

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

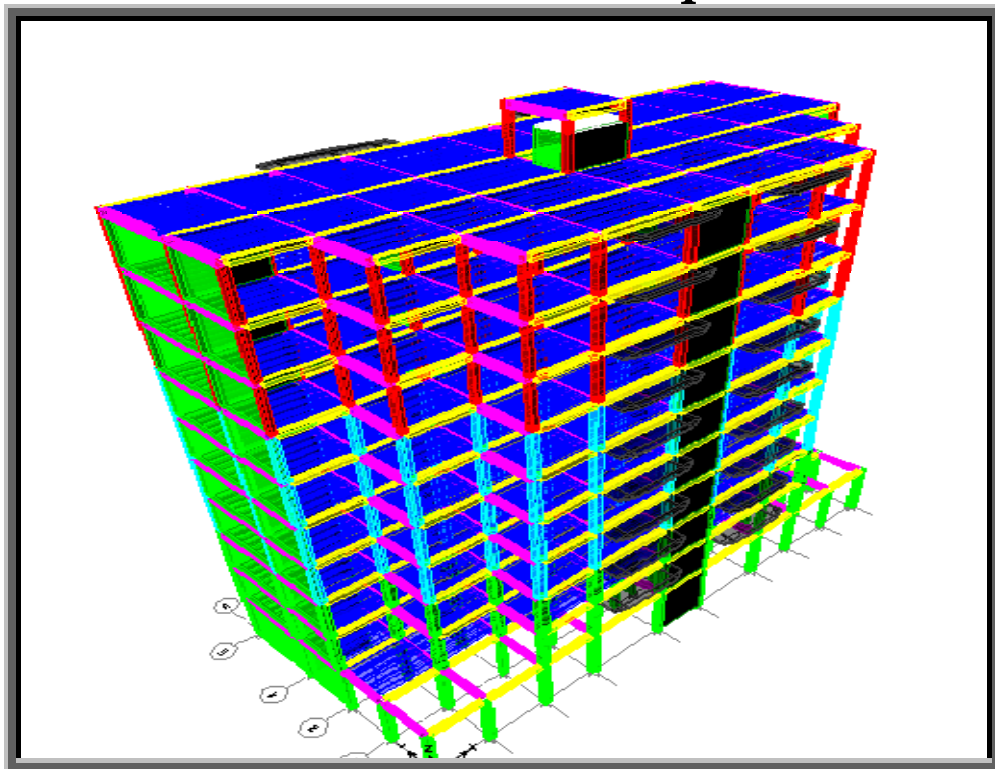


Mémoire de fin d'études

*En vue d'obtention du diplôme de master professionnel en génie civil.
Option : construction civil et industriel.*

THEME

Etude d'un bâtiment (R+9) à usage d'habitation et commercial contreventé par voile.



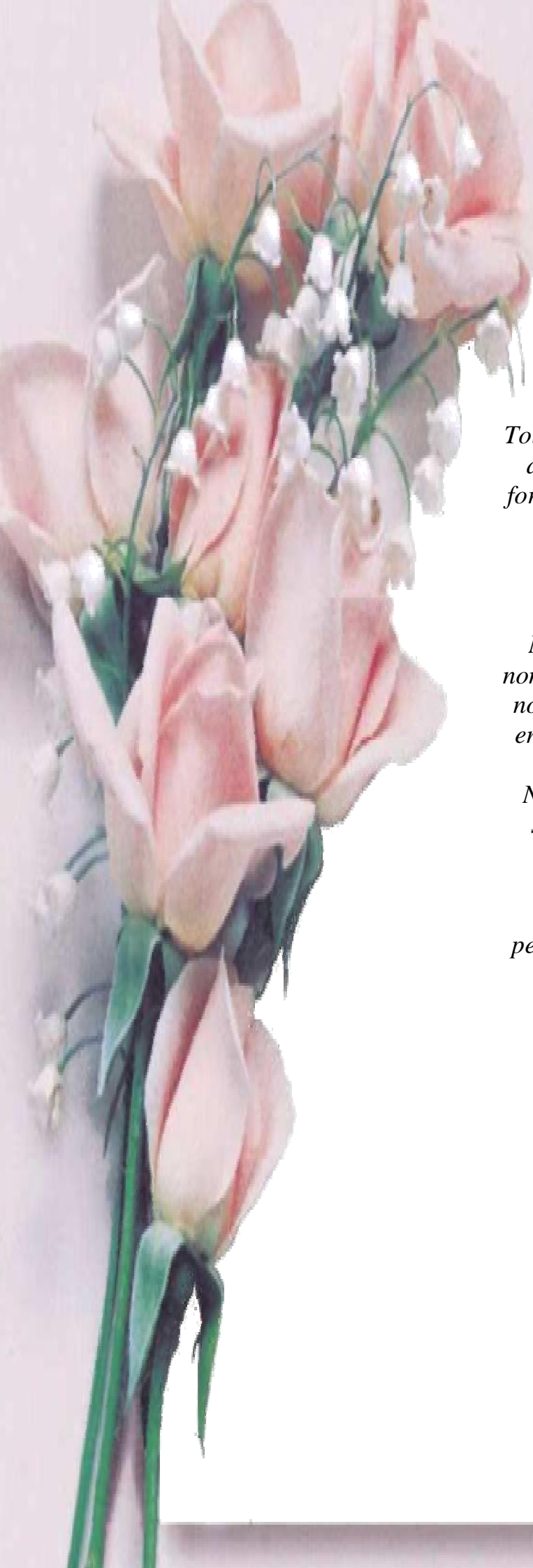
Etudié par :

***M^{elle} MEZIANE Fatma
M^{elle} HAMITOUCHE Nadia***

Dirigé par :

Mr MANSOURIA

PROMOTION 2014/2015



Remerciements

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

*Nous tenons à exprimer notre profonde
gratitude à notre promoteur, Mr
MANSOURI, pour toutes ses aides et les
nombreux conseils éclairés qu'il n'a cessé de
nous prodiguer, pour sa disponibilité et ses
encouragements afin de réaliser ce travail.*

*Nous vifs remerciements les plus sincères
s'adressent aux : Membres de jury pour
avoir bien voulu juger ce travail.*

*On tient à remercier aussi toutes les
personnes qui ont apporté leur aide de près
ou de loin.*



Dédicaces

Je dédie ce modeste travail :

À la mémoire de ma mère.

À ma grande mère

*À mon cher père à qui je dois tout et à
sa femme Malika.*

À mes frères : Ahemed ; Jigo ; Massi

À mes sœurs : Samira et son marie

ALI.

À Djamila et Amel.

*À mes tentes : Dahbia, Chabha et leurs
familles.*

À Ferroudja et Fatah et leur fille.

À mes cousins et cousines.

*À mon très cher fiancé Kader et sa
famille.*

*À ma très chère copine Fatma et sa
famille.*

À mes amies surtout Zouzou.

À toute la promotion 2015.

NADIA



Dédicaces

*Je dédie ce modeste travail : À mes chers parents auxquels je dois tout.
À mes frères : Ahemed ; Toufik ; Amrane.
À mes sœurs : Kahina et son marie
Ahcen ; Aldjia.*

À mes belles sœurs Zahia ; et Saliha et son marie et leur fille Ilina.

À mon cher mari HAMID.

À mes cousins et cousines.

À ma chère copine Nadia et sa famille.

À mes amies surtout Zouzou.

À toute la promotion 2015.

FATMA

SOMMAIRE

- Les plans d'architectures

- Plans de coffrage

- Introduction General

- **Chapitre I**: Présentation et description de l'ouvrage 1-12

- **Chapitre II** :Pré dimensionnement des éléments 13-28

- **Chapitre III** : Calcul des éléments non structuraux :

3-1- Planchers 29-48

3-2- Escaliers. 49-61

3-3- Poutre palière..... 62-71

3-4- Acrotère 72-81

3-5- Les balcons 82-89

3-6- La poutre de chainage 90-94

3-6- Salle machine 95-105

- **Chapitre IV** :Etude du contreventement 106-119

- **Chapitre V** :Modélisation de la structureavec ETABS 120-133

- **Chapitre VI**:Vérification RPA 134-146

- **Chapitre VI**:Ferrailage des éléments

1-Ferrailage des poteaux 147-159

2-Ferrailage des poutres 160-173

3-Ferrailage des voiles 174-197

- **Chapitre VIII** :Etude de l'infrastructure 198-222

Conclusion

Plans de ferrailage

Bibliographie

INTRODUCTION

Construire a toujours été l'un des premiers soucis de l'homme, et l'une de ses occupations privilégiées. De nos jours également, la construction connaît un grand essor dans la plus part des pays, et très nombreux sont les professionnels qui se livrent à l'activité de bâtir dans le domaine du bâtiment ou des travaux publics.

Cependant, si le métier de construire peut être considéré comme le plus ancien exercé par l'homme, il faut reconnaître qu'il leur a fallu au cours des dernières décades, s'adapter pour tenir compte de l'évolution des goûts et des mœurs, mais surtout aux nouvelles techniques de constructions qui permettent une fiabilité maximum de la structure vis-à-vis des aléas naturels tel que les séismes.

Une structure doit être calculée et conçue de telle manière à ce :

- Qu'elle reste apte à l'utilisation pour laquelle elle a été prévue, compte tenu de sa durée de vie envisagée et de son coût.
- Elle ne doit pas être endommagé par des événements, tels que : Explosion, choc ou conséquences d'erreurs humaines.
- Elle doit résister à toutes les actions et autres influences susceptibles de s'exercer aussi bien pendant l'exécution que durant son exploitation et qu'elle ait une durabilité convenable au regard des coûts d'entretien.

Pour satisfaire aux exigences énoncées ci-dessus, l'ingénieur doit choisir convenablement les matériaux, définir une conception, un dimensionnement et des détails constructifs appropriés. Spécifier les procédures de contrôles adaptées au projet considéré, au stade de la production, de la construction et de l'exploitation. Pour ce faire il faut impérativement se munir des règlements propres à chaque pays (RPA99/version 2003 pour le cas de l'Algérie).

Dans le but de concrétiser les connaissances acquise nous avons choisi d'étudier un bâtiment R+9 a usage habitation et commercial pour cela, on a divisé principalement notre travail en deux parties :

La première « Etude de la superstructure » consiste à calculer les éléments résistants de la structure en utilisant des appropriées aux calculs des éléments (portiques, voiles, planchers....) et tout en respectant les exigences du règlement du béton aux états limites (BAEL) et du règlement parasismique algérien (RPA), afin que chaque élément puisse répondre aux fonctions pour lesquelles il est conçu. Il s'avère que le calcul manuel de ces éléments rend la tâche longue, difficile, on a opté pour le logiciel ETAPS version 9.6, qui permet de réduire considérablement le temps de travail et d'aboutir à des résultats satisfaisants.

La deuxième « Etudes de l'infrastructure » consiste à calculer des fondations (superficielles ou profondes) qui sont des éléments permettant de porter toutes les charges dues à l'ouvrage au sol. Le choix du radier générale est notre cas.

Chapitre I :

Présentation et description
De l'ouvrage.

I- Présentation de l'ouvrage

Introduction

L'ouvrage qui nous a été confié par un bureau d'étude, fait l'objet de notre mémoire de fin de cycle. Ce dernier consiste à l'étude et le calcul d'un bâtiment de 10 niveaux (R+9) bi fonctionnel à usage commercial et habitation classé dans le groupe d'usage 2 selon la classification du RPA99/Version 2003 (Art 3.2 P14)

Ce bâtiment sera implanté à tizi ouzou , classée par le Règlement Parasismique Algérien RPA99/version 2003 (Art 3.2 P12) comme une région de moyenne séismicité (zone IIa).

Cette ouvrage est assise sur un sol de contrainte $\sigma_{sol}=2,5$ bar.

I-1) Réglementations :

Pour plus de précision dans nos calculs, on utilise :

-**Règles BAEL 91** : Pour présenter les méthodes pratiques de calcul relatives aux éléments Simples et aux structures de bases d'un bâtiment en béton armé.

- **RPA** : Règlement parasismique Algérien révisé en 2003.

- **DTR BC 2.2** : Document règlementaire.

L'ouvrage comporte :

- Le RDC comtien des locaux, galerie et F2.
- 9 étages courants sont à usage d'habitation comportant de type de logement 2F₃ et 2 F₄
- 1 cage d'escalier.
- 1 cage d'ascenseurs.
- Terrasse inaccessible.
- Une chambre d'ascenseur.

I-2) Caractéristiques géométrique : Le bâtiment présente les caractéristiques géométriques suivantes:

- Longueur du bâtiment : 32.15 m
- Largeur du bâtiment : 14.30 m
- Hauteur du bâtiment : 31.62 m
- Hauteur de l'étage courant : 3.06 m
- Hauteur du RDC : 4.08m

I-3) Eléments de l'ouvrage

I-3-1) Ossature

En se référant au RPA version 2003, qui exige que pour toute structure dépasse une hauteur de 17m en zone IIa. Comme la hauteur de notre bâtiment dépasse 17m il y a lieu d'introduire des voiles de contreventement, l'ossature est composée de :

- ❖ **Contreventement par portique** : c'est une ossature constituée de poteaux et poutres capable de reprendre la totalité des sollicitations dues aux charges verticales, et au moins 25 % de l'effort tranchant d'étage.
- ❖ **Contreventement par voile** : composé par des éléments verticaux en béton armé, disposés dans les deux sens, assurant la stabilité sous l'action des charges horizontales et reprend une partie des charges verticales (au plus 20%) et les transmettent aux fondations.

I-3-2) planchers

Les planchers sont des aires planes limitant les étages et supportant les revêtements chargés et surchargés. Ils sont en corps creux avec des poutrelles préfabriquées sur chantier. Les planchers assurent deux fonctions principales :

❖ **Fonction de résistance mécanique** :

Les planchers supposés infiniment rigides dans le plan horizontal, supportent leurs poids propres et les surcharges d'exploitation et les transmettent aux éléments porteurs de la structure.

❖ **Fonction d'isolation** :

Ils isolent thermiquement et acoustiquement les différents étages.

Tous les planchers de notre structure seront constitués en corps creux avec une dalle de compression armée d'un treillis soudé et coulée sur place.

Le plancher terrasse est non accessible, avec une forme de pente de 2% pour faciliter l'évacuation des eaux.

I-3-3) Dalle pleine :

Des dalles pleines en béton armé sont prévues au niveau des balcons et les paliers de repos des escaliers.

I-3-4) Escaliers

Notre bâtiment doté d'un type d'escalier droit à deux volées symétriques séparées par un palier de repos qui permet l'accès aux différents niveaux.

I-3-5) Cage d'ascenseur

Le bâtiment comporte aussi une cage d'ascenseur réalisée en voiles et coulée sur place.

I-3-6) Maçonnerie

- ❖ **Les murs extérieurs** : Ils seront réalisés en doubles cloisons en briques creuses d'épaisseur 10cm séparées d'une lame d'air de 5cm. Sa fonction est l'isolation thermique et acoustique.
- ❖ **Les murs intérieurs** : ayant comme principale fonction la séparation des espaces. Ils seront réalisés en doubles cloisons en briques creuses d'épaisseur 10cm séparées d'une lame d'air de 5cm dans le cas de séparation entre les locaux commerciaux et les logements. Le cas de séparation interne des logements, ils seront réalisés en simples cloisons en briques creuses de 10cm d'épaisseur.

I-3-7) Les voiles :

Les voiles sont des murs en béton armé appelés couramment refends, entrant dans la composition de l'ouvrage. Leur rôle est de reprendre les efforts horizontaux dus à l'action du séisme et du vent.

I-3-8) Revêtements

- Plâtre : pour les cloisons intérieures et plafonds.
- Mortier : de ciment pour les façades extérieures.
- Carrelage: pour les planchers et les escaliers.
- Revêtement en céramique : pour les murs de cuisines et les salles d'eau.

I-3-9) Coffrage :

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

I-3-10) Acrotère :

La terrasse sera entourée d'un acrotère en béton armé de 70cm de hauteur et de 10cm d'épaisseur.

I-3-11) Les fondations :

Par leurs positions et leurs fonctions stabilisatrice dans la structure, elles constituent une partie important de l'ouvrage. C'est une liaison directe entre la structure et le sol. Elles assurent aussi la transmission des charges et surcharges au sol. Leur choix dépend du type du sol d'implantation de l'ouvrage

I-4)Caractéristiques des matériaux**I-4-1) Le béton**

Le béton est un matériau de construction composé d'un mélange : de granulats (sable et graviers), d'un liant hydraulique (ciment) et d'eau de gâchage. Il est défini du point de vue mécanique par sa résistance qui varie avec la granulométrie, le dosage en ciment, la qualité de l'eau de gâchage et l'âge du béton. Sera conforme aux règles du BAEL91 (modifié 99) et du RPA99 (version 2003).

A titre indicatif le dosage courant par $1m^3$ est comme suite :

- Sable : 400 L $D_g \leq 5mm$
- Gravillon :800 L $D_g \leq 25mm$
- Ciment :350 kg / m^3 CPA 325
- Eau : 175 L

I-4-2) la mise en œuvre du béton :

La mise en œuvre du béton intervient de façon importante dans les qualités attendues du béton, telle la résistance mécanique, la compacité et la porosité.

Cette mise en place est favorisée par :

- Une bonne vibration.
- Une granulométrie continue.
- Des adjuvants appelés plastifiants.

Inversement la mise en œuvre est gênée par :

- Une densité importante de ferrailage, surtout si la distance entre aciers est faible.
- Les faibles températures
- Les faibles épaisseurs de coulage.

Il est recommandé, lors du coulage du béton, de ne pas le laisser tomber d'une hauteur importante (plus d'un mètre) sans prendre des précautions spéciales, pour éviter la ségrégation ; c'est-à-dire l'accumulation des au fond du moule et la montée de l'eau en partie supérieur, ce qui nuirait à sa compacité et à sa résistance.

Remarque importante :

- l'eau entrant dans la composition du béton devra être pure, pour Assurer l'intégrité des mélanges.
- la quantité d'eau introduite dans la composition du béton influe d'une part sur la facilité de mise en œuvre et d'autre part sur la résistance de ce dernier.

I-4-3) La résistance à la compression

Un béton est défini par une valeur de résistance à la compression à l'âge de 28 jours, dite valeur caractéristique requise notée f_{c28} , cette résistance est mesurée sur des éprouvettes cylindriques ayant un diamètre de 16cm et une hauteur de 32cm, écrasées en compression centrée.

Pour $j \leq 28$ jours, la résistance caractéristique du béton est défini comme suit :

$$\left. \begin{aligned}
 f_{cj} &= \frac{j}{4,76 + 0,83 \times j} \times f_{c28} \Rightarrow \text{pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa} \\
 f_{cj} &= \frac{j}{1,40 + 0,98 \times j} \times f_{c28} \Rightarrow \text{pour } f_{c28} \geq 40 \text{ MPa}
 \end{aligned} \right\} \text{(BAEL91/Art2.1, 22)}$$

Pour notre projet on adopte un $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

I-4-4) Résistance caractéristique a la traction du béton :(ART A-2.12 BAEL 91)

La résistance caractéristique à la traction à j jour notée f_{tj} est conventionnellement définie par la relation suivante :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj} \quad \text{avec : } f_{cj} \leq 60 \text{ MPa}$$

Dans la quelle f_{tj} et f_{cj} sont exprimées en MPA

A t = 28 jours on aura $f_{c28} = 0.6 + 0.06(25) = 2.1$ MPA

❖ **Module de déformation longitudinale** : il existe deux modules de déformation longitudinale :

• **Module de déformation instantanée** :

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

$$E_{ij} = 11000 (f_{cj})^{1/3} \text{ Mpa} \quad \text{pour : } f_{cj} = 25\text{Mpa} \rightarrow E_{ij} = 32164.2 \text{ Mpa.}$$

• **Module de déformation différée** :

Il permet de calculer la déformation finale du béton.

Le module de Young différé du béton dépend de la résistance caractéristique à la compression du béton : (Art 2.1.22 BAEL 91)

$$\begin{aligned} E_{vj} &= 3700(f_{cj})^{1/3} && \text{si } f_{c28} \leq 60\text{MPa (Art -2.1, 2 BAEL 91) .} \\ E_{vj} &= 4400(f_{cj})^{1/3} && \text{si } f_{c28} > 60\text{MPa, sans fumée de silice (Annexe F) .} \\ E_{vj} &= 6100 f_{cj} && \text{si } f_{c28} > 60\text{MPa, avec fumée de silice (Annexe F).} \end{aligned}$$

Pour notre cas :

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

$$E_{v28} = 3700(25)^{1/3}$$

$$E_{v28} = 10818,865 \text{ MPa}$$

❖ **Module de déformation transversale** :

Il est donné par la formule suivante : $G = \frac{E}{2(1 + \nu)}$

- E : module de Young
- ν : coefficient de poisson

I-4-5 Coefficient de poisson (ν): (BAEL 91 modifié 99 / Art A.2.1, 3),

C'est le rapport entre la déformation relative transversale et la déformation relative longitudinale.

$$\nu = \frac{\text{Déformation transversale}}{\text{Déformation longitudinale}}$$

il est pris égal à :

$\nu = 0$ à l'ELU pour le calcul des sollicitations.

$\nu = 0.2$ à l'ELS, pour le calcul des déformations.

I-5) Les états limites :

Un état limite est celui pour lequel une condition de sécurité d'une structure est strictement vérifiée au delà de cet état limites la construction cesse de remplir les fonctions pour les quelles elle à été conçue.

I-5-1) Les états limites ultime (ELU)

Ce sont des états qui correspondent à la valeur maximale de la capacité portante de l'ouvrage, ils sont relatifs à la stabilité de la structure et à la résistance des matériaux utilisés, il existe trois états limites :

- D'équilibre statique.
- De la résistance mécanique des matériaux (rupture)
- De stabilité de forme (flambement)

I-5-2) L'état limite de service (ELS)

C'est la limite au-delà de laquelle les conditions normales de durabilité et d'exploitation ne seront plus satisfaites, il comprend l'état limites de fissuration et de déformation, il existe trois états limites :

- De compression du béton.
- D'ouverture des fissures.
- De déformation (flèche).

I-6) Règles de calcul aux états limites**I-6-1) Etats limites ultime (ELU)**

Les hypothèses de calcul à l'ELU sont les suivantes :

- Les sections droites restent planes après déformation (hypothèse de NAVIER).
- La résistance à la traction du béton est négligeable.
- Il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- Le raccourcissement unitaire du béton est limite à 3,5‰ dans les cas de flexion simple ou composée et 2‰ dans le cas de compression simple.
- L'allongement limite de l'acier est limité à 10‰ .
- Le diagramme linéaire des déformations par l'un des trois pivots, c'est la règle des trois pivots A, B, C.

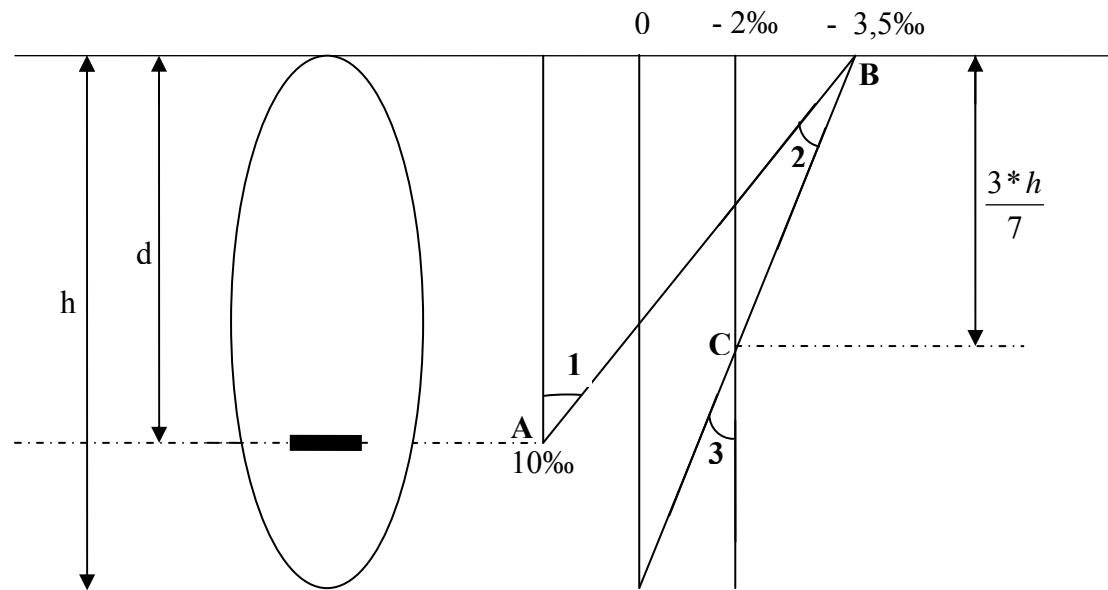


Fig I-1 : Diagramme des déformations limites de la section (artA4.3,3)

❖ Le domaine 1(pivot A)

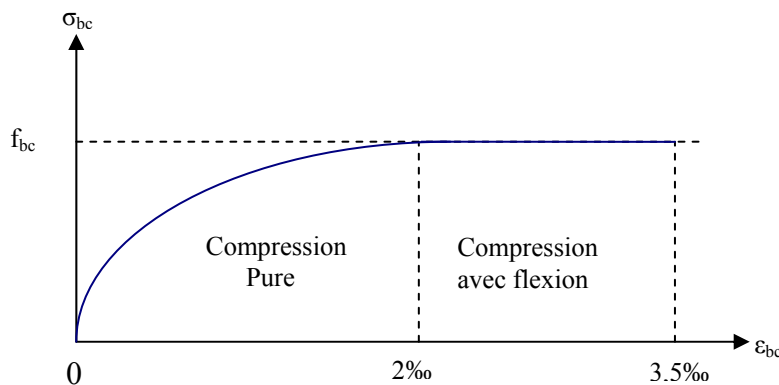
Ce domaine est conditionné par l'allongement de l'acier, est celui de la flexion sans une perte importante de la résistance du béton, donc on est dans le cas de la traction de faible excentricité, et la traction simple.

❖ Le domaine 2(pivot B)

Ce domaine est Conditionné par le raccourcissement de béton est celui de la flexion simple ou composée avec épuisement de la résistance du béton sur la fibre la plus comprimée, ou celle qui est partiellement comprimée.

❖ Le domaine 3(pivot C) : Section entièrement comprimée (compression simple ou composée).

• Diagramme des contraintes déformations du béton



BAEL91/Art4.3, 41

Fig I-2: Diagramme des contraintes déformations du béton

- en compression pure les déformations relatives étant limitées à 2‰ (la partie parabolique du graphe)
- en compression avec flexion, le diagramme de calcul est dit parabole- rectangle

$$(2‰ < \varepsilon_{bc} < 3,5‰), \quad \sigma_{bc} = f_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b}$$

f_{bc} : La contrainte limite à la compression

θ : Coefficient qui est fonction de la durée d'application des actions avec :

- $\theta = 1$ lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action considérée est supérieure à 24 h
- $\theta = 0.9$ Lorsque cette durée est comprise entre 1 h et 24 h
- $\theta = 0.85$ Lorsqu'elle est inférieure à 1h

γ_b : coefficient de sécurité:

$\gamma_b = 1.15$ en cas de combinaisons pour les situations accidentelles

$\gamma_b = 1.5$ en cas de combinaisons pour les situations courantes

- **Cas courant (durable) :**

$$f_{bc} = 0.85 \frac{25}{1 \times 1.5} = 14.16 \approx 14.20 \text{MPa}$$

- **Cas accidentel**

$$f_{bc} = 0.85 \frac{25}{1 \times 1.15} = 18.48 \text{MPa}$$

I-6-2) Etats limites de service (ELS) :

Les hypothèses de calcul à l'ELS sont les suivantes :

- Une section droite reste plane après déformation.
- La résistance à la traction du béton est négligeable.
- Les contraintes de l'acier et du béton sont proportionnelles aux déformations.

$$(\sigma_s = E_s \times \varepsilon_s \quad ; \quad \sigma_b = E_b \times \varepsilon_b)$$

- Glissement relatif entre l'acier et le béton est négligé.
- Par convention le coefficient d'équivalence entre l'acier et le béton est

$$(n = E_s / E_b = 15)$$

La contrainte limite ultime de service a la compression est donnée par :

$$\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} \longrightarrow \sigma_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{Mpa (à 28j d'âge)}$$

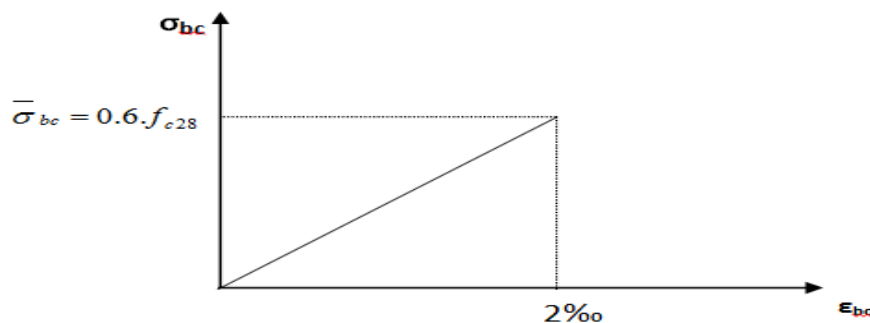


Figure I-3 : Diagramme contrainte déformation (ELS)

I-6-3) Contrainte Limite De Cisaillement (τ_u) : (BAEL 91 Modifier En 99 Art5-1)

$\tau_u = \min (0.13f_{c28} ; 5MPa)$ fissurations peu nuisible.

$\tau_u = \min (0.10f_{c28} ; 4MPa)$ fissurations préjudiciable ou très préjudiciable

I-6-4) Contrainte Tangente Conventiionnelle Du Béton :

D'après : (Art A.5.1.1 BAEL 91). Elle est donnée par la formule suivante :

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

T_u : Effort tranchant à L'E.L.U dans la section

b_0 : Largeur de l'âme

$d = 0,9h$: Position des aciers tendus.

Cette contrainte ne doit pas dépasser les valeurs suivantes : (Art :5. 1. 2 BAEL 91).

- Fissuration peu nuisible $\rightarrow \tau_u = \min 0.13f_{c28}; 5 MPa$
- Fissuration préjudiciable $\rightarrow \tau_u = \min 0.10f_{c28}; 4 MPa$
- Si les armatures sont inclinées à 45° : $\tau_u \leq \min \{0,27f_{cj}/\gamma_b ; 7MPa\}$.
- Si les armatures sont disposées de façon intermédiaire $45^\circ < \alpha < 90^\circ$:

Il est loisible de procéder à une interpolation linéaire pour fixer la valeur de τ_u .

I-7) Les actions**I-7-1) Définition**

On appelle actions, les forces et les couples dus aux charges appliquées à la structure ainsi que les déformations imposées à une construction ; on distingue trois actions :

I-7-1-1) Les actions permanentes (G)

Ce sont des actions en général dues aux poids propre de la structure il convient de tenir compte de tous les éléments (revêtements, étanchéité, cloisons, poussée des terres,...) leur intensités est constante.

I-7-1-2) Les actions variables (Q_i)

Ce sont des charges dont les intensités sont variables dans le temps, tel que :

- Charges d'exploitation fixées par le règlement en vigueur ;
- Charges climatiques (neiges, vent) ;
- Charges dues à l'effet de température ;
- Charges appliquées en cours d'exécution.

I-7-1-3) Actions accidentelles (A)

Ce sont des actions rares de courtes durées, provient de Séisme, explosions, incendies, ...etc.

I-7-2) Combinaisons d'actions

Pour calculer les sollicitations (effort normal (N), effort tranchant (T) moment de flexion (M_f) et moment de torsion (M_t)) développés dans une section on utilise les combinaisons d'action suivante :

❖ Combinaisons d'actions a considérés à l'ELU

• **Situation durable ou transitoire** : Lors de la situation durable ou transitoire il y a lieu de considérer :

$$1.35 G_{\max} + G_{\min} + \gamma_{Q1} Q_1 + \sum 1.3 \psi_{oi} Q_i$$

$\gamma_{Q1} = 1.5$ C'est dans le cas général (bâtiment) ;

$\gamma_{Q1} = 1.35$ Pour les charges routières, bâtiments agricoles ;

ψ_{oi} : coefficient de pondération des valeurs d'accompagnement, il est égal à 0.77 pour les bâtiments courants.

• **Situations accidentelles** : Les situations de calcul considérées résultent de la combinaison suivante :

$$G_{\max} + G_{\min} + \psi_{11} Q_1 + FA + \sum \psi_{2i} Q_i$$

FA : Valeur nominale de l'action accidentelle ;

$\psi_{11} Q_1$: Valeur fréquente de l'action variable ;

$\psi_{2i} Q_i$: Valeur quasi permanente d'action variable.

❖ Combinaisons d'actions a considérés à l'ELS

Elles résultent des combinaisons d'action ci-après :

$$G_{\max} + G_{\min} + Q_1 + \sum \psi_{oi} Q_i$$

G_{\max} : L'ensemble des actions permanentes dont l'effet est défavorable.

G_{\min} : L'ensemble des actions permanentes dont l'effet est favorable.

Q_1 : Action variable dite de base ;

Q_i : Action variable dite d'accompagnement.

❖ Les différentes combinaisons utilisées dans le calcul

- $1,35G + 1,5Q$;
- $G+Q$;
- $G + Q \pm 1,2 E$: pour les poteaux (Système auto stable) ;
- $0,8G \pm E$;
- $G + Q \pm E$; avec : E : Action du séisme.

I-8-2) Les aciers :

I-8-2-1) Nuances :

Les aciers sont utilisés pour le béton armé, ils sont classés en trois catégories :

• **Ronds lisses (RL) :**

Ce sont des barres lisses de nuances douce, mi dure (dureté naturelles) et elles sont de deux nuances : FeE220 et FeE240.

• **Barres haute adhérence :**

Elles sont de nuance FeE400 et FeE500, obtenues par laminage à chaud d'un acier naturellement dur.

• **Treillis à soudé :**

Ce sont des grillages de fils tréfiles lisses à mailles rectangulaires de 60 à 300mm, assembles par soudure électrique et ils sont de deux nuances : TL50 et TL52

I-8-2-2) Contraintes de calcul :

Diagramme déformation (ϵ_s), contrainte (σ_s) est conventionnellement défini ci-dessous

• **A l'ELU :**

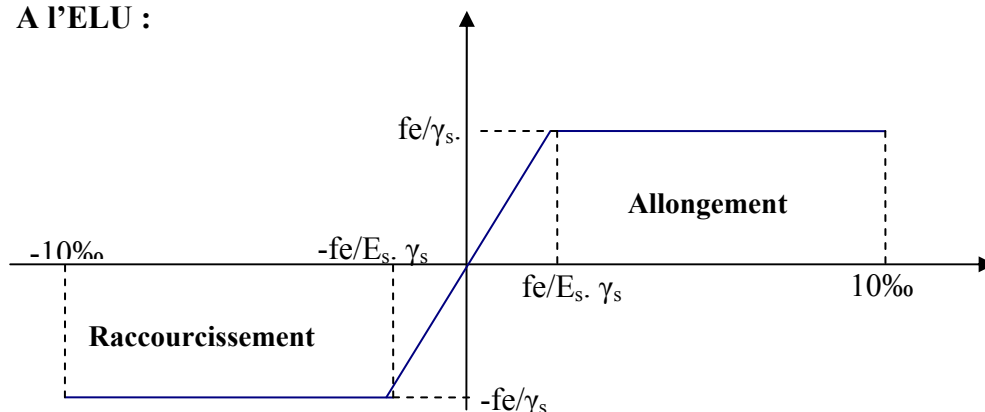


Fig I-4 : Diagramme contrainte déformation.

• **A l'ELS :**

- Cas où la fissuration est peu nuisible, la vérification à l'ELU est suffisante
- Cas où la fissuration est considérée comme préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_s = \min(3/2 \times f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{ij}})$$

Avec:

f_{ij} : la résistance caractéristique à la traction du béton exprimé en MPa.

η : Coefficient de fissuration

- $\eta = 1$ pour les ronds lisses y compris les treilles soudés
- $\eta = 1,6$ pour les armatures de haute adhérence avec $\phi \geq 6mm$

Dans notre cas on a pour $f_c = 400$ MPa, l'acier HA on a :

$$\bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa} \quad \text{En fissuration préjudiciable.}$$

I-8-2-3) Protection des armatures :

Afin d'éviter les problèmes de corrosion des aciers, il convient de les enrober par une épaisseur du béton suffisante. Cette épaisseur, l'enrobage, dépend des Conditions d'exposition de l'ouvrage. On adoptera les valeurs suivantes [Art A.7.1 /BAEL91modifiées 99] :

- $C \geq 5\text{cm}$ pour les ouvrages à la mer ou exposés aux embruns ou aux brouillards salins, ainsi que pour les ouvrages exposés à des atmosphères agressives.
- $C \geq 3\text{cm}$ pour les parois coffrées ou non qui sont soumises (ou susceptible de l'être) à des actions agressives, à des intempéries, et des condensations, que encore, en égard à la destination des ouvrages, au contact d'un liquide (réservoir, tuyaux...).
- $C \geq 2\text{cm}$: pour les éléments situés dans des locaux non couvert soumis aux condensations.
- $C \geq 1\text{cm}$ pour les parois qui seraient situées dans les locaux couverts et clos et qui seraient non exposées aux condensations.

Dans notre structure on prend un enrobage : $C = 2 \text{ cm}$.

❖ on résume les Caractéristiques des aciers utilisés dans le tableau suivant :

Type d'acier	Nomination	Symbole	Limite d'élasticité Fe [MPa]	Résistance à la Rupture	Allongement relatif à la Rupture [%]	Coefficient de fissuration	Coefficient de $ \psi $ scellement
Barre	Haute adhérence FeE400	H A	400	480	14 ‰	1,6	1,5
Aciers en Treillis	Treillis soudé (TS) TL520 ($\Phi < 6$)	T S	520	550	8 ‰	1,3	1

Tableau I-1 : Caractéristiques des aciers.

Chapitre II

Pré dimensionnement des
éléments

II-Pré dimensionnement des éléments :

Introduction :

Après avoir présenté les différentes caractéristiques de notre ouvrage, ainsi que les matériaux utilisés. Nous allons passer au pré dimensionnement des éléments structuraux à savoir les planchers, les poutres (principales et secondaires), les poteaux et les voiles. Ce pré dimensionnement est plus ou moins exact, mais indispensable pour avancer dans l'étude, c'est-à-dire, on risque de redimensionner une fois qu'on a constaté un surdimensionnement ou bien le contraire.

II-1) Les Planchers

Un plancher est une aire généralement plane, assure les fonctions principales suivantes :

- Supporter leurs poids propres et les charges d'exploitations.
- La transmission des charges verticales aux éléments porteurs.
- La transmission des efforts horizontaux aux différents éléments de contreventement.
- L'isolation thermique et phonique pour assurer le confort des occupants.

Et pour cela on calcule leurs déformations on utilise le RPA :

La hauteur totale du plancher, notée « h_t » est donnée comme suit : $h_t \geq \frac{L_{\max}}{22,5}$

L_{\max} : Portée libre de la plus grande portée dans le sens des poutrelles

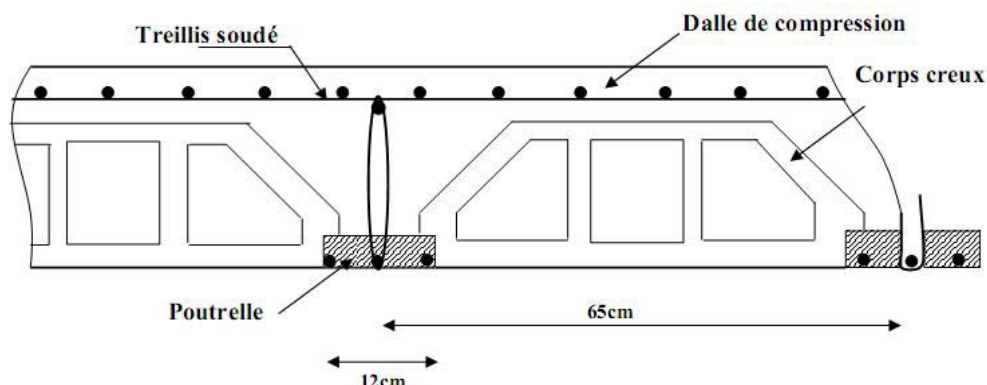
(min (b, h) \geq 25 cm en zone IIa on prend min = 25 cm)

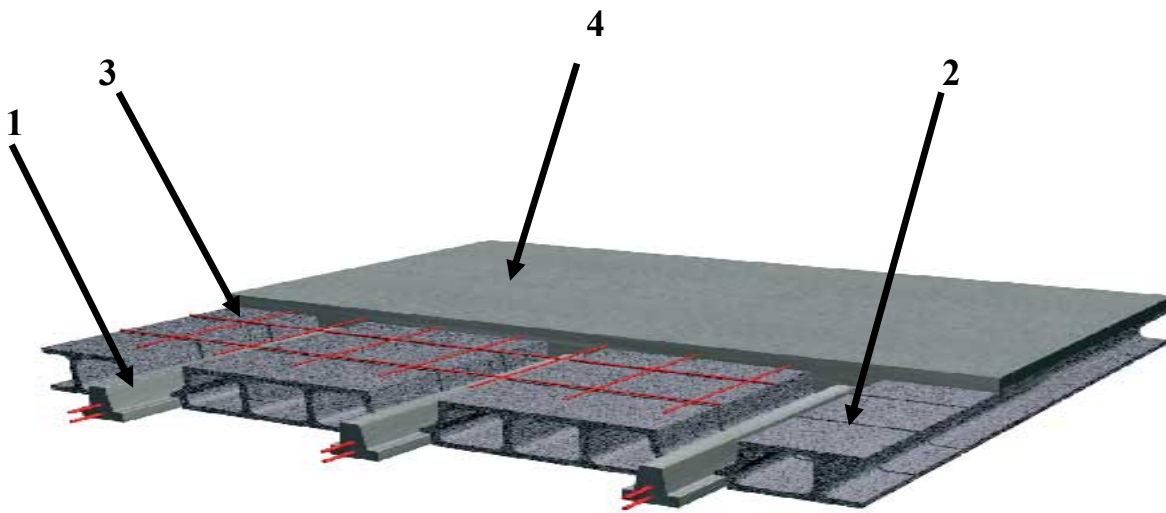
$$L = 460 - 25 = 435 \text{ cm}$$

Dans notre cas : $L_{\max} = 435 \text{ cm} \Rightarrow h_t \geq \frac{435}{22,5} = 19,33 \text{ cm}$

Conclusion :

On adoptera pour une hauteur normalisée de 20 cm, soit un plancher (16+4) cm, dont 16 cm qui est la hauteur du corps creux reposant sur des poutrelles préfabriquées, disposées suivant la petite portée et 4 cm c'est la hauteur de la table de compression en béton ferrailleur par un Treillis soudé (150 mm x 150 mm) coulée en place voir la figure qui suit :





1 : Poutrelles

3 : treillis soudé

2 : Corps creux

4 : Dalle de compression

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

II-2) Les dalles pleines :

a)- L'épaisseur des dalles pleines pour les balcons est donnée par la formule suivante

$$\frac{L}{20} \leq ep \leq \frac{L}{15}$$

L=1,40 m : portée libre

ep : épaisseur de la dalle.

$$\frac{140}{20} \leq ep \leq \frac{140}{15}$$

7cm ≤ ep ≤ 9.33cm → On adoptera une épaisseur de 15 cm

b)- L'épaisseur de la dalle pleine pour la salle des machines de l'ascenseur est donnée par la formule suivante :

$$\Rightarrow e_p \geq \frac{Lx}{30}$$

Lx = 2.75 m : portée libre.

$$\Rightarrow e_p \geq \frac{275}{30} = 9.16 \text{ cm}$$

Vue l'importance des charges que va reprendre la dalle, on adoptera une épaisseur de **ep=15 cm**.

II-3) Les Poutres :

Dans notre cas, les poutres principales et les poutres secondaires seront calculées selon deux travées différentes et leurs dimensions seront données par les formules suivantes:

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

Avec : L : La plus grande travée dans le sens considéré.

