 4HA10 /ml avec un espacement = 25 cm

Aux appuis : 4HA10 /ml avec un espacement = 25 cm

✓ Sens y-y :

En travée : 4HA10 /ml avec un espacement = 25 cm

Aux appuis : 4HA10 /ml avec un espacement = 25 cm

Plan de ferrailage :

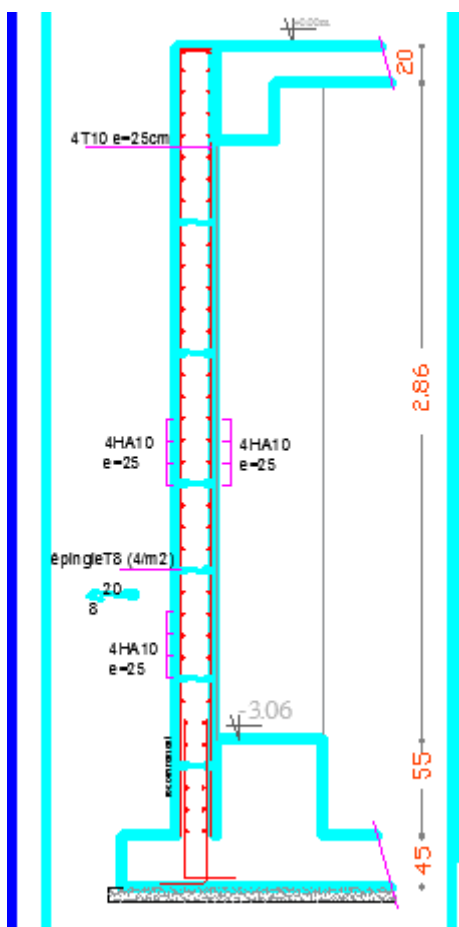


Fig. VII.1.2 Plan de Ferrailage de mur plaque.

Conclusion Générale

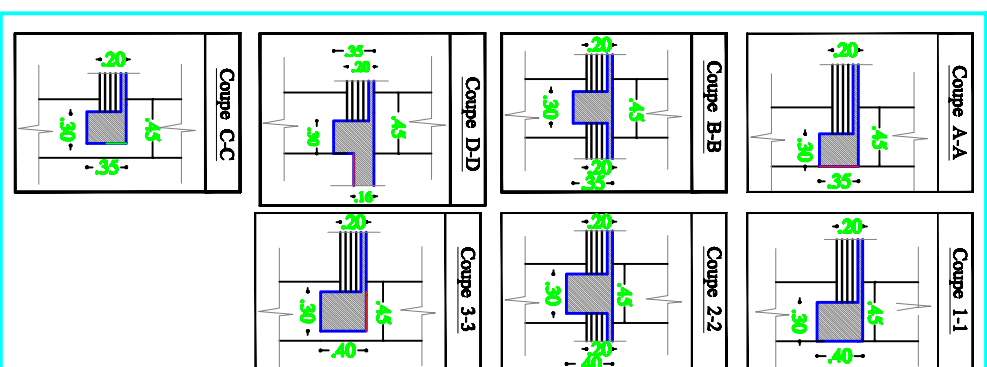
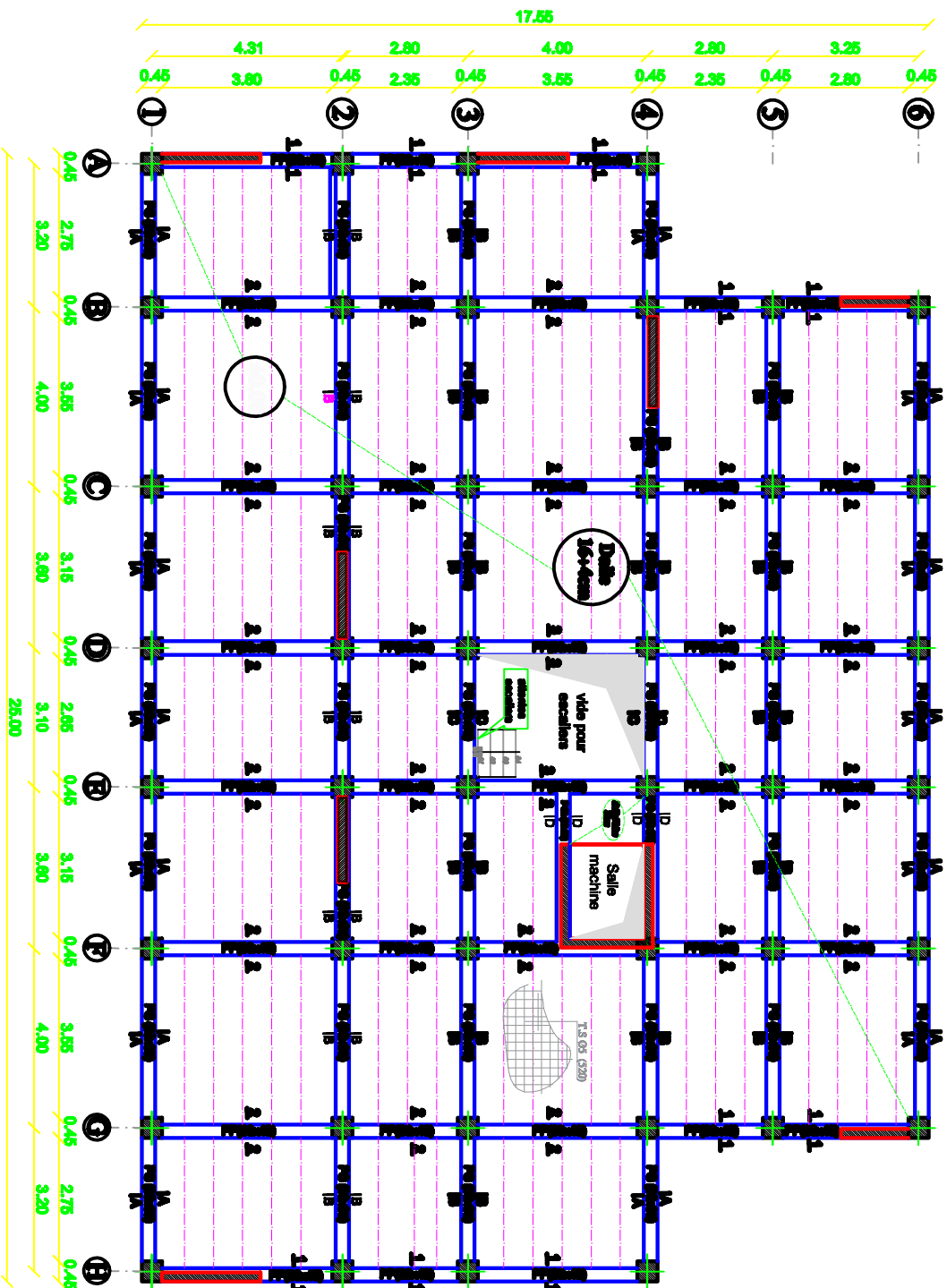
L'étude de ce mémoire de fin d'étude, nous a permis de faire le parallèle entre le monde de la théorie et le monde de la pratique, comprendre les notions de calcul et de base afin d'avoir des résultats meilleur et plus détaillés .

En effet à travers ce projet nous avons pu mettre nos connaissances fondamentales théorique et pratique acquises tout au long de notre cursus universitaire, améliorer nos compétences et les approfondir d'une manière Professionnelle pour voir mieux les attentes du monde professionnel vaste du génie civil ainsi le rôle important d'un ingénieur en génie civil et la relation entre lui et l'enseignant à fin de relier entre le facteur de sécurité et l'économie , et pour arriver au dimensionnement et ferrailage finaux nous avons exploré les différents éléments constituant un bâtiment et les différentes étapes de calcul de chacun de ces éléments tout cela en respectant les différents règlements actuellement en vigueur.

Concernant notre étude logicielle, les résultats techniques et les illustrations trouvées via **ETABS** nous ont permis de mieux assimiler, interpréter et même d'observer le comportement de la structure, et à cet égard avoir une meilleure rentabilité du travail en matière de temps et d'efficacité.

Nous avons dimensionné, la structure en respectant les formules ,en évitant le surdimensionnement des sections, ainsi l'aspect économique est pris en compte .

Enfin l'objet visé de l'ingénieur concepteur est de réduire le risque sismique à un niveau minimal est de faciliter l'exécution de projet en respectant les exigences sécuritaires et d'économie



Zone: (I)

-Poutres: (45X45)
-Poutres principales: (30X40)
-Poutres secondaires: (30X35)
-Dalle (CC) : ep=20cm

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU

Faculté des études de la Construction, Département de études CC

Etudié par :

-M^{me} OUIS Mami
-M^{me} SOUAK Lydia

Titre :

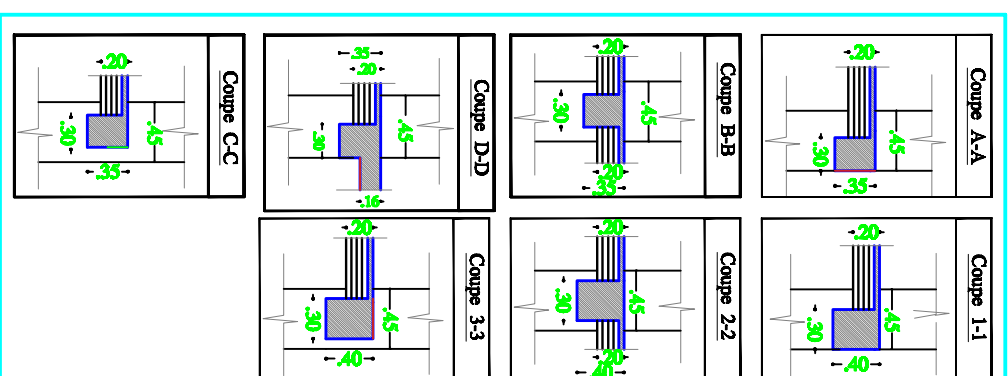
PROJET DE COUVRAGE

Plan N° : 03

Dirigé par :

-M^{me} Saïb N

Promotion:
2019-2020



- Poteraux: (45X45)
- Poutres principales:(30X40)
- Poutres secondaires:(30X35)
- Dalle (CC) :ep=20cm

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU
Faculté Des Sciences De La Construction Département De Génie Civil

Etudié par :

-M^{re} OUIS Manal
-M^{re} SOUAK Lydia

Dirigé par :
-M^{me} Saib.N

Titre :

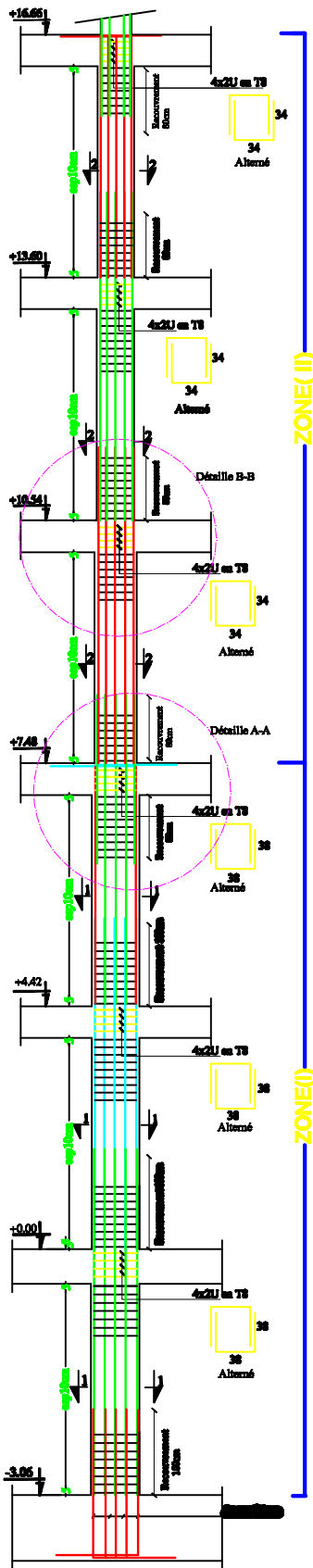
Lure.