Elles doivent respecter les 3 conditions de RPA99.

- $b \geq 20 \text{ cm}$
- $h \geq 30 \text{ cm}$
- $\frac{h}{b} \leq 4$

II-3-1) Poutres principales

$$L = 4.60 - 0.25 = 4.35\text{m}$$

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{435}{15} \leq h \leq \frac{435}{10}$$

$$29 \leq h \leq 43.5 \quad \text{Soit : } h = 40 \text{ cm}$$

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

$$0,4 \times 40 \leq b \leq 0,7 \times 40 \Rightarrow 16 \leq b \leq 28 \quad \text{Soit : } b = 30 \text{ cm}$$

- **Vérification des exigences (RPA99, Art 7.5, 1) :**

$$\left\{ \begin{array}{l} h = 40 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée} \\ b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée} \\ \frac{h}{b} = \frac{40}{30} = 1,33 \leq 4 \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée} \end{array} \right.$$

Pour les poutres principales on opte: **h = 40 cm** et **b = 30 cm**

II-3-2) poutres secondaires

$$L = 4.60 - 0.25 = 4.35\text{m}$$

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{435}{15} \leq h \leq \frac{435}{10} \Rightarrow 29 \leq h \leq 43.5$$

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

$$0.4 h \leq b \leq 0.7 h$$

$$0.4 \times 35 \leq b \leq 0.7 \times 35 \Rightarrow 14 \leq b \leq 24.5$$

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

- Vérification des exigences (RPA99, Art 7.5, 1)

$$\left\{ \begin{array}{ll} h = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} & \rightarrow \text{Condition vérifiée} \\ b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} & \rightarrow \text{Condition vérifiée} \\ \frac{h}{b} = \frac{35}{30} = 1.16 \leq 4 & \rightarrow \text{Condition vérifiée} \end{array} \right.$$

Pour les poutres secondaires on opte pour: **h = 35 cm** et **b = 30 cm**.

Poutres principales (30x 40) cm² Poutres secondaires (30 x 35) cm²



Fig II-2: coupe transversale des poutres.

On résume nos résultats dans le tableau suivant :

Conditions	Poutres principales	Poutres secondaires	Vérification
$h \geq 30 \text{ cm}$	40 cm	35 cm	OK
$b \geq 20 \text{ cm}$	30 cm	30 cm	OK
$h / b \leq 4$	1.33	1.16	OK

II-4) Les Voiles :

Les voiles sont des éléments en béton armé coulés sur place. Ils sont destinés à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des actions horizontales et à reprendre une partie des effets dus aux charges verticales.

Le pré dimensionnement des voiles se fait selon RPA 99/V2003(Art7.7.1P56) sur les conditions suivantes :

Avec : L : Longueur du voile.
a : épaisseur du voile.

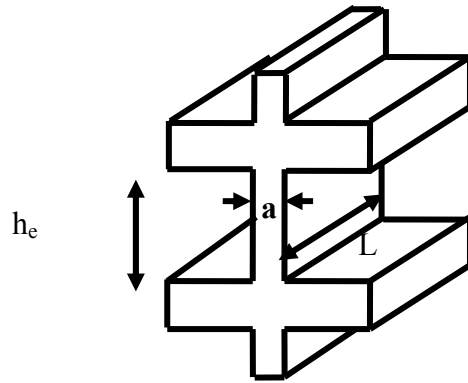
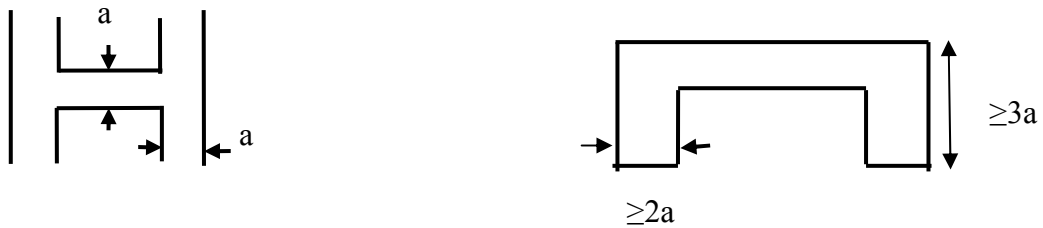


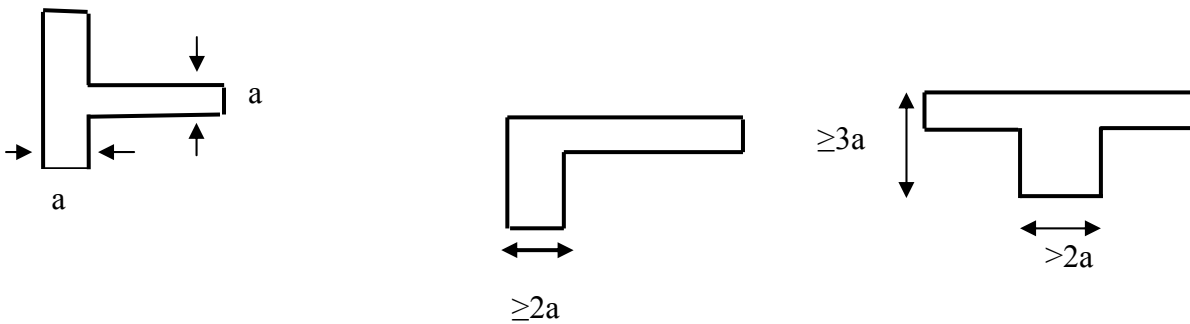
Fig II-3 : Coupe d'un voile en élévation

Différentes coupes des voiles :

1^{er} cas $a \geq h_e/25$



2^{eme} cas : $a \geq h_e/22$



3^{eme} cas : $a \geq h_e/20$

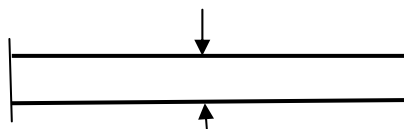


Fig II- 4: Les types des voiles

L'épaisseur minimal : $a > 15 \text{ cm,}$

$$a \geq \frac{h_e}{20} \quad (h_e : \text{doit être déterminé en fonction de la hauteur libre de l'étage}).$$

Pour RDC

$$h_e = 4,08 - 0,2 = 3,88 \text{ m}$$

$$a \geq \frac{h_e}{20} \Rightarrow a \geq \frac{388}{20} \Rightarrow a = 19.4 \text{ cm}$$

$$a \geq \frac{h_e}{22} \Rightarrow a \geq \frac{388}{22} \Rightarrow a = 17.63 \text{ cm}$$

$$a \geq \frac{h_e}{25} \Rightarrow a \geq \frac{388}{25} \Rightarrow a = 15.52 \text{ cm}$$

L'épaisseur des voiles de RDC : $a = 20 \text{ cm}$.

Pour l'étage courant

$$h_e = 3.06 - 0,2 = 2,86 \text{ m}$$

$$a \geq \frac{h_e}{20} \Rightarrow a \geq \frac{286}{20} \Rightarrow a = 14.30 \text{ cm}$$

$$a \geq \frac{h_e}{22} \Rightarrow a \geq \frac{286}{22} \Rightarrow a = 13.00 \text{ cm}$$

$$a \geq \frac{h_e}{25} \Rightarrow a \geq \frac{286}{25} \Rightarrow a = 11.44 \text{ cm}$$

L'épaisseur des étages courants : $a = 15 \text{ cm}$.

Remarque : on opte pour une épaisseur de 20 cm

$L_{\min} \geq 4a$ Pour les voiles on opte pour les dimensions suivantes :

La longueur du voile : $L_{\min} = 80 \text{ cm}$ pour le RDC.

La longueur du voile : $L_{\min} = 60 \text{ cm}$ pour les étages courants.

II-5) Déterminations des charges et surcharges**II-5-1) les charges permanentes (G) pour :****Les planchers :**

Les planchers sont réalisés en corps creux surmonté de plusieurs couches de protection.

Plancher de terrasse (inaccessible): D'après le DTR.BC.2-2 :

Elément	Epaisseur en (cm)	ρ (KN/m ³)	La charge G (KN /m ²) $G = \rho \times E$
♦ 1-Couche de gravier roulé	5	20	1.00
♦ 2-Etanchéité multi couche	2	/	0.12
♦ 3-Isolation thermique	5	4	0.20
♦ 4-Pare vapeur	/	/	0.10
♦ 5-Béton	8	25	2.00
♦ 6-Plancher à corps creux	20	/	2.85
♦ 7-Enduit en plâtre	2	1	0.02

G=6.29kN /m²

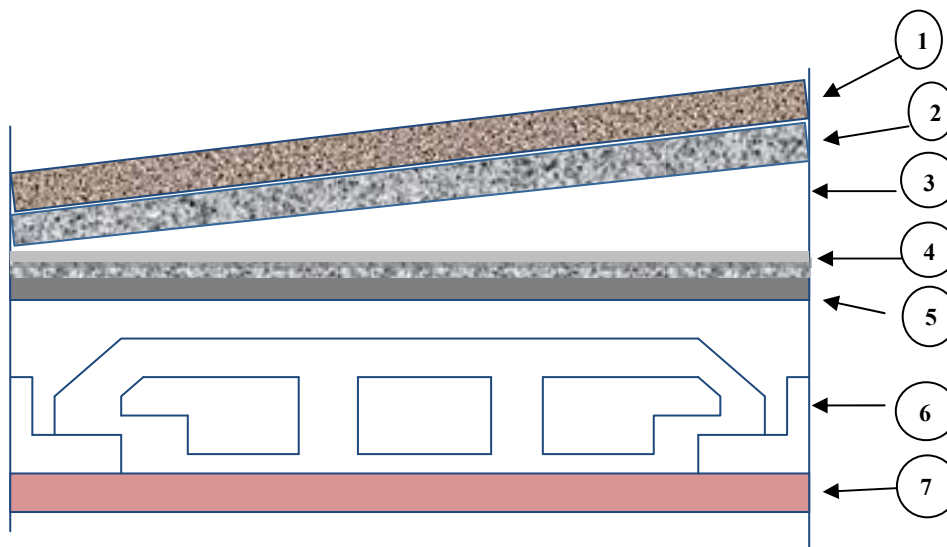


Fig II-5 : les défèrent couches de plancher terrasse inaccessible

Plancher d'étage courant : D'après le DTR.BC.2-2

Elément	Epaisseur en (cm)	ρ (KN/m ³)	La charge G (KN /m ²) $G = \rho \times E$
1-Revêtement en carrelage	1	20	0.20
2-Mortier de pose	3	22	0.66
3-Couche de sable	3	18	0.54
4-Plancher à corps creux	16+4	/	2.85
5-Enduit en plâtre	2	10	0.20
6-Cloison de séparation interne 8 trous	10	/	1.00
			G=5.45KN/m²

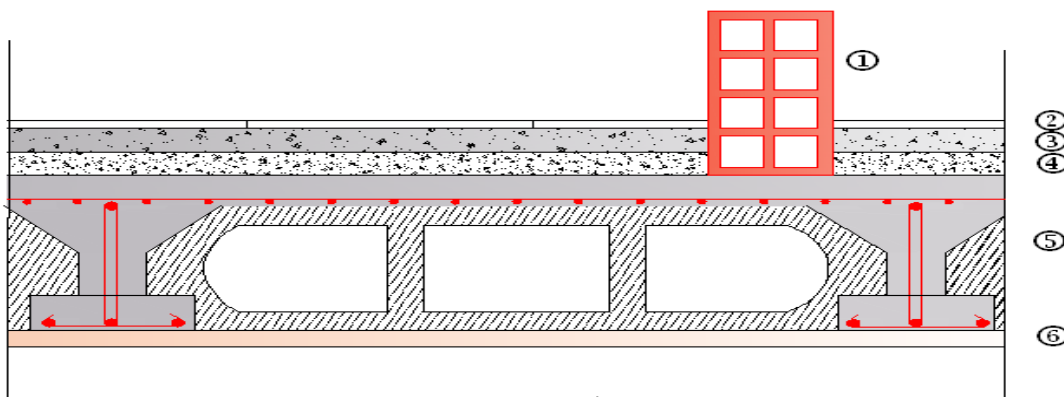


Fig II-6 : Coupe verticale du plancher courant

Balcon en (dalle pleine) : D'après le DTR.BC.2-2

Elément	Epaisseur en (cm)	ρ (KN/m ³)	La charge G (KN /m ²) $G = \rho \times E$
♦ 1-Brique creuses 8 trous	10	/	1.00
♦ 2-Revêtement en carrelage	2	20	0.40
♦ 3-Mortier de pose	3	22	0.66
♦ 4-Couche de sable	3	18	0.54
♦ 5-Dalle pleine	15	25	3.75
♦ 6-Enduit en plâtre	2	10	0.20
			G=6.55KN/m²

Dalle pleine

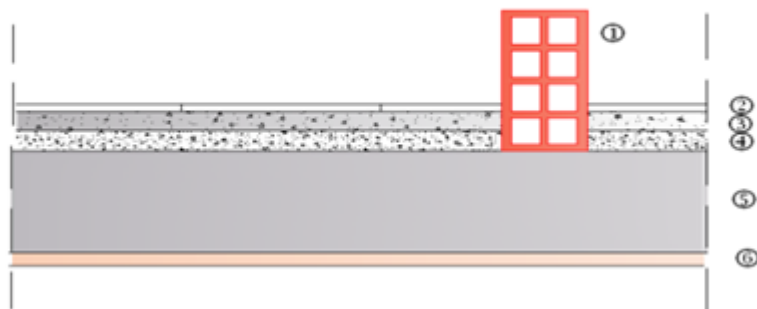


Fig II-7 : Coupe vertical d'une dalle pleine

La maçonnerie : D'après le DTR.BC.2-2

Murs extérieurs :

Elément	Epaisseur en (cm)	ρ (KN/m ³)	La charge G (KN /m ²) $G = \rho \times E$
♦ 1-5-Enduit au mortier de ciment	3	18	0.54
♦ 2-Brique creuses 8 trous	15	/	1.30
♦ 3-Lame d'air	5	/	0.00
♦ 4-Brique creuses 12 trous	10	/	0.90
♦ 1-Enduit de plâtre	2	10	0.20
			G=2.94KN/m²

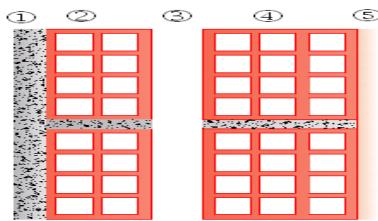


Fig II-8: Coupe verticale d'un mur extérieur

c)Murs intérieur :

Elément	Epaisseur en (cm)	ρ (KN/m ³)	La charge G (KN /m ²) $G = \rho \times E$
♦ 2-Enduit de plâtre	2	10	0.20
♦ 1-Brique creuses 8 trous	10	/	0.90
♦ 2-Enduit de plâtre	2	10	0.20
			G=1.30KN/m²

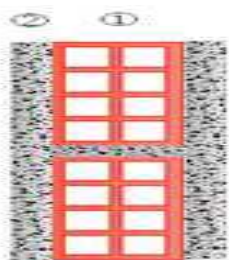


Fig II-9 : Coupe verticale d'un mur intérieur

II-5-2) Surcharges d'exploitation Q :

Elément	Surcharge d'exploitation Q (KN/m ²)
Plancher inaccessible	1.00
Plancher d'étage courant à usage d'habitation	1.50
Balcon	3.50
Escalier	2.50
Acrotère	1.00
Plancher de RDC	2.5

II-6) Les poteaux :

II-6-1) Pré dimensionnement des poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux en béton armé de section (carré, rectangulaire, circulaire, polygonale ...). Les poteaux se composent d'armatures longitudinale (verticale) et transversale (horizontale) ; ils travaillent en flexion composée, (principalement en compression) et constituent les points d'appuis pour les poutres et permettent la transmission des charges d'étage en étage puis aux fondations.

Les poteaux seront pré dimensionnés à l'ELS en considérant un effort de compression $N = (G+Q)$ qui devra être repris uniquement par le béton.

Nos calculs seront effectués sur le poteau le plus sollicité en compression (poteau G4).

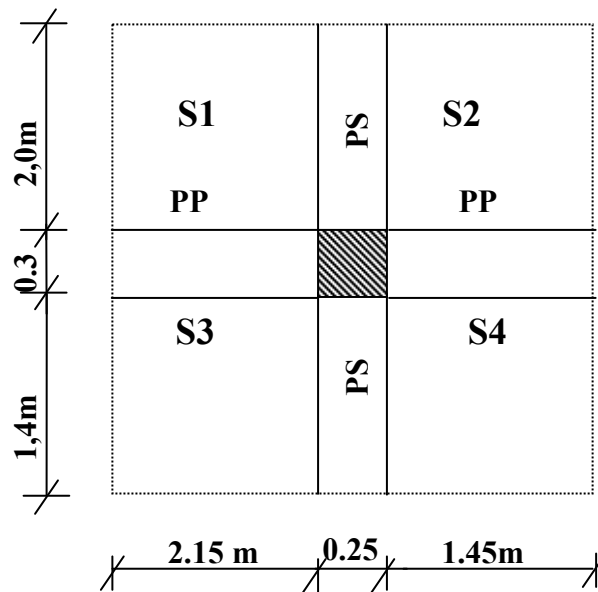
$$S_{pot} \geq N / \bar{\sigma}_{bc}$$

Avec

- S_{pot} : Section transversale du poteau.
- N : Effort normal de compression à l'ELS à la base du poteau.
- $\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte admissible du béton.

A) Charges et surcharges revenant au poteau plus (D4) :

1) Surface d'influence :



$$S = S_1 + S_2 + S_3 + S_4$$

$$S = 12,24 \text{ m}^2$$

2) Poids propre des éléments :

Plancher étage courant:

$$G_{pc} = G \times S = 5.45 \times 12,24 = 66,71 \text{ KN}$$

Plancher terrasse:

$$G_{pt} = G \times S = 6.29 \times 12,24 = 76,98 \text{ KN}$$

Poutres:

Poutres principales : $\rho \times b_{pp} \times h_{pp} \times (2,15+1,45) = 25 \times 0,3 \times 0,40 \times 3,6 = 10,80 \text{ KN}$

Poutres secondaires : $\rho \times b_{ps} \times h_{ps} \times (1,40+2,00) = 25 \times 0,30 \times 0,35 \times 3,40 = 8,93 \text{ KN}$

Poids poutres principales + poids poutres secondaires $10,80 + 8,93 = 19,73 \text{ KN}$

3) Surcharge d'exploitation :

RDC: $Q \times S = 1.5 \times 10,80 = 16,20 \text{ KN}$

Etages courants : $Q \times S = 1.5 \times 10,80 = 16,20 \text{ KN}$

Terrasse : $Q \times S = 1.00 \times 10,80 = 10,80 \text{ KN}$

Remarque :

Le but ce chapitre est de dimensionner les poteaux alors pour calculer leurs poids nous avons fixé les dimensions suivantes pour tout les poteaux de notre structure (30x30).

Poids propre des poteaux

$$G_{RDC} = 25 \times 0,3 \times 0,3 \times 3,88 = 8,73 \text{ KN}$$

$$G_{EC} = 25 \times 0,3 \times 0,3 \times 2,68 = 6,45 \text{ KN}$$

4) Loi de dégression des charges :

Les règles de **BAEL 91** ainsi que le document technique réglementaire DTR BC 2-2 nous proposent des lois de dégression des surcharges pour les bâtiments à usage d'habitation ou d'hébergement possédant un grand nombre de niveaux, et ceci pour tenir compte de non simultanéité des surcharges d'exploitation sur tous les planchers : **(DTR BC 2-2/6-1)**

La loi de dégression des charges s applique si seulement si :

$i=n$: Pour $n \geq 5$: $Q_n = Q_0 + [(3+n)/2n] \cdot \sum Q_i$

Soit : Q_0 : La charge d'exploitation sur le toit ou la terrasse couvrant le bâtiment.

$Q_1, Q_2, Q_3, \dots, Q_n$: Les charges d'exploitation respectivement des niveaux 1, 2, 3, ..., n numérotés à partir du sommet du bâtiment :

Pour les calculs de la descente de charges, on introduit les valeurs suivantes :

Sous toiture : $\sum_0 = Q_0$

Niveau 01: $\sum_1 = Q_0 + Q_1$

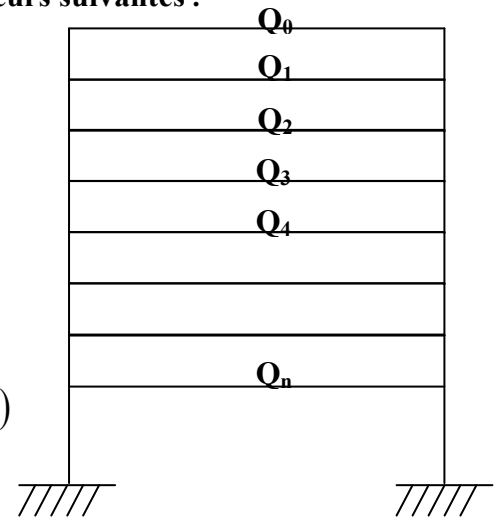
Niveau 02 : $\sum_2 = Q_0 + 0,95 \cdot (Q_1 + Q_2)$

Niveau 03 : $\sum_3 = Q_0 + 0,90 \cdot (Q_1 + Q_2 + Q_3)$

Niveau 04 : $\sum_4 = Q_0 + 0,85 \cdot (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$

.....
 Niveau n : $\sum_n = Q_0 + \left(\frac{3+n}{2.n}\right) \cdot (Q_1 + Q_2 + Q_3 + \dots + Q_n)$

Le coefficient $\left(\frac{3+n}{2.n}\right)$ étant valable pour les niveaux ($n \geq 5$).



Il est donné par le tableau suivant :

Niveau	9	8	7	6	5	4	3	2	1	0
Coeff	1	1	0.95	0.90	0.85	0.80	0.75	0.714	0.687	0.667

5) Les surcharges cumulées :

Sous toiture : $\sum_0 = Q_0 = 10,80KN$

Niv 01: $\sum_1 = Q_0 + Q_1 = 10,80 + 16,20 = 27,00KN$

Niv 02 : $\sum_2 = Q_0 + 0,95.(Q_1 + Q_2) = 10,80 + 0,95(16,2 + 16,2) = 41,58KN$

Niv 03 : $\sum_3 = Q_0 + 0,90.(Q_1 + Q_2 + Q_3) = 10,80 + 0,90(16,2 \times 3) = 54,54KN$

Niv 04 : $\sum_4 = Q_0 + 0,85.(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 10,8 + 0,85(16,2 \times 4) = 72,36KN$

Niv 05 : $\sum_5 = Q_0 + 0,80.(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 10,80 + 0,80(16,2 \times 5) = 75,6KN$

Niv 06 : $\sum_6 = Q_0 + 0,75.(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 10,80 + 0,75(16,2 \times 6) = 83,70KN$

Niv07 : $\sum_7 = Q_0 + 0,714.(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7) = 10,8 + 0,714(16,2 \times 7) = 91,77KN$

Niv08: $\sum_8 = Q_0 + 0,687.(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8) = 10,80 + 0,687(16,8 \times 8) = 99,84KN$

Niv09: $\sum_9 = Q_0 + 0,667.(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9) = 10,8 + 0,667(16,2 \times 9) = 108,05KN$

Descente de charge :

NIV	Charges permanentes [KN]					Surcharges d'exploitation [KN]		Effort normal N=G+Q [KN]	Section du poteau [cm ²]	
	Planchers	Poutres	Poteaux	G totale	Gcumulée	Qi	Qcumulée		Section trouvée	Section adoptée
9	76,98	18,24	6,43	76,98	76,98	10,80	10,80	87,78	58,52	30X30
8	66,71	18,24	6,43	66,71	143,69	16,20	27,00	170,69	113,79	30X30
7	66,71	18,24	6,43	66,71	210,40	16,20	43,2	253,60	169,06	30X30
6	66,71	18,24	6,43	66,71	277,11	16,20	59,4	336,51	224,34	35X35
5	66,71	18,24	6,43	66,71	343,82	16,20	75,60	419,42	279,61	35X35
4	66,71	18,24	6,43	66,71	410,53	16,20	91,80	502,33	334,90	35X35
3	66,71	18,24	6,43	66,71	477,24	16,20	108,00	585,24	390,16	35X35
2	66,71	18,24	6,43	66,71	543,95	16,20	124,20	668,15	445,43	40X40
1	66,71	18,24	6,43	66,71	610,66	16,20	140,40	751,06	500,71	40X40
RDC	66,71	18,24	8,73	66,71	677,37	16,20	156,60	833,97	555,98	40X40

Conclusion :

Les sections des poteaux adoptées sont :

RDC + Niveau 1, 2 \Rightarrow (40 \times 40) cm²

Niveau 3, 4, 5, 6 \Rightarrow (35 \times 35) cm²

Niveau 7, 8, 9 \Rightarrow (30 \times 30) cm²

Remarque :

Pour conférer aux poteaux une meilleure résistance aux sollicitations sismiques, il est recommandé de concevoir des poteaux forts et de privilégier la rupture au niveau de la poutre et non pas au niveau du poteau. Ceci nous a conduits à augmenter la section de nos poteaux (pour éviter la rotule plastique), pour cela on doit effectuée des vérifications qui sont exigée par RPA (RPA/A.7.4.1).

Vérification des conditions du RPA (article 7.4.1) :

$$\left. \begin{array}{l} \text{Min}(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm en zone IIa} \\ \text{Min}(b_1, h_1) \geq h_e/20 \\ 1/4 < b_1/h_1 < 4 \end{array} \right\} \text{(RPA/A.7.4.1).}$$

- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm en zone IIa}$
 $\text{Min}(40,40)=40\text{cm} \geq 25 \text{ cm} \Rightarrow \text{vérifier}$
 $\text{Min}(35,35)=35\text{cm} \geq 25 \text{ cm} \Rightarrow \text{vérifier}$
 $\text{Min}(30,30)=30\text{cm} \geq 25 \text{ cm} \Rightarrow \text{vérifier}$
- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq h_e/20$ (h_e : hauteur libre du poteau)
 Pour le RDC : $\text{Min}(40,40) = 40\text{cm} \geq 388/20 = 19,40 \text{ cm}$ (OK).
 Pour les étages 1,2 : $\text{Min}(40,40) = 40\text{cm} \geq 286/20 = 14.30 \text{ cm}$ (OK).
 Pour les étages 3, 4, 5,6 : $\text{Min}(35,35) = 35\text{cm} \geq 286/20 = 14.30 \text{ cm}$ (OK).
 Pour les étages 7, 8,9 : $\text{Min}(30,30) = 30\text{cm} \geq 286/20 = 14.30 \text{ cm}$ (OK).
- $1/4 < b_1/h_1 < 4$
 Poteaux Niveaux RDC, 1, 2: $1/4 < (b/h = 40/40 = 1) < 4$ (OK).
 Poteaux Niveaux 3, 4, 5, 6: $1/4 < (b/h = 35/35 = 1) < 4$ (OK) .
 Poteaux Niveaux 7,8 ,9 : $1/4 < (b/h = 30/30 = 1) < 4$ (OK).

Vérification de la résistance des poteaux au flambement :

Le flambement est un phénomène d'instabilité de forme qui peut survenir dans les éléments comprimés des structures. La vérification consiste à calculer l'élanement λ qui doit satisfaire la condition suivante : $\lambda \leq 50$

Cette instabilité dépend de :

La longueur de flambement.

La section (caractéristiques géométriques).

La nature des appuis.

Le calcul du poteau au flambement consiste à vérifier la condition suivante : (BAEL 99 B.8.4.1)

$$\lambda = L_f / i$$

Avec:

λ : élanement du poteau.

$L_f = 0.7 L_0$ (poteaux encasturé- encasturé)

L_f : longueur de flambement

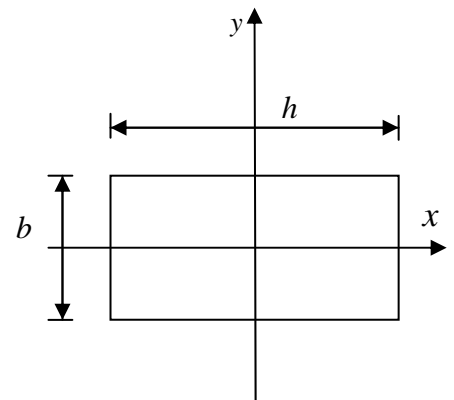
L_0 : La hauteur libre de poteaux ;

i : rayon de giration

$B = b \times h$ = Section transversale du poteau.

I_x : Moment d'inertie

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{0.7 L_0}{\sqrt{\frac{I}{B}}} = \frac{0.7 L_0}{\sqrt{\frac{bh^3}{12}} \sqrt{bh}} = \frac{0.7 L_0 \sqrt{12}}{h}$$



- Poteau du RDC (40x40) cm² : $L_0 = 4.08 - 0.40 = 3.68\text{m}$

$$\lambda = 22.3 < 50 \text{ vérifiée.}$$

Poteaux (40x40) cm² du 1,2, étages : $L_0 = 3.06 - 0.4 = 2.66\text{m}$

$$\lambda = 16.12 < 50 \text{ vérifiée.}$$

- Poteaux (35x35) cm², du 3, 4, 5,6 étages : $L_0 = 3.06 - 0.40 = 2.66\text{ m}$

$$\lambda = 18.42 < 50 \text{ vérifiée.}$$

- Poteaux (30x30) cm² 7, 8,9 étages : $L_0 = 3.06 - 0.4 = 2.66\text{m}$

$$\lambda = 21.5 < 50 \text{ vérifiée.}$$

Conclusion :

La condition étant vérifiée, tous les poteaux de l'ossature sont prémunis contre le flambement.

Chapitre III

Calcul des éléments

III.1) Calcul des planchers :

Introduction :

La structure comporte des planchers en corps creux (16+4), dont les poutrelles sont préfabriquées, disposées suivant le sens transversal et sur lesquelles repose le corps creux.

Pour les balcons, le porte à faux, et le plancher porteur d'ascenseur, ainsi que la dalle couvrant celui-ci ou des dalles pleines seront prévus.

Le plancher en corps creux est constitué de ;

1. Nervures appelées poutrelles de section en T.

2. Corps creux, sont utilisés comme coffrage perdu et comme isolant phonique sa dimension est

Les planchers à corps creux sont constitué de :

Nervure appelé poutrelle de section en T, elles assurent une fonction de portance ; la distance entre axe des poutrelles est de 65cm.

Remplissage en corps creux, utilisé comme coffrage perdu et comme isolant phonique et thermique sa dimension est de 16cm.

Une dalle de compression en béton de 4cm d'épaisseur, elle est armée d'un quadrillage d'armature de nuance (fe520).

Nous avons à étudier le plancher le plus sollicité qui est celui de l'étage courant.

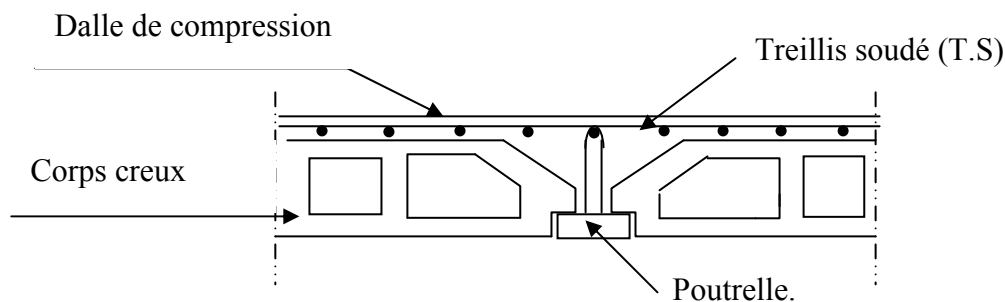


Fig III- 1: Schema d'un plancher en corps creux

III-1-1) Calcul de la dalle de compression :

La dalle de compression est coulée sur place. Elle est de 4cm d'épaisseur armée d'un quadrillage de treillis soudé (TLE 520) qui doit satisfaire les conditions suivantes : (BAEL 91/B.6.8,423).....[2]

❖ Les dimensions des mailles du treillis soudé ne doivent pas dépasser :

- 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux nervures,
- 33 cm pour les armatures parallèles aux nervures.
- Les sections d'armatures doivent satisfaire aux conditions définies ci-après, et ce pour une longueur : $50 < L_x < 80$ cm
- L_x : est l'entre axe des poutrelles égale à 65cm.

A) Armatures \perp aux poutrelles

$$A_{\perp} \geq \frac{4xL}{f_e}$$

Avec

- A_{\perp} : cm^2 par mètre linéaire
- L : Entre axes des poutrelles en (cm)
- f_e : Limite d'élasticité de l'acier utilisé (MPa)

▪ A.N

$$A_{\perp} \geq \frac{4 \cdot 65}{520} \geq 0.5 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adoptera 6HA6 soit $A = 1.7 \text{ cm}^2$ $e = 15 \text{ cm}$

B) Armatures // aux poutrelles

$$A_{\parallel} \geq \frac{A_{\perp}}{2}$$

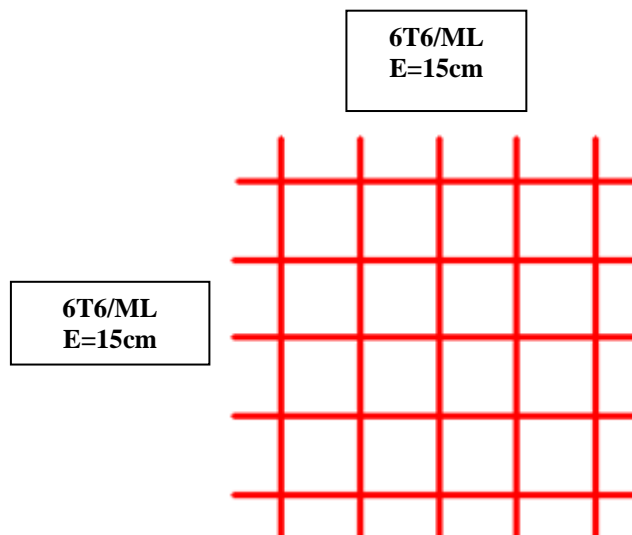
▪ A.N

$$A_{\parallel} = \frac{1.7}{2} = 0.85 \text{ cm}^2$$

On adopter 6HA6 soit $A = 1.7 \text{ cm}^2$ $e = 15 \text{ cm}$

Conclusion

On optera pour un treillis soudé **TLE 520**.



FigIII-2 : Treillis soudes

III-1-2) Calcul des poutrelles :

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. Elle se calcule comme une section en T.

a) Dimensionnement de la poutrelle

$$b_1 \leq \min (L / 2; L_1 / 10 ; 8h_0)$$

Avec :

L : distance entre deux parements voisins de deux poutrelles ($L = 65 - 12 = 53 \text{ cm}$)

L_1 : longueur de la plus grande travée. ($L_1 = 435 \text{ cm}$)

b_0 : largeur de la nervure. ($b_0 = 12 \text{ cm}$)

h_0 : épaisseur de la dalle de compression ($h_0 = 4 \text{ cm}$).

b_1 : largeur de l'hourdis à prendre on compte de chaque cote de la nervure est limitée à la plus faible des valeurs si dessus :

$$b_1 = L \begin{cases} / 2 = 26,5 \text{ cm} \\ b_1 = L_1 / 10 = 43,5 \text{ cm} \\ b_1 = 8h_0 = 32 \text{ cm} \end{cases}$$

donc $b_1 \leq \min (26,5 ; 43,5 ; 32)$

$$b_1 = 26,5 \text{ cm}$$

$$b = 2.b_1 + b_0 = 65 \text{ cm}$$

b : largeur de la dalle de compression.

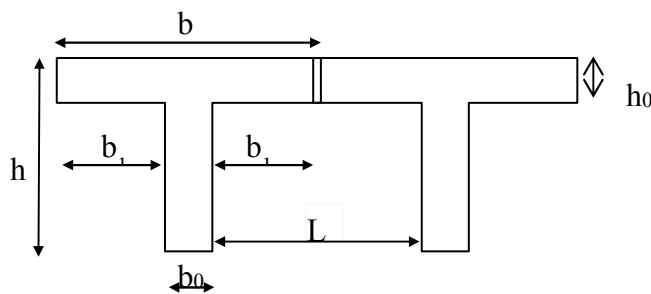


Fig III-3 : construction de la section en T

b) Le calcul des poutrelles se fait en deux étapes :

1-Calcul avant coulage de la dalle de compression

La poutrelle est considérée comme une poutre de section rectangulaire $(12 \times 4) \text{ cm}^2$ reposant sur deux appuis. Elle est sollicitée par une charge uniformément répartie représentant son poids propre, le poids du corps creux et la surcharge de l'ouvrier.

- Poids propre de la poutrelle : $0.12 \times 0.04 \times 25 \dots\dots\dots 0.12 \text{ KN/ml}$,
- Poids du corps creux : $0.65 \times 0.95 \dots\dots\dots 0.62 \text{ KN/ml}$,
- Surcharge due à l'ouvrier $\dots\dots\dots 1.00 \text{ KN/ml}$.

Charge permanente : $G = 0.74 \text{ KN/ML}$

Charge d'exploitation : $Q = 1 \text{ KN/ML}$

- **Combinaison d'action à l'ELU :**

$$q_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$q_u = 1.35(0.74) + 1.5(1.0) = 2.5 \text{ KN/ml}$$

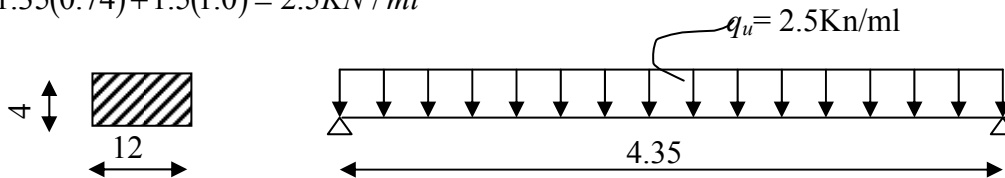


Fig III-4 : Schéma statique de la poutrelle.

Moment en travée :

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

$$M_0 = \frac{2.5(4.35)^2}{8} = 5.91 \text{ KN.m}$$

Effort tranchant :

$$T = \frac{q l}{2}$$

$$T = \frac{2.5(4.35)}{2} = 5.44 \text{ KN}$$

Calcul des armatures :

Soit l'enrobage $c = 2 \text{ cm}$

Hauteur utile : $d = 2 \text{ cm}$.

$$\mu_u = \frac{M_0}{b \times d^2 \times f_{bu}}, \quad f_{bu} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.2 \text{ MPa.}$$

$$\mu_u = \frac{5.91 \times 10^3}{12 \times 2^2 \times 14.2} \rightarrow \mu_u = 8.67 \gg \mu_1 = 0.392 \Rightarrow \text{SDA.}$$

Sachant que la hauteur des poutrelles est de 4 cm, il nous est impossible de disposer des armatures de compression et de traction, ce qui nous oblige à prévoir des étais intermédiaires à fin d'aider les poutrelles à supporter les charges et surcharges auxquelles elles sont soumises avant coulage de la dalle de compression (espacement entre étais 80 à 120 cm).

Calcul du nombre et des distances entre étais intermédiaires

Le moment limite correspondant à une S.S.A est égale à :

$$M_L = \mu_L \times b \times d^2 \times f_{bu} = 0.392 \times 120 \times 20^2 \times 14.2 = 0,267 \text{ KN.m}$$

Donc, La longueur max entre appui pour avoir une S.S.A est égale à :

$$l_{\max} = \sqrt{\frac{8 \times M_l}{q}} = \sqrt{\frac{8 \times 0.267}{2.5}} = 0.92 \text{m.}$$

2-Calcul après coulage de la dalle de compression :

Après coulage, la poutrelle travaille comme une poutre en T reposant sur des appuis intermédiaires, partiellement encastrée à ses deux extrémités. Elle supporte son poids propre ainsi que les charges et surcharges revenant au plancher.

c)-Poids des planchers :

➤ Plancher terrasse :

Charges permanentes: $G = 6.29 \times 0.65 = 4.09 \text{ KN/ml}$

Charges d'exploitations : $Q = 1 \times 0.65 = 0.65 \text{ KN/ml}$

➤ Plancher étage courant :

Charges permanents $G = 5.45 \times 0.65 = 3.54 \text{ KN/ml}$

Charges d'exploitation $Q = 2.5 \times 0.65 = 1.625 \text{ KN/ml}$

c-1)-Combinaison de charges :

➤ Plancher terrasse :

ELU : $q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 4.09 + 1.5 \times 0.65 = 6.5 \text{ KN/ml}$

ELS : $q_{\text{ser}} = G + Q = 4.09 + 0.65 = 4.74 \text{ KN/ml}$

➤ Plancher étage courant :

ELU : $q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 3.54 + 1.5 \times 1.625 = 7.22 \text{ KN/ml}$

ELS : $q_{\text{ser}} = G + Q = 3.54 + 1.625 = 5.17 \text{ KN/ml}$

III.1.3)Méthode de calcul:

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

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

❖ Méthode forfaitaire

Le principe de la méthode consiste à évaluer les moments en travée et en appuis à partir de fraction fixée forfaitairement de la valeur maximale des moments fléchissant en travée, celle-ci étant supposé isostatique de même portée libre et soumise aux mêmes charges que la travée considérée.

• **Les conditions d'application**

1- La valeur de la surcharge d'exploitation est au plus égale a deux fois la charge permanente ou 5 KN/M².

$$Q \leq (2G, 5KN)$$

Pour la terrasse

$$Q = 1KN/m^2 \leq \min(2 \times 4.09; 5KN/m^2) = (8.18KN/m^2; 5KN/m^2) = 5KN/m^2$$

⇒ **La condition est vérifiée.**

Pour l'étage courant

$$Q = 1.5KN/m^2 \leq \min(2 \times 3.54; 5KN/m^2) = (7.08KN/m^2; 5KN/m^2) = 5KN/m^2$$

⇒ **La condition est vérifiée.**

2- La fissuration est considérée comme étant non préjudiciable.

3- Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25

$$\frac{L_1}{L_2} = \frac{4.60}{3.30} = 1.39 > 1.25 \Rightarrow \text{La condition non vérifiée}$$

$$\frac{L_2}{L_3} = \frac{3.30}{3.10} = 1.06 \Rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

$$\frac{L_3}{L_4} = \frac{3.10}{3.00} = 1.03 \Rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

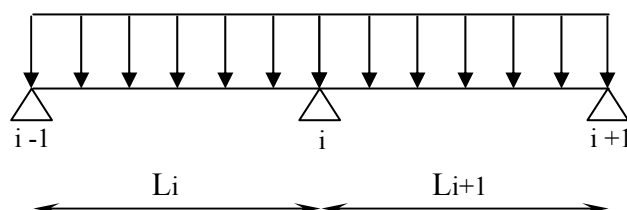
Conclusion :

Dans notre cas la méthode la méthode forfaitaire n'est pas applicable, le calcule se fera par la méthode des trois moments

a- Rappel sur la méthode des trois moments :

Moment aux appuis :

$$M_{i-1} \times L_i + 2M_i(l_i + l_{i+1}) + M_{i+1} \times l_{i+1} = \frac{-q_i \times l_i^3}{4} - \frac{q_{i+1} \times l_{i+1}^3}{4}$$



Moment en travées :

Le moment en travée à distance x de l'appui « i » est donné par la relation suivante :

$$M(X) = \frac{ql}{2}x - \frac{q}{2}x^2 + M_i(1 - \frac{X}{l_i}) + M_{i+1} \times \frac{X}{l_i} \rightarrow \text{Moment à l'abscisse X de la travée (i+1)}.$$

Avec :

X_i : La position du point dont le moment en travée est maximal, il est donné par la relation suivante :

$$\frac{dM(X)}{dX} = 0 \rightarrow X = \frac{l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{q \times L}$$

Efforts tranchants :

$$T(X) = \frac{dM(X)}{dX} = \frac{q \cdot L_{i+1}}{2} - q \cdot X + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_{i+1}}$$

Pour X = i → T(i) = $\frac{q \cdot L_{i+1}}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_{i+1}}$

Pour X = i + 1 → T(i + 1) = $\frac{-q \cdot L_{i+1}}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_{i+1}}$

M_{i-1}, M_i, M_{i+1} sont les moments aux appuis, i-1 , i , i+1 respectivement

1-Calcul à L'ELU :

❖ **Calcul des efforts :**

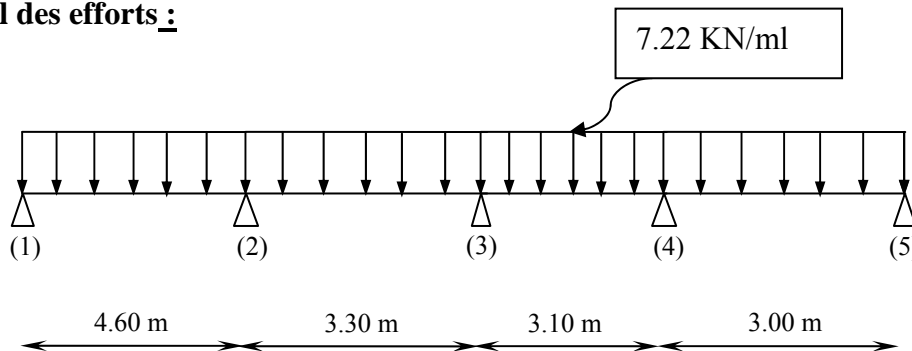


Fig III-5: Schéma statique de la poutrelle

1-1- Moments aux appuis :

Appui 1 : $9.2M_1 + 4.6M_2 = -175.7$

Appui 2 : $4.6M_1 + 15.8M_2 + 3.3M_3 = -240.57$

Appui 3 : $3.3M_2 + 12.8M_3 + 3.10M_4 = -118.64$

Appui 4 : $3.1M_3 + 12.2M_4 + 3.00M_5 = -102.50$

Appui 5 : $3.00M_4 + 6M_5 = -48.74$

La résolution de ce système se fait par le logiciel MATLAB, les résultats sont les suivantes :

$$M_1 = -14.0879KNm$$

$$M_2 = -10.0199KNm$$

$$M_3 = -5.2881KNm$$

$$M_4 = -5.7698KNm$$

$$M_5 = -5.2384KNm$$

1-2-Calcul des moments en travées :

Travée (1-2)

$$X= 2.42 \text{ m}$$

$$M(x) = 7.09 \text{ KN.m}$$

Travée (2-3)

$$X= 1.84 \text{ m}$$

$$M(x) = 6.69 \text{ KN.m}$$

Travée (3-4)

$$X= 1.52 \text{ m}$$

$$M(x) = 3.17 \text{ KN.m}$$

Travée (4-5)

$$X= 1.52 \text{ m}$$

$$M(x) = 2.62 \text{ KN.m}$$

Tableau récapitulatif des moments en travées :

Travée	Longueur (m)	X (m)	M(X) (KN.m)
Travée 1-2	4.60	2.42	7.09
Travée 2-3	3.30	1.84	6.69
Travée 3-4	3.10	1.52	3.17
Travée 4-5	3.00	1.52	2.62

La méthode des trois moments surestime les moments sur appuis à l'encontre de ceux en travées, pour cela on réduit les moments sur appui de $\frac{1}{3}$ des valeurs trouvées ainsi qu'on augmente les moments en travée de $\frac{1}{3}$ des valeurs trouvées, de plus on considère un semi encastrement aux niveau des appuis de rive.

On aura donc

➤ **Calcul des Moments corrigés aux appuis :**

$$M_1 = -9.391 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = -6.679 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = -3.525 \text{ KN.m}$$

$$M_4 = -3.846 \text{ KN.m}$$

$$M_5 = -3.492 \text{ KN.m}$$

➤ **Calcul des Moments corrigés en travée :**

$$M_{t(1-2)} = 9.45 \text{ KN.m}$$

$$M_{t(2-3)} = 8.92 \text{ KN.m}$$

$$M_{t(3-4)} = 4.22 \text{ KN.m}$$

$$M_{t(4-5)} = 3.49 \text{ KN.m}$$

1-3-Calcul des efforts tranchants :

T_i et T_{i+1}: Efforts tranchants sur appuis de gauche et droite respectivement.

$$T(X) = \frac{dM(X)}{dX} = \frac{q \cdot L_{i+1}}{2} - q \cdot X + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_{i+1}}$$

Au niveau d'un appui « i » $V(x) = \frac{q \cdot L_{i+1}}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_{i+1}}$

après

Au niveau d'un appui « i+1 » $V(x) = -\frac{q \cdot L_{i+1}}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_{i+1}}$

} les moments seront en valeur absolue

Travée	Longueur	T _i (x=0) KN	T _{i+1} (x=l _i)	X(m)	M _{max} [KN.m]
Travée 1-2	4.60	16.01	-17.19	2.38	9.45
Travée 2-3	3.30	10.95	-12.86	1.78	8.92
Travée 3-4	3.10	11.29	-11.08	1.53	4.22
Travée 4-5	3.00	10.71	-10.94	1.51	3.492

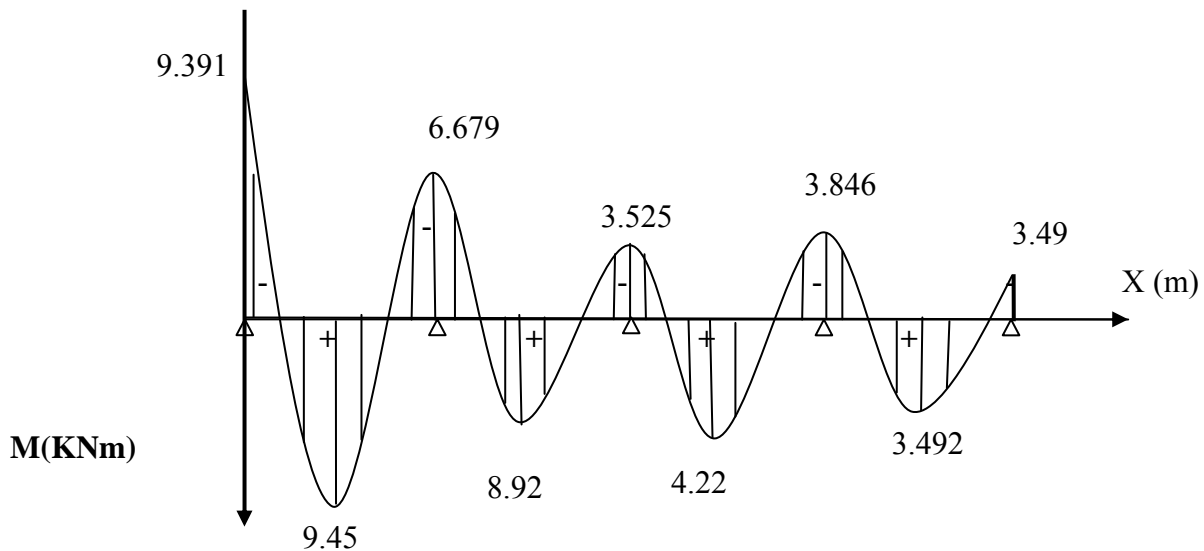
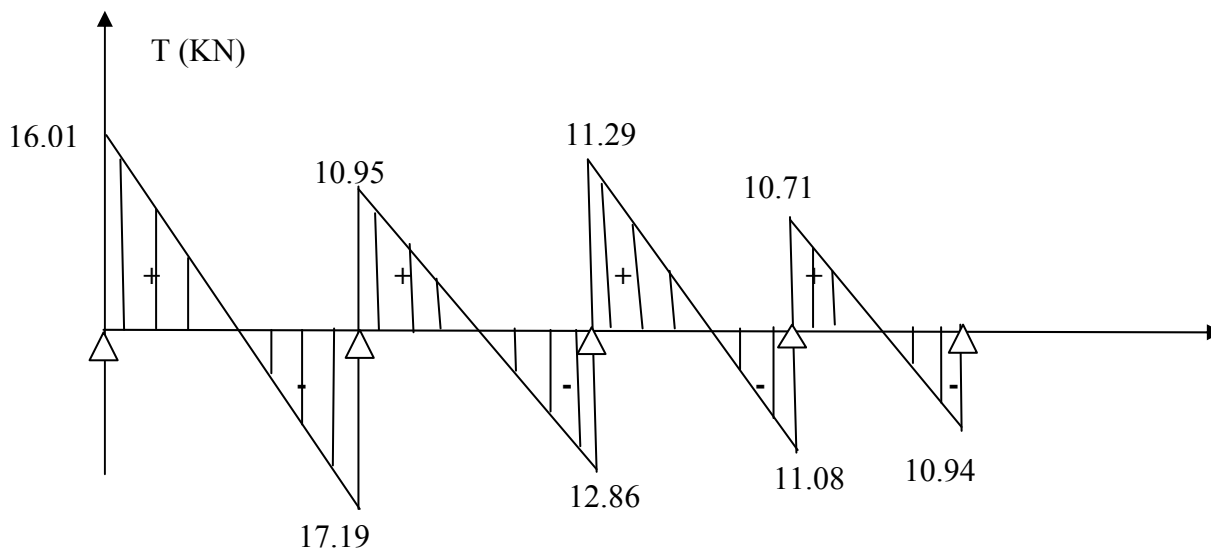


Fig III-6: Diagramme des moments fléchissant à L'ELU (KNm) après correction.

➤ Diagramme des efforts tranchants à L'ELU (KN)



b)-Calcul des armatures :

1-Armatures longitudinales :

❖ En travées :

$M_{max}^t = 9.45 \text{ KN.m}$ Le moment maximal en travée

$b = 65\text{cm}$ largeur de la table de compression

$f_{bc} = 14.2 \text{ MPa}$

$h_0 = 4\text{cm}$ épaisseur de la table de compression

$d = h - c = 18\text{cm}$ distance du centre de gravité des armatures inférieur jusqu'à la fibre la plus comprimée

Le moment équilibré par la table de compression :

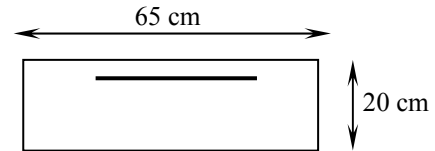
$$M = b \times h_0 \times \left(d - \frac{h_0}{2} \right) \times f_{bu} = 0.65 \times 0.04 \times (0.18 - 0.02) \times 14.2 \times 10^3$$

$$M = 59.07 \text{ KN.m}$$

$M_{\max}^t < M \Rightarrow$ L'axe neutre est dans la table de compression

Le calcul se fera pour une section rectangulaire (b×h)

$$\mu_b = \frac{M_{\max}^t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{9.45 \times 10^2}{65 \times (18)^2 \times 1.42} = 0.032 < 0.392$$



$$\mu_b = 0.032 < 0.392 \rightarrow S.S.A \text{ ss}$$

$$\mu_b = 0.032 \rightarrow \beta = 0.984$$

$$\sigma_{st} = f_e / \gamma_s = 400 / 1.15 = 348 \text{ MPa}$$

$$A_{st} = \frac{M_{\max}^t}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{9.45 \times 10^2}{0.984 \times 18 \times 34.8} = 1.53 \text{ cm}^2$$

Nous adopterons : 3HA12= 3.39cm²

❖ **Aux appuis :**

Le moment maximal aux appuis

$$M_a^{\max} = 9.391 \text{ KN.m}$$

Puisque le béton tendu est négligé, on fait le calcul pour une section rectangulaire (b₀×h)

$$\mu_b = \frac{M_a^{\max}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{9.391 \times 10^2}{65 \times (18)^2 \times 1.42} = 0.032 < 0.392 \rightarrow S.S.A$$

$$\mu = 0.032 \rightarrow \beta = 0.984$$

$$A_a = \frac{M_a^{\max}}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{9.391 \times 10^2}{0.984 \times 18 \times 34.8} = 1.52 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_a = 2\text{HA}12 = 2.26 \text{ cm}^2$$

2- Armatures transversales :

Le diamètre minimal des armatures transversales est donné par :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} ; \theta_{\ell}^{\max} \right\} = \min \left\{ \frac{20}{35} ; \frac{12}{10} ; 1 \right\} = 0.571 \text{ cm}$$

θ_{ℓ}^{\max} : Diamètre maximal des armatures longitudinales

Soit : $\varnothing t = 0.54 \text{ cm}$

On choisi un cadre $\varnothing 6$ avec $A_t = 2HA6 = 0.56$

- L'espace entre cadre (Art A.5.3/BAEL 91) :

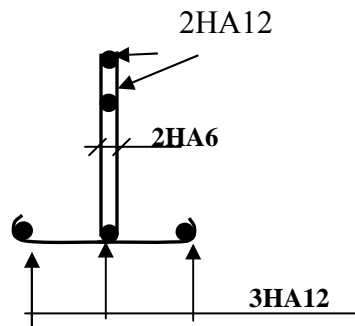
$$St \leq \min(0.9d ; 40 \text{ cm}) = \min(0.9 \times 18 ; 40 \text{ cm}) = 16.2 \text{ cm}$$

Soit un espacement $St = 16 \text{ cm}$

Les armatures transversales doivent satisfaire la condition suivante :

$$(A_t \times f_e) / (b_0 \times S_t) \geq 0.4 \text{ MPa} ; (0.57 \times 235) / (12 \times 16) = 0.697 > 0.4 \text{ MPa (condition vérifiée)}$$

Donc: $s_t = 16 \text{ cm}$



➤ **Vérification à l'ELU :**

❖ **Vérification de la condition de non fragilité:**

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b_0 \times d \times f_{c28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 12 \times 18 \times 2.1}{400} = 0.26 \text{ cm}^2$$

En travée: $A_t = 3.39 \text{ cm}^2 > 0.26 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée

Aux appuis: $A_a = 2.26 \text{ cm}^2 > 0.26 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée

❖ **Vérification au cisaillement:**

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b_0 \times d} = \frac{17.19 \times 10^3}{180 \times 120} = 0.796 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_d} ; 5 \text{ MPa} \right\} = 3.33 \text{ MPa}$$

Avec : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $\gamma_b = 1.5$

$\tau_u = 0.796 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u$ Condition vérifiée

❖ **Influence de l'effort tranchant sur le béton, (cote travée) (BAEL91/ Art 5.1,313):**

On doit vérifier que: $T_{\max} \leq 0,4 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_d} \times a \times b_0$

Avec: $a = 0,9d$

$$T_{\max} = 17,19 \text{ KN} < 129,6 \text{ KN} \Rightarrow T_{\max} \leq 0,4 \times \frac{25}{1,5} \times 0,9 \times 18 \times 12 \times 10^{-1} = 129,6 \text{ KN (C.V)}$$

Appuis de rives: $T_{\max} = 16,01 \text{ KN} < 129,6 \text{ KN}$ **condition vérifiée.**

Appuis intermédiaires: $T_{\max} = 17,19 \text{ KN} < 129,6 \text{ KN}$ **condition vérifiée.**

❖ **Influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinale inférieures (BAEL91/ Art 5.1,313):**

▪ **Au niveau de l'appui intermédiaire:**

$$T_{\max} + \frac{M_u}{0,9d} < 0$$

$$\frac{M_u}{0,9d} = \frac{-6,679}{0,9 \times 18 \times 10^{-2}} = -41,22 \text{ KN}$$

$$T_{\max} + \frac{M_u}{0,9d} = 17,19 - 41,22 = -24,04 < 0$$

⇒ Les armatures longitudinales inférieures supplémentaire ne sont pas nécessaire

❖ **Vérification de l'adhérence (BAEL91/ Art 6.1,3):**

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

$$\tau_{se} = \frac{T_{\max}}{0,9d \sum U_i}$$

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles des barres

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 3 \times 3,14 \times 1,2 = 11,304 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{17,19 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 113,4} = 0,936 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \quad \text{Condition vérifiée}$$

❖ Calcul des ancrages(BAEL91/ Art 6.1,23):

$$\tau_{su} = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$\psi_s = 1,5 \quad (\text{HA})$$

La longueur de scellement droit d'après les règles BAEL91

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times T_s} = 35,27 \text{ cm}$$

$$T_s = 0,6 \psi_s \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$\frac{L_s}{\phi} = 35,27 \quad \text{pour } f_{c28} = 25 \text{ MPa et Fe400}$$

$$\text{Pour } \phi = 10 \text{ mm} \quad , \quad L_s = 35,27 \text{ cm}$$

$$L_a = 0,4 \cdot L_s = 14,10 \text{ cm}$$

L_a : Longueur hors crochets normaux adoptés.

➤ Vérification à L'ELS :

Lorsque la charge est la même sur toutes les travées de la poutre, ce qui est le cas pour nos poutrelles, pour obtenir les valeurs à L'ELS, il suffit de multiplier les résultats de calcul à L'ELU par le coefficient q_s/q_u

$$q_s = G+Q = 5,17 \text{ KN/mL}$$

$$q_u = 7,22 \text{ KN/m}$$

$$\frac{q_s}{q_u} = \frac{5,17}{7,22} = 0,716$$

➤ Moments aux appuis à L'ELS :

Moments aux appuis KNm		Moments corrigés aux appuis KNm	
M ₁	-6.724	M ₁	-4.483
M ₂	-4.782	M ₂	-3.188
M ₃	-2.524	M ₃	-1.683
M ₄	-2,754	M ₄	-1.836
M ₅	-2.500	M ₅	-1.667

➤ Moments en travées à L'ELS :

Travée	Moment en travée KNm	Travée	Moments corrigés en travée KN
$\underline{M}_{t(1-2)}$	6.766	$\underline{M}_{t(1-2)}$	9.021
$\underline{M}_{t(2-3)}$	6.387	$\underline{M}_{t(2-3)}$	8.516
$\underline{M}_{t(3-4)}$	3.021	$\underline{M}_{t(3-4)}$	4.028
$\underline{M}_{t(4-5)}$	2.498	$\underline{M}_{t(4-5)}$	3.330

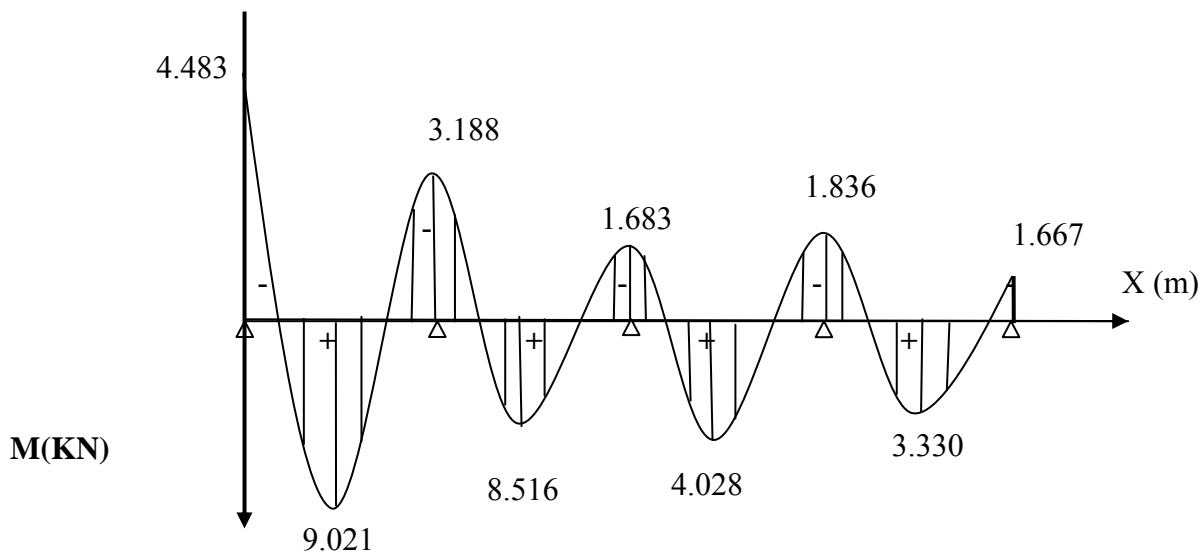


Fig. III-7 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS :

Calcul des efforts tranchants a l'ELS :

Travées	Ti (X=0) (KN)	Ti+1 (X=l) (KN)
(1-2)	11.463	-12.308
(2-3)	7.840	-9.207
(3-4)	8.084	-7.933
(4-5)	7.668	-7.834

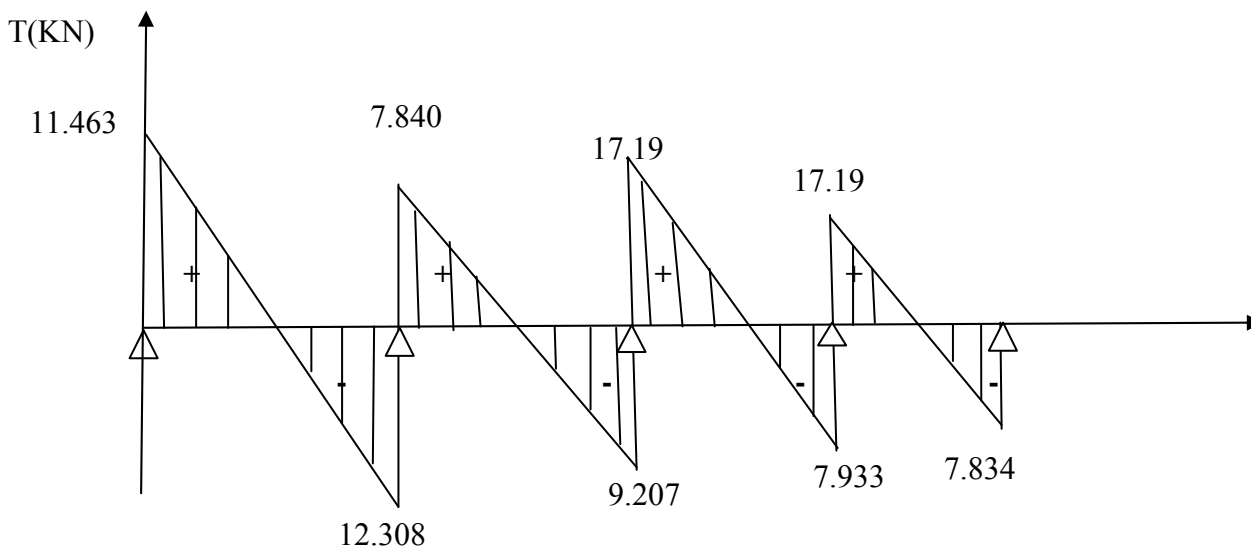


Fig. III-8 :Diagramme des efforts tranchants à l'ELS

Moments fléchissant max:

En travée : $Mt^{Max} = 9.021$ KNm

Aux appuis : $Ma^{Max} = 4.483$ KNm

Efforts tranchants max : $T_{max} = 12.308$ KN.

État limite de compression de béton :

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ Avec : $\bar{\sigma}_{bc} = f_{c28} \times 0.6 = 15$ MPa

1- Aux appuis :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 2.26}{12 \times 18} = 1.054 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,859 \\ K = 20.21 \end{cases}$$

La contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_a^{ser}}{\beta_1 \times d \times A}$$

$$\sigma_s = \frac{4.483 \times 10^3}{0,876 \times 18 \times 2.26} = 125.80 MPa$$

La contrainte dans le béton :

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{125.80}{20.21} = 6.22 MPa$$

$$\sigma_{bc} = 6.22 MPa \leq 15 MPa \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

2- En travée :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 3.39}{12 \times 18} = 1.56 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0.837 \\ K_1 = 15.67 \end{cases}$$

La contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M^{ser}}{\beta_1 \times d \times A}$$

$$\sigma_s = \frac{9.021 \times 10^3}{0,837 \times 18 \times 3.39} = 176.62 MPa$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{176.62}{15.67} = 11.27 MPa$$

$$\sigma_{bc} = 11.27 MPa < 15 MPa \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion :

Les armatures calculées à l'E.L.U sont suffisantes.

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

Nous avons une fissuration peu préjudiciable \Rightarrow aucune vérification n'est nécessaire

- **Vérification à l'état limite de déformation** : (Art B.6.8,424/BAEL91)

D'après le BAEL 91, lorsqu'il est prévu des états intermédiaires, on peut cependant se dispenser de justifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$1) \frac{h}{\ell} = \frac{20}{420} = 0.047 \geq \frac{1}{22.5} = 0.044 \text{ Condition vérifiée}$$

$$2) \frac{h}{L} = 0.047 \geq \frac{1}{15} \times \frac{M_t^s}{M_0} = \frac{9.021}{15 \times 19.09} = 0.031 \text{ Condition vérifiée}$$

$$D'où : M_0 = q_u \times L^2 / 8 = 7.22 \times 4.6^2 / 8 = 19.09 \text{ KNm}$$

$$3) \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{3.6}{f_e} \Rightarrow \frac{3.39}{12 \times 18} = 0.015 > \frac{3.6}{400} = 0.009 \text{ Condition non vérifiée}$$

Donc la 3^{ème} condition n'est pas vérifiée, le calcul de la flèche est obligatoire.

Calcul de la flèche : (BAEL 91 Article : B.6.5.2, CBA 93)

$$f = \frac{M_t^s \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} \leq \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{420}{500} = 0.84 \text{ cm}$$

\bar{f} : La flèche admissible

E_v : Module de déformation différée ($E_v = 10818,865 \text{ MPa}$)

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

$$I_{fv} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + 0,4 \mu \times \lambda_v}$$

I_0 : Moment d'inertie totale de la section homogène

$$\mu = \max \left(1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}} ; 0 \right)$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 \times f_{t28}}{\left(2 + \frac{3 \times b_0}{b} \right) \times \rho}$$

Avec: ρ : Le rapport des aciers tendus à celui de la section utile de la nervure

Calcul des paramètres :

$$S_{XX'} = b_0 \times h \times \frac{h}{2} + (b - b_0) \times h_0 \times \frac{h_0}{2} + (15 \times A_t \times d)$$

$$= 12 \times 20 \times \frac{20}{2} + (65 - 12) \times 4 \times \frac{4}{2} + (15 \times 3.39 \times 18)$$

$$S_{XX'} = 3739.3 \text{ cm}^3$$

$$B_0 = (b_0 \times h) + (b - b_0) \times h_0 + (15 \times A_t)$$

$$B_0 = (12 \times 20) + (65 - 12) \times 4 + (15 \times 3.39) = 502.85 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = \frac{3739.3}{502.85} = 7.43 \text{ cm}$$

$$y_2 = h - y_1 = 20 - 7.43 = 12.57 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b_0}{3} \times (y_1^3 + y_2^3) + (b - b_0) \times \frac{h_0^3}{12} + (b - b_0) \times h_0 \times \left(y_1 - \frac{h_0}{2} \right)^2 + 15 \times A_t \times (y_2 - c)^2$$

$$I_0 = 22647.84 \text{ cm}^4$$

Avec :

A : Section d'armatures tendues.

B0 : Section du béton.

S/XX : Moment statique par rapport à l'axe (X-X) passant le CDG de la section.

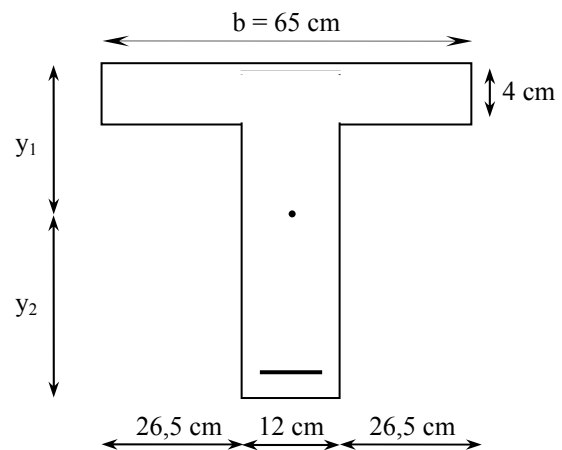
$$\rho = \frac{A_t}{b_0 \times d} = \frac{3.39}{12 \times 18} = 0,015 \Rightarrow \beta = 0.981$$

$$\sigma_s = \frac{A_t}{bd} = \frac{M_t^{ser}}{\beta \cdot d \cdot A_t} = \frac{9.021 \times 10^3}{0.981 \times 18 \times 3,39} = 150.70 \text{ MPa}$$

Calcul des coefficients :

$$\mu = \max \left(1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,015 \times 150.70 + 2,1} = 0.670; 0 \right) = 0.670$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 \times 2,1}{\left(2 + \frac{3 \times 12}{65} \right) \times 0,015} = 1.09$$



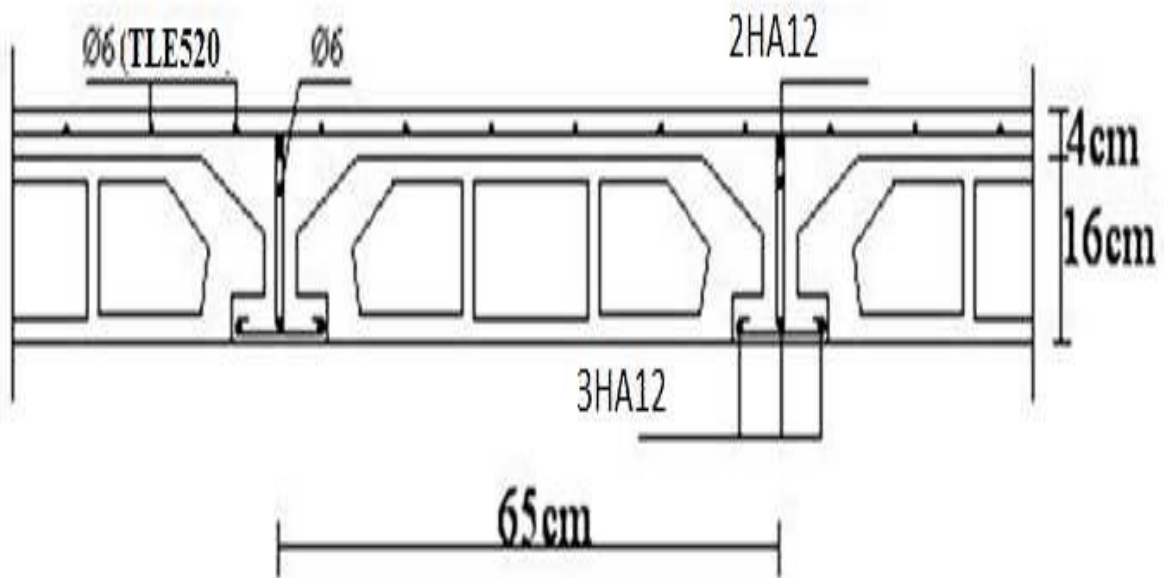
$$I_{fv} = \frac{1,1 \times 22647,84}{1 + (0,4 \times 0,670 \times 1,09)} = 19280,42 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{M_t^s \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} = \frac{9,021 \times (4,2)^2 \times 10^3}{10 \times 10818,865 \times 192880,42} = 0,76 \text{ cm} = 7,6 \text{ mm}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{4200}{500} = 8,4 \text{ mm}$$

$f < \bar{f} \Rightarrow$ La flèche est vérifiée

➤ Plan de ferrailage du plancher :



III-2) Escaliers:

Définition:

Un escalier est un ouvrage constitué d'un ensemble de marches échelonné, qui permettent de passer d'un niveau à un autre.

III-2-1) Terminologie :

Les principaux termes utiles sont illustrés sur la **fig.1** :

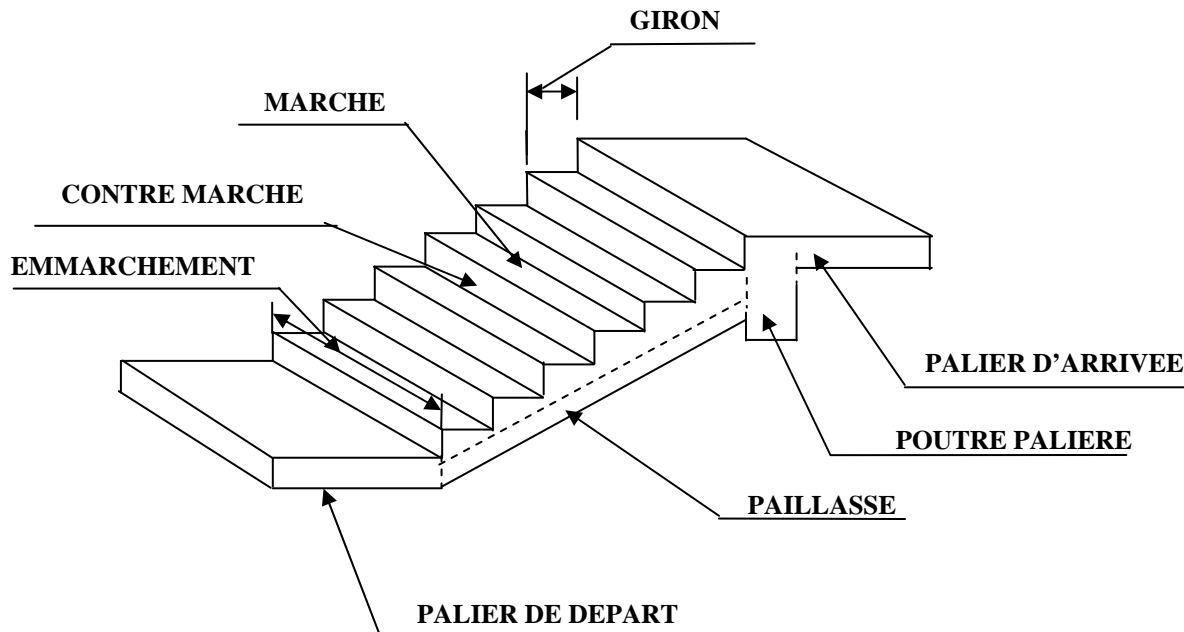


Fig.III-1: Schéma statique de l'escalier

- **La marche** : est la surface plane sur laquelle se pose le pied.
- **La contre marche** : est la partie verticale entre deux marches consécutives. Sa hauteur h est la différence de niveau entre deux marches successives. Elle varie généralement entre 14 et 18 cm.
- **Le giron g** : est la distance en plan séparant deux contre marches successives.
- **La volée** : est la partie de l'escalier comprise entre deux paliers, sa longueur projetée est l_m .
- **La paillasse d'épaisseur e_p** : est la dalle en béton armé incorporant les marches et contre marches.
- **L'emmarchement** : représente la largeur de la marche.

Remarque :

Notre structure comporte de deux types de cages d'escaliers :

- RDC ce compose de 3 volées de hauteur respectivement $H = 0.68$ m, et 2×1.70 m
- Etage courant ce compose de 2 volées d'une hauteur $H = 1.53$ m

NB : Pour nos calculs, on prend la volée d'étage courant comme exemple.

III-2-2) Dimensions des escaliers :

Pour les dimensions des marches (g) et contre marches (h) on utilise généralement la formule de BLONDEL qui est la suivante : $0.59 \leq g + 2h \leq 0.66$

La limite inférieure 0.59 correspond à des escaliers courants d'appartement et la limite supérieure 0.66 correspond, à des locaux publics. On peut naturellement sortir de cette fourchette s'il y a nécessité.

h : est le plus courant varie de 14 à 20 (17 en moyenne)

g : est le plus courant varie de 22 à 33 (26 en moyenne).

1) Nombre de contre marches :

On opte pour une hauteur de marche $h=17$ cm

Étage courant et RDC: $n = \frac{H}{h} = \frac{153}{17} = 9$ contre marches.

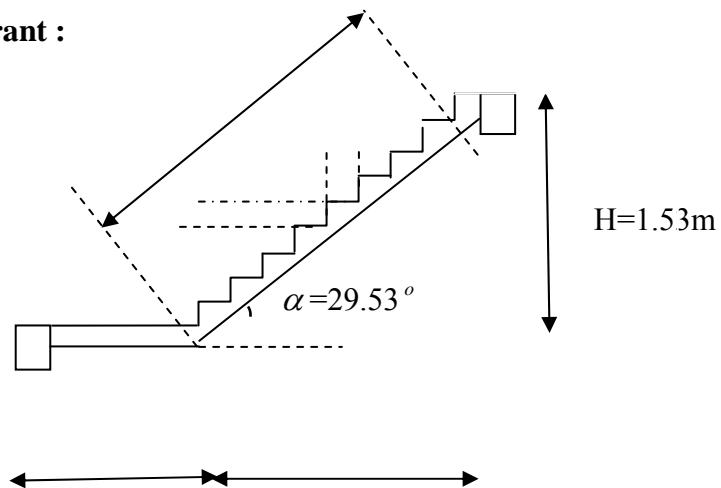
2) Nombre de marches :

Étage courant : $m = n-1 = 9-1=8$ marches.

3) Emmarchement : $E = 1.30$ m.

4) Étude de la volée d'étage courant :

$l_0 = 2.76$ m 30 cm



FigIII-2 : Coupe verticale de la volée d'étage courant.

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

Vérification de la relation de BLONDEL :

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

$$59 \text{ cm} \leq G + 2h = 64 \leq 65 \text{ cm}$$

⇒ La relation est vérifiée

La profondeur du palier de repos $l_1 = 1.30$ m

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

$$\tan \alpha = \frac{h}{g} = \frac{17}{30} = 0.566 \quad \rightarrow \quad \alpha = 29.53^\circ$$

5) Calcul de la longueur de la volée :

$$l_0 = \frac{l_m}{\cos \alpha} = \frac{2.40}{\cos 29.53^\circ} = 2.76 \text{ m}$$

$$L = l_0 + l_2 = 2.76 + 1.80 = 4.56 \text{ m}$$

6) Épaisseur de la paillasse :

$$\frac{L}{30} \leq e_p \leq \frac{L}{20} \quad \rightarrow \quad \frac{456}{30} \leq e_p \leq \frac{456}{20}$$

$$15.2 \text{ cm} \leq e_p \leq 22.8 \text{ cm.}$$

On prend une épaisseur $e_p = 20 \text{ cm}$.

III-2-3) Détermination des charges de calcul :

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 $L = 0.30 + 2.40 + 1.80 = 4.5 \text{ m}$.

On considère que l'escalier est semi encastré à ses deux extrémités (ses deux appuis).

a) Détermination des sollicitations de calcul :

➤ Charges permanentes :

Paillasse :

- Poids propre de la paillasse : $\frac{25 \times 0.20}{\cos(29.53)} = 5.75 \text{ KN/ml}$
- 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 : $0.3 \times 1 \text{ m} = 0.3 \text{ KN/ml}$
- Poids de mortier de ciment $18 \times 0.02 = 0.36 \text{ KN/ml}$
- La charge totale de la paillasse : $5.75 + 2.125 + 1.24 + 0.3 + 0.36 = 9.78 \text{ KN/ml}$

$$G_{\text{paillasse}} = 9.78 \text{ KN/ml}$$

Palier :

- Poids propre du palier : $25 \times 0.2 \times 1 = 5 \text{ KN/ml}$
 - Poids propre du revêtement : 1.24 KN/ml
 - Poids de mortier de ciment $18 \times 0.02 = 0.36 \text{ KN/ml}$
- La charge totale du palier : $4.5 + 1.24 + 0.36 = 6.60 \text{ KN/ml}$

$$G_{\text{palier}} = 6.60 \text{ KN/ml}$$

➤ **Surcharge d'exploitation :**

Le DTR de charges et surcharges nous donne :

$$Q = 2.5 \times 1 = 2.5 \text{ KN/ml}$$

➤ **Combinaison des charges et surcharges :**

1) **État limite ultime : ELU :**

$$q_{\text{upaille}} = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 9.78 + 1.5 \times 2.5 = 16.95 \text{ KN/ml}$$

$$q_{\text{upalier}} = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 6.6 + 1.5 \times 2.5 = 12.66 \text{ KN/ml}$$

2) **État limite de service : ELS :**

$$q_{\text{spaille}} = G + Q = 12.28 \text{ KN/ml}$$

$$q_{\text{spalier}} = G + Q = 9.1 \text{ KN/ml}$$

NB : vu que notre 1^{er} palier de repos n'a que 30cm de longueur, on adoptera le chargement affecté à la paillasse car il n'existe pas un palier de repos de 30cm.

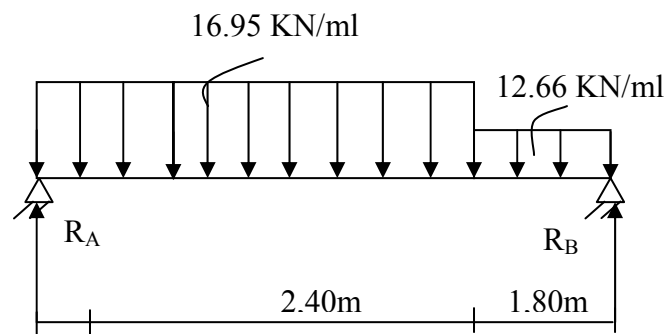


Fig III-3 : Schéma statique à l'ELU

b) Calcul des réactions d'appuis :

$$\Sigma F/y = 0 \Rightarrow R_A + R_B = 16.95 \times 2,40 + 12.66 \times 1.8 = 63.468 \text{ KN}$$

$$R_A + R_B = 63.468 \text{ KN}$$

$$M/A=0 \Rightarrow ((16.95 \times 2,40) \times (2,40/2)) + (12.66 \times 1.8) \times ((1.8/2) + 2.4) - (R_B \times 4.2) = 0$$

$$\begin{cases} R_A + R_B = 63.468 \text{ KN.} \\ R_A = 33.940 \text{ KN.} \\ R_B = 29.528 \text{ KN.} \end{cases}$$

a) Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissant :

➤ 1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 2.4\text{m}$:

$$T_y = 16.95x - 33.94 \quad \text{ur} \quad \begin{cases} x = 0 \\ T_y = 6.74 \text{ KN} \text{ pour } x = 2.4\text{m} \end{cases}$$

$$M_z = 0 \quad \text{pour } x = 0 \\ M_z = -16.95 \frac{x^2}{2} + 33.94x \Rightarrow \begin{cases} M_z = 32.64 \text{ KN.m pour } x = 2.4 \text{ m} \end{cases}$$

$$\frac{dM_u(x)}{dx} = 0 \Rightarrow -16.95x + 33.94 = 0$$

$$\Rightarrow x = 2.002 \text{ m}$$

Donc :

$$M_z^{max} = -16.95 \frac{(2.002)^2}{2} + 33.94(2.002)$$

$$M_z^{max} = 33.980 \text{ KN.m}$$

➤ 2^{ème} tronçon : $0 \leq x \leq 1.8\text{m}$:

$$T_y = -12.66x + 29.528 \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} T_y = 29.528 \text{ KN pour } x = 0 \\ T_y = -23.172 \text{ KN pour } x = 1.8\text{m} \end{array} \right.$$

$$M_z = -12.66 \frac{x^2}{2} + 29.528x \quad \left\{ \begin{array}{l} M_z = 20.727 \text{ KN.m pour } x = 0 \\ M_z = 32.64 \text{ KN.m pour } x = 1.8\text{m} \end{array} \right.$$

$$\frac{dM_u(x)}{dx} = 0 \Rightarrow -12.66x + 29.528 = 0$$

$$\Rightarrow x = 2.332\text{m}$$

Le moment $M_z(x)$ est max pour la valeur $x = 2.332\text{m}$.