NIV + 4.42 (1st FTAGE)

Plan N°:04

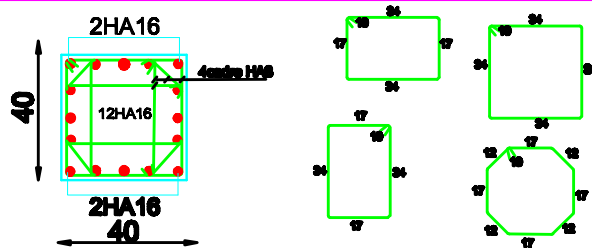
Promotion:
2019-2020

FERRAILLAGE DES POTEAUX
Pour les : Zone (I) ,Zone (II)



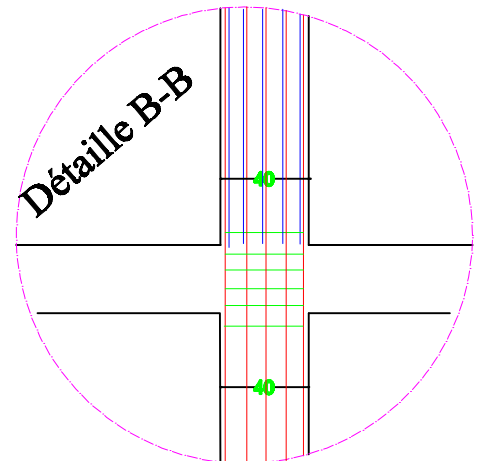
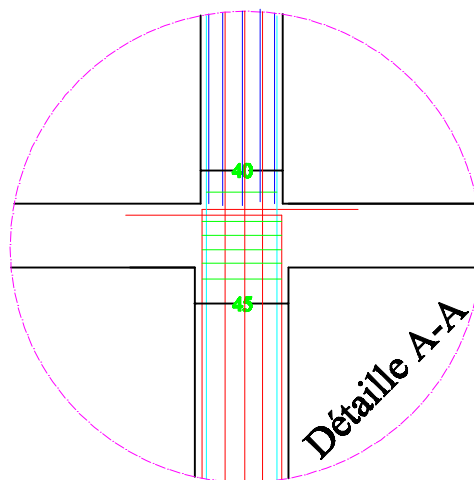
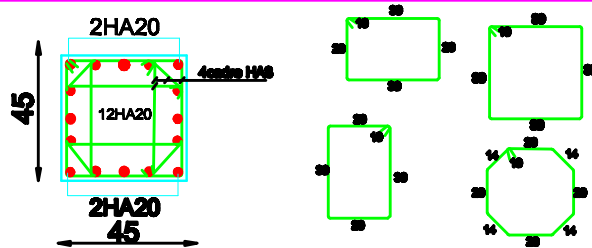
Coupe 2-2

ZONE(II):Poteau 40x40



Coupe 1-1

ZONE(I) :Poteau 45x45



UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU
Faculté De Génie De La Construction Département De Génie Civil

Etudié par :

-M^{lle} OUIS Manal
-M^{lle} SOUAK Lyella

Dirigé par :

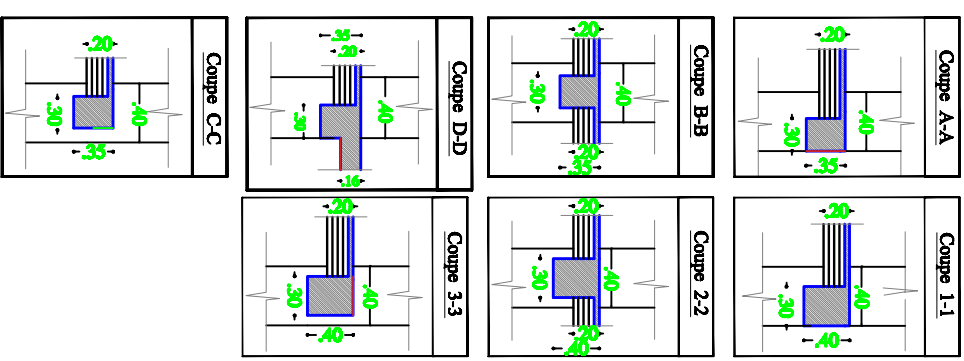
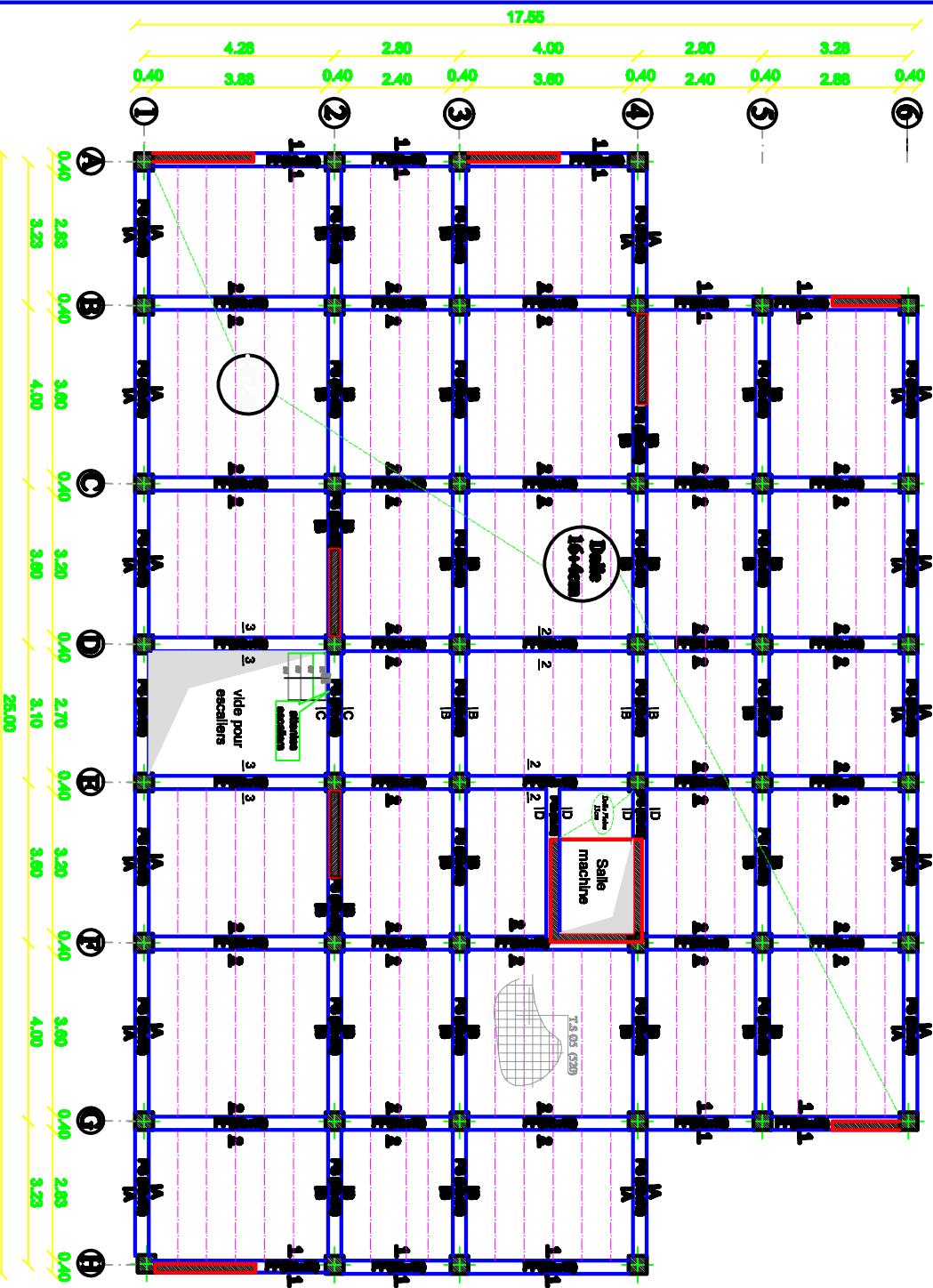
-M^{re} Saib.N

Titre :

FERRAILLAGE DES POTEAUX
Pour les : Zone (I) ET Zone (II)

Plan N°:13

Promotion:
2019-2020



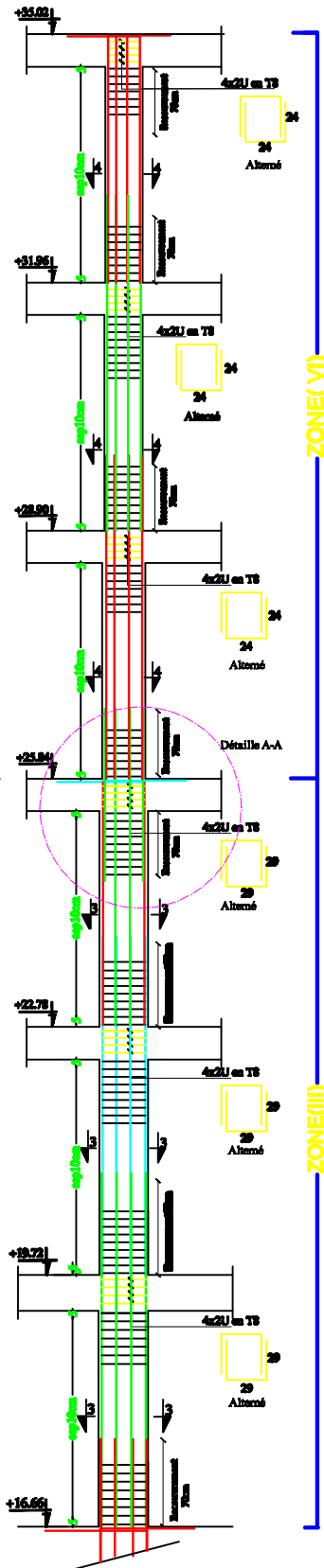
Zone: (II)

- Poutres: (40X40)
- Poutres principales: (30X40)
- Poutres secondaires: (30X35)
- Dalle (CC) : ep=20cm

RELEVÉ GÉNÉRAL
N° 4744 (2^{ème} ETAGE)

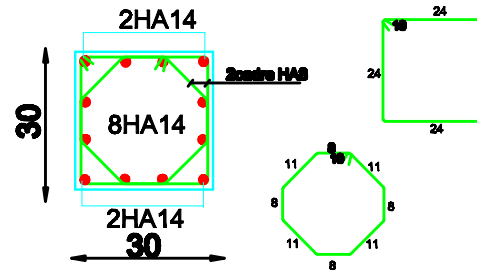
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU Faculté des Sciences de la Construction - Département de Génie Civil			
Etudié par : -M ^{me} OUIS Mami -M ^{me} SOUKIA Lydia		Titre : RELEVÉ GÉNÉRAL N° 4744 (2 ^{ème} ETAGE)	
Dirigé par : -M ^{me} Saïb N		Promotion: 2019-2020	

FERRAILLAGE DES POTEAUX
Pour : Zone (III) et Zone (IV)



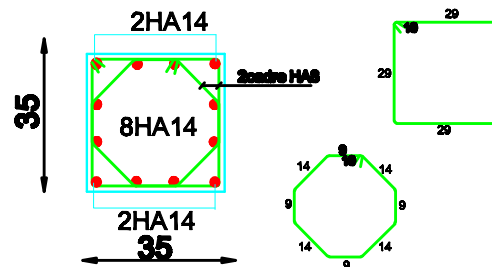
Coupe 4-4

ZONE(IV) :Poteau 30x30



Coupe 3-3

ZONE(III) :Poteau 35x35



UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU
Faculté de Génie de La Construction Département de Génie Civil

Etudié par :

-M^{lle} OUIS Manal
-M^{lle} SOUAK Lyella

Dirigé par :

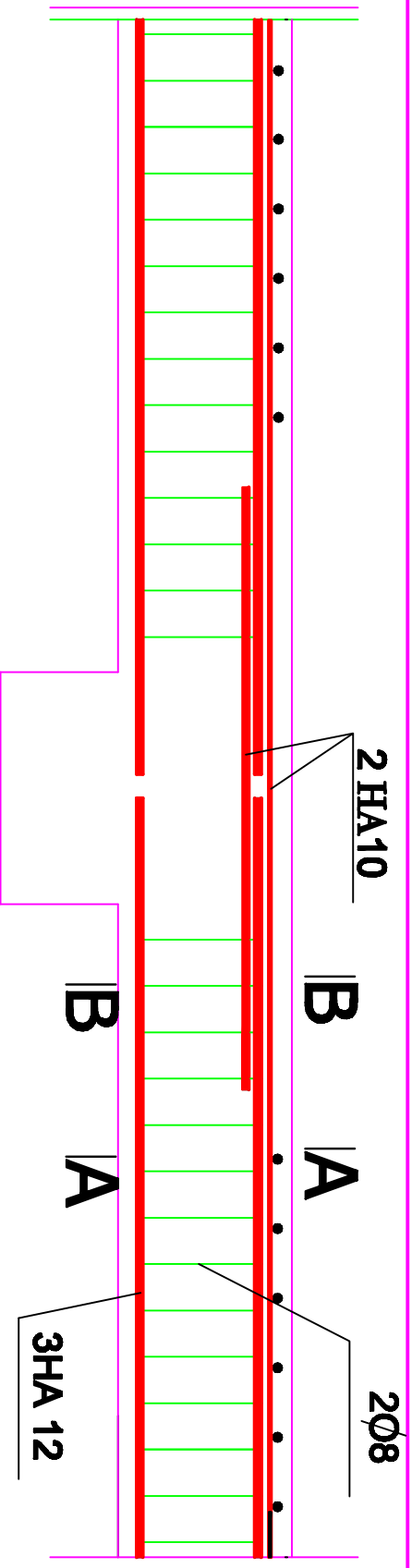
-M^{re} Saib.N

Titre :

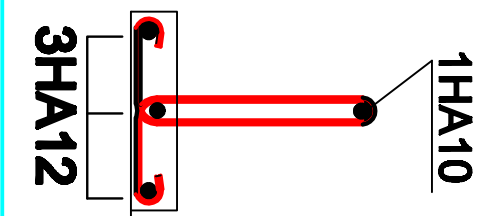
FERRAILLAGE DES POTEAUX
Pour les : Zone (III) ET Zone (IV)

Plan N°:14

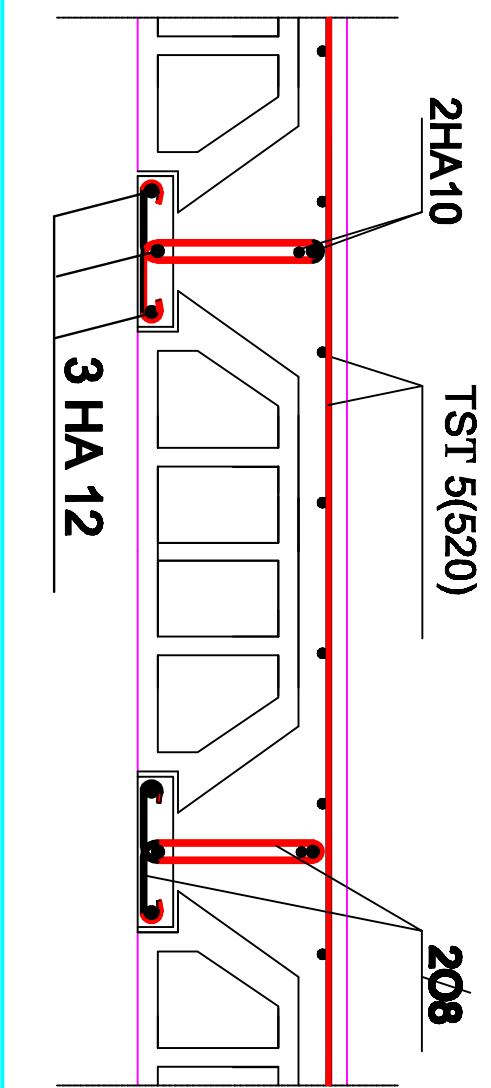
Promotion:
2019-2020



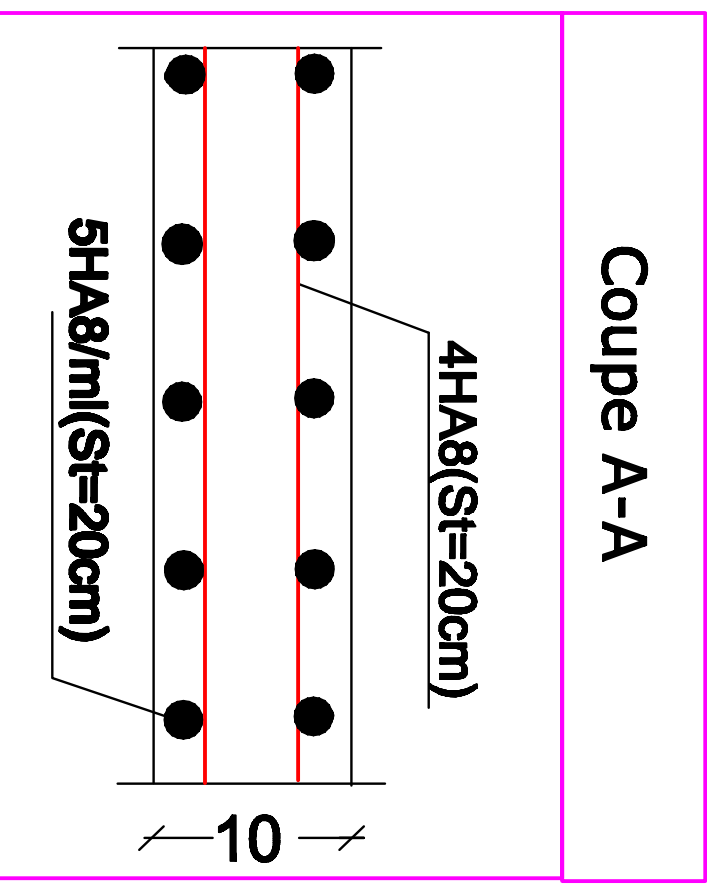
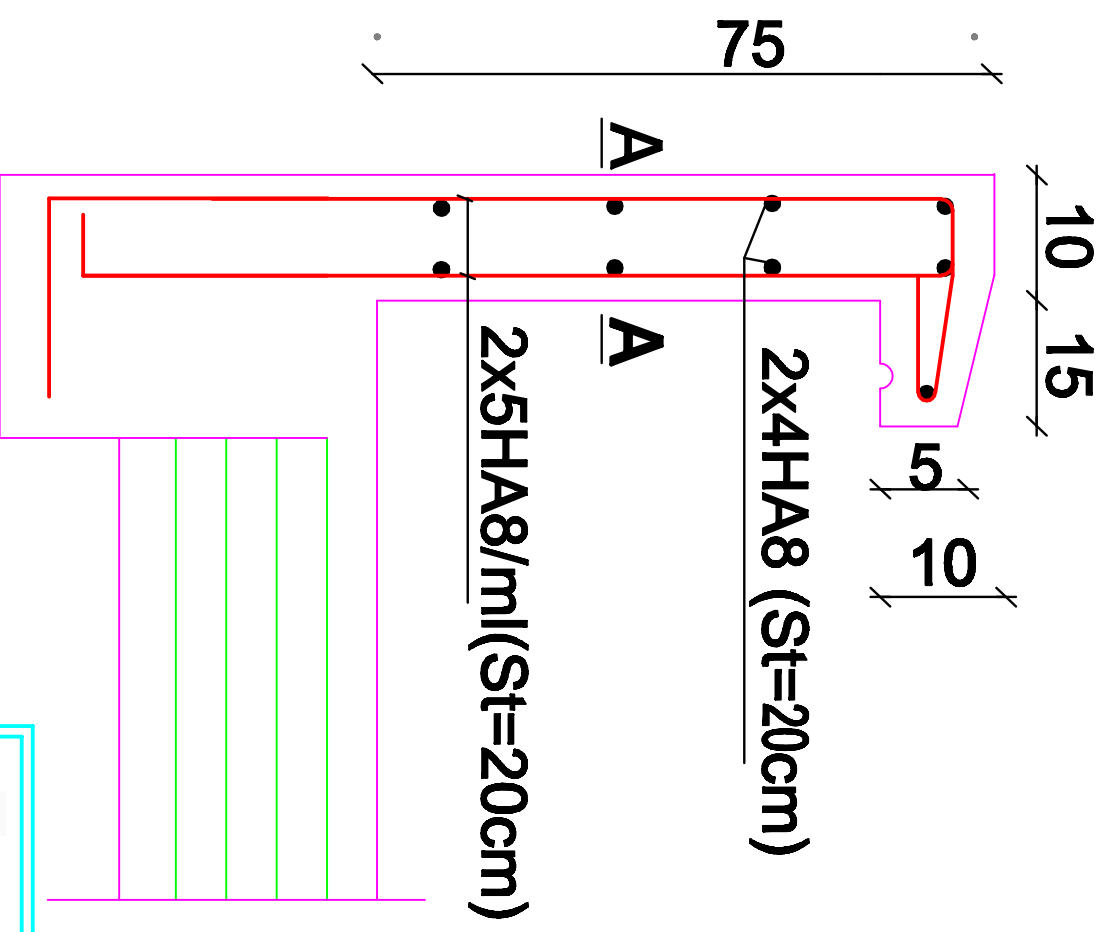
Coupe A-A



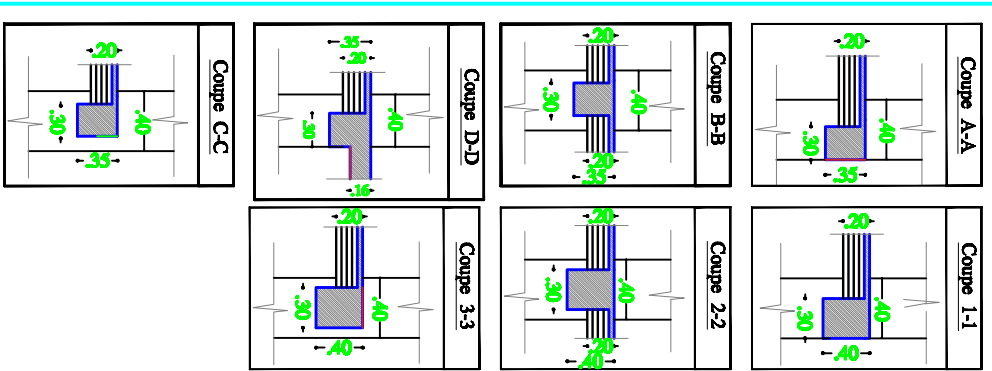
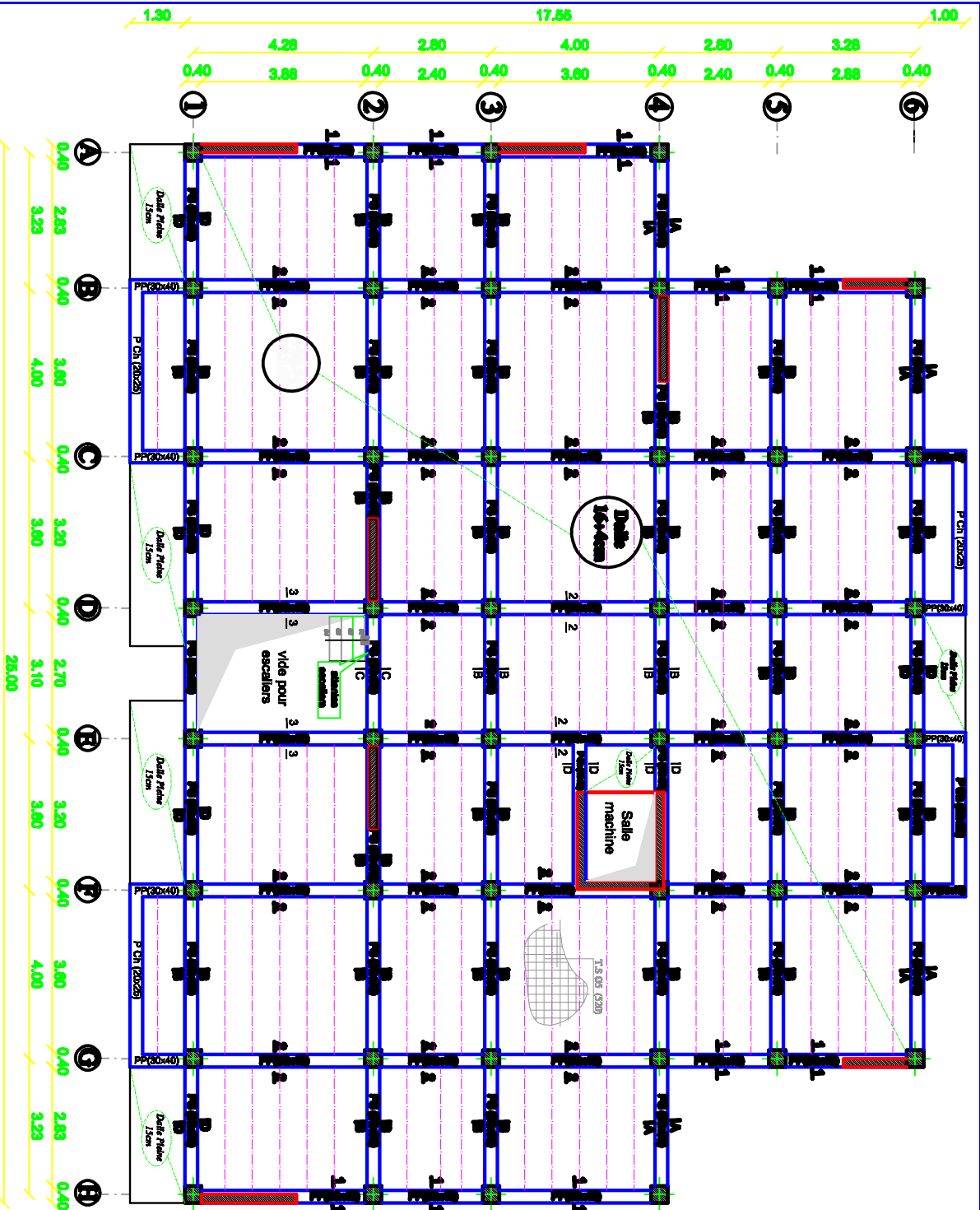
Coupe B-B