Donc :

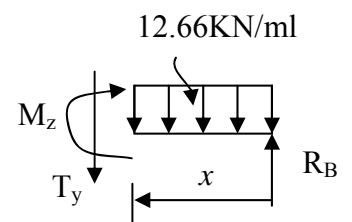
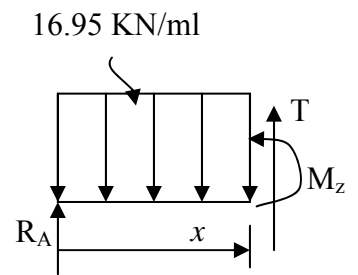
$$M_z^{max} = -12.66 \frac{(2.332)^2}{2} + 29.528(2.332)$$

$$M_z^{max} = 34.435 \text{ KN.m}$$

En tenant compte du semi-encastrement, on prend :

- Aux appuis : $M_{ua} = -0.3 M_z^{max} = -10.330 \text{ KN.m}$

- en travées : $M_{ut} = 0.85 M_z^{max} = 29.269 \text{ KN.m}$



Les résultats trouvés figurent sur le diagramme suivant :

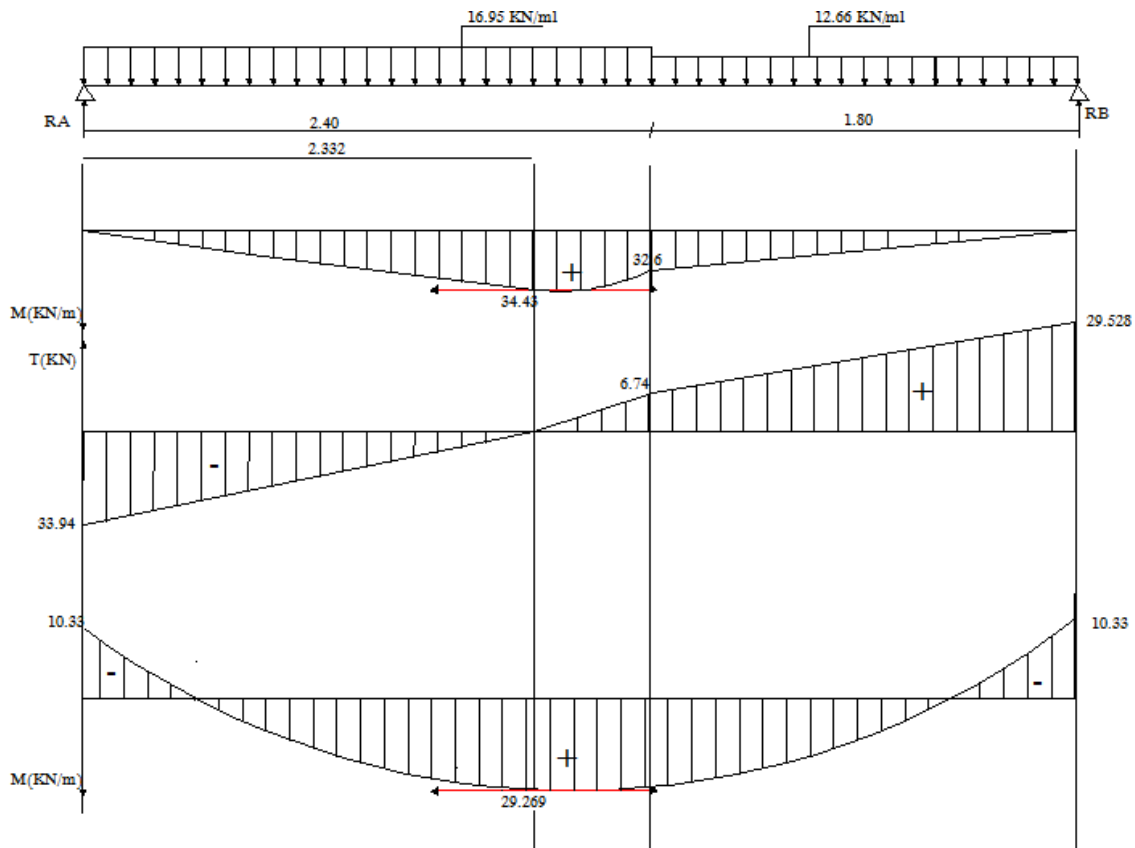


Fig.III-4: Diagramme des moments fléchissant et efforts tranchant à l'ELU

c) Calcul des armatures :

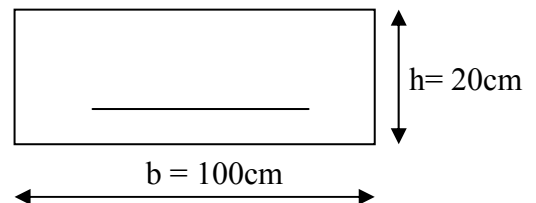
Le calcul se fera pour une bande de 1m en flexion simple.

➤ **Armatures principales :**

- Aux appuis :

$$M_u = -10.330 \text{ KN.m}$$

$$d = 18\text{cm}$$



$$\mu_a = \frac{M_{u_a}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{10330}{100 \times 18^2 \times 14.2} = 0.022 < \mu_r = 0.392$$

⇒ S.S.A

$$\mu_a = 0.022 \Rightarrow \beta_u = 0.989$$

$$A_a = \frac{M_{ua}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{St}} = \frac{10330}{0.989 \times 18 \times 348} = 1.67 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **5HA10** ($A_a = 3.93 \text{ cm}^2$) avec un espacement de $S_t = 20 \text{ cm}$.

Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{7.9}{4} = 1.975 \text{ cm}^2$$

On opte pour **5HA10** ($A_{rt} = 3.93 \text{ cm}^2$), avec $S_t = 20 \text{ cm}$.

- En travées :

$$M_t = 29.269 \text{ KN.m}$$

$$\mu_t = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{29269}{100 \times 18^2 \times 14.2} = 0.064 < \mu_r = 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_t = 0.064 \Rightarrow \beta_u = 0.967$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{St}} = \frac{29269}{0.967 \times 18 \times 348} = 4.832 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **5HA12** ($A_t = 5.65 \text{ cm}^2$) avec un espacement de $S_t = 20 \text{ cm}$

➤ **Armatures de répartition :**

Pour des raisons de réalisation et de sécurité on doit calculer les armatures de répartition avec les armatures maximales pour les paliers et la paillasse

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

On opte pour **5HA10** ($A_{rt} = 3.93 \text{ cm}^2$), avec $S_t = 20 \text{ cm}$.

III-2-4-1) Vérification à l'ELU :

a-Condition de non fragilité (BEAL 91, Art. A.4.2.1):

$$A_{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_c} = 0.23 \times 100 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 2.174 \text{ cm}^2$$

- Aux appuis : $A_a = 3.93 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.174 \text{ cm}^2$

- En travées : $A_t = 5.65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.174 \text{ cm}^2$

La condition est vérifiée

❖ **Espacement des barres :**

➤ **Armatures principales :**

- Aux appuis : $e = 20 \text{ cm}$

- En travées : $e = 20 \text{ cm} < \min \{4h, 45\text{cm}\} = 45 \text{ cm}$ **condition vérifiée.**

➤ **Armatures de répartition :**

$$\left. \begin{array}{l} - \text{Aux appuis : } e = 20\text{cm} \\ - \text{En travées : } e = 20\text{cm} \end{array} \right\} < \text{Min} \{4h, 45\text{cm}\} = 45\text{cm} \quad \text{condition vérifiée.}$$

b-Vérification de la section du béton à l'effort tranchant (BAEL 91, Art-5.1.2.1) :

$$T_{u \max} = 33.94 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{bd} = \frac{33940}{1000 \times 180} = 0.188 \text{ MPa}$$

Fissuration est peu préjudiciable:

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

$$\tau_u = 0.188 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa} = \bar{\tau}_u \quad \text{condition vérifiée.}$$

c-Justification des sections d'appuis (BAEL 91, Art 5-1-3) :

$$A_s \geq \frac{T_{u \max}}{f_{su}} = \frac{33940}{348 \times 100} = 0.975 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 3.93 \text{ cm}^2 > 0.975 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifiée.}$$

d-Contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres (BAEL 91, Art A.6.1.3) :

$$\text{Il faut vérifier que : } \tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \Phi = 5 \times 3.14 \times 1 = 15.7 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{33940}{0.9 \times 180 \times 157} = 1.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.33 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Donc pas de risque d'entraînement des barres longitudinal

e-Ancrage des barres (A-6-1-23) :

Ancrage des barres aux appuis :

$$L_s = \frac{\varphi \cdot f_e}{4\tau_s} \quad \text{Avec : } \bar{\tau}_s = 0.6\psi_s^2 f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2.835} = 35.27 \text{ cm}$$

$$\text{Forfaitairement : } L_s = 40\Phi = 40 \times 1 = 40 \text{ cm}$$

Les règles de BAEL91 modifier99 admettant que l'ancrage d'une barre rectiligne terminé par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la portée mesuré hors crochet est au moins égale $L_a = 0.4L_s$

$$L_a = 0.4 \times 40 = 16\text{cm} \Rightarrow L_a = 16\text{ cm}$$

III-2-4-2) Calcul à l'état limite de service (ELS) :

$$q_{\text{spaille}} = 12.28 \text{ KN/ml}$$

$$q_{\text{spalier}} = 9.1 \text{ KN/ml}$$

a-Calcul des réactions aux appuis :

$$R_A + R_B = 45.852 \text{ KN}$$

$$R_A = 24.229\text{KN}$$

$$R_B = 21.623\text{KN}$$

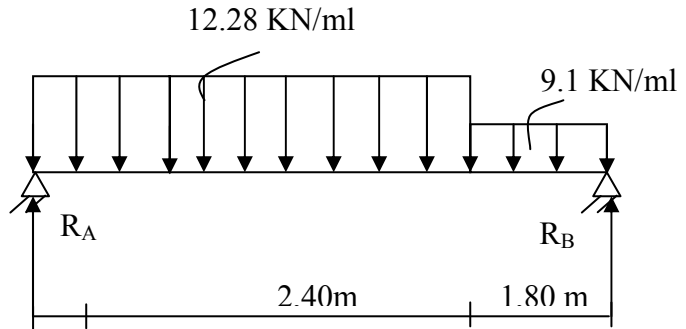


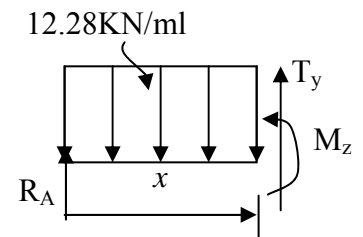
Fig III-5 : Schéma statique à l'ELS

b- Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissant :

➤ 1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 2.4\text{m}$:

$$T_y = 12.28x - 24.229 \Rightarrow \begin{cases} T_y = -24.229 \text{ KN} \text{ pour } x = 0 \\ T_y = 5.243\text{KN} \text{ pour } x = 2.4\text{m} \end{cases}$$

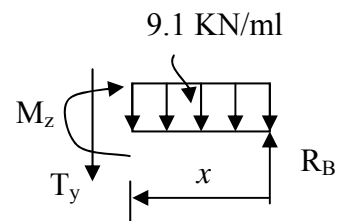
$$M_z = -12.28 \frac{x^2}{2} + 24.229x \Rightarrow \begin{cases} M_z = 0 \text{ pour } x = 0 \\ M_z = 22.783 \text{ KN.m} \text{ pour } x = 2.4\text{m} \end{cases}$$



➤ 2^{ème} tronçon : $0\text{m} \leq x \leq 1.8 \text{ m}$:

$$T_y = -9.1x + 21.623 \Rightarrow \begin{cases} T_y = 21.623 \text{ KN} \text{ pour } x = 0 \\ T_y = 5.243\text{KN} \text{ pour } x = 1.8\text{m} \end{cases}$$

$$M_z = -9.1 \frac{x^2}{2} + 21.623x \Rightarrow \begin{cases} M_z = 0 \text{ pour } x = 0 \\ M_z = 24.18 \text{ KN.m} \text{ pour } x = 1.8 \text{ m} \end{cases}$$



Point de moment Maximal :

$$\frac{dM_z(x)}{dx} = 0 \Rightarrow -9.1x + 21.623 = 0 \Rightarrow x = 2.38 \text{ m}$$

Le moment est max pour la valeur : 2.38 m

D'où :

$$M_s^{\text{max}} = -9.1 \times \frac{2.38^2}{2} + 21.623 \times 2.38 \Rightarrow M_s^{\text{max}} = 25.69 \text{ KN.m}$$

En tenant compte du semi-encastrement, on aura :

- Aux appuis : $M_s^a = -0.3M_s^{max} = -7.70 \text{ KN.m}$
- En travées : $M_s^t = 0.85M_s^{max} = 21.84 \text{ KN.m}$

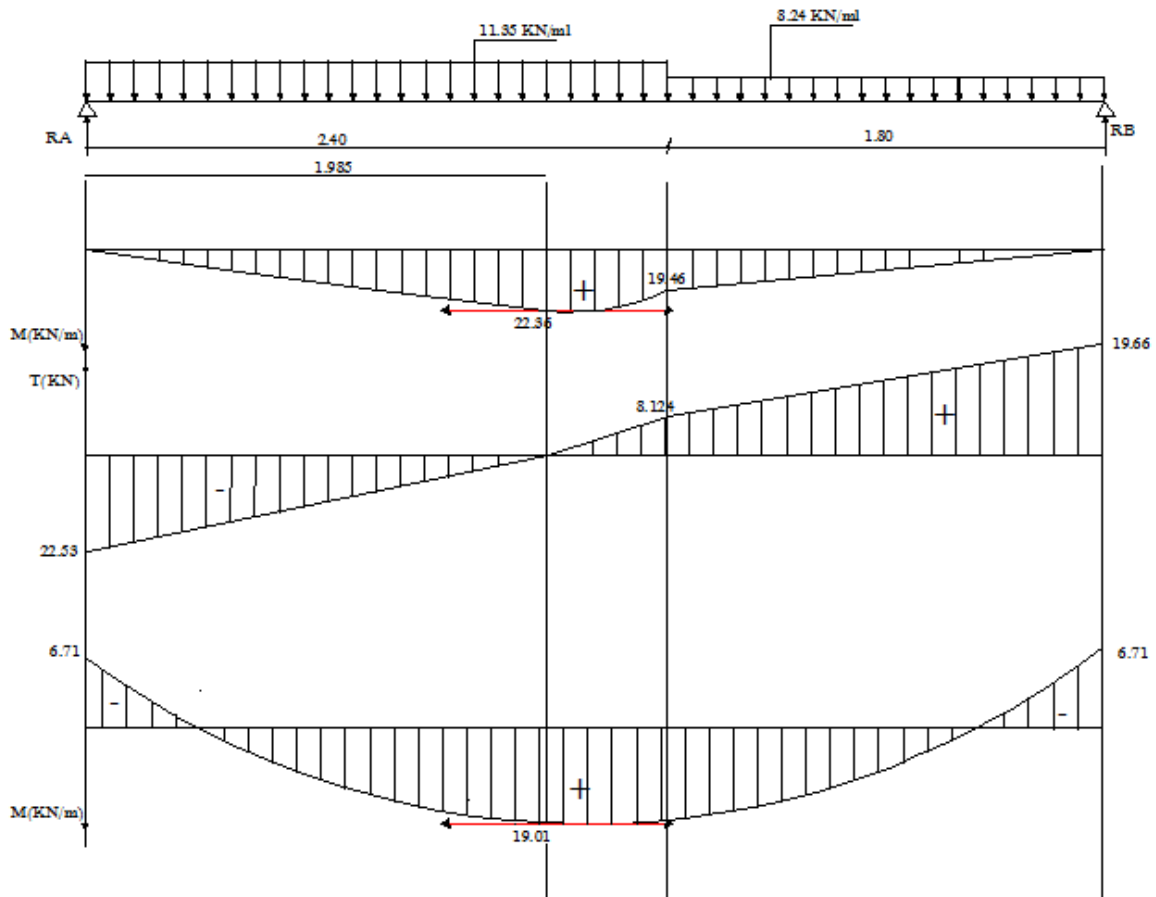


Fig. III-6 :Diagrammes des moments fléchissant et efforts tranchants à l'ELS

III-2-4-3)Vérification à l'ELS :

➤ Ferrailage :

Le calcul se fera pour une bande de 1m d'embranchement.

a-Armatures longitudinales :

• Aux appuis :

$$\mu_a = \frac{M_a}{b \cdot d^2 f_{bu}} = \frac{7700}{100 \times 18^2 \times 14.2} = 0.016$$

$$\mu_a = 0.016 < \mu_l = 0.392 \dots \dots \dots SSA$$

$$\mu_a = 0.016 \longrightarrow \beta_1 = 0.992$$

$$A_{sa} = \frac{M_a}{\beta_1 \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{7700}{0.992 \times 18 \times 348} = 1.24 \text{ cm}^2$$

$$. A_{sa} < 3.93 \text{ cm}^2$$

Donc les armatures adoptées à l'ELU sont suffisantes.

- **En travée :**

$$\mu_{1t} = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{21840}{100 \cdot 18^2 \cdot 14.2} = 0.048$$

$$\mu_{1t} = 0.048 < 0.392 \dots \dots \dots \text{SSA}$$

$$\mu_{1t} = 0.048 \longrightarrow \beta = 0.975$$

$$A_{st} = \frac{21840}{0.975 \times 18 \times 348} = 3.58 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} < 5.65 \text{ cm}^2$$

Donc les armatures adoptées à l'ELU sont suffisantes.

b-Vérification des contraintes dans le béton et les aciers :

$$M_t = 0.85 M_z^{\max} = 0.85 \times 21.84 = 18.564 \text{ KN.m}$$

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} = K \sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

- **En travées :** $A_{st} = 5.65 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{A_t}{b \cdot d} = \frac{565}{100 \times 18} = 0.314$$

$$\rho_1 = 0.314 \Rightarrow \beta_1 = 0.914$$

$$\Rightarrow K = 42.8$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{A_s \cdot \beta d} = \frac{21.84 \times 10^6}{565 \times 0.914 \times 180} = 234.95 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \sigma_{st} / k = 234.95 / 42.8 = 5.49 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 5.49 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

- **Aux appuis :** $A_a = 3.93 \text{ cm}^2$

$$M_a = 0.3 M_z^{\max} = 7.70 \text{ KN.m}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{b \cdot d} = \frac{100 \times 3.93}{100 \times 18} = 0.218$$

$$\rho_1 = 0.218 \Rightarrow \beta_1 = 0.925 \quad \text{et } \alpha_1 = 0.225 \Rightarrow K = 51.67$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_a}{A_s \cdot \beta d} = \frac{7.7 \times 10^3}{0.925 \times 18 \times 3.93} = 117.67 \text{ MPa} < 400 \text{ MPa} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

$$\sigma_{bc} = \sigma_{st} / k = 117.67 / 51.67 = 2.27 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2.27 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

c-Vérification de la flèche :

Le calcul de la flèche s'impose si une des trois conditions suivantes n'est pas vérifiée :

$$a) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0.20}{4.56} = 0.043 < \frac{1}{16} = 0.0625 \Rightarrow \text{condition non vérifiée.}$$

$$b) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \cdot \frac{M_t}{M_0} \Rightarrow \frac{0.20}{4.56} = 0.043 < \frac{12.66}{10 \times 22.36} = 0.085 \Rightarrow \text{condition non vérifiée.}$$

$$c) \frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{5.65}{100 \times 16} = 0.00353 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Deux conditions non vérifiées, alors on va procéder au calcul de la flèche :

$$f_i = \frac{5}{384} \times \frac{q_s \times l^4}{E_v \times I} < \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{456}{500} = 0.912 \text{ cm}$$

Avec : f_i : flèche due aux charges instantanées,

E : Module de la déformation instantanée.

$$\text{Ou } E_i = 3700 \sqrt[3]{f_{e28}} = 10818.86 \text{ MP a}$$

$$I_0 = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15 A_t (V_2 - c)^2 V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0}$$

$$S_{xx} : \text{Moment statique ; } S_{xx} = \frac{bh^2}{2} + 15 \cdot A_t \cdot d = 21525.5 \text{ cm}^3$$

$$B_0 : \text{Aire de la section homogénéisée ; } B_0 = b \times h + 15 A_t$$

$$V_1 = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15 \cdot A_t \cdot d}{b \cdot h + 15 A_t} = \frac{\frac{100 \times 20^2}{2} + 15 \times 5.65 \times 18}{100 \times 20 + 15 \times 5.65} = 10.50 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 10.50 = 9.50 \text{ cm}$$

D'où :

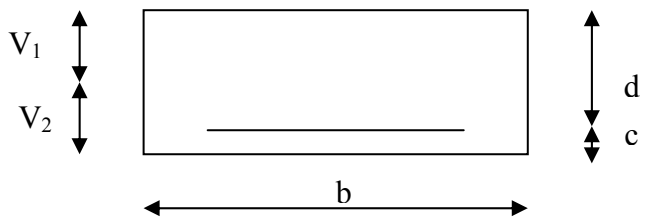
$$I_0 = \frac{100}{3} (10.5^3 + 9.5^3) + 15 \times 5.65 (9.5 - 2)^2$$

$$I_0 = 6815.52 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{A}{b \cdot d} = \frac{5.65}{100 \times 18} = 0.0031$$

$$\lambda_{v4} = \frac{0,02 \cdot f_{t28}}{(2 + 3 \cdot b_0 / b) \cdot \rho} = \frac{0.02 \times 2.1}{(2 + 3) \times 0.0031} = 2.8$$

$$\mu = \max \left\{ 0; 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}} \right\}$$



$$\mu = \max \left\{ 0; 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0031 \times 384 + 2.1} \right\} = 0.41$$

$$I_{fv} = \frac{1.1xI_0}{1 + \lambda_i x \mu} = \frac{1.1x6815.52}{1 + 2.8x0.41} = 4639.27 \text{ cm}^3$$

En remplaçant tous les coefficients trouvés précédemment ; on aura une valeur de la flèche :

$$f = \frac{12.28 \times 10^3 \times 4.56^2}{10818.86 \times 10^6 \times 4639.27 \times 10^{-8}} = 0.13 \text{ cm}$$

Donc $f < \bar{f} = 0.912 \text{ cm}$ Condition vérifiée.

➤ **Etat limite d'ouverture des fissures : BAEL 91, Art A.5.34**

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc aucune vérification n'est à effectuer.

Remarque : On adopte le même ferrailage pour les différents niveaux.

III-3-Calcul de la poutre palière :

Les paliers intermédiaires de l’escalier reposent sur une poutre palière destinée à supporter son poids propre et la réaction de la paillasse, semi encastrée à ses extrémités dans les poteaux et les voiles. Dans notre projet sa portée est de 2.75m.

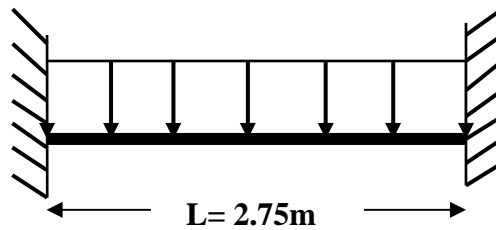


Fig III-1 :Schéma statique de la poutre palière

III-3-1)pré dimensionnement :

➤ **Hauteur de la poutre :**

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

L : portée maximale entre nu d’appui

h : hauteur de la poutre palière

$$\frac{275}{15} \leq h \leq \frac{275}{10} \longrightarrow 18.33\text{cm} \leq h \leq 27.5 \text{ cm}$$

On opte pour **h =25 cm**

➤ **La largeur :**

$$0.4h \leq b \leq 0.7h$$

b : larguer de la poutre palière

$$0.4h \leq b \leq 0.7h$$

$$10\text{cm} \leq b \leq 17.5 \text{ cm}$$

On opte pour **b = 15cm**

➤ **Vérification relative aux exigences du RPA 99 (art 7-5-1.page57) :**

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

Le RPA exige que :

$$b \begin{cases} \geq 20\text{cm} \\ h/b \leq 4 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\begin{array}{l}
 b = 15\text{cm on opte pour } \mathbf{b = 30\text{ cm}} \\
 h = 25\text{cm on opte pour } \mathbf{h = 35\text{ cm}} \\
 \left. \begin{array}{l} \\ \\ \end{array} \right\} \frac{h}{b} \leq \frac{35}{30} = 1.16\text{cm} < 4
 \end{array}$$

Les conditions de RPA99 sont vérifiées donc la poutre aura pour dimension (bxh)=(**30x35**).

III-3-2) Détermination des charges :

Poids propre de la poutre : $0,35 \times 0,3 \times 25 = 2.625 \text{ KN / ml}$

Réaction du palier à l'ELU : $R_B = 29.528 \text{ KN / ml}$

Réaction du palier à l'ELS: $R_B = 21.623 \text{ KN / ml}$

III-3-3) Combinaison de charges :

ELU : $q_u = 1.35 G + R_B = 1.35 \times 2.625 + 29.528$

$q_u = \mathbf{33.07 \text{ KN/ml}}$

ELS: $q_s = G + R_B = 2.625 + 21.623$

$q_s = \mathbf{24.24 \text{ KN/ml}}$

III-3-4) Calcul des efforts à l'ELU :

a) Moment isostatique :

$$M_{0u} = M_u^{\max} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{33.07 \times 2.75^2}{8} = 31.261 \text{ KN.m}$$

b) Effort tranchant :

$$T_u = T_u^{\max} = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{33.07 \times 2.75}{2} = 45.47 \text{ KN}$$

En considérant l'effet du semi encastrement, les moments corrigés sont :

$$\text{Sur appui : } M_a = -0.3 \times M_u^{\max} = -0.3 \times 31.261 = -9.38 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0.85 \times M_u^{\max} = 0.85 \times 31.261 = 26.57 \text{ KN.m}$$

Les résultats ainsi trouvés sont mentionnés dans le diagramme suivant :

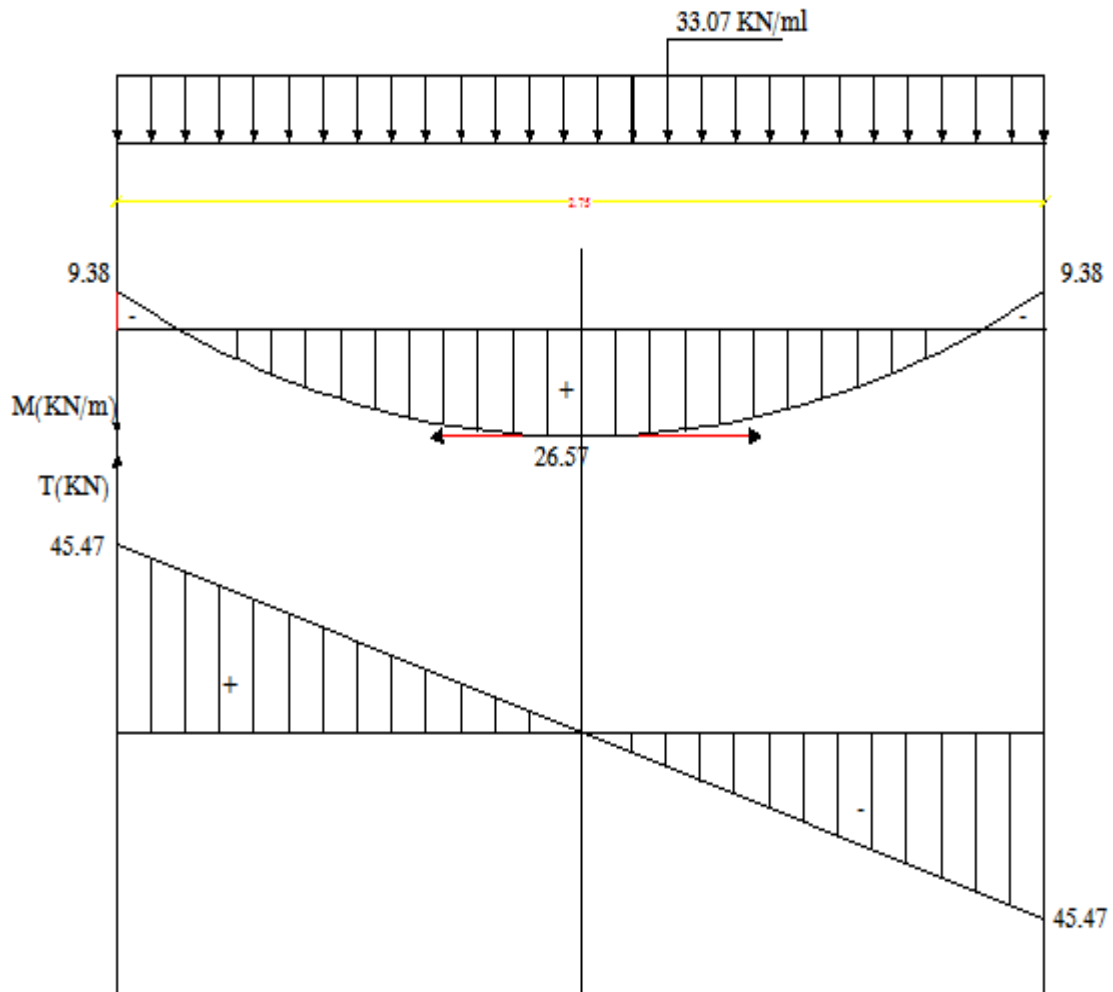


Fig. III-2: Diagramme du moment et de l'effort tranchant

III-3-5) Calcul des armatures longitudinales à l'ELU :

Le ferrailage va se faire avec les moments max à l'ELU.

- **Ma_{max} = 9.38Kn.m**
- **Mt_{max} = 26.57Kn.m**
- **En travée :**

Le moment max en travée est : **Mt_{max} = 26.57 KN.m**

$$\mu = \frac{M_t^{\max}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{26.57 \times 10^3}{30 \times 33^2 \times 14.2}$$

$$\mu = 0.058 < \mu_l = 0.970 \Rightarrow SSA$$

$$\mu = 0.058 \Rightarrow \beta = 0.970$$

$$A_{st} = \frac{M_t^{\max}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{26.57 \times 10^3}{0.970 \times 33 \times 348} \Rightarrow A_{st} = 2.38 \text{ cm}^2$$

Soit : $3 \text{ HA14} = 4,62 \text{ cm}^2$.

- Aux appuis :

Le moment max aux appuis est : $\text{Ma}_{\text{max}} = 9.38 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M_a^{\text{max}}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{9.38 \times 10^3}{30 \times 33^2 \times 14.2}$$

$$\mu = 0,020 \Rightarrow \beta = 0.990$$

$$A_{st} = \frac{M_a^{\text{max}}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{9.38 \times 10^3}{0,990 \times 33 \times 348} \Rightarrow A_{st} = 0.825 \text{ cm}^2$$

Soit : $3 \text{ HA12} = 3.39 \text{ cm}^2$.

- Exigences du RPA pour les aciers longitudinaux :(Art 7.5.2.1/RPA2003) :

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

$$A_{s \text{ total}} = 3\text{HA12} + 3\text{HA14} = 8.01 \text{ cm}^2 > 0.005 \times b \times h = 5.25 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \checkmark$$

III-3-5-1) Vérification à l'ELU :

a) Condition de non fragilité : (BAEL91/Art4.2.1) :

$$A_{\text{min}} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 30 \times 33 \times \frac{2.1}{400} = 1.19 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 4.62 \text{ cm}^2 \geq 1.19 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$A_a = 3.39 \text{ cm}^2 > 1.19 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

b) Vérification de l'effort tranchant :

Fissuration préjudiciable :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\} = \min \{ 2.5 \text{ MPa}, 4 \text{ MPa} \} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{45.47 \times 10^3}{300 \times 330} = 0.45 \text{ MPa} \leq 2.5 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Il n'ya aucun risque de cisaillement.

c) Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres : [A.6.1.3 BAEL 91] :

On doit vérifier :

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{\text{max}}}{0.9d \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\sum U_i = \sum n \pi \Phi = 3.14(3 \times 14) = 131.88 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{45.47 \times 10^3}{0.9 \times 330 \times 131.88} = 1.16 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Vérifié .}$$

Il n'y a aucun risque d'entraînement des barres.

d) Ancrage des barres aux appuis [A.6.1.23 BAEL 91] :

La longueur de scellement droit est :

$$L_s = \frac{\Phi f_e}{4\bar{\tau}_s}$$

$$\text{Avec : } \bar{\tau}_s = 0.6\psi^2 f_{t28} = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 2.835} = 49.38 \text{ cm.}$$

Pour des raisons pratiques il est nécessaire d'adopter un crochet normale, d'après le **BAEL91** ; la longueur nécessaire pour les aciers HA est $0.4L_s = 0.4 \times 49.38 = 19.75 \text{ cm}$

Soit un crochet de 20 cm.

Influence de l'effort tranchant au voisinage de l'appui : (BAEL 91.Art-1-313)

Influence sur le béton :

$$\frac{2V_u^{\max}}{b \times d} < 0.8 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} \Rightarrow V_u^{\max} \leq 0.267 f_{c28} d b$$

$$= 0.267 \times 29.7 \times 33 \times 10 \times 300 \times 25 = 594472.5 \text{ N} = 594.4725 \text{ KN}$$

$$V_u^{\max} = 45.47 \text{ KN} < 594.4725 \text{ KN} \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$\text{Avec : } 0.9 \times d = 29.7 \text{ cm}$$

Influence sur l'acier :

$$A_a \geq \frac{V_u + \frac{M_a}{0.9 \times d}}{\frac{f_e}{\gamma_s}} \Rightarrow A_a \geq \frac{1.15}{f_e} \left\{ V_u + \frac{M_u}{0.9 d} \right\}$$

$$A_a \geq \frac{1.15}{400} \left(45.47 \times 10^3 - \frac{9.38 \times 10^6}{0.9 \times 330} \right) = 39.92 \text{ mm}^2$$

$$A_a = 3.39 \text{ cm}^2 > 0.39 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

e) Diamètre des armatures transversales [A.7.2, 2 BAEL 91] :

$$\varphi_t \leq \min\left(\varphi_i \frac{b}{10}, \frac{h}{35}\right) = \min(14, 30, 10) = 10 \text{ mm}$$

$$\varphi_t = 10 \text{ mm}$$

On choisit un diamètre Ø8

Donc on adopte 4HA8=2.01cm² \longrightarrow (1 cadre + 1 étrier) Ø8

f) Espacement des barres Art 7.5.2.2/RPA99:

- **Zone nodale :**

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12 \varphi\right) = \min(8.75; 9.6) = 8.75 \text{ cm}$$

Soit : $S_t = 8 \text{ cm}$

- **En zone courante :** $S_t \leq \frac{h}{2} = 17.5 \text{ cm}$, Soit : $S_t = 15 \text{ cm}$.

- Selon le RPA 99 modifier 2003 la section d'armatures transversales doit vérifiée

$$A_{tr} = 2.01 \text{ cm}^2 \geq A_t^{\min} = 0.003 \times S \times b = 0.003 \times 8 \times 30 = 0.72 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifier}$$

III-3-6) Calcul a L'ELS :

III-3-6-1) Calcul des efforts internes :

$$q_s = 24.24 \text{ KN.m}$$

- **L'effort tranchant:**

$$T_s^{\max} = \frac{q_s L}{2} = \frac{24.24 \times 2.75}{2} = 33.34 \text{ KN}$$

- **Moment isostatique:**

$$M_s = \frac{q_s L^2}{8} = \frac{24.24 \times (2.75)^2}{8} = 22.91 \text{ KN.m}$$

En tenant compte du semi encastrement, les moments en travées et aux appuis seront affectés des coefficients 0.85 et 0.3 respectivement :

$$M_a = (-0.3) M_0 = -6.87 \text{ KN.m}$$

$$M_t = (0.85) M_0 = 19.47 \text{ KN.m}$$

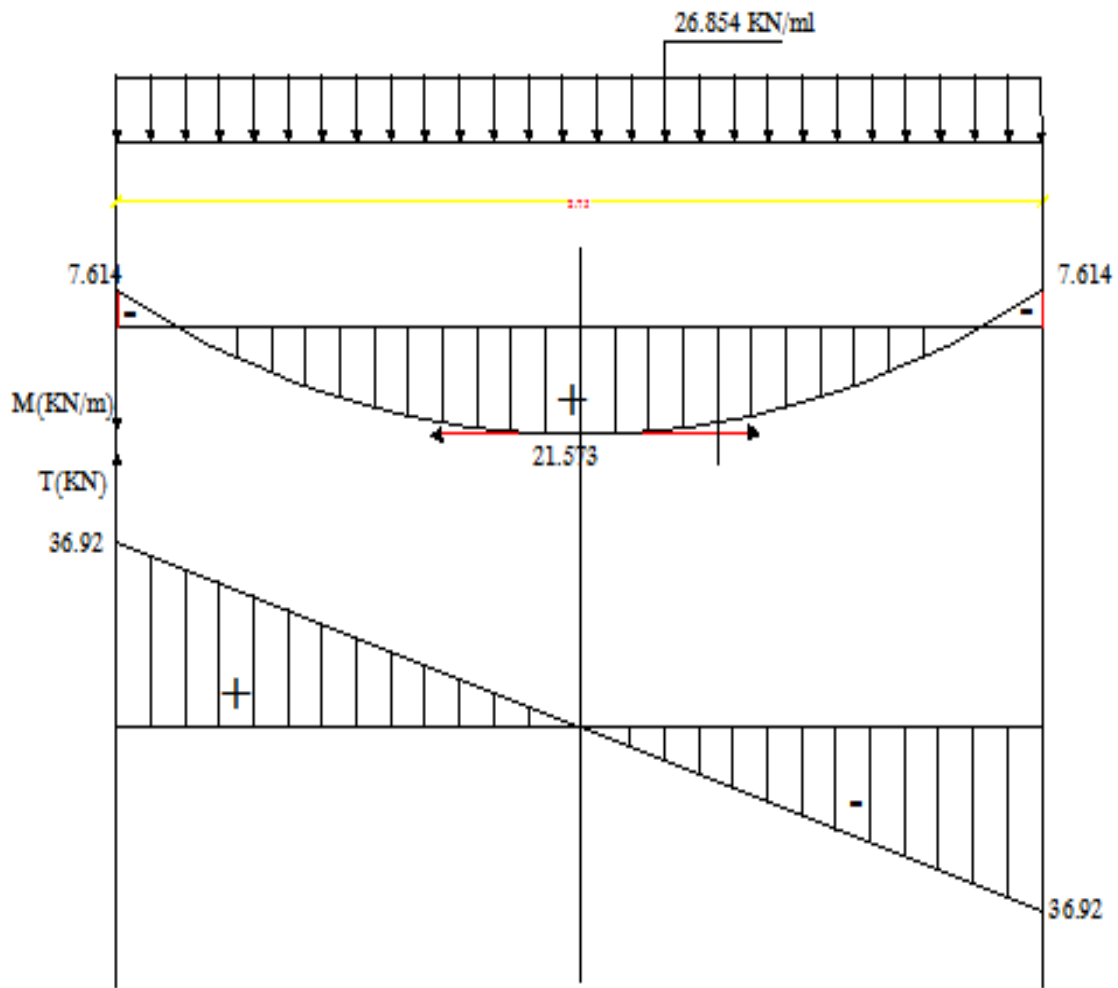


Fig. III-3:Diagramme des efforts internes à L'ELS

III-3-6-2)Vérification à L'ELS:

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

Dans notre cas, la fissuration est considérée peu préjudiciable, on se dispense donc de faire de vérification à l'état limite d'ouverture des fissures.

B) Etat limite de compression de béton :(Art. A.4.5,2 /BAEL91) :

➤ En travée :

• Contrainte dans l'acier :

On doit donc s'assurer que : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{A_s \beta_1 d} \quad ; \quad \rho_1 = \frac{100.A}{b.d}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} F_e, 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}} \right\} = 201.63 \text{ MPa}$$

β : En fonction de ρ

$\eta = 1,6$: Pour les barres à haute adhérence (HA).

$\eta = 1$: Pour les barres rondes lisses (RL).

A.N :

$$\rho_1(\%) = \frac{A_s}{b \times d} \times 100 = \frac{4.62}{30 \times 33} \times 100 = 0.461$$

$$\rho_1 = 0,461 \Rightarrow k_1 = 33.54 \text{ et } \beta_1 = 0,897$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{19.47 \times 10^6}{0,897 \times 330 \times 462} = 142.36 \text{MPa}$$

$$\sigma_s = 142.36 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifier.}$$

Contrainte dans le béton :

On doit donc s'assurer que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25$$

$$k_1 = \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{bc}} ; \text{ Donc : } \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{142.36}{33.54} \text{ Donc } \sigma_{bc} = 4.24 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 4.24 \text{MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifier}$$

➤ **Aux appuis :**

• **Contrainte dans l'acier :**

$$\rho_1(\%) = \frac{A_s}{b \times d} \times 100 = \frac{3.39}{30 \times 33} \times 100 = 0.342$$

$$\rho_1 = 0,342 \Rightarrow k_1 = 39.95 \text{ et } \beta_1 = 0,909$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{6.87 \times 10^6}{0,909 \times 330 \times 339} ; \text{ Donc : } \sigma_{st} = 67.55 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = 67.55 \text{MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifier}$$

• **Contrainte dans le béton :**

$$k_1 = \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{bc}} ; \text{ Donc : } \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{67.55}{39.95} ; \text{ Donc : } \sigma_{bc} = 1.69 \text{Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 1.69 \text{MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \dots\dots\dots \text{condition vérifier}$$

C) Etat limite de déformation (Art B.6.8,424 /BAEL 91) :

On peut se dispenser du calcul de la flèche sous réserve de vérifier les trois conditions suivantes :

$$1) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{35}{275} = 0.12 > \frac{1}{16} = 0.0625 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$2) \frac{h}{L} \geq \frac{M_{St}}{10.M_0} \Rightarrow \frac{35}{275} = 0.12 > \frac{19.47}{10(22.91)} = 0.085 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$3) \frac{A_t}{b.d} \leq \frac{4.02}{f_e} \Rightarrow \frac{4.62}{30 \times 33} = 0.0046 < \frac{4.2}{400} = 0.0085 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Les trois conditions sont vérifiées, donc il n'y a pas lieu de vérifier la flèche.

Conclusion :

Le ferrailage de la poutre palière sera comme suit :

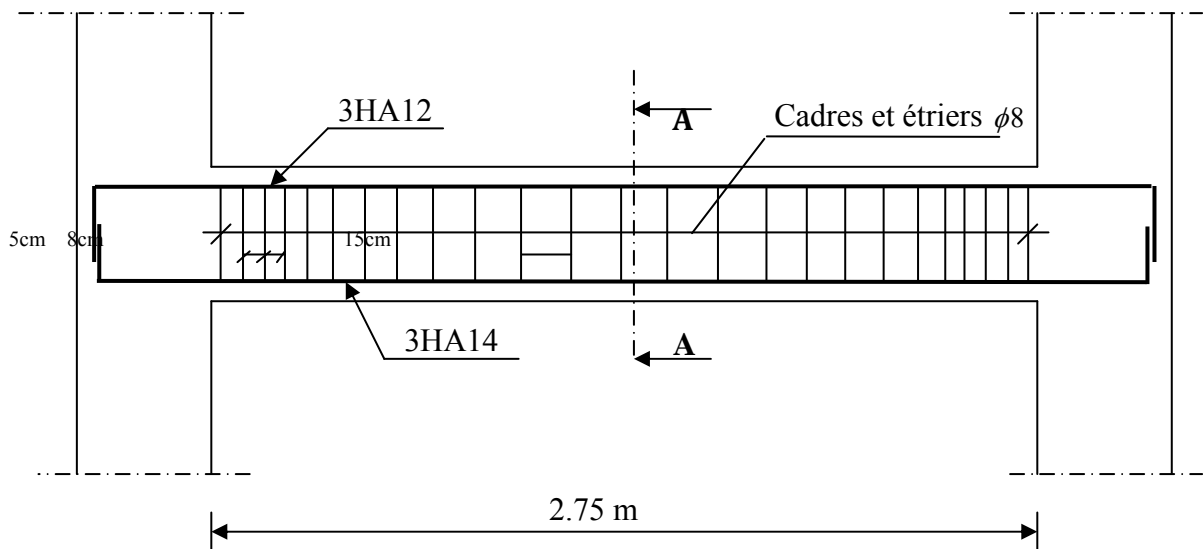
Armatures longitudinales :

- 3HA14 filantes pour le lit inférieur.
- 3HA 12 filantes pour le lit supérieur

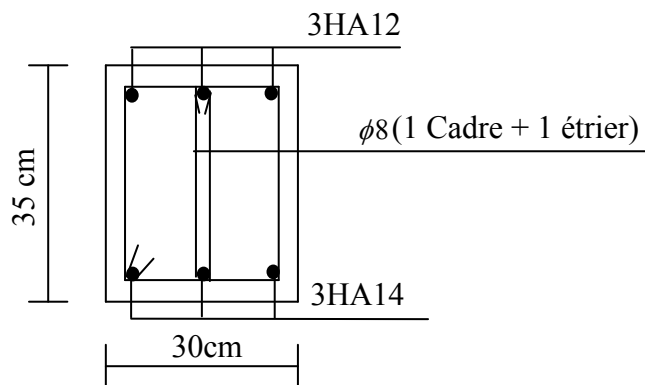
Armatures transversales :

- 1cadre et 1 étrier en HA8

Plan de ferrailage de la poutre palière :



Ferrailage de la poutre palière



Coupe A-A

III-4) Acrotère :**Introduction :**

Les éléments secondaires sont des éléments qui n'ont pas une fonction porteuse ou de contreventement.