Fortillage du plancher



Ferrailage de l'acrotère



Zone: (II)

- Poutres: (40x40)
- Poutres principales: (30x40)
- Poutres secondaires: (30x35)
- Dalle (CC) : ep=20cm

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUIZOU

Faculté de Technologie et de Génie des Matériaux

Étudié par :

4^{ème} OUS Moud
4^{ème} SOUAK Lydia

Titre :

PLAN DE CONSTRUCTION

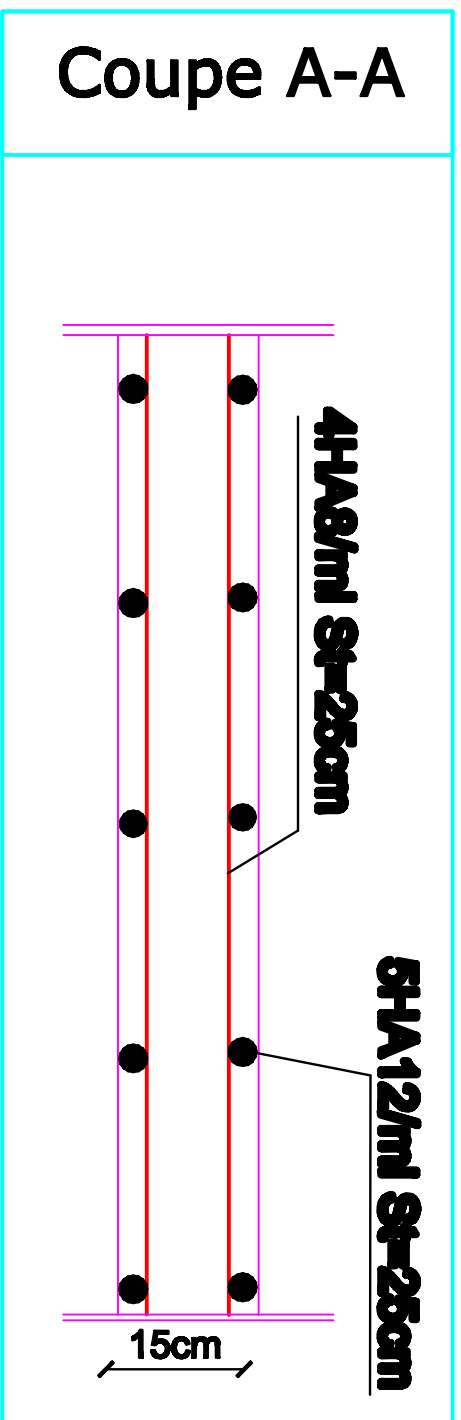
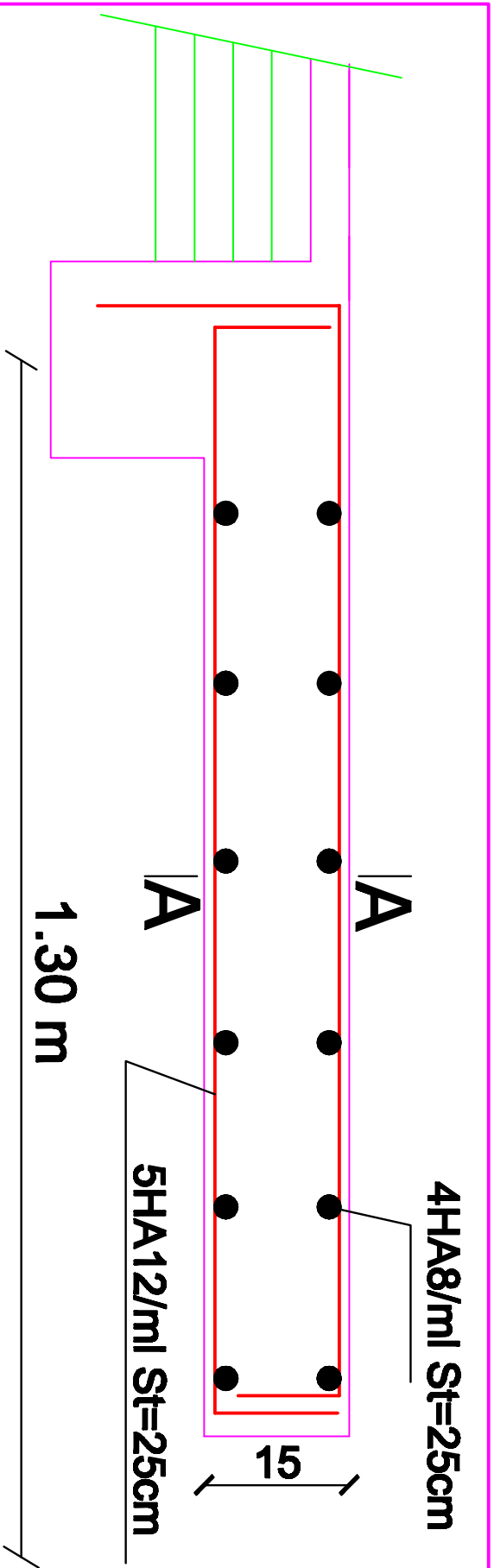
Plan N°: 06

Dirigé par :

M^{re} Subin

Plan N°: 06

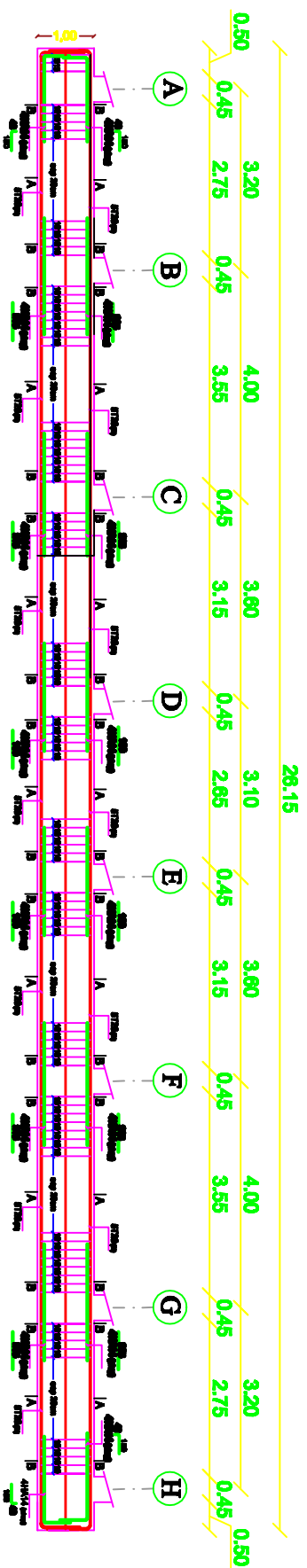
Promotion: 2019-2020



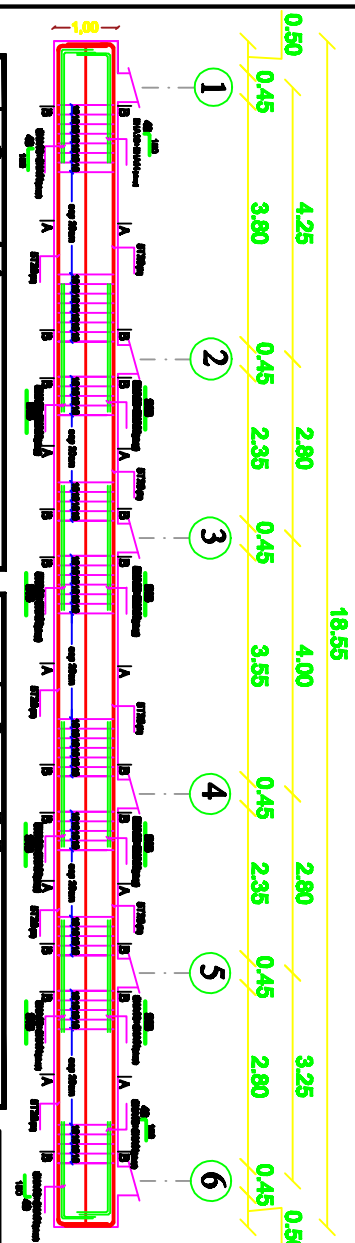
Ferrailage du balcon

FERRAILLAGE DE LA NERVURE (55X100)cm²

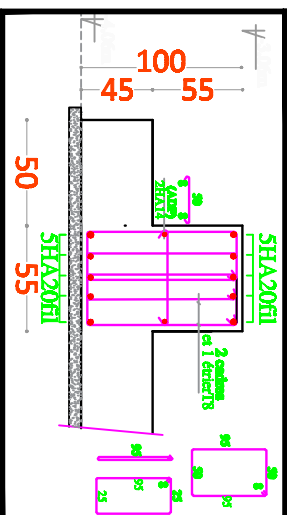
-Sens X-X



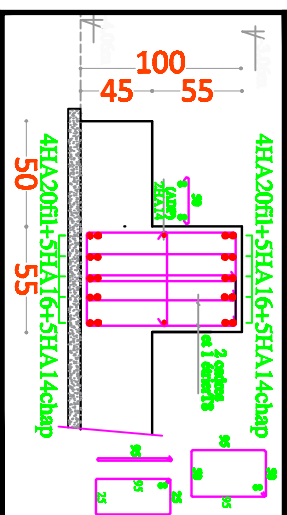
-Sens Y-Y



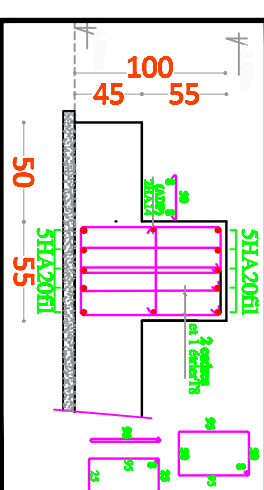
La Coupe A-A



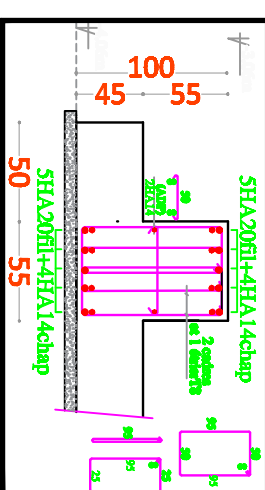
La Coupe B-B



La Coupe A-A



La Coupe B-B



UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU
Faculté des Sciences de la Construction Département des OUV

Etudié par :

-M^{re} OUIS Mamel
-M^{re} SOUKK Lynda

Titre :

**FERRAILLAGE
DE LA NERVURE**

Plan N°:10

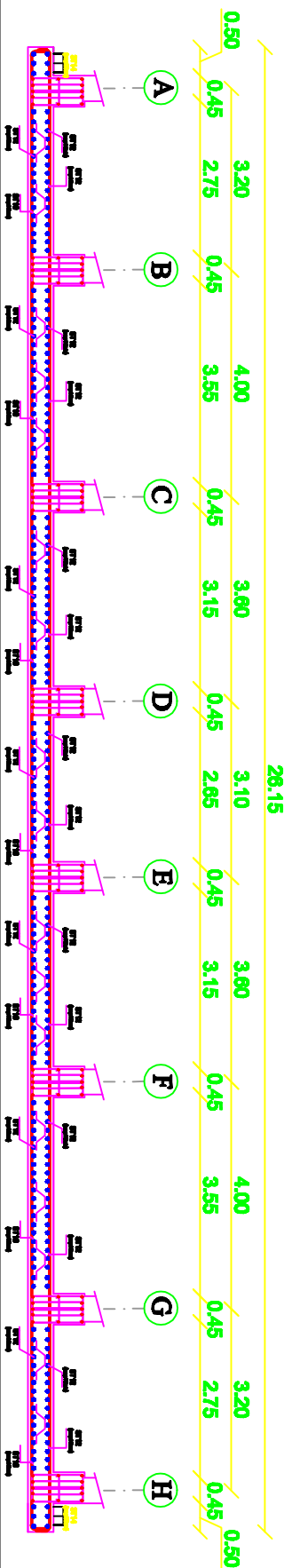
Dirigé par :

-M^{re} Sabir N

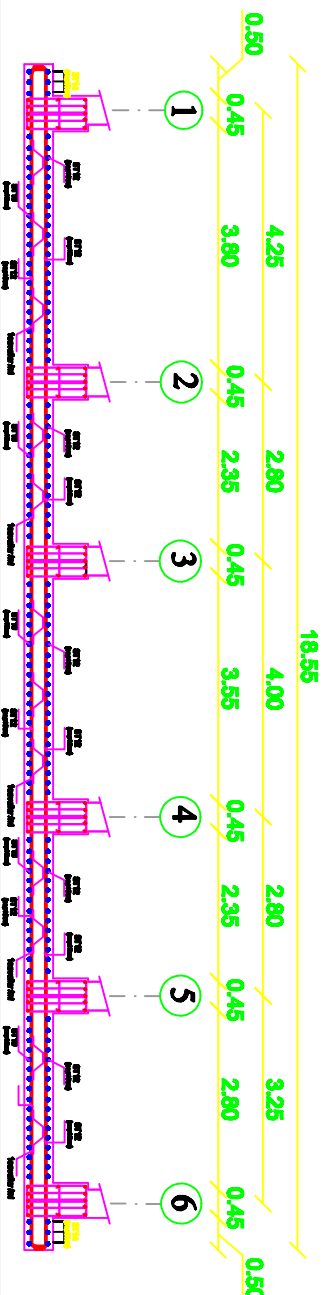
Promotion:
2019-2020

FERRAILLAGE DE LA DALLE DU RADIER EP=45cm:

-Sens X-X



-Sens Y-Y



UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU
Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

Étudié par :

-M^{me} OUIS Menel
 -M^{me} SOUKA Lydia

Titre :

FERRAILLAGE
 DE LA DALLE DU RADIER

Dirigé par :

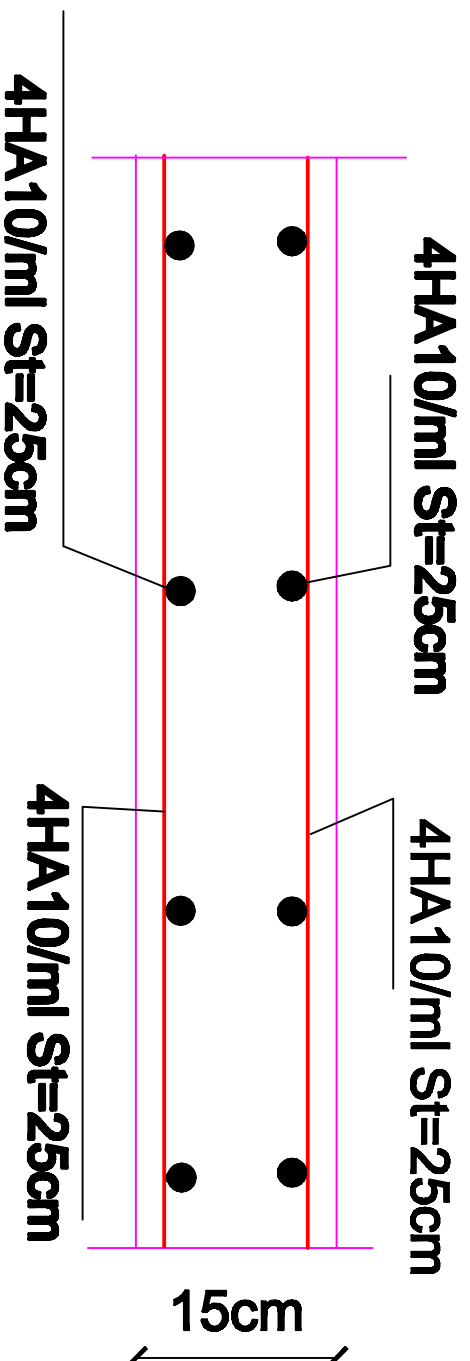
-M^{re} Saïb N

Plan N°:11

Promotion:
 2019-2020

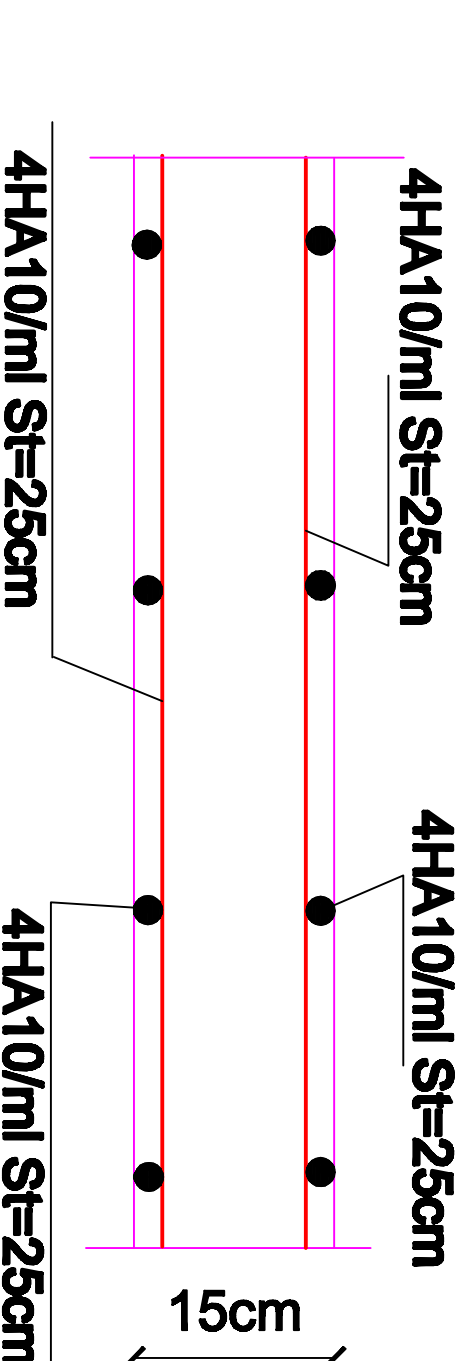
sens X-X

$L=2.05m$



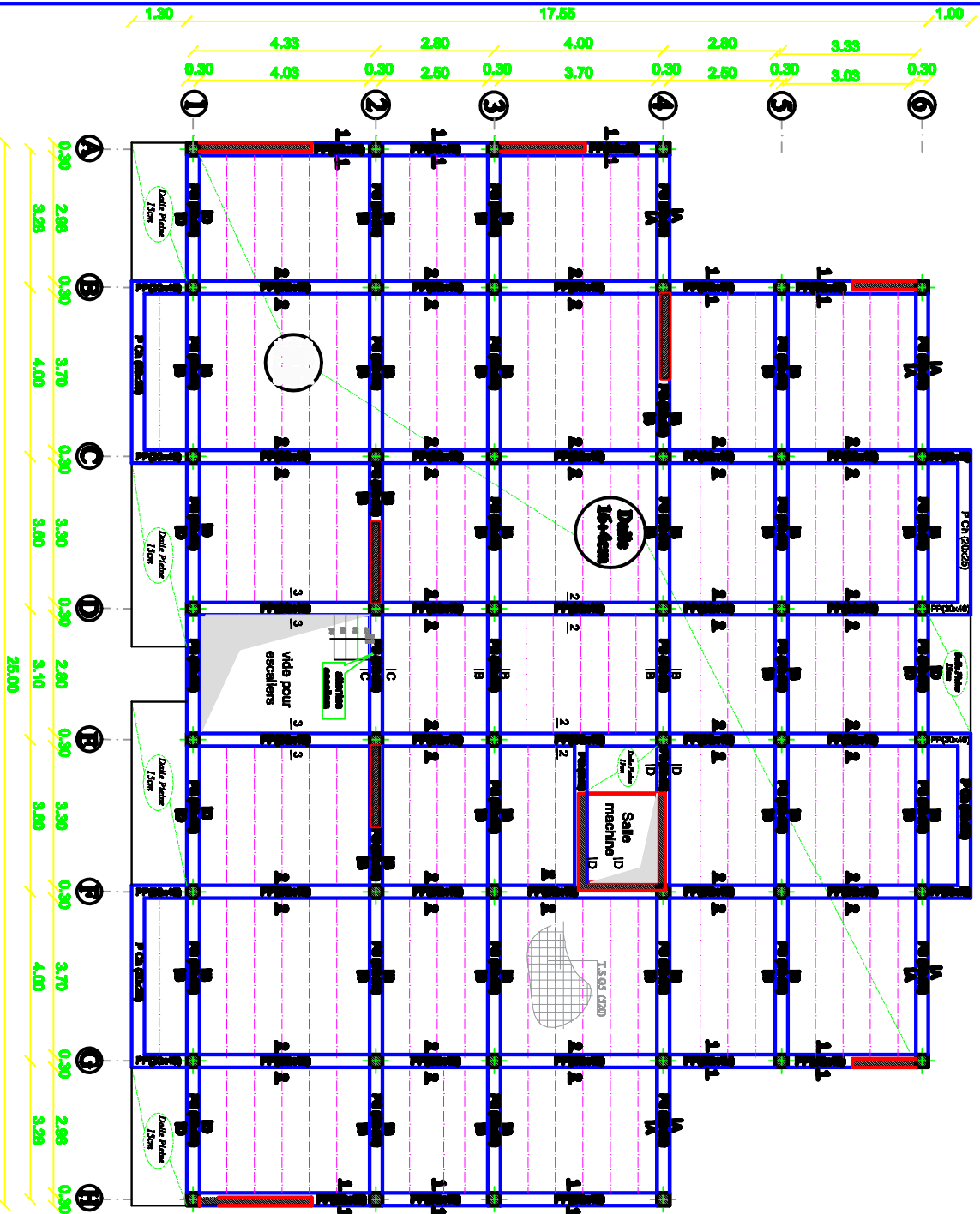
sens Y-Y

$L=2.30m$



Ferraillage de la dalle sur la machine

Dalle (CC) : ep=20cm



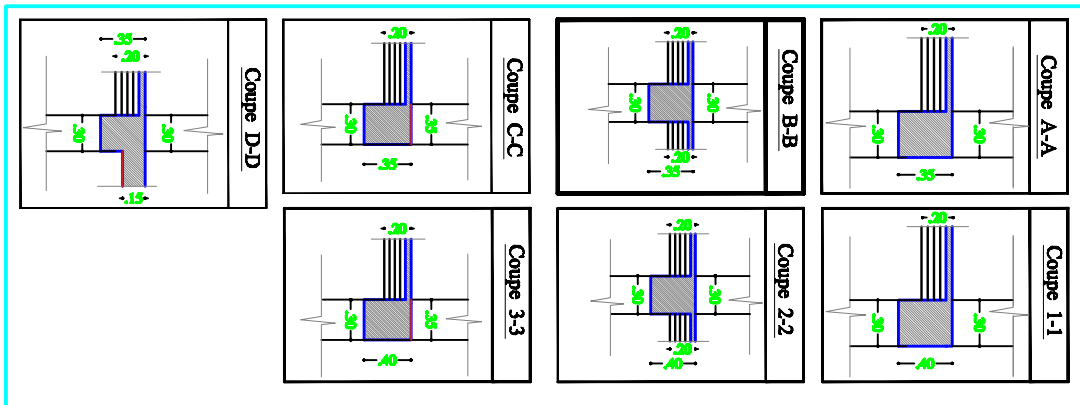
Zone:(IV)

-Poutres: (30X30)

-Poutres principales:(30X40)

-Poutres secondaires:(30X35)

-Dalle (CC) : ep=20cm



UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU

Elabore par :

M. OUS MAMMERI

M. SOUKRI

Dirigé par :

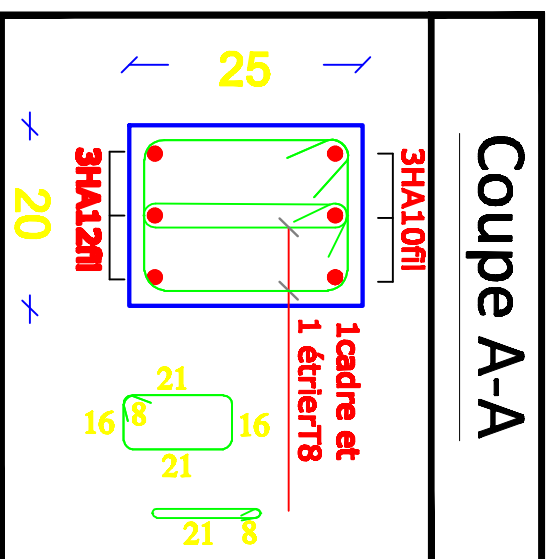
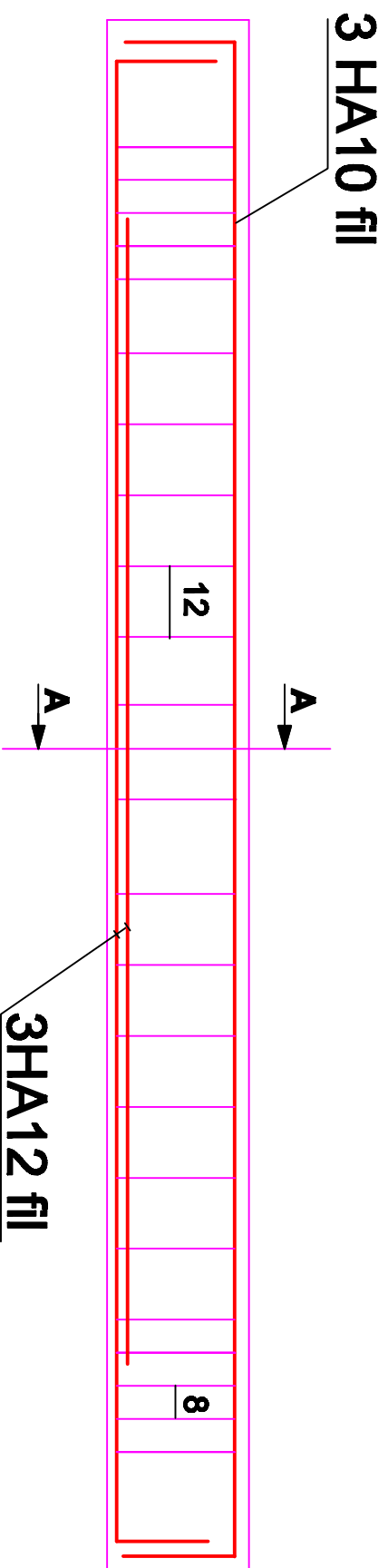
M. Soukri