Ils sont soumis à des sollicitations négligeables devant les sollicitations sismiques.

Le calcul de ces éléments se fait généralement sous l'action des charges permanentes et des surcharges d'exploitation. Cependant certains doivent être vérifiés sous l'action de la charge sismique.

Dans ce chapitre, on procède au calcul des éléments suivants :

- L'acrotère.
- Les escaliers et la poutre palière.
- Les balcons en dalle pleine.
- les portes à faux.
- Les planchers à corps creux.
- La dalle pleine.
- La cage d'ascenseur.

III-4-1) Introduction :

L'acrotère est un élément en béton armé contournant le bâtiment conçu il a pour but d'assurer la sécurité au niveau de la terrasse et la protection de ligne conjonctif entre lui-même et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales.

Il est assimilé à une console encastrée au plancher terrasse dont la section la plus dangereuse se situe au niveau de l'encastrement.

L'acrotère est soumis à son poids propre (**G**) qui donne un effort normal N_G et une charge d'exploitation horizontale (**Q**) non pondérée estimée à 1kN/ml dû à la main courante provoquant un moment de renversement **M**.

Le calcul s'effectue pour une bande de **1ml** en flexion composée et la fissuration est considérée comme préjudiciable car l'acrotère est soumis aux intempéries.

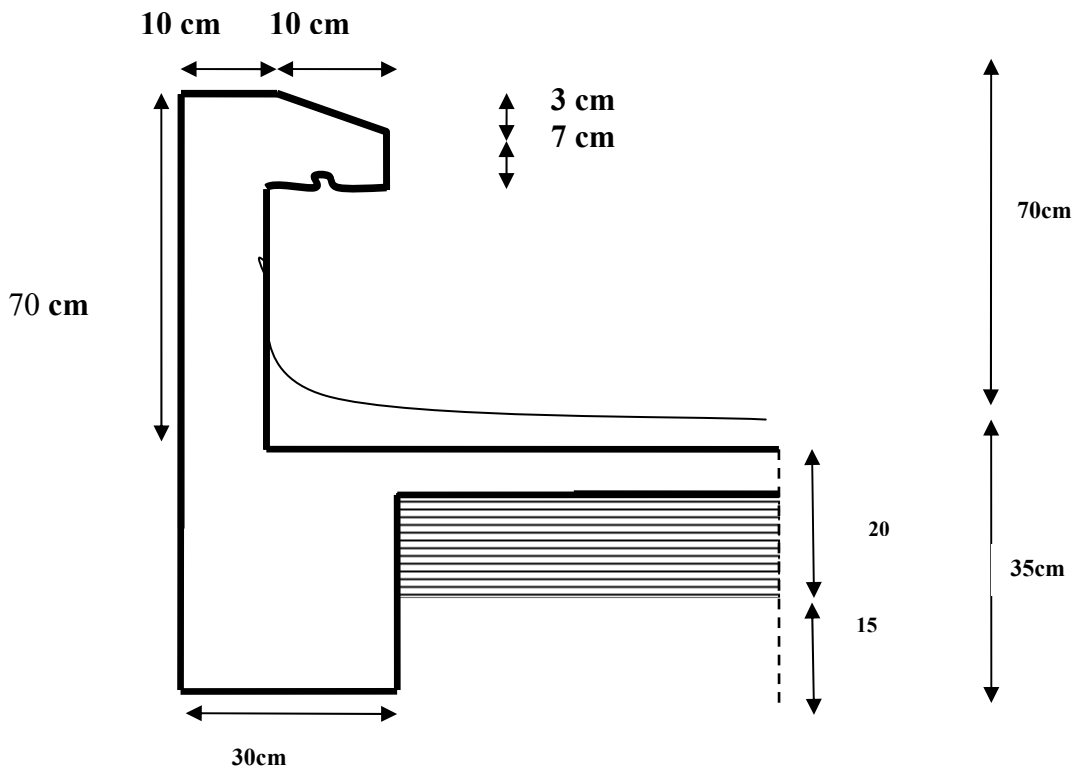
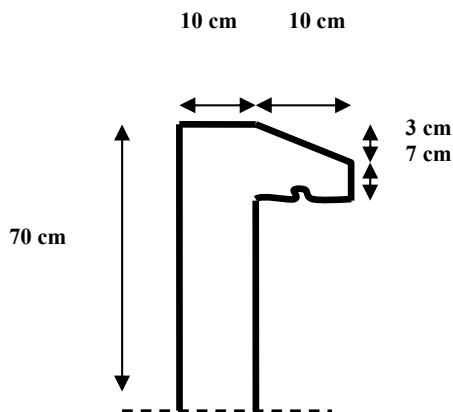


Fig III-1:l'acrotère

III.4.2)Calcul de l'acrotère :



III.4.2.1)Détermination des charges et des surcharges :

Poids propre de l'acrotère : $G = \rho.S.l_{ml}$

Avec :

ρ : masse volumique du béton.

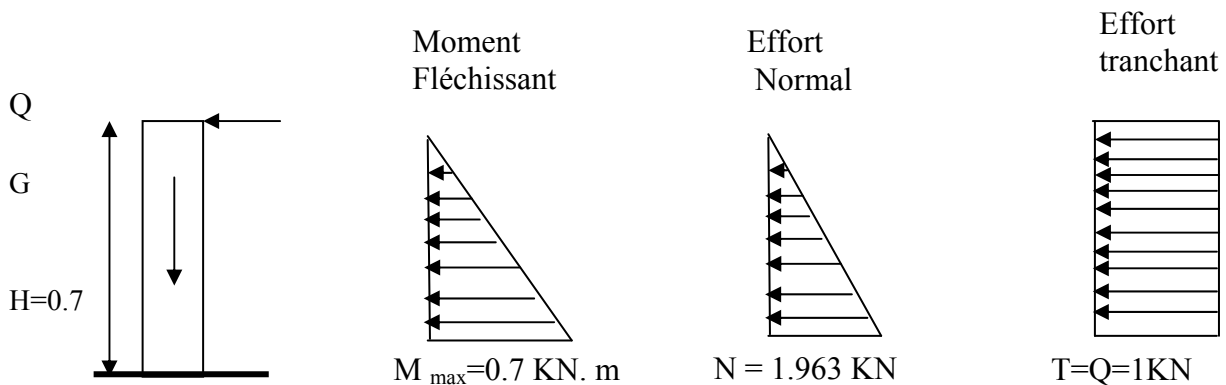
S : section longitudinale de l'acrotère.

$$G = [(0.7 \times 0.1) + (0.1 \times 0.07) + (0.1 \times 0.03)/2] \times 25$$

$$G = 1.963 \text{KN/ml}$$

- Surcharge d'exploitation : $Q = 1 \text{ KN/ml}$
- ❖ **calcul des sollicitations :**
- L'effort normal : $N = G \times 1 \text{ ml} = 1.963 \text{ KN}$
- L'effort tranchant : $T = Q \times 1 \text{ ml} = 1 \text{ KN}$
- Le moment fléchissant du a Q : $M = Q \times H \times 1 \text{ ml} = 1 \times 0.7 \times 1 \text{ ml} = \mathbf{0.7 \text{ KN.m}}$

• **Schéma statique :**



FigIII-2: Diagramme des efforts internes (M, N, T)

❖ **Combinaisons de charges**

a- Etat limite ultime

La combinaison de charge à considérer est : $\mathbf{1.35G + 1.5Q}$

• **Effort normal de compression**

$$N_u = 1,35N = 1,35 \times 1.963 = 2.65 \text{ KN}$$

• **Effort tranchant**

$$T_u = 1,5T = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ KN}$$

• **Moment fléchissant**

$$M_u = 1,5M = 1,5 \times 0.7 = 1.05 \text{ KN.m}$$

b- Etat limite de service

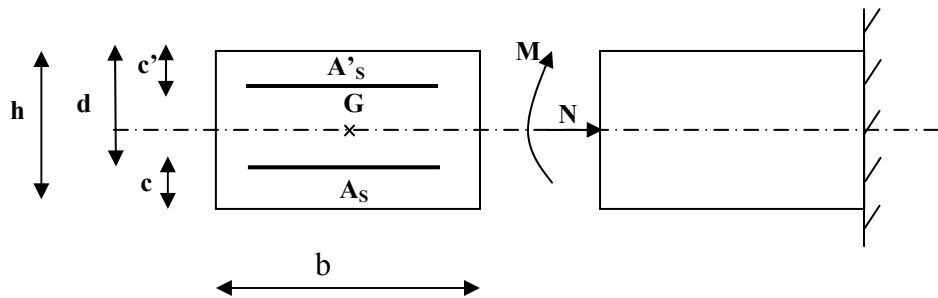
La combinaison de charge à considérer est : $\mathbf{G + Q}$

• **Effort normal de compression**

$$N_s = N = 1.963 \text{ KN}$$

- Effort tranchant :
 $T_s = T = 1 \text{ KN}$
- Moment fléchissant :
 $M_s = M = 0.7 \text{ KN.m}$

III-4-2-2) Ferrailage de l'acrotère



Pour le calcul, on considère une section rectangulaire définie comme suit :

$b = 100 \text{ cm}$ La largeur de la section.

$d = h - c = 8 \text{ cm}$ La hauteur utile.

$c = c' = 2 \text{ cm}$ Enrobage.

$h = 10 \text{ cm}$ La hauteur de la section.

A La section des armatures.

Remarque

Les résultats des sollicitations se résument en un effort normal de compression « N » et un moment de flexion « M ».

On conclut que la section du béton est sollicitée en flexion composée.

Pour déterminer les armatures on procède par la méthode de calcul en flexion composée. Pour se faire on utilise l'organigramme de calcul approprié dont le principe est d'étudier la section du béton en flexion simple sous un moment fictif « M_f » afin de déterminer les armatures fictives « A_f » puis en flexion composée pour déterminer les armatures réelles « A ».

a- Etat limite ultime :

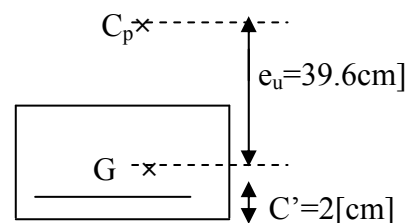
➤ Calcul de l'excentricité :

$b = 100 \text{ cm}$ $h = 10 \text{ cm}$ $c = 2 \text{ cm}$

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1.05}{2.65} \approx 0,396 \text{ m} = 39.6 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{2} - c' = \frac{0,10}{2} - 0,02 = 0,03 \text{ m} = 3 \text{ cm}$$

$$\left. \begin{array}{l} e_u = 39.6 \text{ cm} \\ \frac{h}{2} - c' = 3 \text{ cm} \end{array} \right\} \rightarrow \left(e_u > \frac{h}{2} - c' \right)$$



Avec :

N_u : effort de compression.

C_p : centre de pression.

e_u : excentricité.

C' : l'enrobage qui vaut 2[cm].

Donc le centre de pression (Point d'application de l'effort normale) se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures, et l'effort normal (N) est un effort de compression, donc la section est partiellement comprimée (SPC).

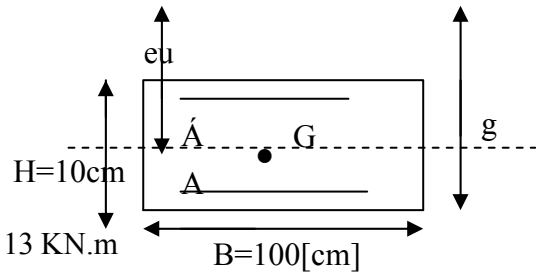
Le calcul des armatures se fera en deux étapes.

a-Flexion simple :

Moment fictif :

$$M_f = N_u \times \left(e_u + \frac{h}{2} - c \right) = 2.65 \times (0,39 + 0,05 - 0,02) = 1.113 \text{ KN.m}$$

$$M_f = f_{bu} \cdot b \cdot d^2 \cdot \mu_f \Rightarrow \mu_f = \frac{M_f}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} = \frac{1.113 \times 10^3}{14,2 \times 100 \times (8)^2} = 0,012 \langle \mu_1 = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$



Avec :

$$f_{bu} = \sigma_{bc} = 14.2 \text{ MPa}$$

A partir des abaques on tire la valeur de $\beta \rightarrow \beta=0.994$

▪ **Armatures fictive**

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa.}$$

$$\Rightarrow A_{stf} = \frac{M_f}{\sigma_{st} \cdot d \cdot \beta_f} = \frac{1.113 \times 10^3}{348 \times 8 \times 0,994} \approx 0,402 \text{ cm}^2$$

b-Flexion composée :

▪ **Armature réelle**

$$A_{str} = A_{stf} - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0,402 - \frac{2,65 \times 10^3}{348 \times 10^2} \approx 0,326 \text{ cm}^2$$

III.4.2.3) Vérifications a l'ELU:

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

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

$$A_{str} \geq A_{min} = 0,23 \cdot \frac{f_{t28}}{f_c} \cdot \left[\frac{e_s - 0,455 \cdot (d)}{e_s - 0,185 \cdot (d)} \right] \cdot b \cdot d$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 \cdot f_c = 2,1 \text{ Mpa}$$

$$e_s = \frac{M_S}{N_S} = \frac{0,7}{1,963} = 0,35 \text{ m} = 35 \text{ cm}$$

$$A_{min} = 0,23 \times \frac{2,1}{400} \times \left[\frac{35 - 0,455 \times (8)}{35 - 0,185 \times (8)} \right] \times 100 \times 8 = 0,904 \text{ cm}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} A_{St} = 0,326 \text{ cm}^2 \\ A_{min} \geq A_{St} \\ A_{min} = 0,904 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} \max(A_{St}; A_{min})$$

$A_s \leq A_{min}$ Condition non vérifiée.

La condition de non fragilité n'étant pas vérifiée alors on adoptera la section minimale.

$$A_s = A_{min} = 0,904 \text{ cm}^2$$

Le ferrailage se fera avec la section minimale.

Soit : $A_s = 5 \text{ HA8} = 2,51 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec un espacement $S_t = 20 \text{ cm}$.

❖ **Armatures de répartition**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2,51}{4} = 0,62 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_r = 4 \text{ HA8} = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$ Avec un espacement de $S_t = 25 \text{ cm}$.

b) Contrainte tangentielle : (Art.A.5.2,2 / BAEL91)..... [2]

Aucune armature d'effort tranchant n'est nécessaire si :

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

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,15 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \{ 2,5 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa} \} \Rightarrow (\bar{\tau} = 2,5 \text{ MPa})$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d}$$

$$T_u = 1,5 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{1,5 \times 10^3}{100 \times 10 \times 80} = 0,019 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,019 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2,50 \text{ MPa} \text{ Condition vérifiée.}$$

Aucune armature d'effort tranchant n'est à prévoir.

c) Vérification de l'adhérence dans les barres : (Art.A.6.1,3 / BAEL)

On doit vérifier la condition : $\tau_s \leq \bar{\tau}_{se}$

Avec : $\tau_{se} = \frac{T_U}{0.9 \times d \sum U_i}$ et : $\bar{\tau}_{se} = \Psi_S \times f_{t28}$.

ψ_s : Coefficient de scellement droit, il a pour valeurs :

1,5 : pour les barres à haute adhérence.

1,0 : pour les barres rondes lisses.

U_i : Périmètre utile des barres.

$$U_i = \sum n \cdot \pi \cdot \phi$$

n : Le nombre de barres.

A.N : Aciers haute adhérence $\Rightarrow \Psi_S = 1.5 \rightarrow \bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 \Rightarrow \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa}$

$$\sum U_i = 5 \times 3,14 \times 0,8 = 12.56 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{1,5 \times 10^3}{0,9 \times 80 \times 12.56 \times 10} = 0,166 \text{ MPa}$$

$\tau_{se} = 0.166 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

d) Ancrage des barres : (Art A.6.1, 22 / BAEL91).....[2]

La longueur du scellement droit est donnée par : $L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \bar{\tau}_s}$

$\bar{\tau}_s = 0,6 \cdot \psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0,6 \times 1.5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$.

$$L_s = \frac{0,8 \times 400}{4 \times 2.835} = 28.21 \text{ cm}$$

On adoptera : $L_s = 30 \text{ cm}$

e)-Vérification des espacements des barres :

Les armatures transversales :

$esp_t \leq \min(3h ; 33 \text{ cm})$

$esp_t \leq \min(30 \text{ cm} ; 33 \text{ cm})$

On prend : $esp_t = 20 \text{ cm} < 30 \text{ cm}$ Conditions vérifiées.

Les armatures de montage :

$esp \leq \min(4h ; 45 \text{ cm})$

$esp \leq \min(40 \text{ cm} ; 45 \text{ cm})$

On prend : $esp = 25 \text{ cm} < 40 \text{ cm}$ Conditions vérifiées.

III.4.2.4) Vérification à l'ELS

L'acrotère est exposé aux intempéries, nous considérerons la fissuration comme étant préjudiciable.

- Effort normal de compression

$$N_s = N = 1,963 \text{KN}$$

- Effort tranchant

$$T_s = T = 1 \text{KN}$$

- Moment fléchissant

$$M_s = M = 0.7 \text{KN.m}$$

a) Vérification de l'ouverture des fissures (BAEL 91 mod 99/Art A5.3.2) :

On doit donc s'assurer que : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{A_s \beta_1 d} \quad \rho_1 = \frac{100.A}{b.d}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} F_e, 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}} \right\} = 201.63 \text{MPa}$$

β : En fonction de ρ

$\eta = 1,6$: Pour les barres à haute adhérence (HA).

$\eta = 1$: Pour les barres rondes lisses (RL).

A.N : $\rho_1 = \frac{100 \times 2,51}{100 \times 8} = 0,314 \quad ; \rho_1 = 0,314 \rightarrow \beta_1 = 0,912 \rightarrow \kappa_1 = 41,82$

$$\sigma_s = \frac{0.7 \times 10^6}{251 \times 0.912 \times 80} = 38.22 \text{MPa}$$

$$\sigma_s = 38.22 \text{MPa} < \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

b) Vérification des contraintes de compression dans le béton : [BAEL91/A.4.5,2][2]

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

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{\kappa_1} \cdot \sigma_{st} = \frac{1}{41,82} \cdot 38,22 = 0,91 \text{Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 0,91 \text{Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{Mpa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- Calcul de l'excentricité :

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.7}{1.963} \approx 0,356 \text{m} \geq \left(\frac{h}{2} - c' \right) = \left(\frac{0,10}{2} - 0,02 \right) = 0,03 \text{m}$$

On a : $e_s = 35.6 \text{cm} > \frac{h}{2} - c' = 3$:

Le centre de pression se trouve en dehors de la zone limitée par les armatures, donc la section est **partiellement comprimée**.

Le calcul des armatures se fera en deux étapes.

• **Armatures fictive :**

$$M_f = N_s \times \left(e_s + \frac{h}{2} - c \right) = 1.963 \times (0,35 + 0,05 - 0,02) = 0.757 \text{KN.m}$$

$$M_f = f_{bu} \cdot b \cdot d^2 \cdot \mu_f \Rightarrow \mu_f = \frac{M_f}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} = \frac{0.757 \times 10^3}{201,63 \times 100 \times (8)^2} = 0,00058 \langle \mu_1 = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

A partir des abaques, on lit les valeurs correspondantes :

$$\mu = 0,00058 \rightarrow \beta_1 = 0,958 \rightarrow \kappa_1 = 104$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\overline{\sigma_s}}{\kappa_1} = \frac{201,63}{104} \approx 1.94 \text{Mpa} < 0,6 f_{c28} = 15 \text{Mpa}$$

$$\Rightarrow A_{stf} = \frac{M_f}{\sigma_{st} \cdot d \cdot \beta_f} = \frac{0.757 \times 10^3}{201,63 \times 8 \times 0,958} \approx 0,49 \text{cm}^2$$

• **Armatures réelle :**

$$A_{str} = A_{stf} - \frac{N_s}{\sigma_{st}} = 0,59 - \frac{1.963 \times 10^3}{201,63 \cdot 10^2} = 0,39 \text{cm}^2$$

Soit : **A_S = 5 HA8 = 2.51cm²/ml** avec un espacement **S_t = 20cm.**

A_r = 4 HA8 = 2.01cm²/ml avec un espacement de **S_t = 17cm.**

c) Vérification au séisme : [RPA 99 / Art.6.2.3].....[2]

Cette vérification concerne les éléments non structuraux.

L'acrotère est calculé sous l'action horizontale ; suivant la formule :

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

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone (tableau 4-1, RPA99 ver 2003).

Dans notre cas **A = 0.15**, (Zone IIa et groupe d'usage 2).

CP : facteur de force horizontale (variant entre 0.3 et 0.8). (tableau 6.1, RPA99 ver 2003)

L'acrotère est un élément en console $\Rightarrow C_p = 0.8$

Wp : poids de l'élément considéré (**WP = 1.963 KN/ml**)

$$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 1.963 = 0.94 \text{ KN/ml} < Q = 1 \text{KN/ml}$$

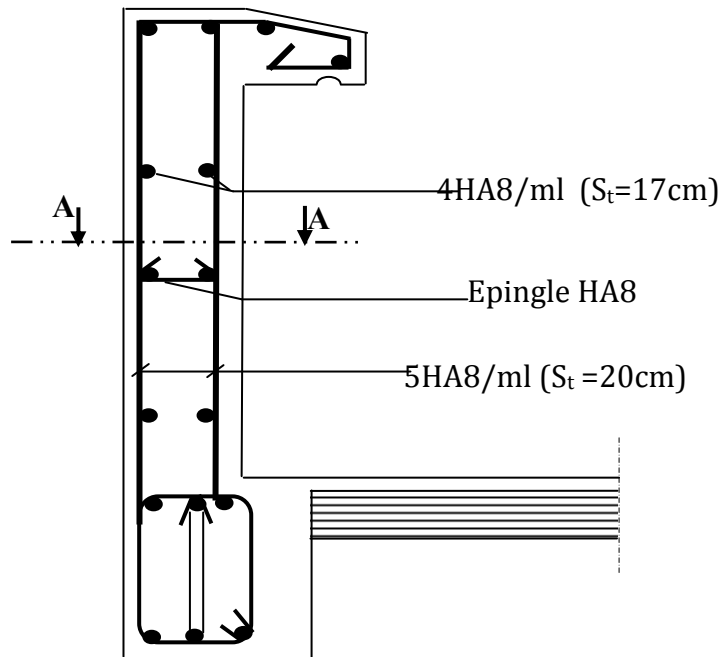
F_p < Q = 1KN/ml. Condition vérifiée.

❖ Conclusion

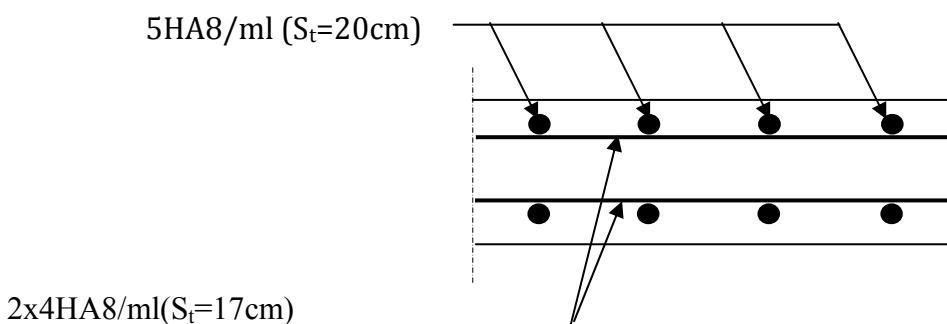
L'acrotère sera ferrillé comme suit :

Armatures principales : 5 HA8/ml , avec $e=20\text{cm}$.

Armatures de répartition : 4 HA8/ml , avec $e=17\text{cm}$.



La coupe verticale de l'acrotère.



La coupe A-A

III-5) Calcul des balcons :

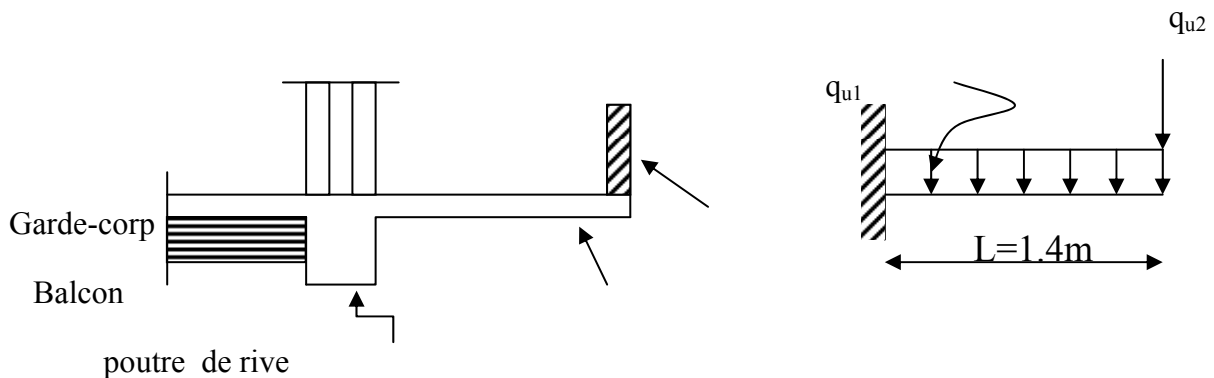
Les balcons à calculer sont des balcons en dalle pleine reposant sur la poutre de rive avec un garde de corps de hauteur $h=1.10$ m en brique creuse de 10 cm d'épaisseur. Ces balcons sont assimilés à une console encastrée au niveau de la poutre de rive du plancher. Le balcon est constitué d'une dalle pleine dont l'épaisseur est déterminée par la condition de la résistance à la flexion suivante :

$$ep \geq \frac{L}{10}$$

L : La largeur du balcon ($L_{\max} = 140\text{cm}$).

$$\Rightarrow ep = \frac{140}{10} = 14\text{cm}.$$

On prend : $e_p = 15 \text{ cm}$.



FigIII-1: Schéma statique du balcon.

On estime le poids propre du balcon comme suit :

Le balcon se calcule comme une console encastrée au niveau de la poutre de rive du plancher, soumise à son poids propre, à une charge horizontale plus le Poids propre du garde-corps. Le calcul du ferrailage se fera pour une bande de 1m de longueur, dont la section est soumise à la flexion simple.

III-5-1) Détermination des charges et surcharges :**a) charges permanentes :**

Eléments		Charges permanentes (KN/m^2)	Résultats (KN/m^2)
Dalle pleine ($e_p=0.15m$)		25×0.15	3.75
Revêtements	Carrelage	0.02×22	0.44
	Mortier de pose	0.02×22	0.44
	Couche de sable	18×0.02	0.36
	Enduit de ciment	18×0.02	0.36
Somme (G)			5.35

Tableau 1 Charges permanentes du balcon**b) Charge concentrée (Poids propre du garde-corps) :**

$p_{mur} = \text{poids de brique creuse} + 2 \times (\text{poids de l'enduit en ciment}, (e_p=2cm)).$

Eléments	Charges permanentes (KN/m^2)	Résultats (KN/m^2)
Brique ($e_p=0.1m$)	9×0.10	0.90
Enduit de ciment ($e_p=2cm$)	$18 \times 0.02 \times 2$	0.72
Somme (g)		1.62

Tableau 2 : Charge concentrée sur le balcon due au poids propre du garde-corps**c) Surcharge d'exploitation :**

$$Q = 3.5 \text{ KN/m}^2.$$

d) Charge due à la main courante :

$$q = 1 \text{ KN/m}^2.$$

III-5-2) Combinaisons de charges :**III-5-2-1-) Combinaisons de charges à l'ELU :**➤ **La dalle :**

$$q_{u1} = (1.35G + 1.5 Q) \times 1m = (1.35 \times 5.35) + (1.5 \times 3.5) = 12,47 \text{ KN/ml.}$$

➤ **Le garde-corps :**

$$q_{u2} = (1.35 \times g) \times 1 m = 1.35 \times 1.62 = 2.187 \text{ KN /ml.}$$

➤ **La main courante:**

$$q_{u3} = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ KN/ml.}$$

III-5-2-2) Combinaisons de charges à l'ELS :➤ **La dalle :**

$$q_{s1} = (G + Q) \times 1 m = (5.35 + 3.5) \times 1 = 8.85 \text{ KN/ml.}$$

➤ **Le garde-corps :**

$$q_{s2} = g \times 1m = 1.62 \text{ KN/ml.}$$

➤ **La main courante :**

$$q_{s3} = q \times 1m = 1 \text{ KN/ml.}$$

III-5-3) Calcul des moments fléchissant :**III-5-3-1) Calcul des moments fléchissant à l'ELU :**

$$Mu = q_{u1} \times \frac{l^2}{2} + q_{u2} \times l + q_{u3} \times 1 .$$

$$Mu = 12,47 \times \frac{1,40^2}{2} + 2,187 \times 1,40 + 1,5 \times 1 .$$

$$\mathbf{Mu = 16.78 \text{ KN.m.}}$$

III-5-3-2) Calcul des moments fléchissant à l'ELS :

$$M_s = q_{s1} \times \frac{l^2}{2} + q_{s2} \times l + q_{s3} \times 1$$

$$M_s = 8.85 \times \frac{1,40^2}{2} + 1,62 \times 1,40 + 1 \times 1.$$

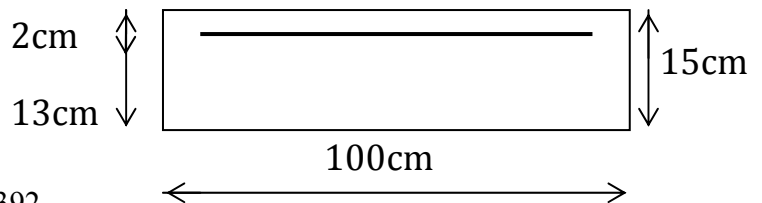
$$M_s = 11.94 \text{ KN.m.}$$

III-5-4) Ferrailage :

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

➤ Armatures principales :

La section dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement.



$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{16.78 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.07 < 0.392$$

Section simplement armée.

$$\mu_u = 0.070 \longrightarrow \beta = 0.964$$

Avec :

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa.}$$

Donc :

$$A = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{16.78 \times 10^3}{0.964 \times 13 \times 348} = 3.84 \text{ cm}^2$$

On adopte : **5HA12 = 5.65 cm²** avec **S_t = 20 cm.**

➤ Armatures de répartition :

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

Soit une section de **4HA10 = 3.14 cm²** avec **S_t = 25 cm.**

III-5-4-1) Vérifications à l'ELU :**1) Conditions de non fragilité : (A.4.2,1/BAEL91) :**

La section des armatures longitudinales doit satisfaire la condition suivante :

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

$$f_{t28} = 0.6 \times 0.06 f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times 100 \times 13 \times \frac{2.1}{400} = 1.56 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 5,65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,56 \text{ cm}^2 \text{ Condition vérifiée.}$$

2) Vérification de l'entraînement des barres : (A.6.1,3/BAEL91 modifié 99) :

Il faut vérifier :

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 \times d \times \sum U_i} < \bar{\tau}_{se}$$

Avec :

$$V_u = q_{u1} \times l + q_{u2} = 12,47 \times 1,40 + 2,187 = 19.645 \text{ KN.}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \psi \times f_{t28} = 3.15 \text{ MPa.}$$

Avec :

$$\psi = 1.5 \text{ (acier en HA).}$$

$$\sum U_i = n \times \pi \times \Phi = 5 \times 3.14 \times 12 = 188,4 \text{ mm}$$

D'où :

$$\tau_{se} = \tau_{se} = \frac{19.645 \times 10^3}{0.9 \times 130 \times 188,4} = 0.891 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa}$$

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

(Pas de risque d'entraînement des barres)

3) Vérification au cisaillement : (A.5.1,2/BAEL91 modifié 99) :

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{19.645 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0,151 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 4\text{MPa} \right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.15 \times 25}{1.5} ; 4\text{MPa} \right) = \min (2.5 \text{ MPa} ; 4\text{MPa}) = 2.5 \text{ MPa} .$$

$$\tau_u = 0.151\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5\text{MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Pas de risque de cisaillement (Les armatures transversales ne sont pas nécessaires).

4) Longueur du scellement droit : (Art A.6.1, 22 / BAEL91) :

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

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

Calcul de τ_{su} :

$$\tau_{su} = 0.6 \psi^2 f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.84 \text{ Mpa.}$$

$$L_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,84} = 42,25 \text{ cm}$$

On prend : $L_s = 45 \text{ cm.}$

Vu que L_s dépasse l'épaisseur de la poutre dans laquelle les barres seront ancrées, les règles de BAEL 91 admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet « L_r » est au moins égale à $0,4.L_s$ pour les aciers en H.A (A.6.1, 253/BAEL91 modifié 99) ;

Donc : $L_r = 0,4.L_s = 0.4 \times 45 = 18\text{cm.}$

5) Vérification de l'espacement des barres : (Art A.8.2, 42/BAEL91 modifié 99) :

➤ Armatures principales :

$$S_{t1} = 20 \text{ cm} < \min \{3h ; 33\} = 33 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

➤ Armatures de répartition :

$$S_{t2} = 25 \text{ cm} < \min \{4h ; 45\text{cm}\} = 45 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

III-5-4-2)Vérification à l'ELS :**1) Etat limite de compression de béton :(Art. A.4.5, 2 /BAEL91) :**

Il faut vérifiée Les conditions suivantes :

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

a) Dans l'acier :

La fissuration est considérée comme préjudiciable, donc :

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

Avec :

$\eta = 1,6$: coefficient de fissuration.

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400 , 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \right\} = \min \left\{ 266,6 , 201,63 \right\} .$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \mathbf{201,63 \text{ Mpa.}}$$

$$\rho = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 5,65}{100 \times 13} = 0,436 .$$

$$\rho_1 = 0,436 \xrightarrow{\text{tableau}} \begin{cases} \beta = 0,899 \\ \alpha = 0,303 \end{cases}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} = \frac{11,94 \times 10^{-3}}{0,899 \times 0,13 \times 5,65 \times 10^{-4}} = 181,14 \text{ MPa.}$$

➤ Conclusion :

$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$ La condition est vérifiée.

b) Dans le béton :

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

Avec : $k_1 = 34,50$

$$\text{On a : } k_1 = \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{bc}} .$$

$$\text{Donc : } \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{181.14}{34.50} = 5.25 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma_{bc} = 5.25 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa.}$$

La condition est vérifiée alors, il n'y a pas de fissuration dans le béton Comprimée.

c) Vérification de la flèche :

Si les conditions suivantes sont vérifiées alors il n'y a pas lieu de vérifier la flèche:

$$1/ \frac{e}{L} \geq \frac{1}{22,5} \Rightarrow \frac{15}{140} = 0,1 > \frac{1}{22,5} = 0,044. \quad \text{Condition vérifiée.}$$

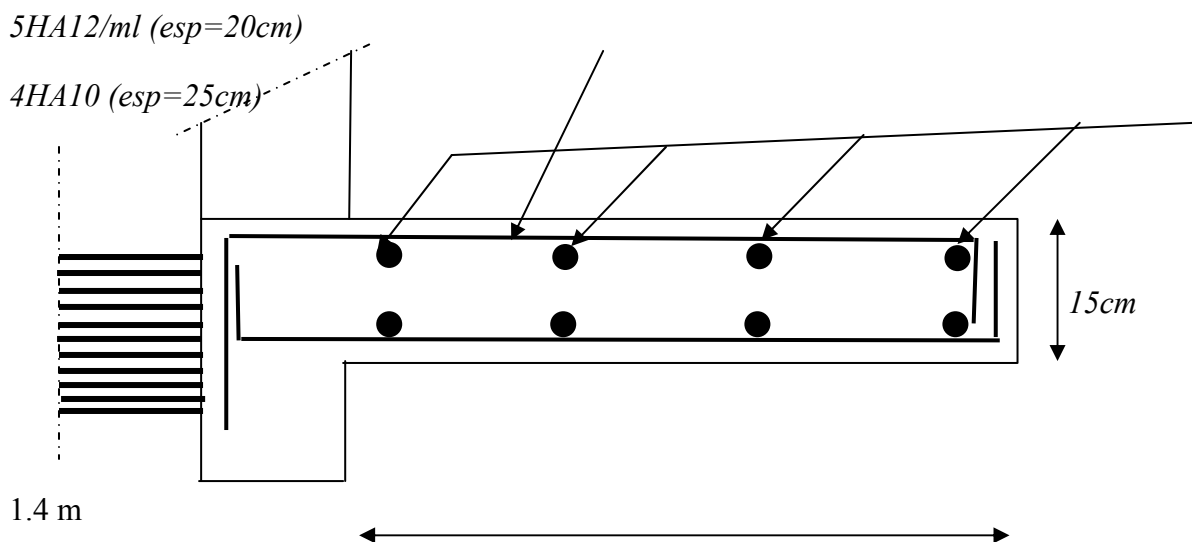
$$2/ \frac{e}{L} \geq \frac{Mt}{10.M_0} \Rightarrow \frac{15}{150} = 0,1 > \frac{11.94}{10 \times 11.94} = 0,10 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$3/ \frac{A}{b.d} \leq \frac{3,6}{f_e} \Rightarrow \frac{5.65}{100 \times 13} = 0,0043 < \frac{3,6}{400} = 0,009 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

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

Conclusion : Les balcons seront ferrailés comme suit

- ❖ Armature principales : 5HA12 avec e= 20cm.
- ❖ Armatures secondaire : 4HA10 avec e=25 cm.



Plan de ferrailage du balcon

III-6) Calcul de la poutre chaînage :

C'est une poutre qui repose sur deux appuis, elle supporte son poids propre, le poids du mur (Double cloison) et celui de plancher.

III-6-1) Pré dimensionnement

$$1 - \text{la hauteur : } \frac{L_{\max}}{15} \leq h_t \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

$$2 - \text{la largeur : } 0,4h \leq b \leq 0,7h$$

Avec L : la longueur libre (entre nus d'appuis) dans le sens considéré

$$L = 305 - 25 = 280 \text{ cm}$$

1 - la hauteur

$$\frac{280}{15} = 18.66 \leq h_t \leq \frac{280}{10} = 28$$

On adopte une hauteur $h = 30 \text{ cm}$

2 - la largeur :

$$0,4 \times 30 \leq b \leq 0,7 \times 30$$

$$12 \leq b \leq 21 \rightarrow \text{On adopte une largeur } b = 20 \text{ cm}$$

Notre poutre chaînage est de : $h = 30 \text{ cm}$
 $B = 25 \text{ cm}$

III-6-2) Evaluation des charges et surcharges :

Les charges permanentes :

$$\text{Poids propre de la poutre : } G_p = 0.25 \times 0.30 \times 25 = 1.875 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Poids du mur (double cloison) : } (3,06 - 0.25) \times 2.94 = 8.26 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Poids de plancher : } 2.80 \times \frac{0.65}{2} = 0.91 \text{ KN/ml}$$

$$G = 11.045 \text{ KN/m}$$

Charges d'exploitations :

$$Q = 3,5 \times \frac{0.65}{2} = 1.14 \text{ KN/m}$$

Combinaison des charges :

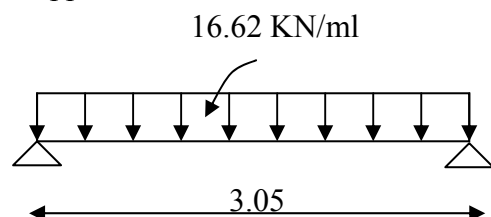
$$\text{à l'ELU : } q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35 \times 11.045 + 1,5 \times 1,14 = 16.62 \text{ KN/ml}$$

$$\text{à l'ELS : } q_s = G + Q = 10.42 + 1,14 = 12.185 \text{ KN/ml}$$

III-6-3) Etude de la poutre à l'ELU :

On considère la poutre comme étant une poutre simplement appui

Schéma de chargement

**a- calcul des moments**

Afin de tenir compte des semi-encastrement aux appuis, on affectera les moments par des coefficients :

En travée

$$M_t = 0.85 M_0 = 0.85 \times 19.32 = 16.42 \text{ KN.m}$$

Aux appuis

$$M_a = M_b = 0.3 M_0 = 0.3 \times 19.32 = 5.796 \text{ KN.m}$$

Avec M_0 : moment isostatique

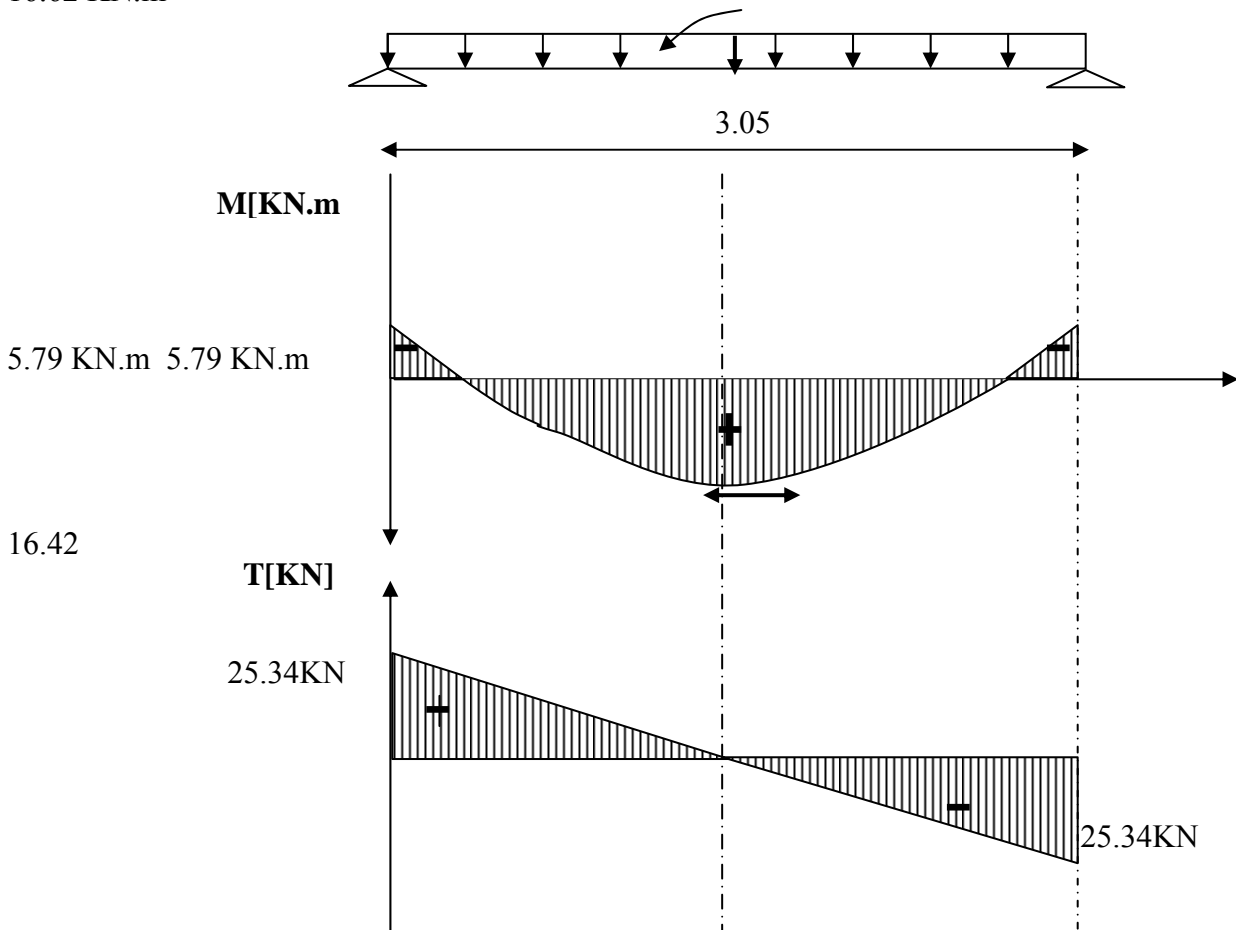
$$M_0 = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{16.62 \times 3.05^2}{8} = 19.32 \text{ KN.m}$$

b- Réactions d'appuis

$$R_A = R_B = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{16.62 \times 3.05}{2} = 25.34 \text{ KN}$$

Diagramme des efforts internes à l'ELU :

16.62 KN.m



III-6-4) Calcul des armatures :**-En travée**

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{16.62 \times 10^3}{25 \times 27^2 \times 14.2} = 0.064 \leq \mu_1 = 0.392 \Rightarrow SSA$$

$$\Rightarrow \beta = 0.967$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{16.62 \times 10^3}{0.967 \times 27 \times 348} = 1.82 \text{ cm}^2$$

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

-Aux appuis

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{5.79 \times 10^3}{25 \times 27^2 \times 14.2} = 0.022 \leq \mu_1 = 0.392 \Rightarrow SSA$$

$$\Rightarrow \beta = 0.988$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{5.79 \times 10^3}{0.988 \times 27 \times 348} = 0.55 \text{ cm}^2$$

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

Armatures transversales par BAEL91 :

Le diamètre des armatures transversales ne doit pas dépasser l'une des valeurs suivantes :

$$\varphi_t \leq \min\left(\varphi_1, \frac{b}{10}, \frac{h}{35}\right) = \min(10, 25, 8.57) = 8.57 \text{ mm}$$

On adopte : $\varphi_t = 8 \text{ mm}$

On adoptera comme armatures transversales un cadre et un étrier.

$$A_t = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

Espacement

D'après le Art 7.5.2.2/RPA99 ; l'espacement est donné par :

- **Zone nodale :**

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\varphi, 30\text{cm}\right) = \min(7.5, 12, 30) = 7.5 \text{ cm}$$

$$\text{Soit : } S_t = 8 \text{ cm}$$

- **En zone courante :** $S_t \leq \frac{h}{2} = 15 \text{ cm}$, Soit : $S_t = 15 \text{ cm}$.