Titre :

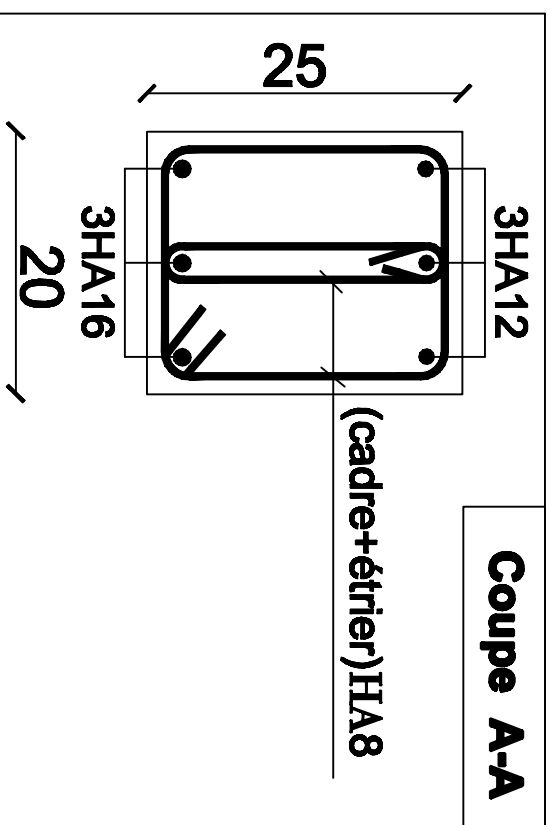
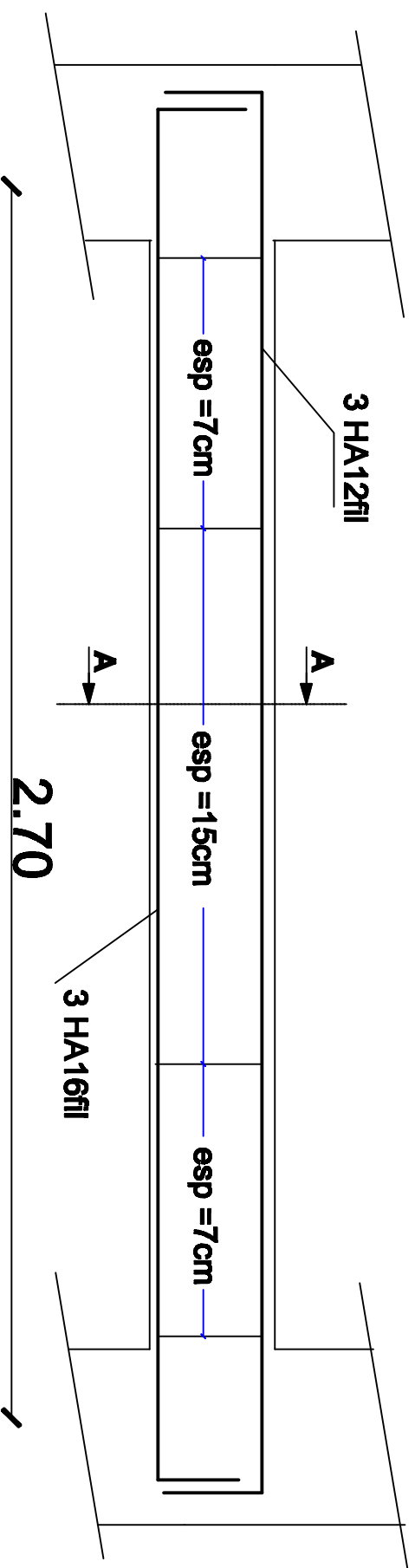
Plan N°-08

Promotion:

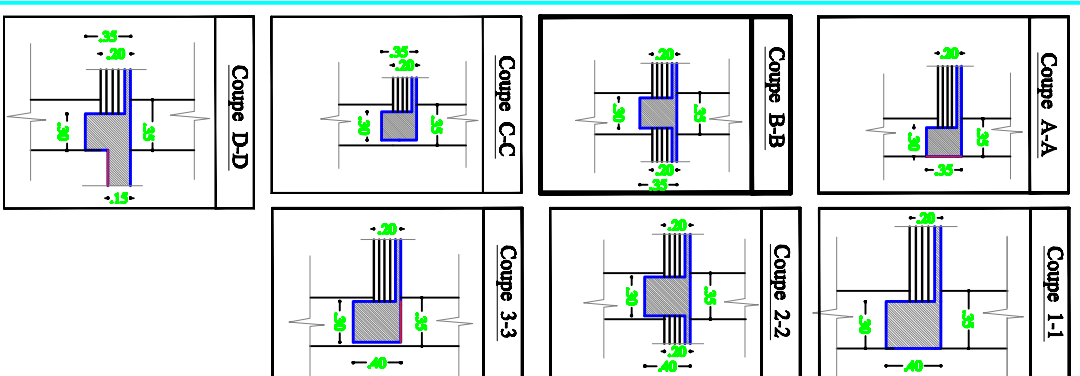
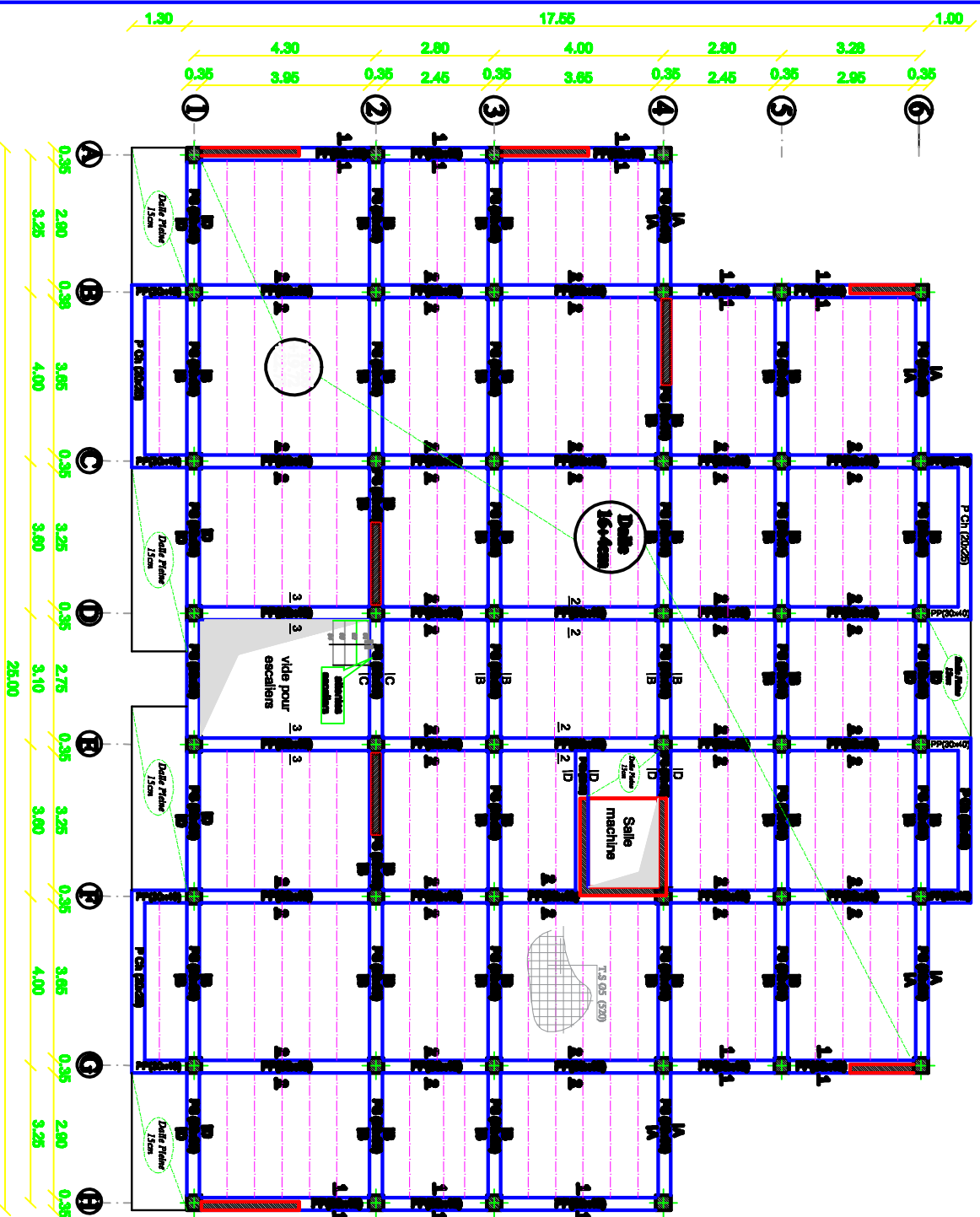
2019-2020



Ferraillage de la poutre de chaînage



Ferrailage de la poutre palière



Zone: (III)

- Poutres: (35X35)
- Poutres principales:(40X40)
- Poutres secondaires:(30X35)
- Dalle (CC) :ep=20cm

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU

Faculté des Sciences de l'Ingénierie et des Technologies

Elabré par :

-M^{re} OUIS Moud
-M^{re} SOUK Lyma

Titre :

PROJET DE CONSTRUCTION

Plan N°-07

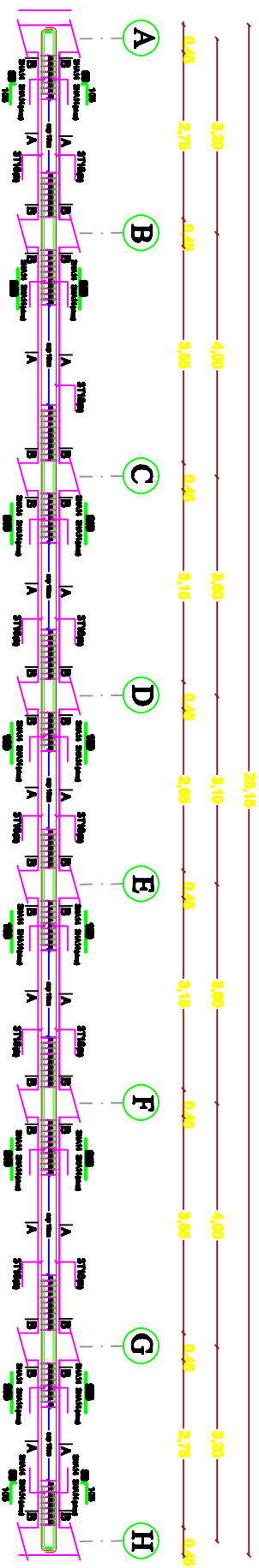
Dirigé par :

-M^{re} Sahav

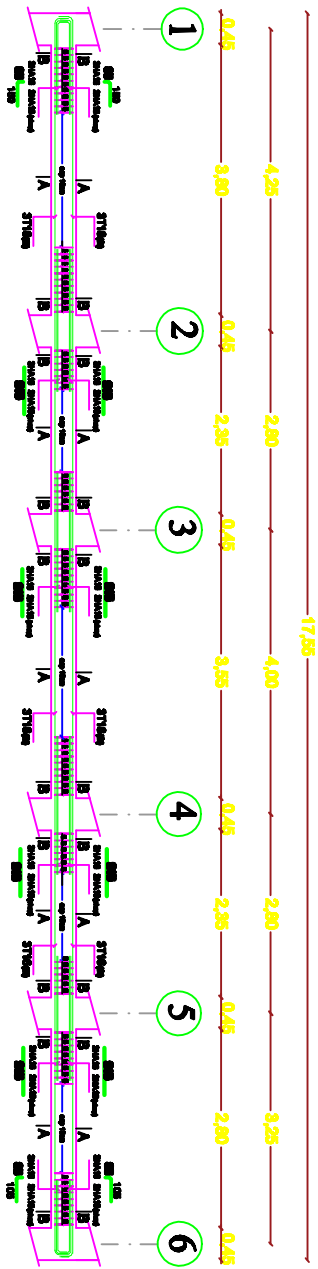
Promotion:
2019-2020

FERRAILLAGE DES POUTRES

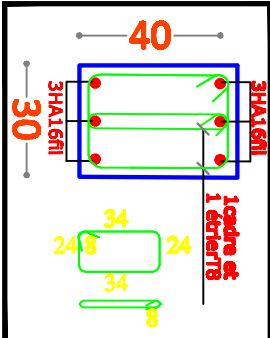
Ferraillage des poutres secondaires (30x35)cm² axe A,B,C,D,E,F,G et H