III-6-4-1) Vérification à l'ELU :**Condition de non fragilité [B.A.E.L91/Art A-4-2-1] :**

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$A_{\text{calclee}} \geq A_{\text{min}} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 25 \times 27 \times 2,1}{400} = 0,81$$

- Aux appuis

$$A_{\text{min}} = 0,81 \text{ cm}^2 \leq A_a = 2,35 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{la section est vérifiée}$$

- En travées

$$A_{\text{min}} = 0,81 \text{ cm}^2 \leq A_t = 3,35 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{la section est vérifiée}$$

- Influence de l'effort tranchant sur les appuis

$$\text{On a : } V_u = 25,34 \text{ kN}$$

$$\bar{V} = 0,4 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times \alpha \times b_0 \text{ avec } \alpha = 0,9d = 0,207$$

$$\bar{V} = 0,4 \times \frac{25}{1,5} \times 0,9 \times 0,27 \times 0,25 \times 10^3 = 405 \text{ KN}$$

$$V_u = 25,34 \text{ KN} \ll \bar{V} = 405 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

III-6-4-2) Vérifications à l'ELS :

$$\text{On a : } q_s = 12,18 \text{ kN/ml}$$

$$V_s = \frac{q_s \times l}{2} = \frac{12,18 \times 3,05}{2} = 18,57 \text{ KN}$$

Avec : M_0 : moment isostatique

$$M_0 = \frac{q_s \times l^2}{8} = \frac{12,18 \times 3,05^2}{8} = 14,16 \text{ KN}$$

En tenant compte des semi encastremets :

$$\text{- En travée : } M_t = 0,85 M_0 = 0,85 \times 14,16 = 12,036 \text{ KN.m}$$

$$\text{- Aux appuis : } M_a = -0,5 M_0 = -0,5 \times 14,16 = 7,08 \text{ KN.m}$$

III-6-4-3) Vérification de la flèche :

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

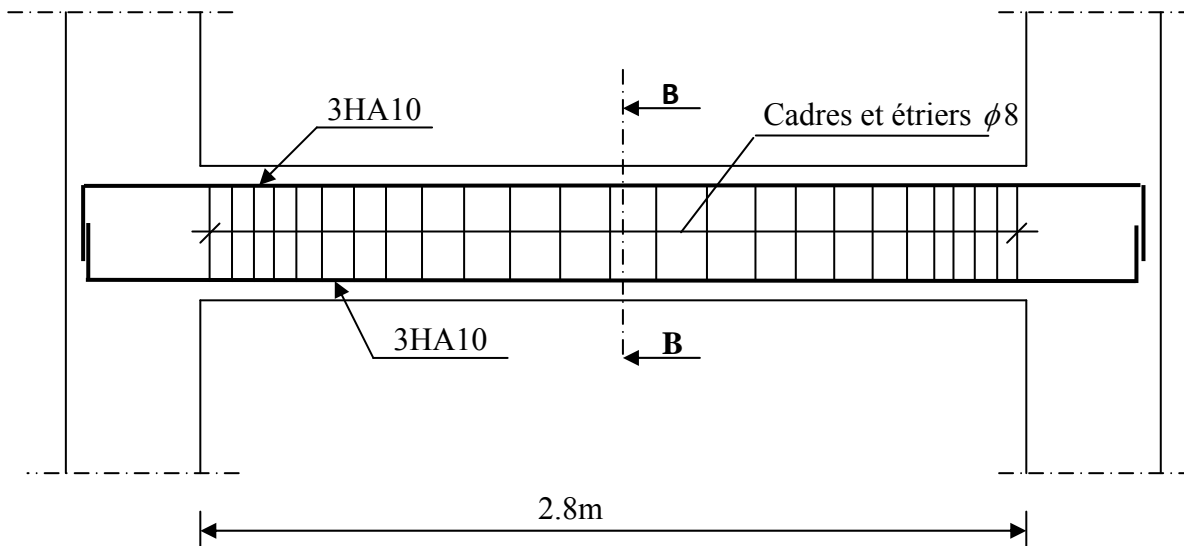
$$1) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{30}{305} = 0,0983 > \frac{1}{16} = 0,0625 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$2) \frac{h}{L} \geq \frac{M_{St}}{10 \cdot M_0} \Rightarrow \frac{30}{305} = 0,0983 > \frac{12,18}{10(14,16)} = 0,086 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

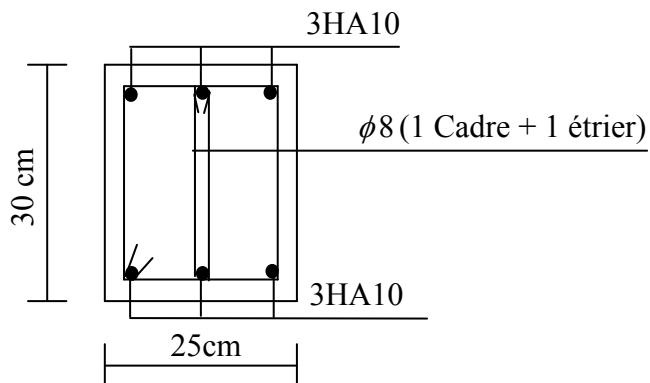
$$3) \frac{A_t}{b \cdot d} \leq \frac{3,05}{f_e} \Rightarrow \frac{2,35}{25 \times 27} = 0,00348 < \frac{3,05}{400} = 0,0076 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Les trois conditions sont vérifiées, donc il n'y a pas lieu de vérifier la flèche.

Plan de ferrailage de la poutre de chaînage :



Ferrailage de la poutre palière



La coupe B-B

III-7- Calcul de la salle machine :

III-7-1) Introduction :

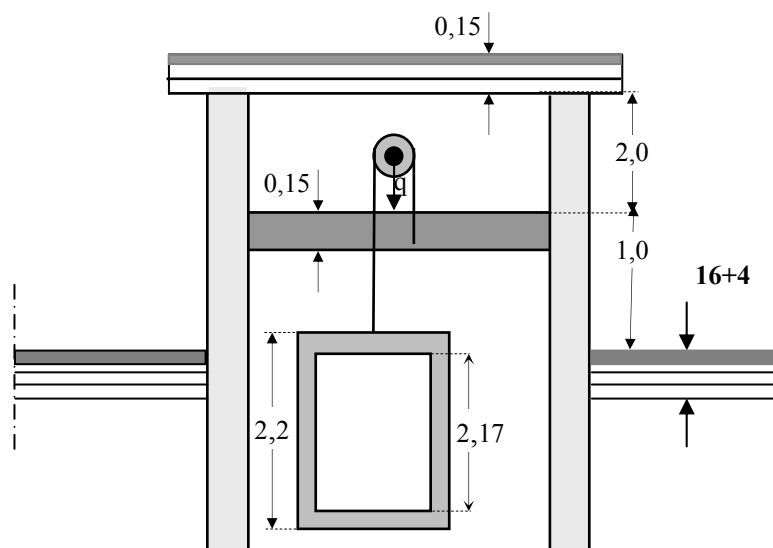
Notre bâtiment comporte une cage d'ascenseur en béton armé réalisée en dalle pleine de dimensions $(2.00 \times 3.15) \text{ m}^2$ appuyée sur ses 4 cotés, avec une vitesse d'entraînement ($V=1\text{m/s}$).

En plus de son poids propre, la dalle est soumise à un chargement localisé au centre du panneau estimée à 9 tonnes, répartie sur une surface de $(0,8 \times 0,8) \text{ m}^2$ transmise par le système de levage de l'ascenseur.

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

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

L'épaisseur de la dalle est de 15cm (Voir chapitre 2).



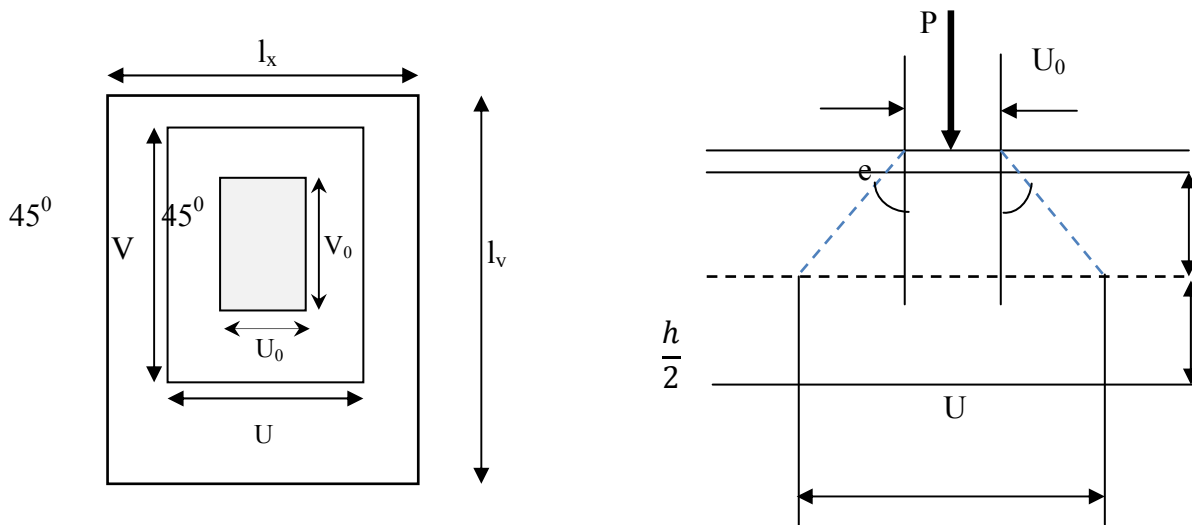


Fig. III-1 : schéma statique de la dalle machine

III-7-2) Calcul des sollicitations :

$$\rho_x = \frac{l_x}{l_y} = \frac{2.00}{3.15} = 0.63$$

$$0,4 \leq \rho_x = \frac{l_x}{l_y} \leq 1 \Rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens}$$

❖ **Moments dus au poids propre :**

$$M_x = \mu_x \cdot q \cdot l_x^2 \rightarrow \text{Moment suivant la petite portée.}$$

$$M_y = \mu_y \cdot M_x \rightarrow \text{Moment suivant la grande portée.}$$

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) :** $\nu = 0$

$$\rho = 0.63 \rightarrow \mu_x = 0.0772 \text{ et } \mu_y = 0.343$$

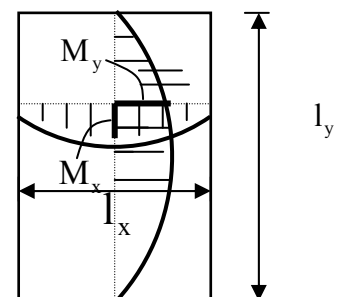
$$\text{Poids de la dalle : } G = 25 \times 0.15 \times 1 \text{ ml} = 3.75 \text{ KN/ml.}$$

Surcharge d'exploitation : **Q = 1KN/ml.**

$$qu = 1.35 \times 3.75 + 1.5 \times 1 = 6.56 \text{ KN/ml.}$$

$$M_{ux1} = 0,0772 \times (6.56) \times (2,00)^2 = 2.02 \text{ KN.m}$$

$$M_{uy1} = 0,343 \times 2.02 = 0.69 \text{ KN.m}$$



M_1, M_2 coefficients donnés par les abaques en fonction de ρ_x et des rapports $\frac{U}{l_x}$ et $\frac{V}{l_y}$

U et V côtés 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.

$$V = V_0 + 2 \cdot \left(\xi \cdot e + \frac{h_0}{2} \right) = V_0 + 2 \cdot \xi \cdot e + h_0 \quad U = U_0 + 2 \cdot \left(\xi \cdot e + \frac{h_0}{2} \right) = U_0 + 2 \cdot \xi \cdot e + h_0$$

Le coefficient ξ dépend de la nature du revêtement, dans notre cas la dalle est composée de béton armé, et d'une chape en béton : $\rightarrow \xi = 1.0$

$h_0 = 15\text{cm}$ $e = 5\text{cm}$ épaisseur de revêtement

A.N : $U_0 = V_0 = 80\text{cm}$

$$U = U_0 + 2 \times 1 \times 0.05 + 0.15 = 1.05\text{m} = V$$

$$\frac{U}{l_x} = \frac{1,05}{2,00} = 0,50 \text{ Et } \frac{V}{l_y} = \frac{1,05}{3,15} = 0,33.$$

Après interpolation on aura :

$$M_1 = 0,127 \text{ et } M_2 = 0,0689$$

- **Etat limite ultime (ELU) :** $v = 0$

$$P_u = 1.35 \times Q$$

$$P_u = 1.35 \times 90 = 121.5 \text{ KN}$$

$$M_{ux2} = P_u \cdot M_1 = 121,5 \times 0,127 = 15.43 \text{ KN.m}$$

$$M_{uy2} = P_u \cdot M_2 = 121,5 \times 0,0689 = 8.37 \text{ KN.m}$$

❖ Superposition des moments :

- **ELU :**

$$M_{ux} = M_{ux1} + M_{ux2} = 2.02 + 15.43 = 17.45 \text{ KN.m}$$

$$M_{uy} = M_{uy1} + M_{uy2} = 0.69 + 8.37 = 9.06 \text{ KN.m}$$

Pour tenir compte du semi encastrement de la dalle, on réduit les moments calculés (sur appuis et en travée).

Les moments seront réduits de 15% en travée, et de 70% en appuis.

- **En travée :**

$$M_x^t = 0,85 \times M_x = 0,85 \times 17.45 = 14.83 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0,85 \times M_y = 0,85 \times 9.06 = 7.70 \text{ KN.m}$$

- **En appuis :**

$$M_x^a = 0,3 \times M_x = 0,3 \times 17.45 = 5.23 \text{ KN.m}$$

$$M_y^a = 0,3 \times M_y = 0,3 \times 9.06 = 2.71 \text{ KN.m}$$

III-7-3) Ferrailage du panneau :

Le calcul se fera en flexion, le moment maximal s'exerce suivant la petite portée par conséquent les armatures correspondantes constitueront le lit inférieur.

Nous considérerons la hauteur utile propre à chacune des deux directions, en appuis comme entravée ($dx = 13\text{cm}$ et $dy = 12\text{cm}$).

➤ Sens X-X :

• Aux appuis

$$M_a = 0,3 \times 17,45 = 5,23 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_a}{bd^2 \cdot f_{bc}} = \frac{5,23 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,022 < 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\Rightarrow \beta = 0,989$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{5,23 \times 10^3}{0,989 \times 13 \times 348} = 1,17 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA10 = 3.14 cm² Avec : St = 25cm

• Entravée

$$M_t = 0,85 \times 17,45 = 14,83 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{14,83 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,062 < 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\Rightarrow \beta = 0,968$$

$$A_t = \frac{14,83 \times 10^3}{0,968 \times 13 \times 348} = 3,08 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA10 = 3.14 cm² Avec : St = 25 cm

➤ Sens-y-y :

• Aux appuis

$$M_a = 0,3 \times 9,06 = 2,71 \text{ KN.m.}$$

$$\mu_b = \frac{M_a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{2,71 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,012 < 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A.}$$

$$\Rightarrow \beta = 0,994$$

$$A_a = \frac{M_a}{b d f_e / \gamma_s} = \frac{2,71 \times 10^3}{0,994 \times 13 \times 348} = 0,60 \text{ cm}^2.$$

Soit : 4 HA10 = 3.14 cm² avec St = 25cm.

En travée

$$M_t = 0,85 \times 9,06 = 7,70 \text{ KN.m.}$$

$$\mu_b = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{7,70 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,032 < 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A.}$$

$$\Rightarrow \beta = 0,984$$

$$A_t = \frac{M_t}{b d f_e / \gamma_s} = \frac{7,70 \times 10^3}{0,984 \times 13 \times 348} = 1,72 \text{ cm}^2.$$

Soit : 4HA10 = 3.14 cm² avec St = 25cm.

Zone	Sens	Mu (KN.m)	μ	β	A (cm ²)	A adoptée (cm ² /ml)	Espacement
En travée	X-X	14.83	0.022	0.989	1.17	4HA10=3.14	25 cm
Sur appuis	X-X	7.70	0,012	0,994	0,60	4HA10=3.14	25 cm
En travée	Y-Y	5.23	0,062	0,968	3.08	4HA10=3.14	25 cm
Sur appuis	Y-Y	2.71	0,032	0,984	1.72	4HA10=3.14	25 cm

III-7-4) Vérification à l'ELU

1-Condition de non fragilité

La condition de non fragilité donne section minimale des armatures tendues, sont déterminé à partir d'un pourcentage de référence $\rho = 0.8\%$ qui dépend de la nuance des aciers, de leurs diamètres et de la résistance à la compression du béton.

- **Armatures principales**

$$A \geq \frac{bh\rho_0}{2} \times \left(3 - \frac{l_x}{l_y} \right) = \frac{100 \times 15 \times 0,0008}{2} \times \left(3 - \frac{2,00}{3,15} \right) = 1,41 \text{ cm}^2.$$

$A \geq 1,41 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ Condition vérifiée dans les deux sens.

- **Armatures transversales elles ne sont pas nécessaires.**

2-Ecartement des barres : (Art A.8.2.42 BAEL 91)

L'écartement des barres d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes : (charges concentrées).

- Direction la plus sollicitée : min (2h, 25 cm).
- Direction perpendiculaire : min (3h, 33 cm)

Sens x-x:

- Armatures supérieures : $St = 25 \text{ cm} < \min (2h, 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$.
- Armatures inférieures : $St = 25 \text{ cm} < \min (2h, 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$.

Sens y-y:

- Armatures supérieures : $St = 25 \text{ cm} < \min (3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$.
- Armatures inférieures : $St = 20 \text{ cm} < \min (3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$.

3-Vérification de non poinçonnement

$$p_u \leq 0,045 \mu_c h \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad (\text{aucune armature transversale n'est nécessaire si cette formule est vérifiée}).$$

Avec μ_c : périmètre de contour de l'air sur laquelle agit la charge dans le plan de feuillet moyen.

$$\mu_c = 2(u + v) = 2(1.05 + 1.05) = 4.2 \text{ m.}$$

$$p_u = 1.35 \times 90 = 121.5 \text{ KN} \leq 0,045 \times 4.2 \times 0,15 \times \frac{25 \times 10^3}{1,5} = 472.5 \text{ KN} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Aucune armature transversale n'est nécessaire.

4-Contrainte tangentielle

Les efforts sont max au voisinage de la charge.

$$\text{Au niveau de U : } T_{\max} = V_u = \frac{p}{2U + V} = \frac{90}{2 \times 1.05 + 1.05} = 28.57 \text{ KN.}$$

$$\text{Au niveau de V : } T_{\max} = V_u = \frac{P}{3V} = \frac{90}{3 \times 1.05} = 28.57 \text{ KN.}$$

On doit vérifier que

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \min\left(\frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa}\right) = \bar{\tau} = 3.25 \text{ MPa} ;$$

La fissuration est peu nuisible donc

$$\tau_u = \frac{28.57 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.219 \text{ MPa} \leq 3.25 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

5-Diametre maximal des barres

$$\phi_{\max} \leq \frac{h_0}{10}$$

$$\phi_{\max} = 8 \text{ mm} \leq \frac{150}{10} = 15 \text{ mm} \quad \text{Condition vérifiée}$$

III-7-5)Vérification a l'E.L.S :

Les moments à l'E.L.S

- **Moment engendré par le système de levage**
- **Etat limite de service (ELS) : $\nu=0.2$**

$$P_s = Q$$

$$P_s = 90 \text{ KN}$$

$$M_{sx2} = P_s \cdot (M_1 + \nu \cdot M_2) = 90 \times (0,127 + 0,2 \times 0,0689) = 12.67 \text{ KN.m}$$

$$M_{sy2} = P_s \cdot (M_2 + \nu \cdot M_1) = 90 \times (0,0689 + 0,2 \times 0,127) = 8.48 \text{ KN.m}$$

- **Moment engendré par le poids propre de la dalle**

$$\rho = 0.63 \rightarrow \mu_x = 0.0825 \text{ et } \mu_y = 0.508$$

$$qs = G + Q$$

$$qs = 3.75 + 1 = 4.75 \text{ KN/ml}$$

$$M_{sx1} = 0,0825 \times (4.75) \times (2,00)^2 = 1.56 \text{ KN.m}$$

$$M_{sy1} = 0,508 \times 1.56 = 0.79 \text{ KN.m}$$

- **Superposition des moments**

$$M_{sx} = M_{sx1} + M_{sx2} = 1.56 + 12.67 = 14.23 \text{ KN.m}$$

$$M_{sy} = M_{sy1} + M_{sy2} = 0.79 + 8.48 = 9.27 \text{ KN.m}$$

- **Ferraillage**

- **Sens x-x**

Aux appuis

$$Ma = 0,3 \times 14.23 = 4.269 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{Ma}{bd^2 f_{bc}} = \frac{4.269 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,018 < 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A.}$$

$$\beta = 0.991$$

$$Aa = \frac{Ma}{b d f_e / \gamma_s} = \frac{4.269 \times 10^3}{0,991 \times 13 \times 348} = 0,95 \text{ cm}^2 < 3.14 \text{ cm}^2$$

En travée

$$Mt = 0,85 \times 14.23 = 12.09 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{Mt}{bd^2 f_{bc}} = \frac{12.09 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,05 < 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A.}$$

$$\beta = 0.974$$

$$At = \frac{Mt}{b d f_e / \gamma_s} = \frac{12.09 \times 10^3}{0,974 \times 13 \times 348} = 2.74 \text{ cm}^2 < 3.14 \text{ cm}^2$$

- **Sens y-y**

Aux appuis

$$Ma = 0,3 \times 9.27 = 2.781 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{Ma}{bd^2 f_{bc}} = \frac{2.781 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,15 < 0,392 \quad \text{S.S.A.} \quad \beta = 0,918.$$

$$Aa = \frac{Ma}{b d f_e / \gamma_s} = \frac{2.781 \times 10^3}{0,918 \times 13 \times 348} = 0,66 \text{ cm}^2 < 3.93 \text{ cm}^2$$

En travée

$$M_t = 0,85 \times 9,27 = 7,88 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{7,88 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,032 < 0,392 \quad \text{S.S.A.}$$

$$\beta = 0,984.$$

$$A_t = \frac{M_t}{b d f_c / \gamma_s} = \frac{7,88 \times 10^3}{0,984 \times 13 \times 348} = 1,77 \text{ cm}^2 < 3,14 \text{ cm}^2$$

Conclusion

Les armatures adoptées à l'E.L.U sont largement suffisantes.

- Vérification des contraintes de compression dans le béton**Sens x-x**

Aux appuis $M_a = 1,854 \text{ KN.m}$.

On doit vérifier :

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{bd} = \frac{100 \times 2,51}{100 \times 13} = 0,193 \Rightarrow k = 0,018 \text{ et } \beta = 0,930.$$

$$\sigma_s = \frac{M_a}{\beta_1 d A_a} = \frac{5,854 \times 10^6}{0,930 \times 130 \times 2,51 \times 10^2} = 61,1 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = k \sigma_s = 0,018 \times 61,1 = 1,1 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

En travée $M_t = 5,253 \text{ N.m}$.

On doit vérifier

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{bd} = \frac{100 \times 5,03}{100 \times 13} = 0,387$$

$$k = 0,027 \text{ et } \beta = 0,905.$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 d A_t} = \frac{5,253 \times 10^6}{0,905 \times 130 \times 5,03 \times 10^2} = 88,77 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = k \sigma_s = 0,027 \times 88,77 = 2,4 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

On trouve aussi que la condition est vérifiée dans le sens y-y.

- Etat limite de fissuration

La fissuration est peu préjudiciable. Aucune vérification n'est nécessaire.

- **Armatures principales**

$$A \geq \frac{b h l_0}{2} \times \left(3 - \frac{l_x}{l_y} \right) = \frac{100 \times 15 \times 0,0008}{2} \times \left(3 - \frac{1,55}{2,4} \right) = 1,41 \text{ cm}^2.$$

$A \geq 1,41 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ Condition vérifiée dans les deux sens.

- **Armatures transversales** : elles ne sont pas nécessaires.

-Ecartement des barres : (Art A.8.2.42 BAEL 91)

L'écartement des barres d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes : (charges concentrées).

- Direction la plus sollicitée : min (2h, 25 cm).
- Direction perpendiculaire : min (3h, 33 cm).

-Sens x-x:

- Armatures supérieures : $St = 20 \text{ cm} < \min (2h, 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$.
- Armatures inférieures : $St = 10 \text{ cm} < \min (2h, 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$.

-Sens y-y:

- Armatures supérieures : $St = 20 \text{ cm} < \min (3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$.
- Armatures inférieures : $St = 10 \text{ cm} < \min (3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$.

-Vérification de non poinçonnement

$P \leq 0,045 \mu_c h \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$ (aucune armature transversale n'est nécessaire si cette formule est vérifiée). Avec

μ_c : périmètre de contour de l'air sur laquelle agit la charge dans le plan de feuillet moyen.

$$\mu_c = 2(u + v) = 2(0,95 + 0,95) = 3 \text{ m}.$$

$$P = 5,6 \text{ t} \leq 0,045 \times 3 \times 0,15 \times \frac{25 \times 10^2}{1,5} = 33,75 \text{ t} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Aucune armature transversale n'est nécessaire.

-Contrainte tangentielle

Les efforts sont max au voisinage de la charge.

$$\text{Au niveau de U : } T_{\max} = Vu = \frac{P}{2a + b} = \frac{5,6}{3 \times 0,5} = 3,73 \text{ t}.$$

$$\text{Au niveau de V : } T_{\max} = Vu = \frac{P}{2a + b} = \frac{5,6}{3 \times 0,5} = 3,73 \text{ t}.$$

On doit vérifier que

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \min \left(\frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right) \frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b} = \bar{\tau} ;$$

La fissuration est peu nuisible donc

$$\tau_u = 3.33 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = \frac{3730}{1 \times 0,13} = 0,287 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

-Diamètre maximal des barres

$$\phi_{\max} \leq \frac{h_0}{10}$$

$$\phi_{\max} = 8 \text{ mm} \leq \frac{150}{10} = 15 \text{ mm} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Etat limite de fissuration

La fissuration est peu préjudiciable. Aucune vérification n'est nécessaire.

Conclusion :

La dalle de la salle machine sera ferrillée comme suit :

- **En travées :**

4HA10 (sens x-x), $S_t=25\text{cm}$

4HA10 (sens y-y), $S_t=25\text{cm}$

- **En appuis :**

4HA10 (sens x-x), $S_t=25\text{cm}$

4HA10 (sens y-y), $S_t=25\text{cm}$

III-7-6) Les schémas de ferrailage de la dalle de la salle machine :

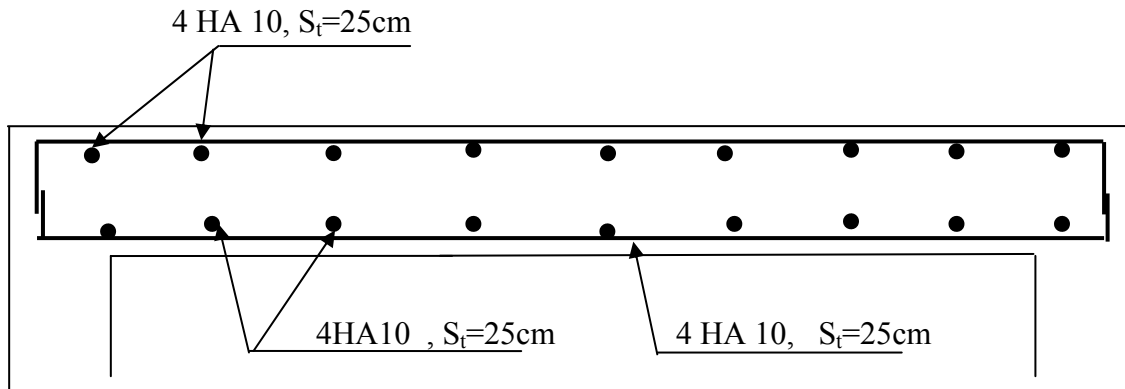


Fig. III-2 : Plan de ferrailage de la salle machine suivant x-x.

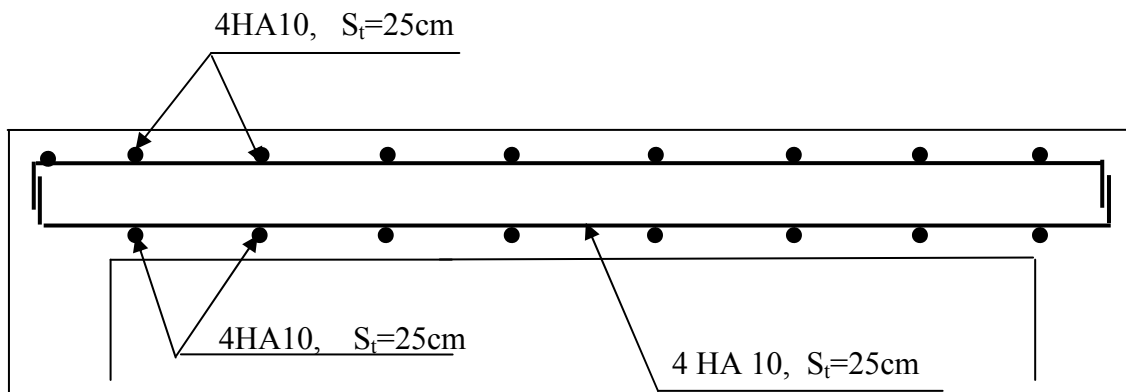


Fig. III-3: Plan de ferrailage de la salle machine suivant y-y.

Chapitre IV:

Etude de
Contreventement

IV-1-Introduction:

Dans ce chapitre, nous étudierons le système structurel d'éléments assurant la rigidité et la stabilité vis-à-vis des efforts horizontaux.

L'étude du contreventement est une étape importante et décisive dans l'étude de tout bâtiment, elle mérite le plus grand soin. Elle consiste à parer la structure contre les deux types de sollicitations horizontales ; vent et séisme. Un contreventement peut être assuré par :

- Des voiles ou murs, appelés couramment refends, entrant dans la composition de l'ouvrage.
- Du système (poteaux – poutres) formant portiques étages.
- Des cages d'escaliers et d'ascenseurs ou gaines présentant une grande rigidité à la flexion et à la torsion.
- Une combinaison des deux systèmes suscités, formant un contreventement mixte ou portiques et refends rigidement liés travaillant conjointement pour faire face aux séismes.

IV-2) Caractéristiques géométriques des voiles :

1-Inertie des voiles :

a) Voiles longitudinaux :

$$\left. \begin{aligned} I_y &= \frac{e l^3}{12} \\ I_x &= \frac{l e^3}{12} \end{aligned} \right\} \longrightarrow \text{On néglige l'inertie des refends longitudinaux par rapport à l'axe X.}$$

b) Voiles transversaux :

$$\left. \begin{aligned} I_x &= \frac{e l^3}{12} \\ I_y &= \frac{l e^3}{12} \end{aligned} \right\} \longrightarrow \text{On néglige l'inertie des refends longitudinaux par rapport à l'axe Y.}$$

2-Calcul de l'inertie des voiles :

➤ **Sens longitudinal :**

voile	L(m)	Inertie (m ⁴)
VL1	3.2	0.546
VL2	4.6	1.622
VL3	3.05	0.473
VL4	4.6	1.622
VL5	3.2	0.546
VL6	3.05	0.473
Inertie total		52.96

Tableau 1 : Inertie voiles longitudinaux.

➤ Sens transversal :

Voile	L(m)	Inertie (m ⁴)
VT1	3.3	0.598
VT2	4.6	1.622
VT3	3.3	0.598
VT4	1.75	0.089
VT5	4.6	1.622
VT6	3.1	0.496
VT7	1.75	0.089
VT8	4.6	1.622
VT9	3.3	0.598
VT10	3.3	0.598
VT11	4.6	1.622
Inertie totale		95.54

Tableau 2 : Inertie des voiles transversaux

IV -3)Inertie fictive des portiques par la méthode des approximations successives :

Dans le but de comparer l'inertie des voiles à celle des portiques, nous allons utiliser la méthode exposée dans l'ouvrage d'Albert Fuentes « CALCUL PRATIQUE DES OSSATURES DE BATIMENT EN BETON ARME » qui consiste à attribuer une inertie fictive aux portiques.

Pour déterminer cette inertie, il suffira de calculer les déplacements de chaque portique au droit de chaque plancher sous l'effet d'une série de forces horizontales égale à 1 tonne, par exemple, et de comparer ces déplacements aux flèches que prendrait un refend bien déterminé de l'ouvrage sous l'effet du même système de forces horizontales (1 tonne à chaque niveau).

En fixant l'inertie du refend à 1[m⁴], il sera alors possible d'attribuer à chaque portique et pour chaque niveau une « inertie fictive » puisque, dans l'hypothèse de la raideur infinie des planchers, nous devons obtenir la même flèche, à chaque niveau, pour les refonds et pour les portiques.

IV -3-1)Calcul des flèches du refonds :

Le calcul des flèches du refend dont l'inertie I= 1[m⁴], soumis au même système de forces que le portique (une force égale à une tonne à chaque étage), sera obtenu par la méthode du « moment des aires ». Le diagramme des moments fléchissant engendré par la série de forces horizontales égales à 1 tonne est une succession de trapèzes superposés et délimités par les niveaux, comme le montre la figure (IV.2), au-dessous est donnée par :

$$f_i = \frac{\sum s_i d_i}{EI}$$

Avec :

S_i : surface du trapèze.

d_i : distance entre le centre de gravité du trapèze et le niveau considéré.

$$S_i = \frac{(b_i + b_{i+1}) \cdot h}{2}$$

La distance du centre de gravité d'un trapèze a sa plus petite base :

$$d_i = \frac{(2b_i + b_{i+1}) \cdot h}{3(b_i + b_{i+1})}$$

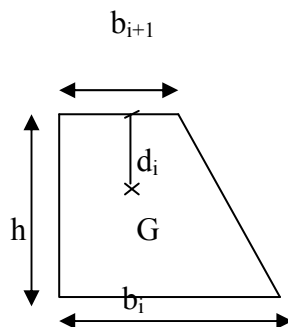
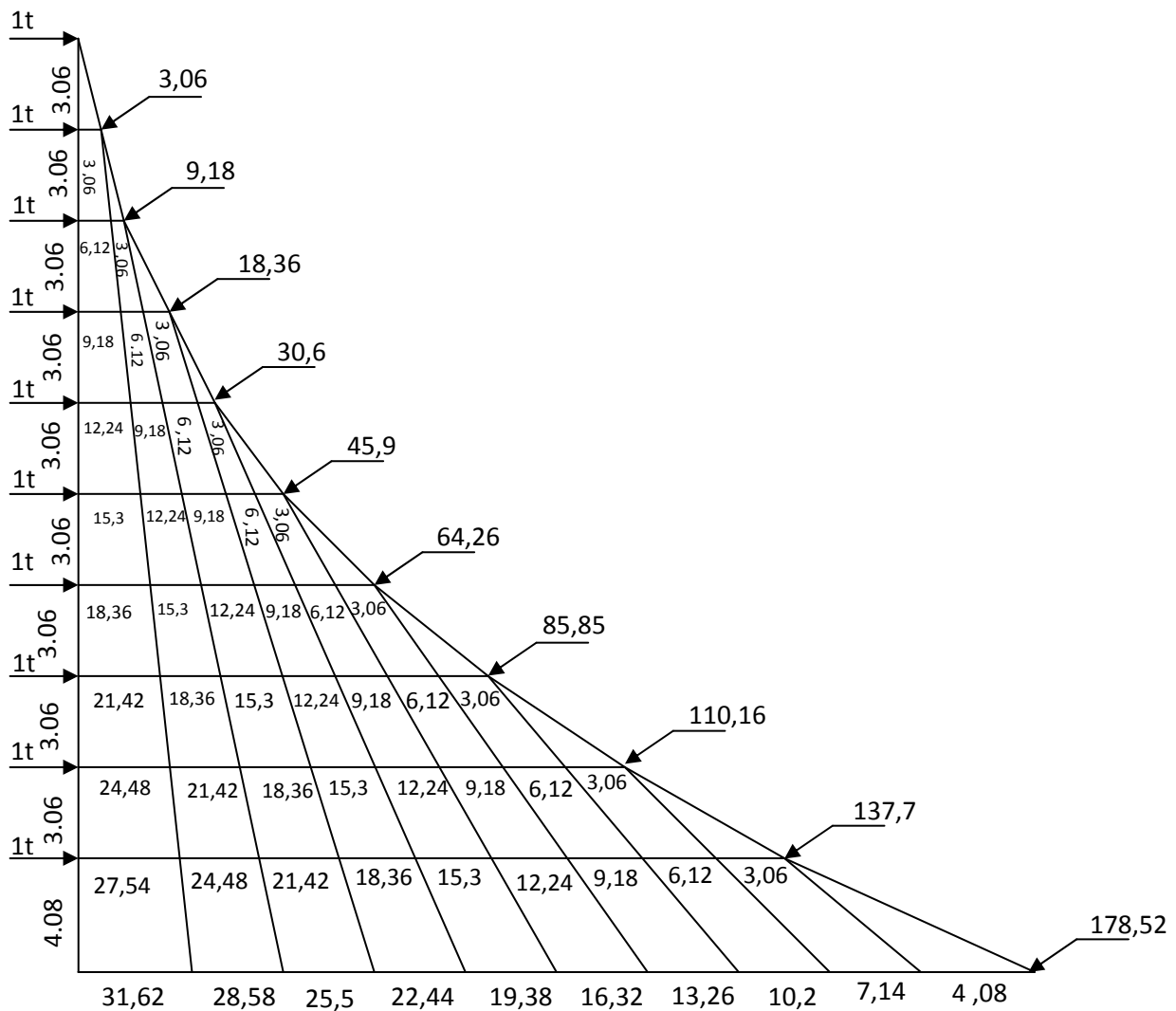


Fig IV-1:Diagramme des moments des aires.

Le tableau suivant donne les aires ((Si)) et la position du centre de gravité ((di)) :

NIV	h(m)	bi (m)	bi+1(m)	Si (m2)	di (m)	Si× di	∑ Si× di = EI fi
09	3.06	3.06	0.00	4.68	2.04	9.55	46223.30
08	3.06	9.18	3.06	18.73	1.78	33.34	40171.11
07	3.06	18.36	9.18	42.14	1.70	71.64	34152.44
06	3.06	30.60	18.36	74.91	1.65	122.84	28224.42
05	3.06	45.90	30.60	117.05	1.63	190.03	22473.66
04	3.06	64.26	45.90	168.54	1.62	273.03	17002.51
03	3.06	85.68	64.26	229.41	1.60	367.45	11976.23
02	3.06	110.16	85.68	299.64	1.59	476.83	7557.91
01	3.06	137.7	110.16	379.22	1.58	599.16	3947.13
RDC	4.08	178.52	137.7	645.08	2,13	1374.02	1374,02

Tableau 3 : Valeurs de la flèche pour chaque niveau

$$F_{RDC} = \frac{1}{EI} (s_i \cdot d_i) = \frac{1374.02}{EI}$$

$$F_1 = \frac{1}{EI} \sum_{i=1}^{i=2} s_i d_i = \frac{3947.13}{EI}$$

$$F_2 = \frac{1}{EI} \sum_{i=1}^{i=3} s_i d_i = \frac{7557.91}{EI}$$

$$F_3 = \frac{1}{EI} \sum_{i=1}^{i=4} s_i d_i = \frac{11976.23}{EI}$$

$$F_4 = \frac{1}{EI} \sum_{i=1}^{i=5} s_i d_i = \frac{17002.51}{EI}$$

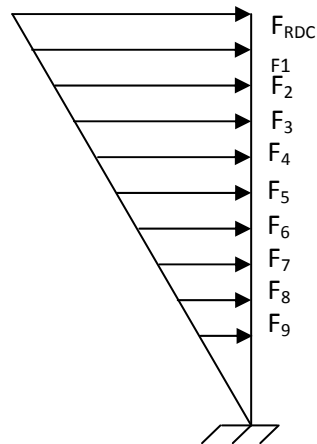
$$F_5 = \frac{1}{EI} \sum_{i=1}^{i=6} s_i d_i = \frac{22473.66}{EI}$$

$$F_6 = \frac{1}{EI} \sum_{i=1}^{i=7} s_i d_i = \frac{28224.42}{EI}$$

$$F_7 = \frac{1}{EI} \sum_{i=1}^{i=8} s_i d_i = \frac{34152.44}{EI}$$

$$F_8 = \frac{1}{EI} \sum_{i=1}^{i=9} s_i d_i = \frac{40171.11}{EI}$$

$$F_9 = \frac{1}{EI} \sum_{i=1}^{i=10} s_i d_i = \frac{46223.30}{EI}$$



Schématisme de la flèche.

IV-3-2) Déplacement des portiques :

Le déplacement de chaque niveau : $\Delta_n = \Psi_n \times h$

$$\text{Avec : } E\Psi_n = \frac{M_n}{12 \sum K_{pn}} + \frac{E\theta_n + E\theta_{n-1}}{2}$$

Le déplacement du portique au niveau « i » : $\Delta_i = \sum \Delta_n$

➤ Rotation d'étage :

-La rotation d'un poteau encasté à la base au 1^{er} niveau : $E_{\theta 1} = \frac{M_1 + M_2}{24 \sum K_{t1} + 2 \sum K_{p1}}$

-La rotation de chaque poteau encasté au 1^{er} niveau : $E_{\theta 1} = \frac{M_1 + M_2}{24 \sum K_{t1}}$

-La rotation d'un poteau des étages courants : $E_{\theta n} = \frac{M_n + M_{n+1}}{24 \sum K_{tn}}$

Avec : $M_n = T_n \times h$

K_{tn} : raideur des poutres $\rightarrow K_{tn} = \frac{I_{tn}}{L}$

K_{pn} : raideur des poteaux $\rightarrow K_{pn} = \frac{I_{pn}}{h}$

h : hauteur d'étage.

L : portée libre de la poutre.

IV-3-3) Inertie fictive :

$$I_{en} = \frac{f_n}{D_n}$$

Avec : $D_n = \sum \Delta_n$

I_{en} : Inertie fictive du portique au niveau i.

f_n : flèche du refend au même niveau i.

D_n : déplacement du niveau i (somme des déplacements des portiques du niveau i).

Δ_n : déplacement du portique au niveau i

$\sum K_{tn}$: Somme des raideurs des poutres du niveau n.

$\sum K_{pn}$: Somme des raideurs des poteaux du niveau n.

E : module de Young.

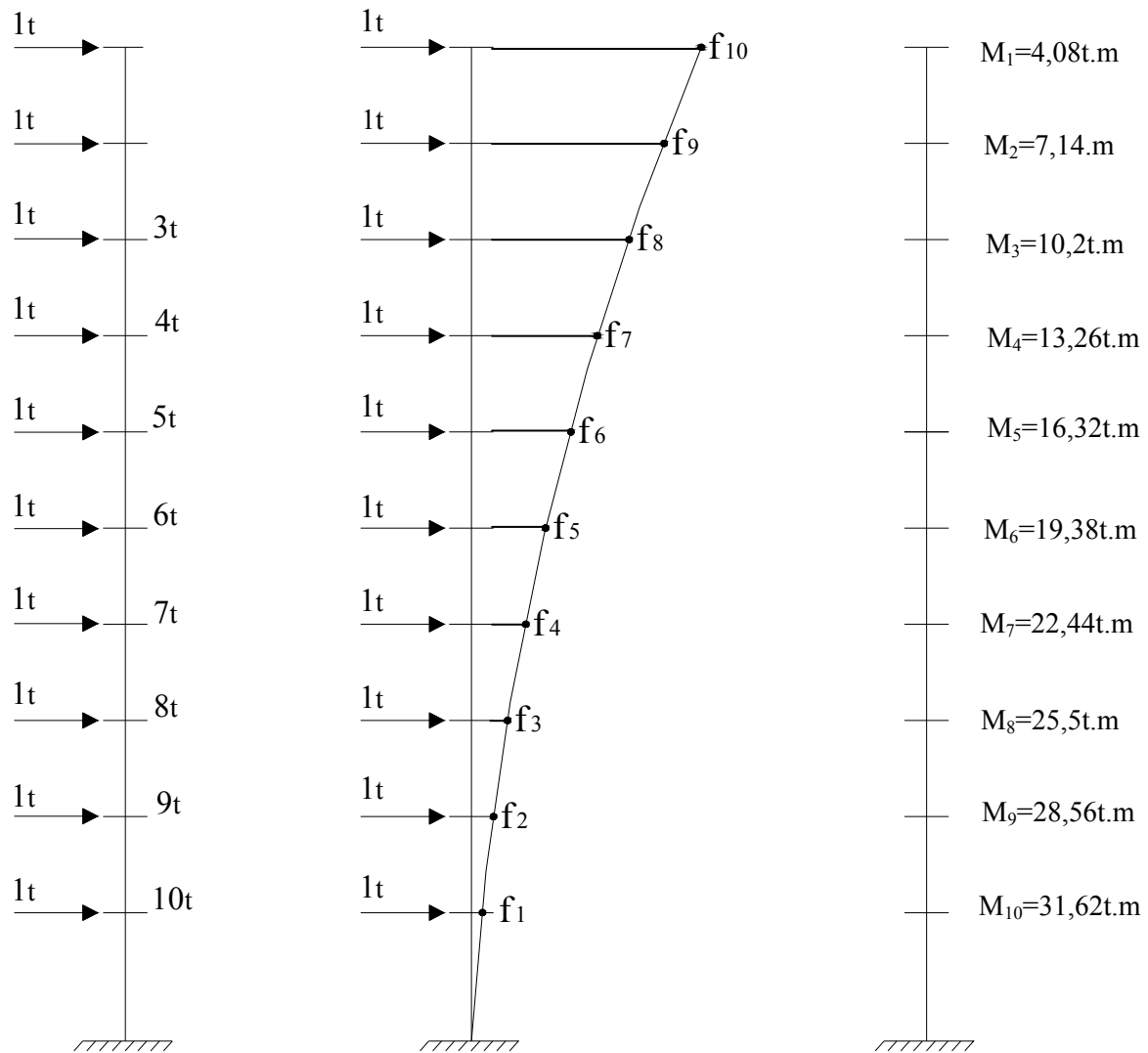


Fig. IV-2: Les valeurs des efforts tranchants et des moments fléchissant par niveaux

Remarque:

Les étapes de calcul des déplacements et des inerties fictives des portiques par niveaux

Sont résumées dans les tableaux qui suivent :

Inertie longitudinales :

Inertie fictive des portiques longitudinaux												
<i>niv</i>	<i>portique</i>	M_{n+1}	M_n	$\Sigma K_{poteaux} \times 10^{-3}$	$\Sigma K_{poutres} \times 10^{-3}$	$E\theta_n \times 10^3$	$E\psi_n \times 10^3$	$E\Delta_i \times 10^3$	$\Sigma E\Delta_i \times 10^3$	<i>Efi</i>	I_{eiy}	$\Sigma I_{eiy} (m^4)$
9	<i>C1-H1</i>	0	3.06	1.32	1.48	0.086	0.365	1.116	31.436	46223.30	1.470	9.226
	<i>B2-I2</i>	0	3.06	1.76	2.1	0.060	0.265	0.810	30.837		1.498	
	<i>A3-J3</i>	0	3.06	2.2	2.75	0.046	0.200	0.612	22.155		2.086	
	<i>A4-J4</i>	0	3.06	2.2	2.75	0.046	0.200	0.612	22.155		2.086	
	<i>A5-J5</i>	0	3.06	2.2	2.75	0.046	0.200	0.612	22.155		2.086	
8	<i>C1-H1</i>	3.06	6.12	1.32	1.48	0.258	0.730	2.233	30.320	40171.11	1.324	8.253
	<i>B2-I2</i>	3.06	6.12	1.76	2.1	0.182	0.53	1.621	30.027		1.337	
	<i>A3-J3</i>	3.06	6.12	2.2	2.75	0.139	0.416	1.272	21.543		1.864	
	<i>A4-J4</i>	3.06	6.12	2.2	2.75	0.139	0.416	1.272	21.543		1.864	
	<i>A5-J5</i>	3.06	6.12	2.2	2.75	0.139	0.416	1.272	21.543		1.864	
7	<i>C1-H1</i>	6.12	9.18	1.32	1.48	0.430	1.052	3.219	28.087	34152.44	1.215	7.469
	<i>B2-I2</i>	6.12	9.18	1.76	2.1	0.303	0.768	2.350	28.406		1.202	
	<i>A3-J3</i>	6.12	9.18	2.2	2.75	0.231	0.532	1.627	20.271		1.684	
	<i>A4-J4</i>	6.12	9.18	2.2	2.75	0.231	0.532	1.627	20.271		1.684	
	<i>A5-J5</i>	6.12	9.18	2.2	2.75	0.231	0.532	1.627	20.271		1.684	
6	<i>C1-H1</i>	9.18	12.24	2.44	1.48	0.516	0.959	2.934	24.868	28224.42	1.134	6.756
	<i>B2-I2</i>	9.18	12.24	3.26	2.1	0.364	0.767	2.347	26.056		1.083	
	<i>A3-J3</i>	9.18	12.24	4.08	2.75	0.278	0.597	1.826	18.644		1.513	
	<i>A4-J4</i>	9.18	12.24	4.08	2.75	0.278	0.597	1.826	18.644		1.513	
	<i>A5-J5</i>	9.18	12.24	4.08	2.75	0.278	0.597	1.826	18.644		1.513	
5	<i>C1-H1</i>	12.24	15.3	2.44	1.48	0.775	1.383	4.231	21.934	22473.66	1.024	5.979
	<i>B2-I2</i>	12.24	15.3	3.26	2.1	0.546	0.997	3.050	23.709		0.947	
	<i>A3-J3</i>	12.24	15.3	4.08	2.75	0.417	0.652	1.995	16.818		1.336	
	<i>A4-J4</i>	12.24	15.3	4.08	2.75	0.417	0.652	1.995	16.818		1.336	
	<i>A5-J5</i>	12.24	15.3	4.08	2.75	0.417	0.652	1.995	16.818		1.336	
4	<i>C1-H1</i>	15.3	18.36	2.44	1.48	0.947	1.660	5.079	17.703	17002.51	0.960	5.224
	<i>B2-I2</i>	15.3	18.36	3.26	2.1	0.667	1.19	3.641	20.659		0.823	

	<i>A3-J3</i>	15.3	18.36	4.08	2.75	0.510	0.931	2.848	14.823		1.147	
	<i>A4-J4</i>	15.3	18.36	4.08	2.75	0.510	0.931	2.848	14.823		1.147	
	<i>A5-J5</i>	15.3	18.36	4.08	2.75	0.510	0.931	2.848	14.823		1.147	
3	<i>C1-H1</i>	18.36	21.42	2.44	1.48	1.119	1.936	5.924	12.624	11976.23	0.948	4.896
	<i>B2-I2</i>	18.36	21.42	3.26	2.1	0.789	1.397	4.274	17.018		0.703	
	<i>A3-J3</i>	18.36	21.42	4.08	2.75	0.602	1.086	3.323	11.975		1.000	
	<i>A4-J4</i>	18.36	21.42	4.08	2.75	0.602	1.086	3.323	11.975		1.000	
	<i>A5-J5</i>	18.36	21.42	4.08	2.75	0.602	1.086	3.323	11.975		1.000	
2	<i>C1-H1</i>	21.42	24.48	4.17	1.48	1.29	0.302	0.924	6.700	7557.91	1.128	4.34
	<i>B2-I2</i>	21.42	24.48	5.56	2.1	0.910	1.276	3.904	12.744		0.593	
	<i>A3-J3</i>	21.42	24.48	6.96	2.75	0.695	0.395	1.208	8.652		0.873	
	<i>A4-J4</i>	21.42	24.48	6.96	2.75	0.695	0.395	1.208	8.652		0.873	
	<i>A5-J5</i>	21.42	24.48	6.96	2.75	0.695	0.395	1.208	8.652		0.873	
1	<i>C1-H1</i>	24.48	27.54	4.17	1.48	1.46	1.575	4.819	5.776	3947.13	0.683	2.719
	<i>B2-I2</i>	24.48	27.54	5.56	2.1	1.03	1.269	3.883	8.840		0.446	
	<i>A3-J3</i>	24.48	27.54	6.96	2.75	0.788	1.361	4.164	7.444		0.530	
	<i>A4-J4</i>	24.48	27.54	6.96	2.75	0.788	1.361	4.164	7.444		0.530	
	<i>A5-J5</i>	24.48	27.54	6.96	2.75	0.788	1.361	4.164	7.444		0.530	
RDC	<i>A1-J1</i>	27.54	31.62	5.22	2.75	0.896	1.215	4.957	4.957	1374.02	0.277	1.808
	<i>A2-J2</i>	27.54	31.62	5.22	2.75	0.896	1.215	4.957	4.957		0.277	
	<i>A3-J3</i>	27.54	31.62	5.22	2.75	0.896	0.804	3.280	3.280		0.418	
	<i>A4-J4</i>	27.54	31.62	5.22	2.75	0.896	0.804	3.280	3.280		0.418	
	<i>A5-J5</i>	27.54	31.62	5.22	2.75	0.896	0.804	3.280	3.280		0.418	

➤ Inertie transversales

Inertie fictive des portiques transversaux

<i>niv</i>	<i>Files</i>	M_{n+1}	M_n	$\Sigma K_{poteaux} \times 10^{-3}$	$\Sigma K_{poutres} \times 10^{-3}$	$E\theta_n \times 10^3$	$E\psi_n \times 10^3$	$E\Delta_i \times 10^3$	$\Sigma E\Delta_i \times 10^3$	<i>Efi</i>	$I_{ey}(m^4)$	$\Sigma I_{ey}(m^4)$
09	3A-5A	0	3.06	0.61	0.83	0.153	0.724	2.210	103.26	46223.30	0.447	7.052
	2B-5B	0	3.06	0.88	1.34	0.095	0.479	1.465	71.84		0.643	
	1C-5C	0	3.06	1.10	1.88	0.067	0.366	1.119	56.881		0.812	
	1D-5D	0	3.06	1.10	1.88	0.067	0.366	1.119	56.881		0.812	
	1E-5E	0	3.06	1.10	1.88	0.067	0.366	1.119	56.881		0.812	
	1F-5F	0	3.06	1.10	1.88	0.067	0.366	1.119	56.881		0.812	
	1G-5G	0	3.06	1.10	1.88	0.067	0.366	1.119	56.881		0.812	
	1H-5H	0	3.06	1.10	1.88	0.067	0.366	1.119	56.881		0.812	
	2I-5I	0	3.06	0.88	1.34	0.095	0.479	1.465	71.840		0.643	
	3J-5J	0	3.06	0.61	0.83	0.153	0.724	2.210	103.26		0.447	
08	3A-5A	3.06	6.12	0.61	0.83	0.460	1.326	4.057	101.05	40171.11	0.397	6.254
	2B-5B	3.06	6.12	0.88	1.34	0.285	0.959	2.877	70.375		0.570	
	1C-5C	3.06	6.12	1.10	1.88	0.203	0.734	2.246	55.762		0.720	
	1D-5D	3.06	6.12	1.10	1.88	0.203	0.734	2.246	55.762		0.720	
	1E-5E	3.06	6.12	1.10	1.88	0.203	0.734	2.246	55.762		0.720	
	1F-5F	3.06	6.12	1.10	1.88	0.203	0.734	2.246	55.762		0.720	
	1G-5G	3.06	6.12	1.10	1.88	0.203	0.734	2.246	55.762		0.720	
	1H-5H	3.06	6.12	1.10	1.88	0.203	0.734	2.246	55.762		0.720	
	2I-5I	3.06	6.12	0.88	1.34	0.285	0.959	2.877	70.375		0.570	
	3J-5J	3.06	6.12	0.61	0.83	0.460	1.326	4.057	101.05		0.397	
07	3A-5A	6.12	9.18	0.61	0.83	0.520	2.051	6.276	96.993	34152.44	0.352	5.532
	2B-5B	6.12	9.18	0.88	1.34	0.475	1.644	5.030	67.498		0.505	
	1C-5C	6.12	9.18	1.10	1.88	0.339	1.101	3.369	53.516		0.638	
	1D-5D	6.12	9.18	1.10	1.88	0.339	1.101	3.369	53.516		0.638	
	1E-5E	6.12	9.18	1.10	1.88	0.339	1.101	3.369	53.516		0.638	
	1F-5F	6.12	9.18	1.10	1.88	0.339	1.101	3.369	53.516		0.638	

	<i>1G-5G</i>	6.12	9.18	1.10	1.88	0.339	1.101	3.369	53.516		0.638	
	<i>1H-5H</i>	6.12	9.18	1.10	1.88	0.339	1.101	3.369	53.516		0.638	
	<i>2I-5I</i>	6.12	9.18	0.88	1.34	0.475	1.644	5.030	67.498		0.505	
	<i>3J-5J</i>	6.12	9.18	0.61	0.83	0.520	2.051	6.276	96.993		0.352	
06	<i>3A-5A</i>	9.18	12.24	0.61	0.83	1.075	2.949	9.023	90.717	28224.42	0.311	4.896
	<i>2B-5B</i>	9.18	12.24	0.88	1.34	0.666	1.919	5.872	62.468		0.451	
	<i>1C-5C</i>	9.18	12.24	1.10	1.88	0.474	1.468	4.492	50.147		0.562	
	<i>1D-5D</i>	9.18	12.24	1.10	1.88	0.474	1.468	4.492	50.147		0.562	
	<i>1E -5E</i>	9.18	12.24	1.10	1.88	0.474	1.468	4.492	50.147		0.562	
	<i>1F-5F</i>	9.18	12.24	1.10	1.88	0.474	1.468	4.492	50.147		0.562	
	<i>1G-5G</i>	9.18	12.24	1.10	1.88	0.474	1.468	4.492	50.147		0.562	
	<i>1H-5H</i>	9.18	12.24	1.10	1.88	0.474	1.468	4.492	50.147		0.562	
	<i>2I-5I</i>	9.18	12.24	0.88	1.34	0.666	1.919	5.872	62.468		0.451	
	<i>3J-5J</i>	9.18	12.24	0.61	0.83	1.075	2.949	9.023	90.717		0.311	
05	<i>3A-5A</i>	12.2	15.3	0.61	0.83	1.380	3.624	11.089	81.694	22473.66	0.275	4.29
	<i>2B-5B</i>	12.2	15.3	0.88	1.34	0.855	2.399	7.197	56.896		0.394	
	<i>1C-5C</i>	12.2	15.3	1.10	1.88	0.609	1.83	5.599	45.655		0.492	
	<i>1D-5D</i>	12.2	15.3	1.10	1.88	0.609	1.83	5.599	45.655		0.492	
	<i>1E -5E</i>	12.2	15.3	1.10	1.88	0.609	1.83	5.599	45.655		0.492	
	<i>1F-5F</i>	12.2	15.3	1.10	1.88	0.609	1.83	5.599	45.655		0.492	
	<i>1G-5G</i>	12.2	15.3	1.10	1.88	0.609	1.83	5.599	45.655		0.492	
	<i>1H-5H</i>	12.2	15.3	1.10	1.88	0.609	1.83	5.599	45.655		0.492	
	<i>2I-5I</i>	12.2	15.3	0.88	1.34	0.609	2.399	7.197	56.596		0.394	
	<i>3J-5J</i>	12.2	15.3	0.61	0.83	1.380	3.624	11.089	81.694		0.275	
04	<i>3A-5A</i>	15.3	18.36	0.61	0.83	1.689	4.351	13.314	70.605	17002.51	0.240	3.712
	<i>2B-5B</i>	15.3	18.36	0.88	1.34	1.046	2.880	8.812	49.399		0.344	
	<i>1C-5C</i>	15.3	18.36	1.10	1.88	0.746	2.204	6.744	40.056		0.424	
	<i>1D-5D</i>	15.3	18.36	1.10	1.88	0.746	2.204	6.744	40.056		0.424	
	<i>1E -5E</i>	15.3	18.36	1.10	1.88	0.746	2.204	6.744	40.056		0.424	
	<i>1F-5F</i>	15.3	18.36	1.10	1.88	0.746	2.204	6.744	40.056		0.424	

	1G-5G	15.3	18.36	1.10	1.88	0.746	2.204	6.744	40.056		0.424	
	1H-5H	15.3	18.36	1.10	1.88	0.746	2.204	6.744	40.056		0.424	
	2I-5I	15.3	18.36	0.88	1.34	1.046	2.880	8.812	49.399		0.344	
	3J-5J	15.3	18.36	0.61	0.83	1.689	4.351	13.314	70.605		0.240	
03	3A-5A	18.4	21.42	0.61	0.83	1.998	5.076	15.532	57.291	11976.23	0.209	3.162
	2B-5B	18.4	21.42	0.88	1.34	1.237	3.359	10.077	40.587		0.295	
	1C-5C	18.4	21.42	1.10	1.88	0.882	2.571	7.867	33.312		0.359	
	1D-5D	18.4	21.42	1.10	1.88	0.882	2.571	7.867	33.312		0.359	
	1E -5E	18.4	21.42	1.10	1.88	0.882	2.571	7.867	33.312		0.359	
	1F-5F	18.4	21.42	1.10	1.88	0.882	2.571	7.867	33.312		0.359	
	1G-5G	18.4	21.42	1.10	1.88	0.882	2.571	7.867	33.312		0.359	
	1H-5H	18.4	21.42	1.10	1.88	0.882	2.571	7.867	33.312		0.359	
	2I-5I	18.4	21.42	0.88	1.34	1.237	3.359	10.077	40.587		0.295	
	3J-5J	18.4	21.42	0.61	0.83	1.998	5.076	15.532	57.291		0.209	
02	3A-5A	21.4	24.48	0.61	0.83	2.303	5.801	17.751	41.759	7557.91	0.180	2.636
	2B-5B	21.4	24.48	0.88	1.34	1.426	3.840	11.75	30.51		0.247	
	1C-5C	21.4	24.48	1.10	1.88	1.016	2.939	8.993	25.445		0.297	
	1D-5D	21.4	24.48	1.10	1.88	1.016	2.939	8.993	25.445		0.297	
	1E -5E	21.4	24.48	1.10	1.88	1.016	2.939	8.993	25.445		0.297	
	1F-5F	21.4	24.48	1.10	1.88	1.016	2.939	8.993	25.445		0.297	
	1G-5G	21.4	24.48	1.10	1.88	1.016	2.939	8.993	25.445		0.297	
	1H-5H	21.4	24.48	1.10	1.88	1.016	2.939	8.993	25.445		0.297	
	2I-5I	21.4	24.48	0.88	1.34	1.426	3.939	11.75	30.51		0.247	
	3J-5J	21.4	24.48	0.61	0.83	2.303	5.801	17.751	41.759		0.180	
01	3A-5A	24.5	27.54	0.61	0.83	2.612	5.718	17.497	24.008	3947.13	0.187	2.228
	2B-5B	24.5	27.54	0.88	1.34	1.618	4.003	12.249	18.760		0.210	
	1C-5C	24.5	27.54	1.10	1.88	1.153	3.249	9.941	16.452		0.239	
	1D-5D	24.5	27.54	1.10	1.88	1.153	3.249	9.941	16.452		0.239	
	1E -5E	24.5	27.54	1.10	1.88	1.153	3.249	9.941	16.452		0.239	
	1F-5F	24.5	27.54	1.10	1.88	1.153	3.249	9.941	16.452		0.239	

	1G-5G	24.5	27.54	1.10	1.88	1.153	3.249	9.941	16.452		0.239	
	1H-5H	24.5	27.54	1.10	1.88	1.153	3.249	9.941	16.452		0.239	
	2I-5I	24.5	27.54	0.88	1.34	2.612	4.003	12.249	18.760		0.210	
	3J-5J	24.5	27.54	0.61	0.83	2.612	5.718	17.497	24.008		0.187	
RDC	1A-5A	27.5	31.62	2.61	1.88	1.174	1.596	6.511	6.511	1374.02	0.211	2.11
	1B-5B	27.5	31.62	2.61	1.88	1.174	1.596	6.511	6.511		0.211	
	1C-5C	27.5	31.62	2.61	1.88	1.174	1.596	6.511	6.511		0.211	
	1D-5D	27.5	31.62	2.61	1.88	1.174	1.596	6.511	6.511		0.211	
	1E-5E	27.5	31.62	2.61	1.88	1.174	1.596	6.511	6.511		0.211	
	1F-5F	27.5	31.62	2.61	1.88	1.174	1.596	6.511	6.511		0.211	
	1G-5G	27.5	31.62	2.61	1.88	1.174	1.596	6.511	6.511		0.211	
	1H-5H	27.5	31.62	2.61	1.88	1.174	1.596	6.511	6.511		0.211	
	1I-5I	27.5	31.62	2.61	1.88	1.174	1.596	6.511	6.511		0.211	
	1J-5J	27.5	31.62	2.61	1.88	1.174	1.596	6.511	6.511		0.211	

VI-3-4) Inerties moyennes des portiques :

Tableau 4 : Inertie moyennes sens longitudinal :

NIVEAU	09	08	07	06	05	04	03	02	01	RDC
I_{ey}(m⁴)	9.226	8.253	7.469	6.756	5.979	5.224	4.896	4.340	2.719	1.808
Imoy	5.667									

Tableau 5 : Inertie moyennes sens transversal :

NIVEAU	09	08	07	06	05	04	03	02	01	RDC
I_{ey}(m⁴)	7.052	6.254	5.532	4.896	4.290	3.712	3.162	2.636	2.228	2.110
Imoy	4.186									

IV-3-5) Comparaison des inerties des voiles et des portiques :

Tableau 6 : Pourcentage des inerties sens longitudinal :

	Imoy par niveau (m⁴)	% de participation
Portique	5.667	9.67 %
Voile	52.96	90.33 %
Somme	58.627	100 %

Tableau 7 : Pourcentage des inerties sens transversal :

	Imoy par niveau (m⁴)	% de participation
Portique	4.186	4.20 %
Voile	95.54	95.80 %
Somme	99.726	100%

IV-4) Représentation graphique des pourcentages d'inertie:

➤ Sens longitudinal:

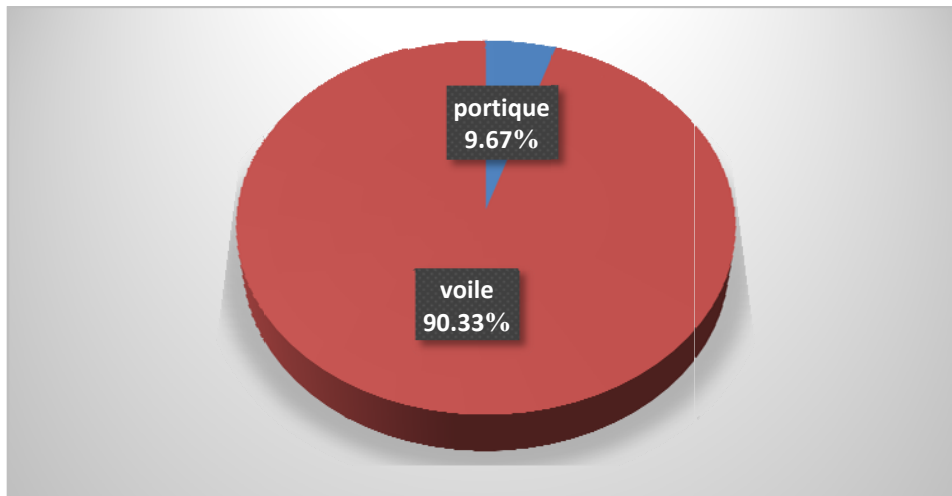


Fig.IV-3 pourcentage d'inertie selon le Sens longitudinal.

➤ Sens transversal:

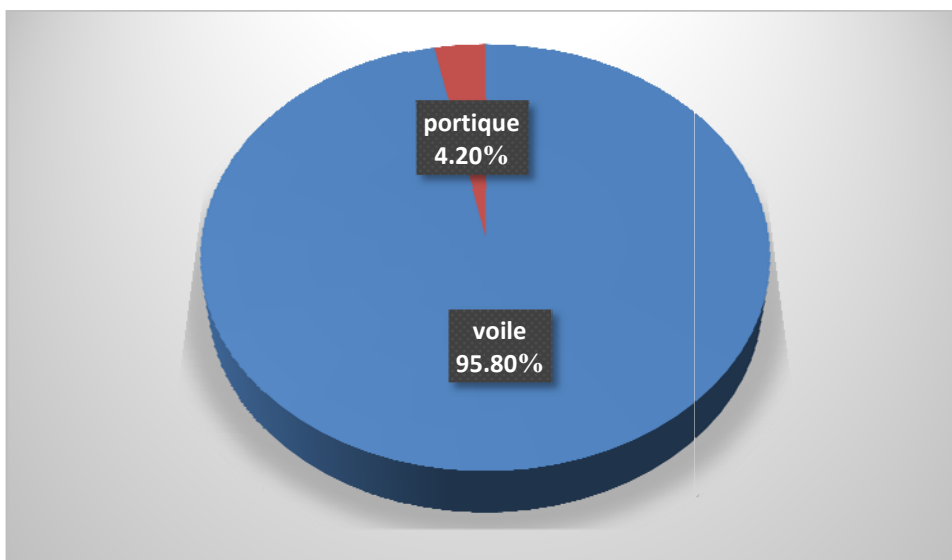


Fig.IV-4 pourcentage d'inertie selon le Sens transversal.

Conclusion :

On constate que :

- L'inertie des voiles est plus importante que celle des portiques et cela dans les deux sens (les voiles vont reprendre au moins 90% des sollicitations dues aux charges horizontales).
- D'après le RPA, le système de contreventement est du type **2 contreventés par des voiles porteur (R=3.5)**.

Chapitre V:

Modélisation de la
Structure

V-1) Introduction :

La complexité de l'étude dynamique d'une structure vis-à-vis des différentes sollicitations qui la mobilisent, en particulier l'effort sismique, demande des méthodes de calcul très rigoureuses; Pour cela, l'utilisation des méthodes numériques telle que la MEF est devenu indispensable.

En s'appuyant sur l'outil informatique, qui nous offre des résultats plus exacts et un travail plus facile, on peut alors éviter le calcul manuel laborieux, voire même peu fiable.

V-2) Concept de base de la M.E.F (méthode des éléments finis) :

La méthode des éléments finis est une généralisation de la méthode de déformation pour les cas de structure ayant des éléments plans ou volumineux. La méthode considère le milieu solide, liquide ou gazeux constituant la structure comme un assemblage discret d'éléments finis. Ces derniers sont connectés entre eux par des nœuds situés sur leurs limites. Les structures réelles sont définies par un nombre infini de nœuds.

La structure étant ainsi subdivisée, elle peut être analysée d'une manière similaire à celle utilisée dans la théorie des poutres. Pour chaque type d'éléments, une fonction de déformation (fonction de forme) de forme polynomiale qui détermine la relation entre la déformation et la force nodale peut être dérivée sur la base de principe de l'énergie minimale, cette relation est connue sous le nom de la matrice de rigidité de l'élément. Un système d'équation algébrique linéaire peut être établi en imposant l'équilibre de chaque nœud, tout en considérant comme inconnues les déformations aux niveaux des nœuds. La solution consiste donc à déterminer

Ces déformations, en suite les forces et les contraintes peuvent être calculées en utilisant les matrices de rigidité de chaque élément.

On peut aussi trouver une autre méthode de modélisation qui est la méthode de modélisation en concentration de masse.

V-3) Modélisation en concentration de la masse :

Le principe général de ce modèle, c'est de concentrer les masses au niveau de chaque plancher formant un pendule multiple. La modélisation par concentration de masse est simple à exécuté mais selon les conditions suivants :

- Discontinuité dans le système structurale.
- L'irrégularité en plan et en élévation.

V-4) Présentation du logiciel ETABS :

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

Ce logiciel permet la prise en compte des propriétés non-linéaires des matériaux, ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant différentes réglementations en vigueur à travers le monde (*Euro code, UBC, ACI...etc.*). En plus de sa spécificité pour le calcul des bâtiments, *ETABS* offre un avantage certain par rapport aux

autres codes de calcul à utilisation plus étendue. En effet, grâce à ces diverses fonctions il permet une décente de charge automatique et rapide, un calcul automatique du centre de masse et de rigidité, ainsi que la prise en compte implicite d'une éventuelle excentricité accidentelle. De plus, ce logiciel utilise une terminologie propre au domaine du bâtiment (plancher, dalle, trumeau, linteau etc.).

ETABS permet également le transfert de donnée avec d'autres logiciels (*AUTOCAD*, *SAP2000* et *SAFE*).

Rappel : (terminologie)

Grid line : ligne de

grille Joints : nœuds

Frame : portique

(cadre) **Shell** : voile

Restraints : degrés de

liberté(D.D.L) Loads : charge

Uniformed loads: point d'application de la charge.

Define : définir

Materials : matériaux.

Matériaux Concret: béton.

Steel : acier.

Frame section : coffrage

Column : poteau

Beam : poutre

V-5) Manuel d'utilisation de L'ETABS :

Dans notre travail on a utilisé la version ETABS v 9.70

Pour choisir l'application ETABS on clique sur l'icône du ETABS .



Etabs-V9.6

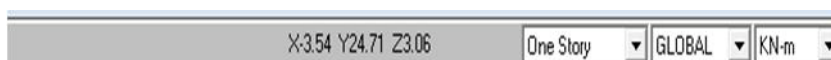
V-5-1) Première étape :

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

a) Choix des unités :

On doit choisir un système d'unités pour la saisie de données dans ETABS. Au bas de l'écran,

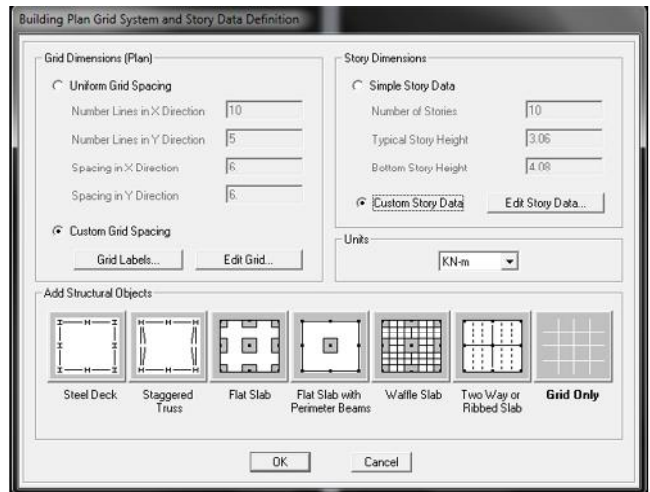
on sélectionne KN-m comme unités de base pour les forces et déplacements :



b) Géométrie de base :

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

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



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

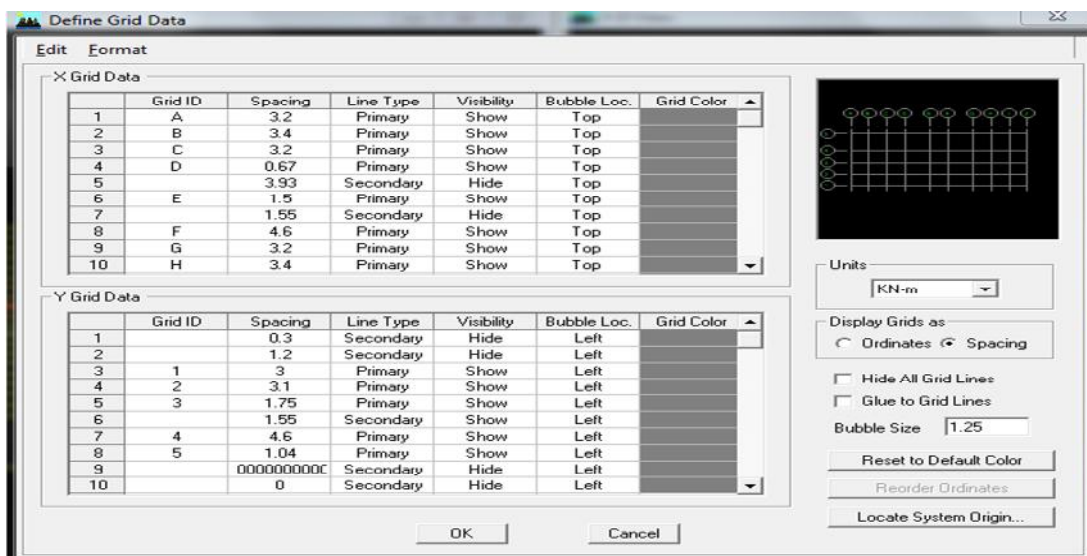
c) Modification de la géométrie de base :

Nous allons procéder à la modification des longueurs de trames et des hauteurs d'étage.

- On clique sur le bouton droit de la souris.
- On introduit les distances cumulées puis on clique sur **ok**.
- Pour modifié les hauteurs d'étage on clique sur le bouton droit de la souris puis **Edit Story**

Data :

- **Suivant x** 3.2 ,3.4, 3.2, 4.6, 3.05, 4.6, 3.2, 3.4, 3.2
- **Suivant y** : 3,3.1, 3.3 ,4.6
- **Suivant z** : 0, 4.08, 7.14 ,10.2, 13.26, 16.32, 19.38, 22.44, 25.5, 28.56, 31.62, 33.62, 34.62

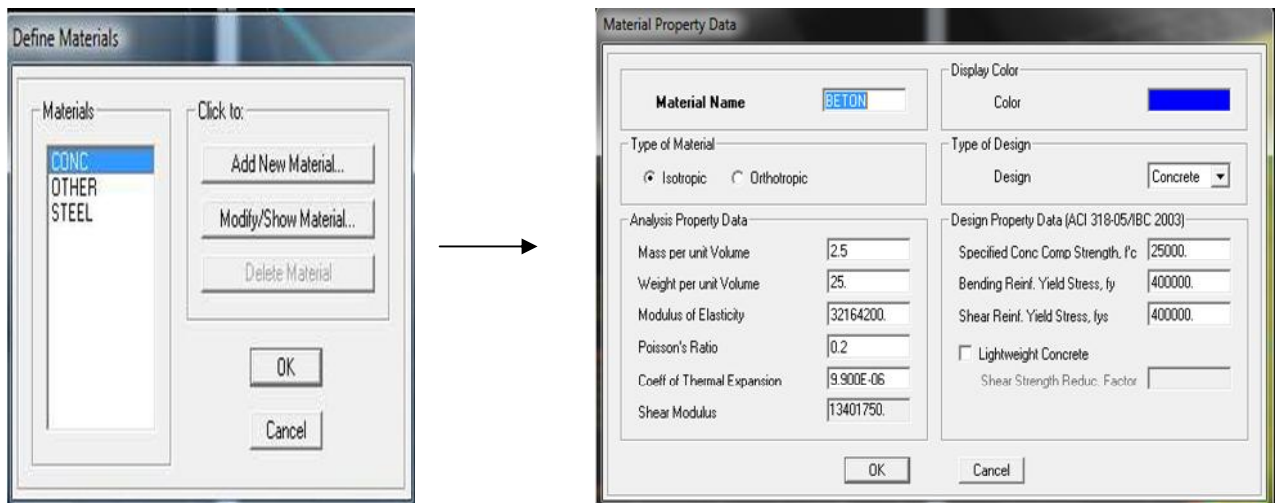


Label	Height	Elevation	Master Story	Similar To	Splice Point	Splice Height	
13	ÉTAGE9-2	1.	34.62	No	ÉTAGE9-1	No	0.
12	ÉTAGE9-1	2.	33.62	No	NONE	No	0.
11	ÉTAGE9	3.06	31.62	No	ÉTAGE7	No	0.
10	ÉTAGE8	3.06	28.56	No	ÉTAGE7	No	0.
9	ÉTAGE7	3.06	25.5	Yes		No	0.
8	ÉTAGE6	3.06	22.44	No	ÉTAGE3	No	0.
7	ÉTAGE5	3.06	19.38	No	ÉTAGE3	No	0.
6	ÉTAGE4	3.06	16.32	No	ÉTAGE3	No	0.
5	ÉTAGE3	3.06	13.26	Yes		No	0.
4	ÉTAGE2	3.06	10.2	No	RDC	No	0.
3	ÉTAGE1	3.06	7.14	No	RDC	No	0.
2	RDC	4.08	4.08	Yes		No	0.
1	BASE		0.				

V-5-2) Deuxième étape :

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

On clique sur **Define** puis **Material proprietes** nous sélectionsons le matériau **CONC** et on clique sur **Modify /Show Material**, et on apporte les modifications inscrites dans la figure suivante :

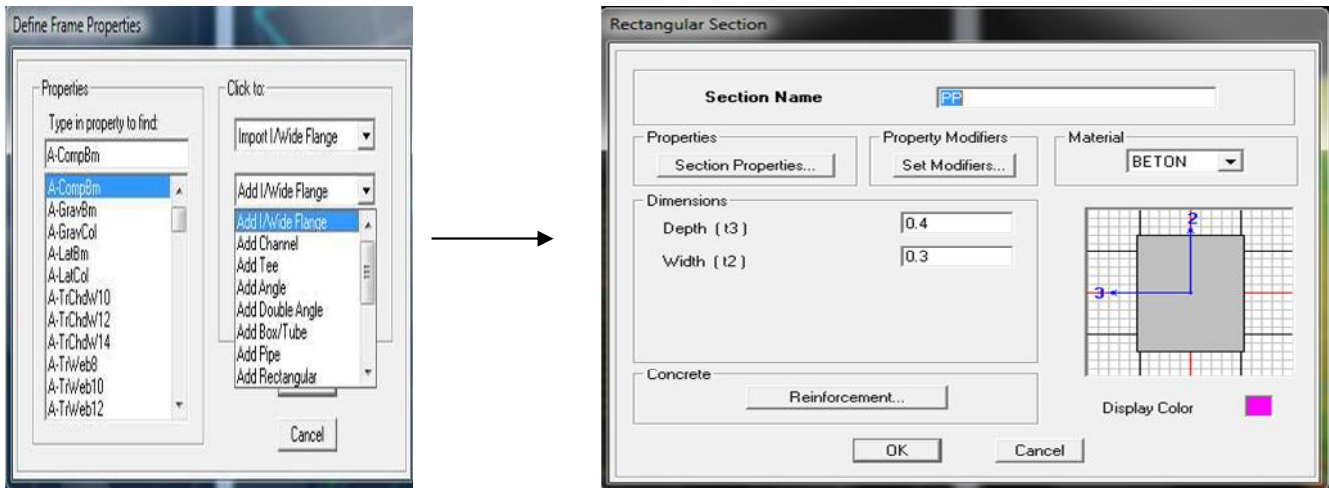


V-5-3) Troisième étape :

La troisième étape consiste à l'affectation des **propriétés géométriques** des éléments (poutre, poteaux, dalle, voile...).

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



Nous choisissons le menu **Define** puis **Frame sections**. On clique sur la liste d'ajout de sections et on sélectionne **Add Rectangular** pour ajouter une section rectangulaire (les sections en béton armé du bâtiment à modéliser sont rectangulaires).





Nous validons avec OK, et on refait la même opération jusqu'à définir toutes les sections

Affectation des sections aux éléments des portiques :

Pour affecter les sections précédentes aux différents éléments :

- Sélectionner les éléments de même section en cliquant dessus avec la souris ou en utilisant l'outil de sélection rapide dans la barre d'outil flottante  qui permet de sélectionner plusieurs éléments à la fois en traçant un droit avec la souris.
- Dans la barre d'outil nous cliquons sur  où Assign-Frame-sections
- On aura une boîte de dialogue qui est celle de Define Frame sections et dans la liste titre par Frame section -Name : on choisit la section appropriée aux éléments sélectionnés et on valide avec OK. On refait le même travail jusqu'à dimensionner tous les éléments de l'ossature.

On peut ajouter un ou plusieurs éléments pour la structure en les traçant.

- Cliquer sur  ensuite sur une ligne de grille et un nouveau élément sera tracé entre deux croisements de lignes successifs horizontalement ou verticalement ça dépend de barre visée.
- Pour tracer librement l'élément, on choisit  et en clique sur le point de départ ensuite sur le point final, il faut seulement que ces points soient des croisements de lignes.

NB : pour se déplacer d'un niveau à un autre ou d'un portique à un autre on utilise les flèches



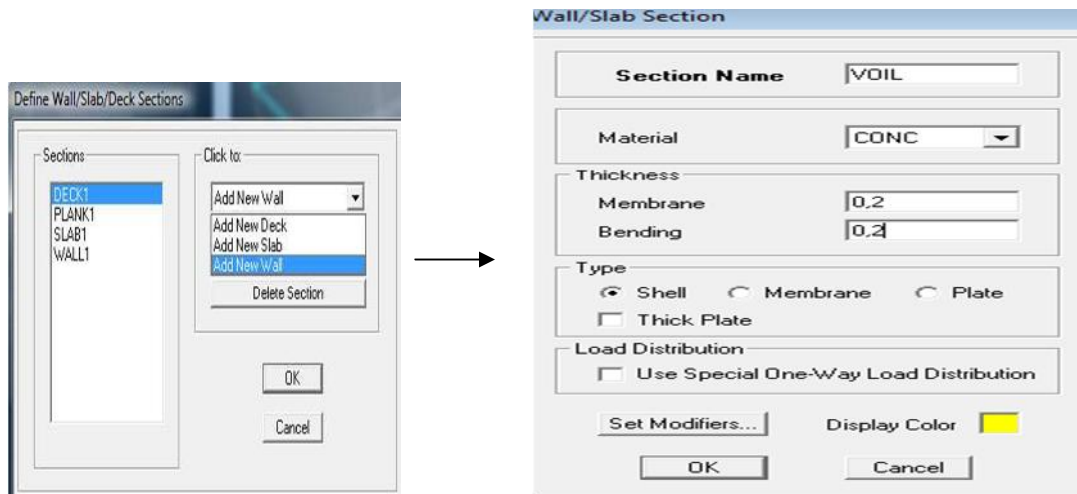
- Le bouton Reinforcement conduit à une fenêtre qui permet de spécifier les propriétés des barres d'armatures.

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

Nous procéderont de la même manière pour les autres éléments.

Après avoir fini de modéliser les éléments **barres** (poutres, poteaux), nous allons passer aux éléments **plaques** (voile).