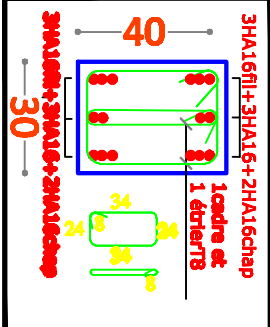
Ferraillage des poutres principales (30x40)cm² files: 1; 2; 3; 4; 5 et 6



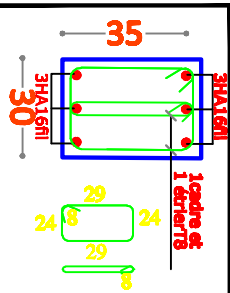
Coupe A-A/Travée



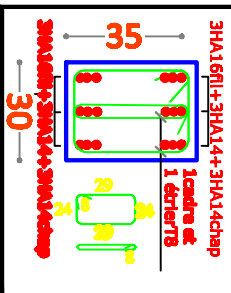
Coupe B-B/Appui

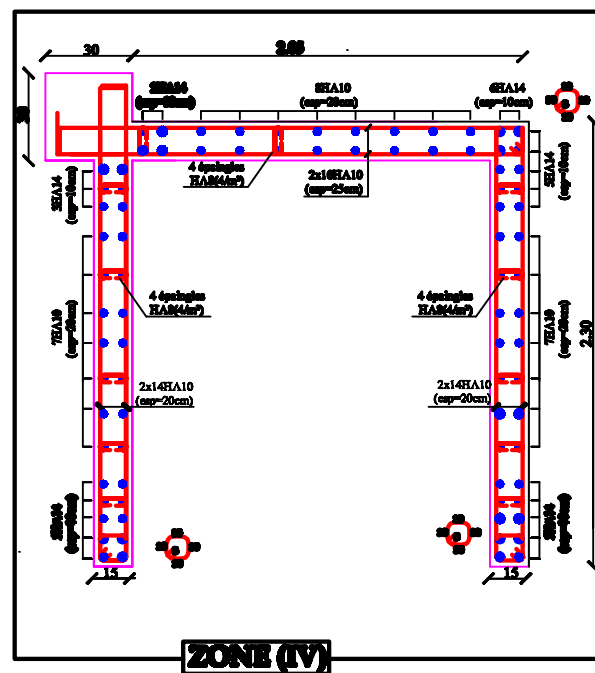
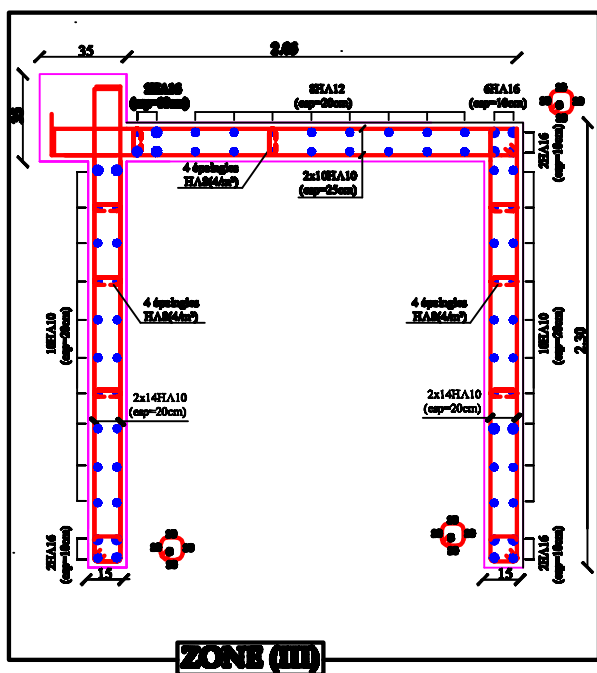
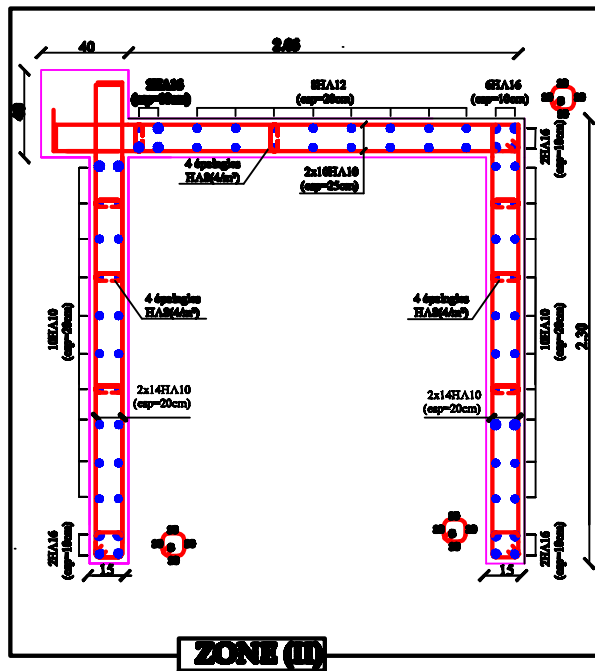
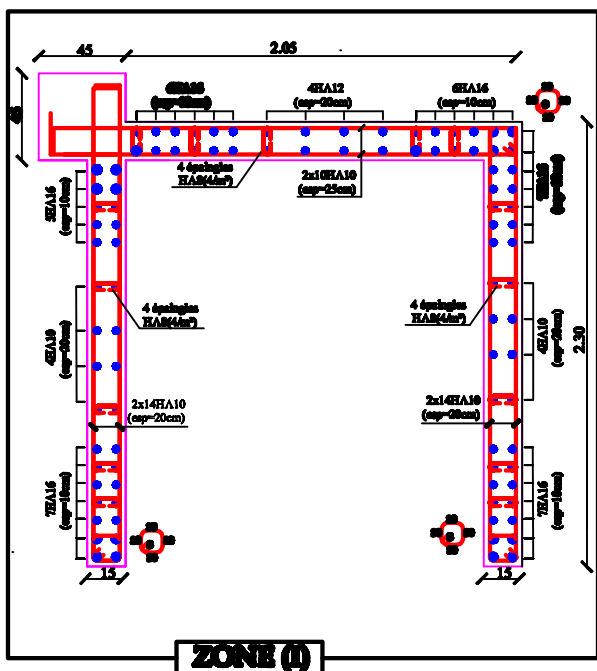


Coupe A-A/Travée



Coupe B-B/Appui





Plan de ferrailage
des voiles (salle machine)
Zone (I), (II), (III) et (IV)

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU
Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

Etudié par :

-M^{lle} OUIS Manal
-M^{lle} SOUAK Lydia

Dirigé par :

-M^{me} Saib.N

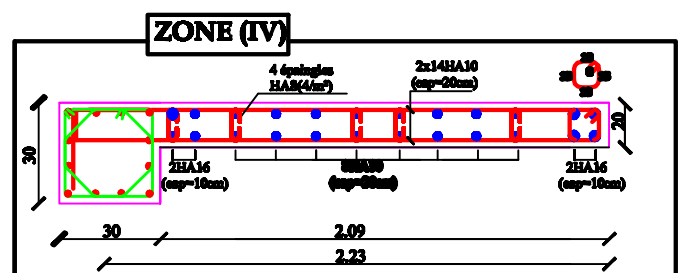
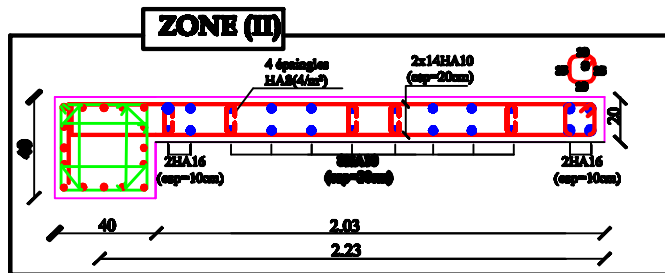
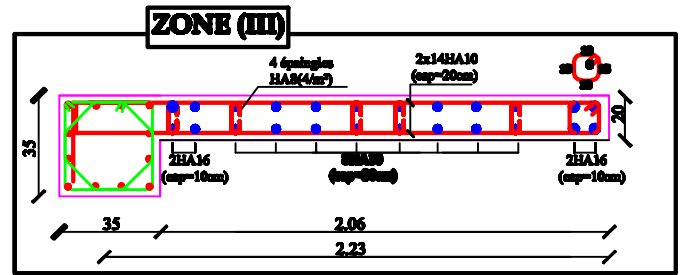
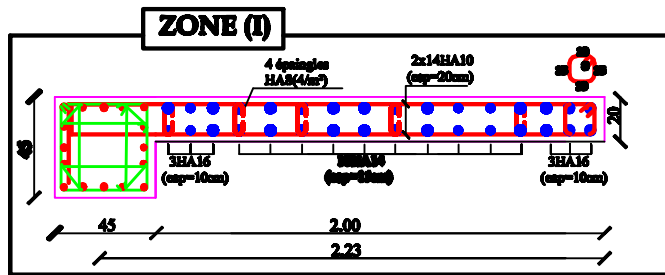
Titre :

PLAN DE FERRAILAGE
DES VOILES (salle machine)
Zone (I), (II), (III) et (IV)

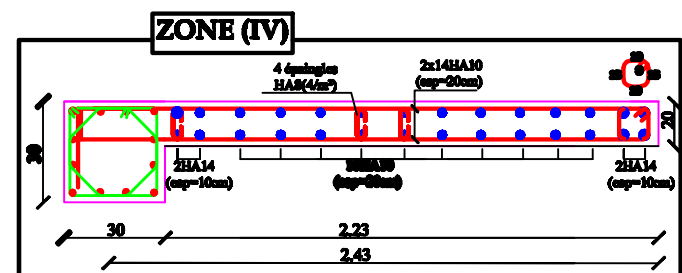
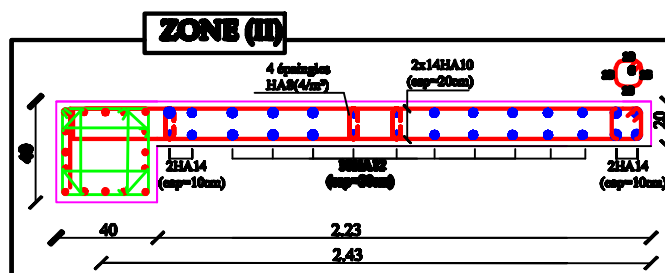
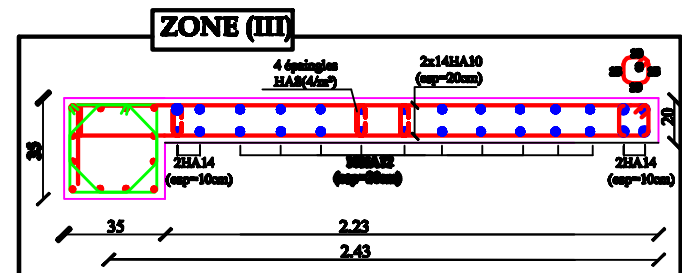
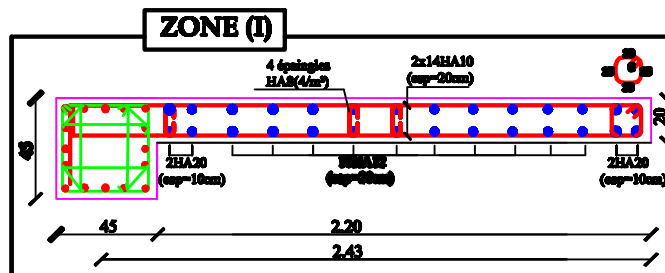
Plan N°:15

Promotion:
2019-2020

Voile Longitudinal: VL 02
-L=2.00m



Voile Transversal : VT 01
-L=2.20m



**FERRAILLAGE DES VOILES
LONGITUDINAUX ET TRANSVERSAUX
VL02 et VT01**

Plan des Voiles Longitudinaux (VL) - Zone (I) et (II)
et des Voiles Transversaux (VT) - Zone (III) et (IV)

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU
Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

Etudié par :

-M^{lle} OUIS Manal
-M^{lle} SOUAK Lydia

Dirigé par :

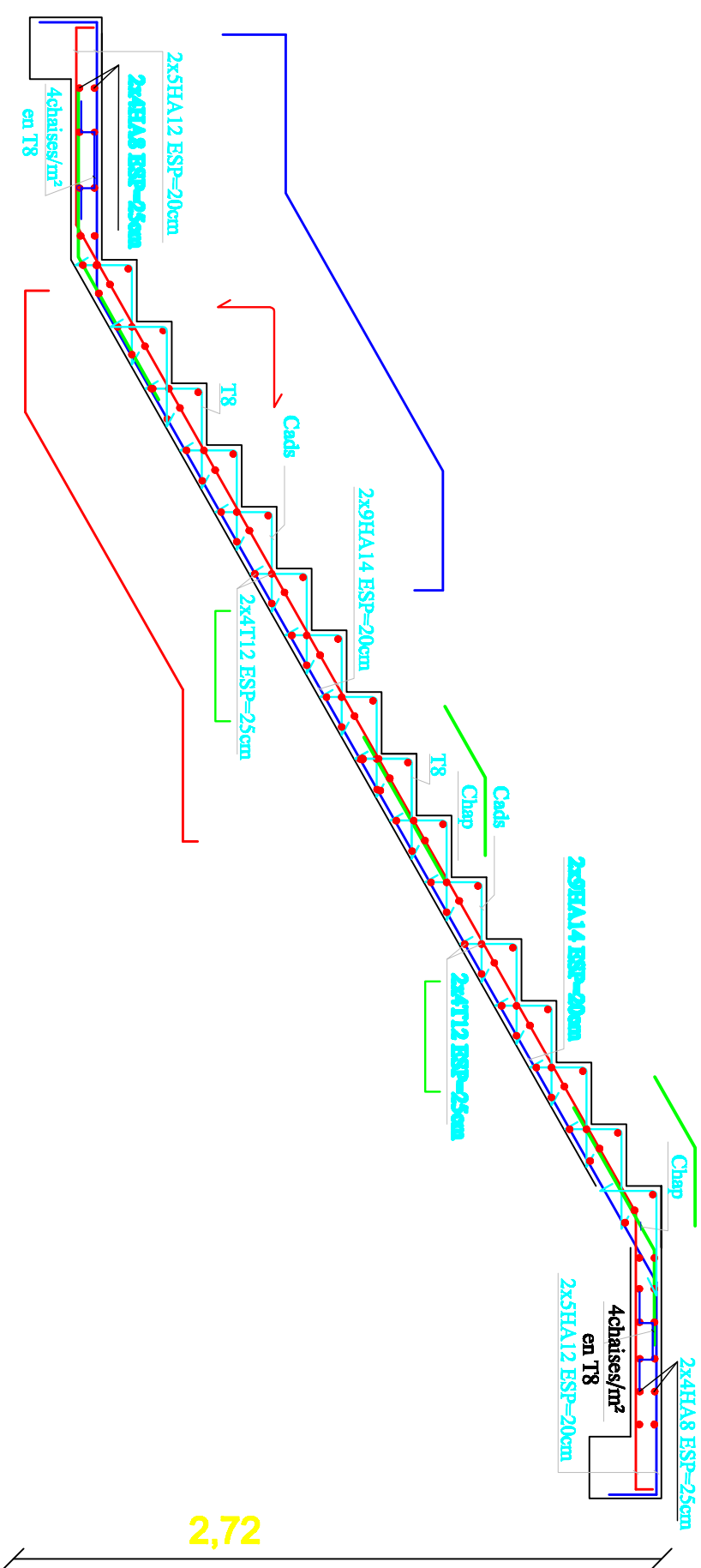
-M^{me} Saib.N

Titre :

**FERRAILLAGE DES VOILES
LONGITUDINAUX ET TRANSVERSAUX
VL02 et VT01**

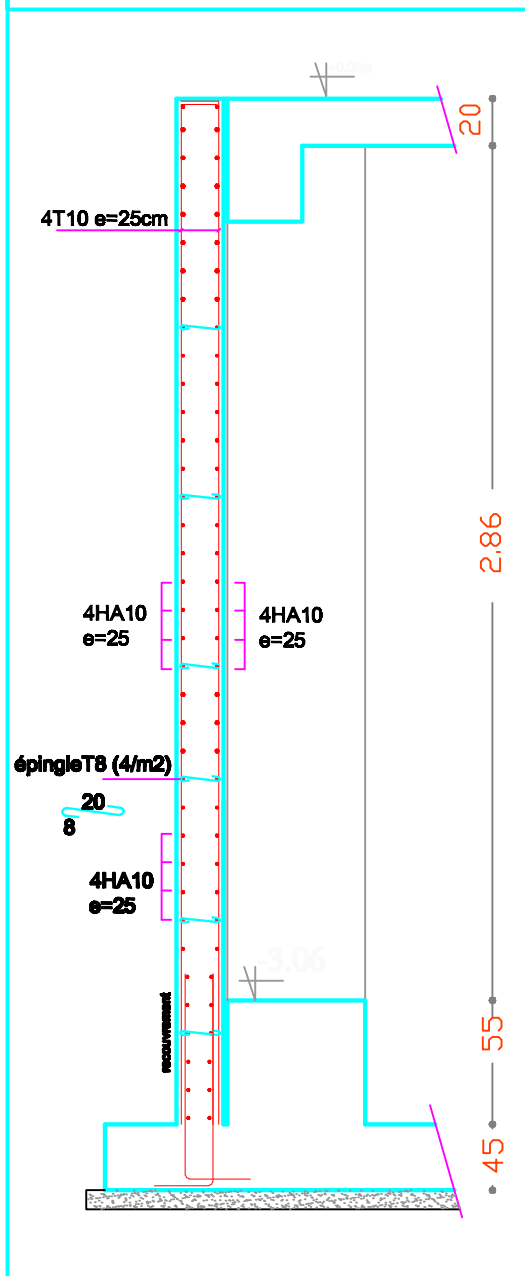
Plan N°:16

**Promotion:
2019-2020**

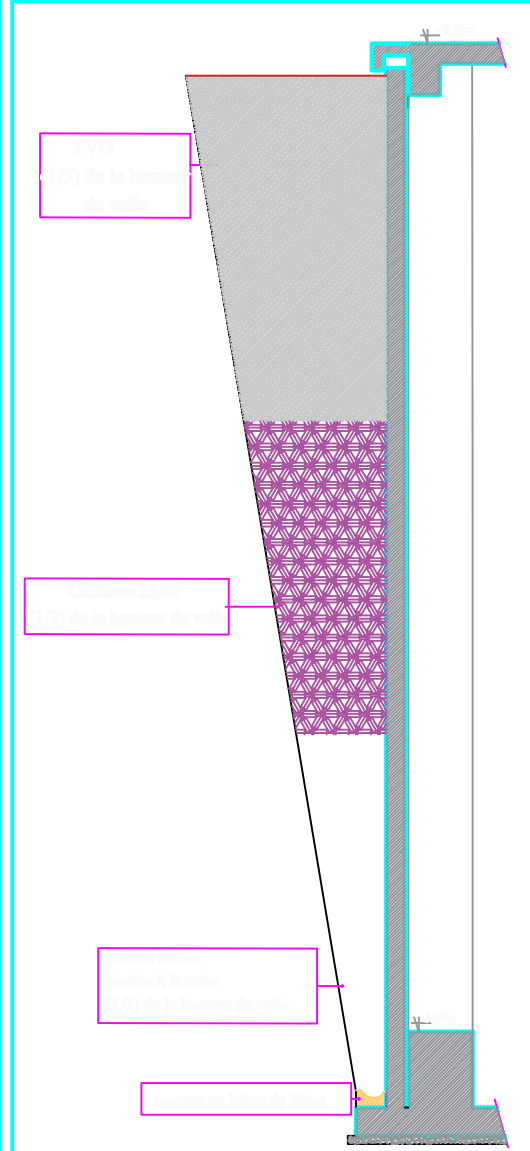


Remarque à l'architecte

Détails de ferrailage le voile plaque



Détails de drainage derrière le voile plaque



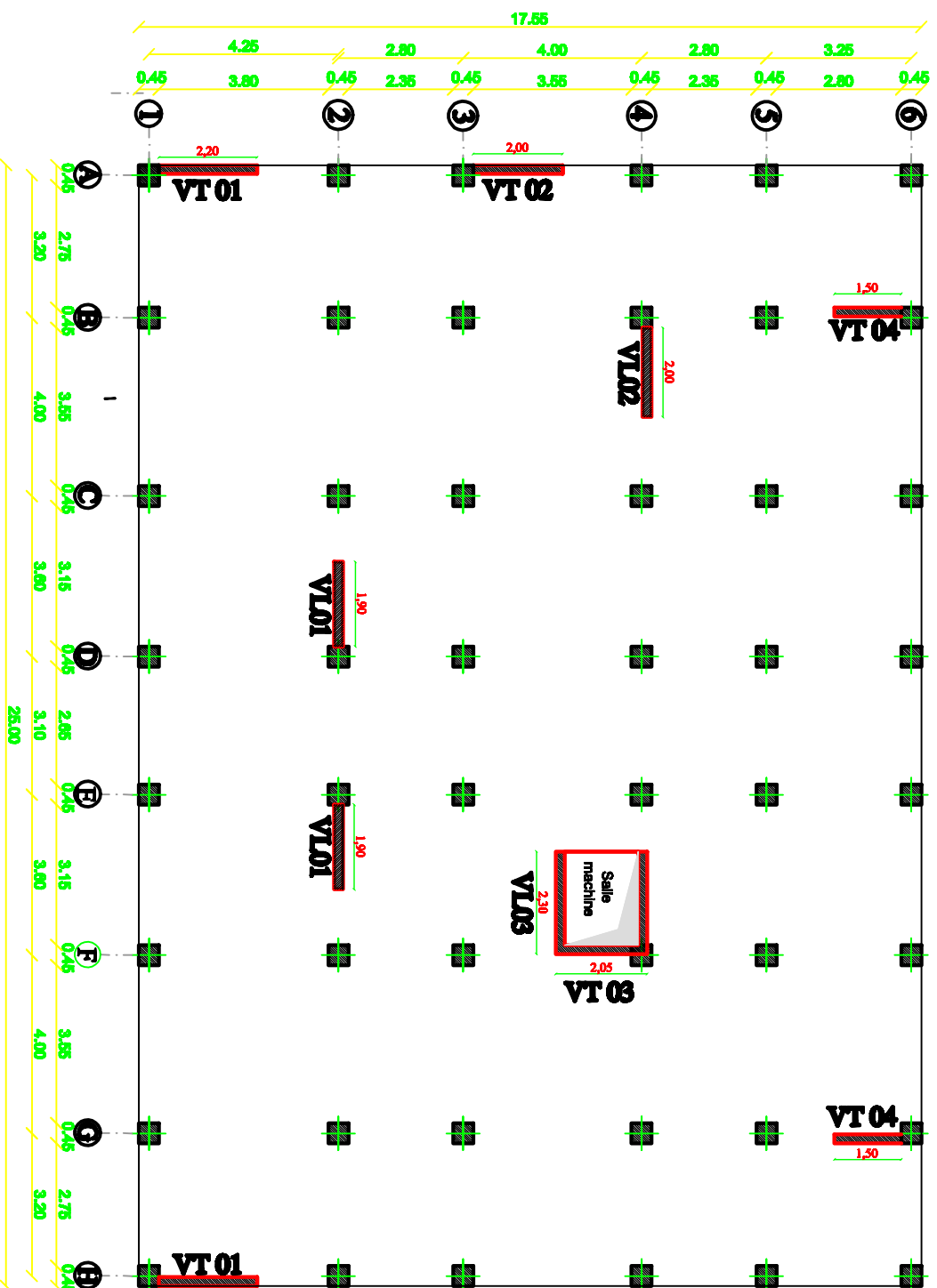
FERRAILAGE DE VOILE PLAQUE

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU
Faculté De Génie De La Construction Département De Génie Civil

Etudié par :
-M^{lle} OUIS Manal
-M^{lle} SOUAK Lydia
Dirigé par :
-M^{re} Saib.N

Titre :
-FERRAILAGE DE VOILE
PLAQUE

Plan N°:17
Promotion:
2019-2020



* Les Voiles Longitudinaux :

VL 01 = 1.90 m

VL 02 = 2.00 m

VL 03 = 2.30 m

* Les Voiles Transversaux :

VT 01 = 2.20 m

VT 02 = 2.00 m

VT 03 = 2.05 m

VT 04 = 1.50 m

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU		
Travail de cours de la Matière de la Construction des Bâtiments de Cours		
Etudié par :	Titre :	Plan N° : 02
- M ^{me} OUIS Mami		
- M ^{me} SOULAK Lydia		
Dirigé par :		Promotion :
- M ^{me} Sebti N		2019-2020