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



V-5-4) Quatrième étape :

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

1) Charges statiques (G et Q):

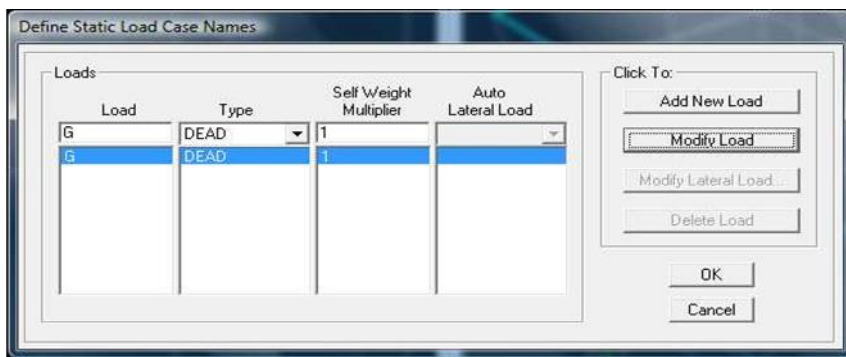
La structure est soumise à des charges permanentes (**G**), et a des surcharges d'exploitation **Q**, pour les définir on clique sur : **Define** → **Load Cases**.

Charges permanentes : Load Name

(Nom de la charge): **G**

Type : DEAD (permanente)

Self weight multiplier (Coefficient interne poids propre) : **1**



Surcharges d'exploitation : Load Name (Nom de la charge): **Q**

Type : LIVE (exploitation)

Self weight multiplié (Coefficient interne poids propre) : **0**.



2) Charge dynamique (E):

Pour le calcul dynamique de la structure on introduira un spectre de réponse conçu par le CGS.

Ce spectre est une courbe de réponse maximal d'accélération (S_a/g) pour un système à un degré de liberté soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de périodes propres T .

- Données à introduire dans le logiciel :

Zone : IIa (Zone a moyenne sismicité, voir **Annexe 1** du **RPA 2003**)

Groupe d'usage : 2 (bâtiments courants, voir chapitre 3.2 du **RPA 2003**)

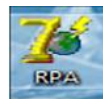
Coeff de comportement : portiques contreventés par des voiles: **R=3.5**

Remplissage : **Dense** (Cloisons en maçonnerie)

Site : **S3**. (Site meuble).

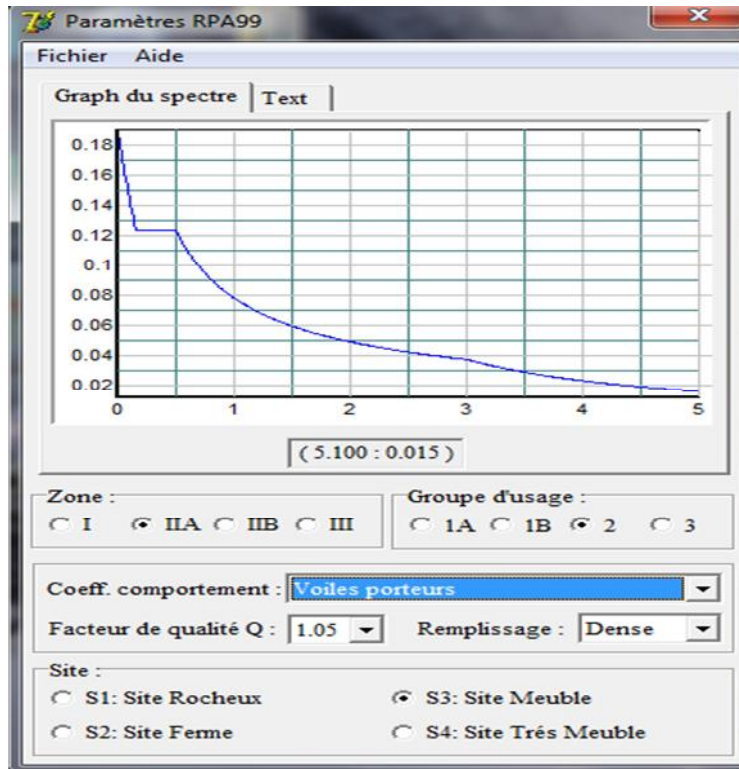
Facteur de qualité :

$$Q=1+\sum p_q = 1.05$$



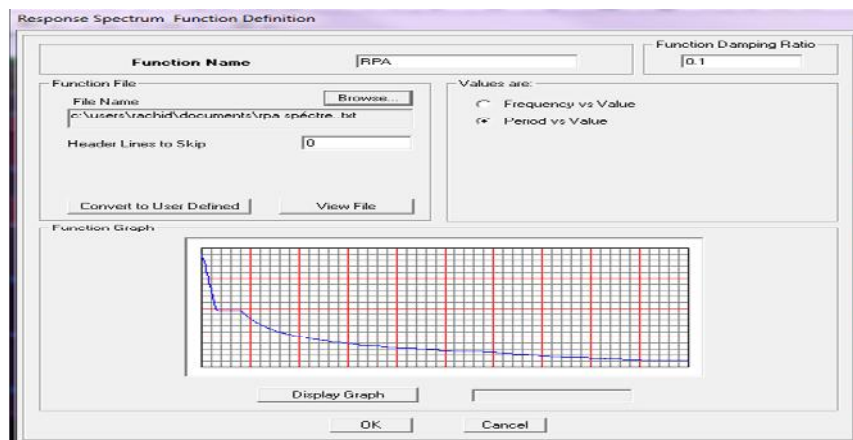
- On ouvre le logiciel en cliquant sur l'icône

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



Pour injecter le spectre dans le logiciel ETABS on clique sur :

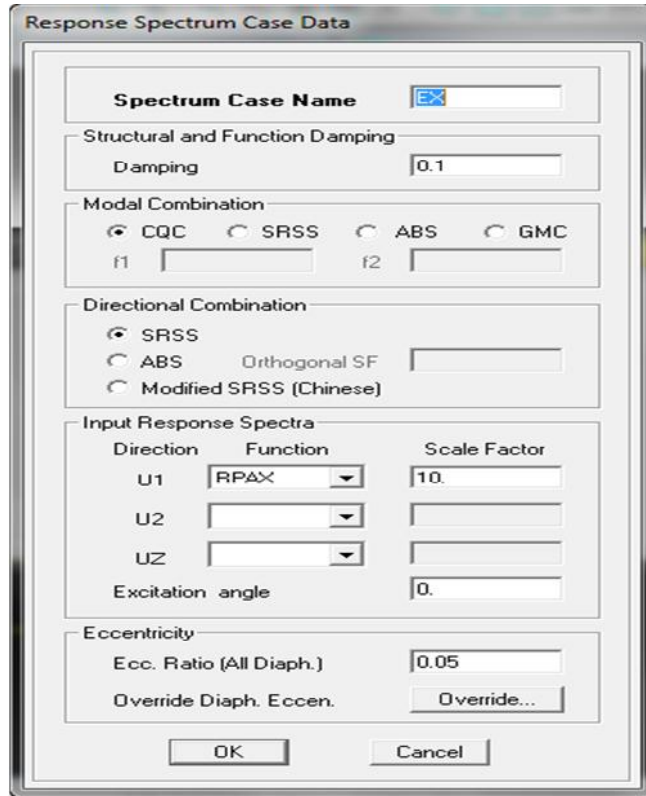
Define → **Response Spectrum Functions** → **Spectrum from file**



Function Name (nom du spectre): **RPA.**

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

Define → **Reponses spectrum cases** → **Add New Spectrum.**



Dans la partie **Input response spectra**, nous allons Introduire le spectre à prendre en compte dans les deux directions principales (U1 et U2).

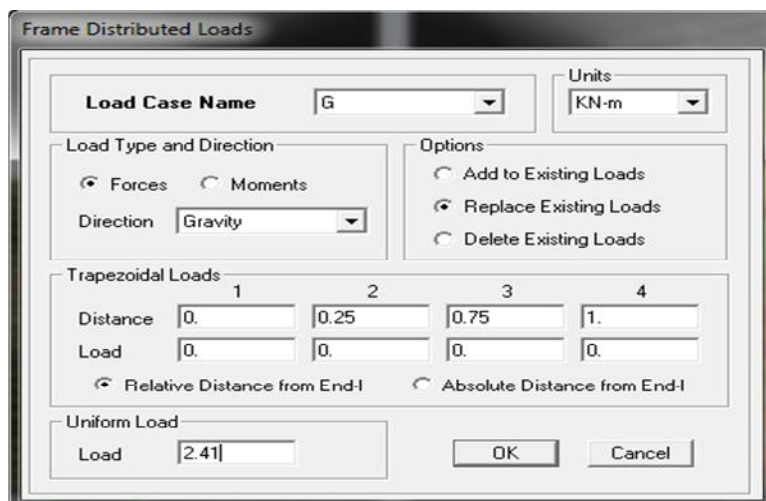
V-5-5)-Cinquième étape : chargement des planchers et des dalles pleines :

Les charges statiques étant définies, on sélectionne les planchers en suite les dalles pleines en cliquant sur :

select → **wall slab /Deck sections** → **planchers ou Dp** → **ok.**

et on introduit le chargement qui l'on revient en cliquant sur :

Assign → **shell area loads** → **uniforme.**



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

V-5-6) Sixième étape : Introduction des combinaisons d'actions :

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et déformations sont :

Combinaisons aux états limites :

ELU : $1.35G+1.5Q$

ELS : $G+Q$

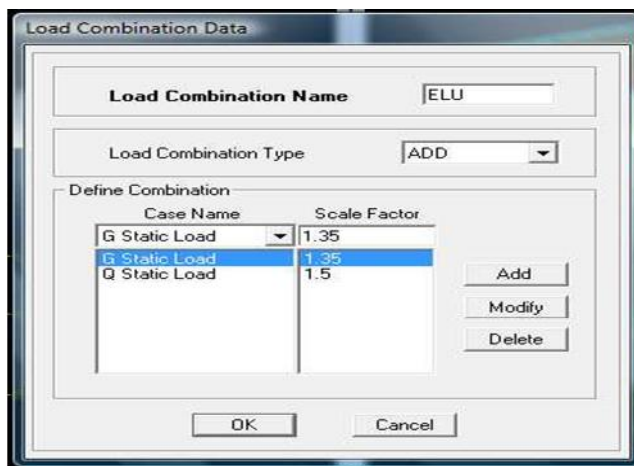
Combinaisons accidentelles du RPA :

GQE : $G+Q\pm E$

08GE : $0.8G\pm E$

Pour introduire les combinaisons dans le logiciel on clique sur :

Define → **load Combinations** → **Add New Combo.**



On reprend les mêmes opérations pour introduire les autres combinaisons d'actions.

V-5-7) Septième étape :

Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes) :

Cette étape consiste à spécifier les conditions aux limites (appuis, diaphragmes) pour la structure modélisée.

APPUIS :

Les poteaux sont supposés **parfaitement encastré** dans les fondations, pour modéliser cet encastrement on sélectionne les nœuds du **RDC** puis on clique sur :

Assign → **Joint/point** → **Restraint s**





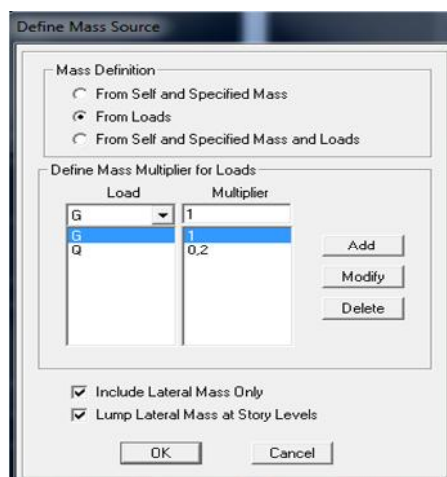
Mass- Source :

Define → **Mass source**

La masse des planchers est supposée concentrées en leurs centres de masse qui sont désignés par la notation de **Mass –Source**.

- On donne la valeur 1 pour la charge permanente

On donne la valeur de β suivant la nature de la structure.



Diaphragme :

Comme les planchers sont supposés infiniment rigides, on doit relier tous les nœuds d'un même plancher à leurs nœuds maîtres de telle sorte qu'ils puissent former un **diaphragme**, ceci a pour effet de réduire le nombre d'équations à résoudre par le logiciel.

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

Assign → **Joint/point** → **Diaphragm** → **Add New Diaphragm.**

Après avoir introduit le nom du diaphragme dans la case **Diaphragm** on clique sur **OK** pour valider.

On refait la même opération pour tous les autres planchers.

V-5-8) Huitième étape : Analyse et visualisation des résultats :

Lancement de l'analyse :

Pour lancer l'analyse de la structure, on se positionne sur l'onglet **Analyze** et on sélectionne **Run Analysis** (ou bien F5).

Visualisation des résultats :

Période et participation modale :

Dans la fenêtre **display** → **show tables**, on click sur **Modal Information** et on sélectionne la combinaison « **Modal** ».

Déformée de la structure :

On appuie sur l'icône **Show Deformed Shape**  et on sélectionne une combinaison d'actions.

Diagramme des efforts internes :

Pour avoir les diagrammes des efforts internes, on se positionne sur un portique et on sélectionne

Show Member forces/Stresses Diagram dans le menu **Display** 

Efforts internes dans les éléments barres :

Les poutres :

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

Display → **Show tables**

Dans **Element Output** on sélectionne « **Frame Forces** » (Efforts dans les barres).

On clique sur **Select Case/comb** pour choisir la combinaison d'actions puis on clique sur **OK**.

Les poteaux :

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

Efforts internes dans les voiles :

Pour extraire les contraintes dans les voiles, Dans **Area Output** on clique sur « **Area forces and Stresses** » et on sélectionne une combinaison d'actions.

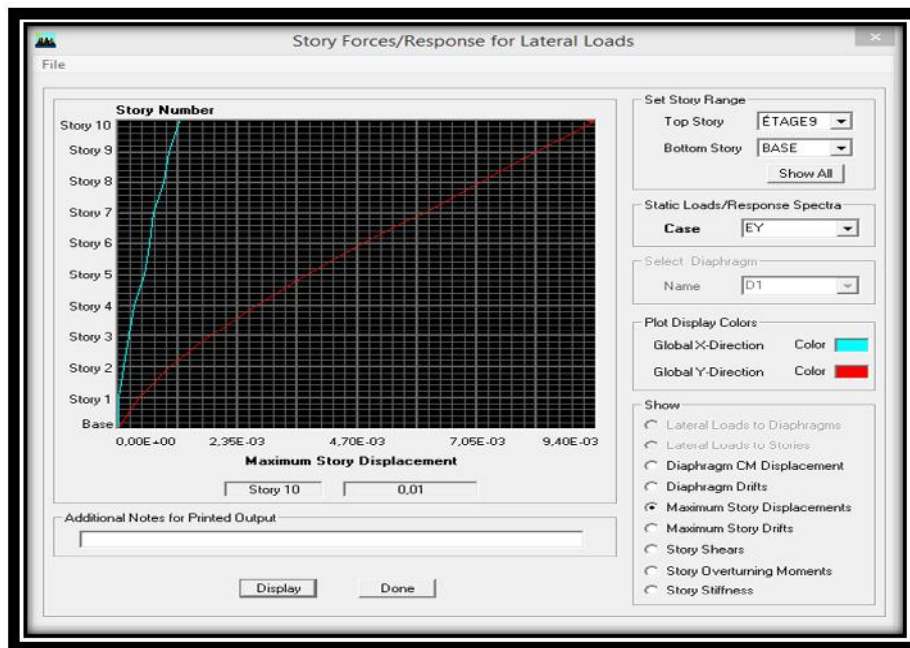
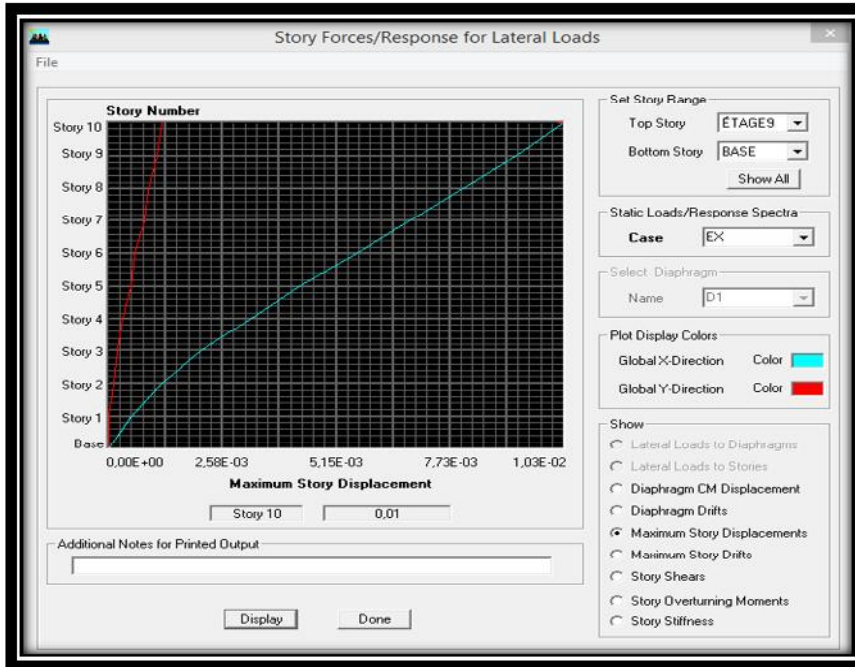
Déplacements:

Pour extraire les déplacements sous formes de tableaux, on sélectionne tout le plancher du niveau considéré, on appuie sur **show tables** puis on coche « **Displacements** ».

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

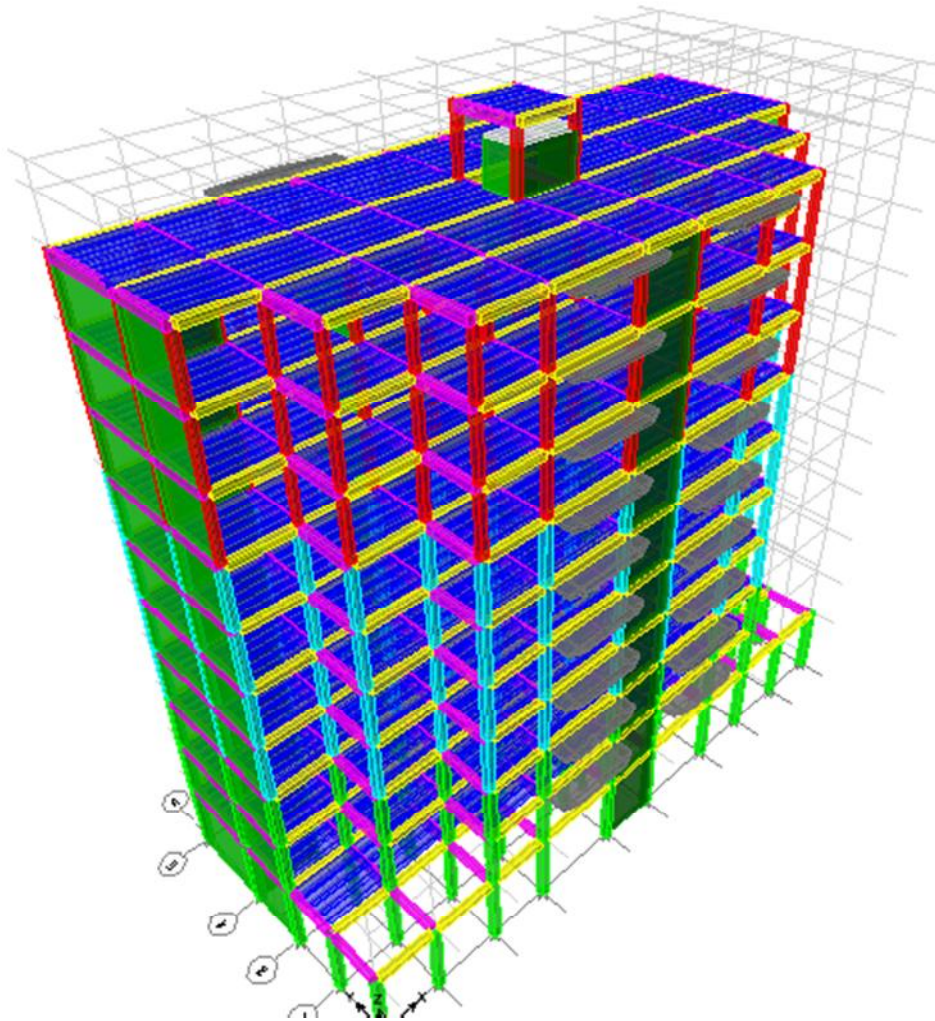
Déplacements maximales:

F5 (analyse) → **show story response plots.....**



Effort tranchant et moment sismique à la base :

Pour extraire les efforts à la base (fondations) on clique sur **show tables**, on coche «**Base Reactions**» ensuite dans «**Select Cases/comb**» on choisit «**EX et EY**».



Vue en 3 dimensions de la structure modélisée.

Chapitre VI

Vérifications selon le RPA

VI-1) Introduction

- Avant de passer au ferrailage de la structure, le RPA nous exige de faire quelques vérifications.
- Le type de contreventement.
- Nombre de modes à considérer dans les calculs.
- Estimation de la période fondamentale.
- Vérification de l'effort tranchant à la base.
- Vérification des déplacements inter étage.
- Vérification du déplacement maximum au sommet.
- Vérification du déplacement seconde ordre (l'effet P- Δ).

VI-2) Choix de la méthode de calcul :

Le calcul des forces sismiques dépend de type de la structure et ces dimensions ; se fait à l'aide des trois méthodes :

- ❖ par la méthode statique équivalente (dans notre cas n'est pas applicable **RPA4.1.2**).
- ❖ par Méthode dynamique qui regroupe :
 - par la méthode d'analyse modale spectrale
 - par la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

Dans notre cas l'application de la méthode statique équivalente (**MSE**) n'est pas admise, les conditions de son application ne sont pas totalement réunies :

- Condition d'hauteur : $H = 31.62 > 23$ m en zone IIa.
 - ✓ la méthode d'analyse par accélérogrammes nécessite l'intervention de spécialistes.
 La méthode qui convient dans notre cas et dans tous les cas, est la méthode modale spectrale.

VI-3) Présentation de la méthode modale spectrale :

Dans cette méthode on recherche pour chaque mode de vibration le maximum d'effets engendrés dans la structure par les forces sismiques, représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets vont être combinés suivant la combinaison la plus appropriée pour obtenir la réponse totale de la structure.

2) Caractéristiques de la structure relative à l'étude dynamique :

- ✓ La structure est classée en groupe d'usage 2 (RPA 2003 3.2).
- ✓ Le sol est de catégorie S3 (site meuble), selon les résultats donnés par le laboratoire de géotechnique.
- ✓ La structure se trouve dans une zone de moyenne sismicité Zone IIa.
- ✓ La structure étudiée fait 31.62 m de hauteur (R+9).

VI-4) Vérification du système de contreventement : (art 3.4.4.a. RPA99/version2003)

Les efforts verticaux repris par le système de contreventement sont donnés par l'ETABS version 9.6.0 :

- **Charges verticales reprise par les portiques : 33323.63 KN (48.35 %)**
- **Charges verticales reprise par les voiles: 35591.56 KN (51.65 %)**

Conclusion :

Les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations due aux charges verticales et presque la totalité des charges horizontales (voir chapitre de contreventement).

D'après le RPA99 modifié 2003 la structure est contreventée par voiles porteurs.

VI-5) Vérifications des exigences du RPA 2003 :

Notre ouvrage est considéré comme étant un bâtiment à usage d'habitation et commerciale. Le poids propre de la structure doit comprendre la totalité des charges permanent et **20%** des charges d'exploitations ; **RPA 4.5 2003..... [1]**

VI-5-1) Spectre de réponse de calcul :

Le spectre réglementaire de calcul est donné par l'expression suivante:

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0s \end{cases} \quad \text{(RPA 2003 A 4.3.3)}$$

T (sec) : la période avec une précision de 0.1 sec.

A : coefficient d'accélération de zone.

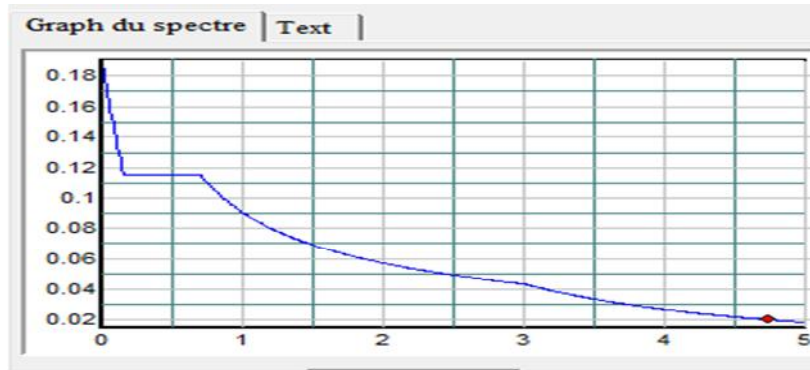
η : facteur de correction d'amortissement.

R : coefficient de comportement de la structure.

T₁, T₂ : périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.

- **A = 0.15.** [zone II, groupe d'usage 2 (RPA 2003 tableau 4.1)].
- **R = 3.5** [(structure contreventée par voiles porteurs) (RPA 2003 tableau 4.3)].
- **T₁ = 0,15sec ; T₂ = 0,50 sec.** [Site S3 (RPA 2003 Tableau 4.7)].
- **Q = 1,05 ;** tous les critères sont vérifiés sauf la redondance.
- **η = 0.764.**

$$\frac{S_a}{g}$$



Période T (sec)

Spectre de réponse de calcul.

VI-5-2) Modes de vibration :

Le nombre de mode à considérer :

Pour les structures représentés par des modes plan dans deux directions orthogonales, le nombre de mode de vibration à retenir dans chacune des directions d’excitations doit être tel que :

- La somme des masses totales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure.
- Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.
- Le minimum de mode à retenir est de 03 dans chaque direction considérés.

Nota :

Le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

$$K \geq 3 \sqrt{N}; \text{ et } T_K \geq 0.2 \text{ s}$$

N : est le nombre de niveaux au-dessus du sol et ; T_k la période du mode K.

- Dans notre cas N=10 niveaux $\Rightarrow K \geq (3 \times \sqrt{10}=9.49)$
Donc K=10 nombre de modes.

Doit considérer 10 modes de vibration.

VI-5-3) Vérification de la période :

Estimation de la période fondamentale de la structure

- La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir des formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.
- La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante:

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

h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N)

C_T : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau 4.6 du RPA2003.... [1] $\longrightarrow C_T = 0.05$

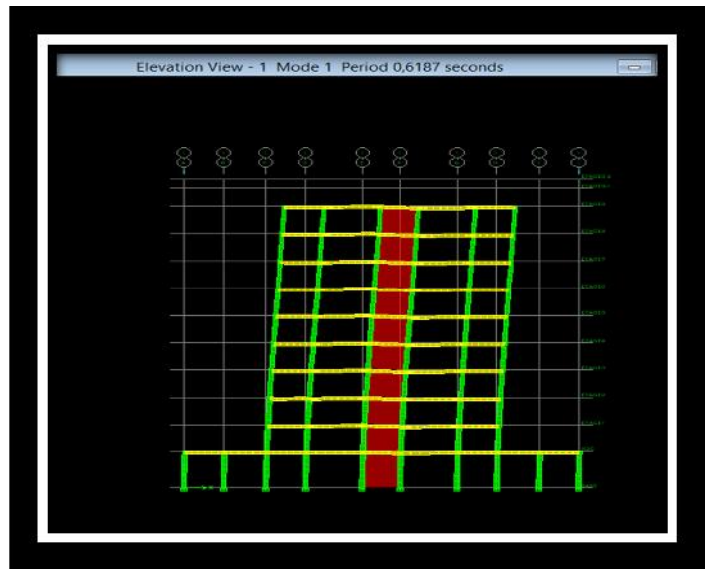
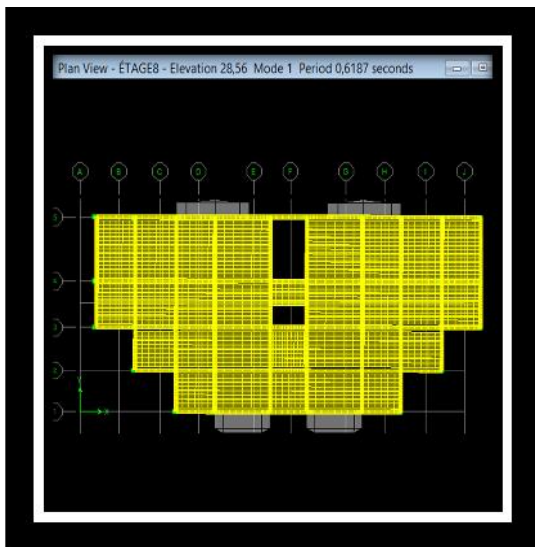
Remarque

Les valeurs de T , calculées à partir des formules de Rayleigh ou de méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%

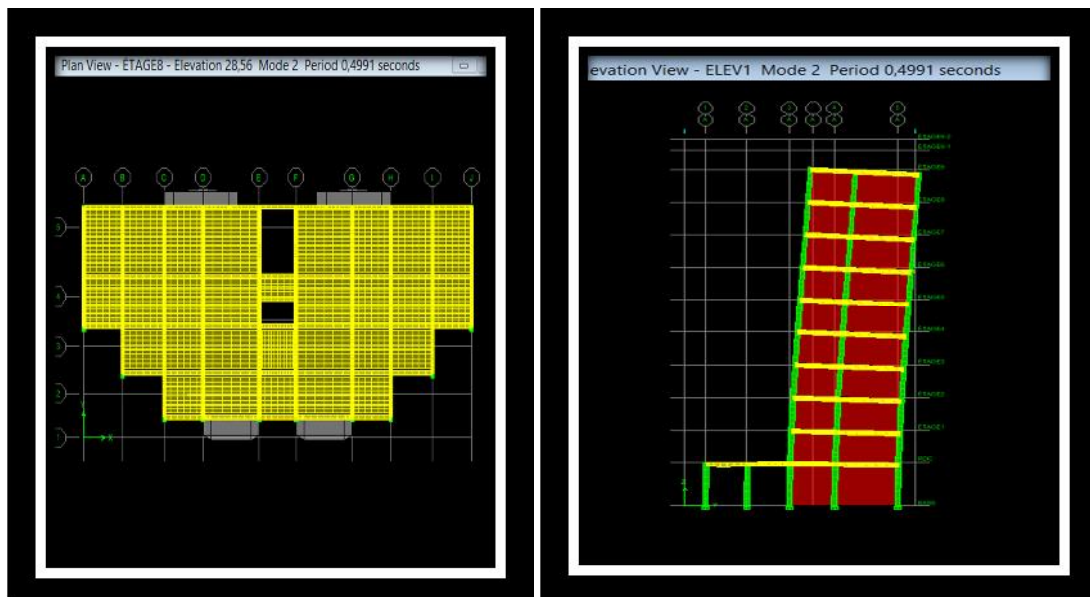
$$T = 0,05 \times 31.62^{3/4} = 0.66 \text{ sec}$$

$$D'où : T = 1,3 \times 0,66 = 0.86 \quad T_{Etabs} = 0,6187[s] \dots \dots \dots \text{(Condition vérifiée).}$$

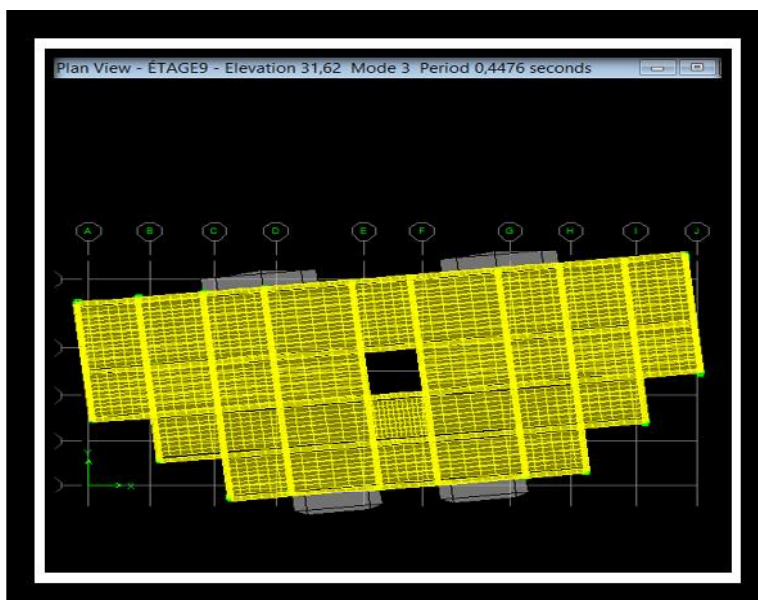
1^{er} mode de vibration
 $T = 0.6187s$ (Translation suivant Ox).



2^{er} mode de vibration
 $T = 0,4991s$ (Translation suivant Oy)



3^{er} mode de vibration
 $T = 0,4476s$ (Rotation suivant Oz).



VI-5-4) Vérification de l'effort tranchant à la base

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

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

- **A = 0.15.**
- **R = 3.5** (structure contreventée par voiles porteurs).
- **W = 46042.307 KN** (poids total de la structure).
- **D :** (facteur d'amplification dynamique)

Pour faire le calcul, on doit déterminer les coefficients suivants :

➤ **Coefficient d'accélération de zone (A)**

Le coefficient A est donné par le tableau 4-1-RPA 2003 suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

A = 0.15 (groupe d'usage 2, zone IIa)..... [1]

➤ **Coefficient de comportement global de la structure (R)**

Le coefficient R est donné par le tableau (4.3 RPA 2003)..... [1] en système de contreventement par voile porteur, dans notre cas : **R=3.5**

➤ **Facteur d'amplification moyen D**

Il dépend de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T)

$$D = \begin{cases} 2,5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^2 & T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ s} \\ 2,5 \eta \left(\frac{T_2}{3,0}\right)^2 \left(\frac{3,0}{T}\right)^5 & T \geq 3,0 \text{ s} \end{cases}$$

T₂ : Période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le tableau 4.7 (RPA 99 ver 2003).....[1]

Site 4 → **T₂=0.7[s]** (Site très meuble).... [1]

η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0,7$$

ξ : pourcentage d'amortissements critique fonction de matériaux.

Voiles ou murs : remplissages en Béton armé/ maçonnerie **ξ = 10 %.**

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+10}} = 0,764 > 0,7 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

➤ Facteur de qualité (Q)

P_q : pénalité à retenir selon la satisfaction au nom du critère de qualité, sa valeur est donné par le tableau suivant :

Sens x-x :

Critère q	Observé	p_q
1-condition minimale sur les files de contreventement	Oui	0.00
2-redondance en plan	Oui	0.00
3-régularité en plan	Non	0.05
4-régularité en élévation	Oui	0.00
5-contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0.00
6-contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0.00

$$Q=1+\sum_{q=1}^6 p_q = 1+0.05=1.05$$

Sens y-y :

Critère q	Observé	p_q
1-condition minimale sur les files de contreventement	Oui	0.00
2-redondance en plan	Oui	0.00
3-régularité en plan	Non	0.05
4-régularité en élévation	Oui	0.00
5-contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0.00
6-contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0.00

$$Q=1+\sum_{q=1}^6 p_q = 1+0.05=1.05$$

Poids total de la structure :(W = 46042.307KN)

Story	MassX
ÉTAGE9	4312.532
ÉTAGE8	4525.521
ÉTAGE7	4525.521
ÉTAGE6	4570.876
ÉTAGE5	4626.652
ÉTAGE4	4626.652
ÉTAGE3	4626.652
ÉTAGE2	4680.589
ÉTAGE1	4744.946
RDC	4802.366
Total	46042.307

Sens x-x

$$T_x = \min(C_T \times h_N^{3/4}, 0.09 \times \frac{h_N}{\sqrt{D_x}})$$

C_T : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau 4.6 du RPA2003..... [2]

h_N : Hauteur mesurée à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau :

$$h_N = 31.62 \text{ m}$$

D : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée

$$D_x = 32.15m$$

Donc :

$$\begin{cases} T_x = \min \left((0.05 \times 31.62^{3/4}); (0.09 \frac{31.62}{\sqrt{32.15}}) \right) \\ T_x = \min(0.66s; 0.50s) \end{cases} \longrightarrow T_x = 0.50s$$

Donc :

$$\begin{cases} D = 2.5\eta \dots 0 \leq T_x \leq T_2[s] \\ D = 1.91 \end{cases}$$

$$V_x = \frac{AD_x \cdot Q}{R} \cdot W = \frac{0.15 \times 1.91 \times 1.05}{3.5} \times 46042.307 = 3957.33kN$$

$$0.8V_x = 3165.86kN$$

➤ **Sens y-y**

$$T_y = \min(c_T \times h_N^{3/4}, 0.09 \times \frac{h_N}{\sqrt{D_y}})$$

$$D_y = 14.30m$$

$$\begin{cases} T_y = \min(0.05 \times 31.62^{3/4}, 0.09 \times \frac{31.62}{\sqrt{14.30}}) \\ T_y = \min(0.66s, 0.75s) \end{cases} \longrightarrow T_y = 0.66s$$

Donc :

$$\begin{cases} D = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \dots T_2 \leq T_Y \leq 3.0[s] \\ D = 1.58 \end{cases}$$

$$V_y = \frac{AD_y \cdot Q}{R} \cdot W = \frac{0.15 \times 1.58 \times 1.05}{3.5} \times 46042.307 = 3273.60[kN]$$

$$0.8V_y = 2618.88kN$$

❖ **Efforts tranchants obtenus par la méthode dynamique**

$$\begin{cases} V_x = 3788.43 [kN]. \\ V_y = 4109.47 [kN]. \end{cases}$$

Application numérique

$0.8V_x = 3165.86 \text{ KN.}$
 $0.8V_y = 2618.88 \text{ KN.}$

$V_{x \text{ dyn}} = 3788.43 > 80\% V_x = 3165.86 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$
 $V_{y \text{ dyn}} = 4109.47 > 80\% V_y = 2618.88 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$

Conclusion

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales est inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V

VI-6) Caractéristiques géométriques de la Structure :

1. Le centre de masse et le centre de torsion pour chaque niveau :

$$\left. \begin{aligned} |C_{Mxx} - C_{Rxx}| &\leq 5\%L_x \\ \text{RPA99 modifié 2003 (art 4.2.7)} \\ |C_{Myy} - C_{Ryy}| &\leq 5\%L_y \end{aligned} \right\}$$

Etage	Masse		Centre de masse		Centre de torsion		Excentricité		Excentricité accidentelle Ex=EY
	X	Y	X	Y	X	Y	ex	ey	
RDC	480,2366	480,2366	15,925	7,881	15,923	7,73	0,002	0,151	1.60
ÉTAGE1	474,4946	474,4946	15,925	7,784	15,924	7,832	0,001	-0,048	
ÉTAGE2	468,0589	468,0589	15,925	7,791	15,924	7,817	0,001	-0,026	
ÉTAGE3	462,6652	462,6652	15,925	7,797	15,924	7,776	0,001	0,021	
ÉTAGE4	462,6652	462,6652	15,925	7,797	15,924	7,733	0,001	0,064	
ÉTAGE5	462,6652	462,6652	15,925	7,797	15,924	7,696	0,001	0,101	
ÉTAGE6	457,0876	457,0876	15,925	7,804	15,924	7,666	0,001	0,138	
ÉTAGE7	452,5521	452,5521	15,925	7,809	15,924	7,644	0,001	0,165	
ÉTAGE8	452,5521	452,5521	15,925	7,809	15,924	7,628	0,001	0,181	
ÉTAGE9	431,2532	431,2532	15,925	7,793	15,924	7,618	0,001	0,175	
Condition vérifié									

Centre de torsion et centre de masse de la structure.

➤ L'excentricité :

Pour toutes les structures comprenant des planchers ou diaphragmes horizontaux rigides dans leur plan, on supposera qu'à chaque direction, la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs :

- ✓ 5 % de la plus grande dimension du bâtiment à ce niveau (cette excentricité doit être prise de part et d'autre du centre de torsion).
- ✓ Excentricité théorique résultant des plans.

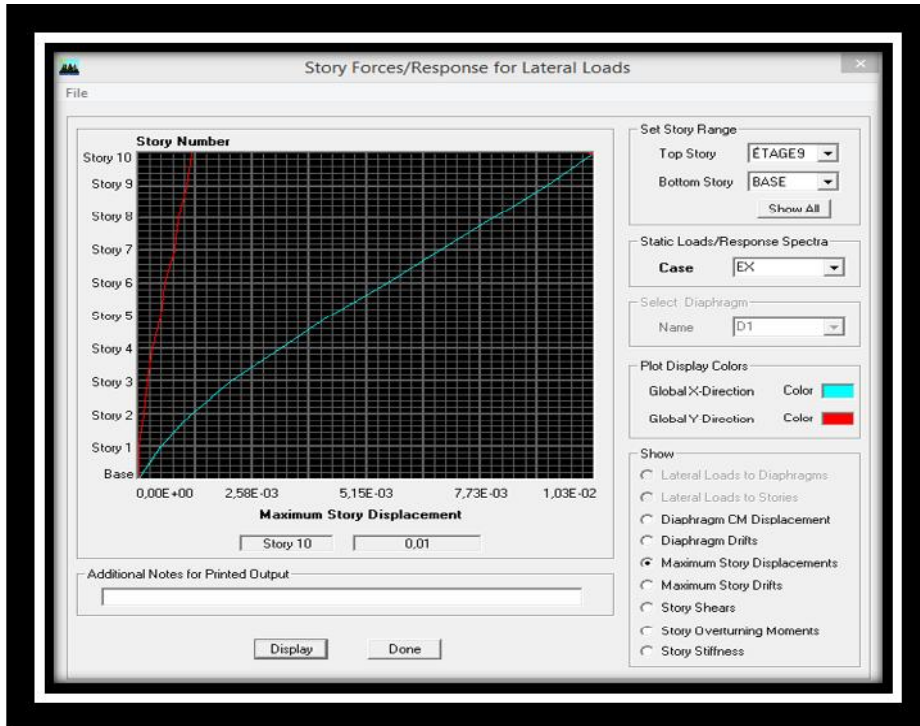
a) Excentricité accidentelle : (RPA 2003 Art 4.2.7)

Le RPA dicte que : $e_x = 0.05 \times 32.15 = 1.60 \text{ m}$

2. Vérification des déplacements

1- Déplacement maximal :

❖ Sens transversal :



Vérification des déplacements selon E_x .

On doit vérifier que le déplacement maximal que subit la structure vérifie la formule

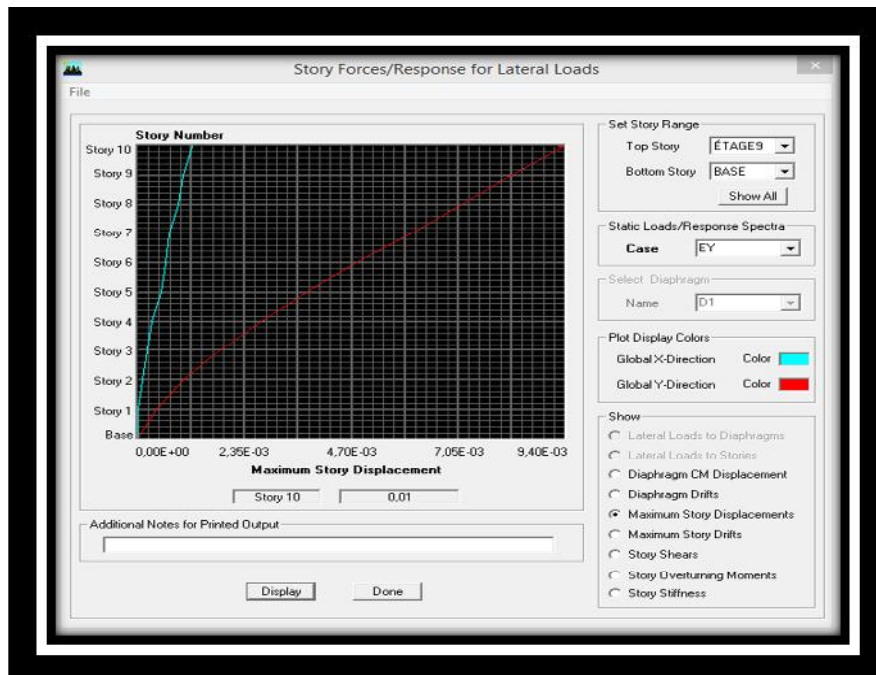
$$\text{suivante : } \delta_{\max} \leq f = \frac{Ht}{500}$$

f : La flèche admissible.

Ht: La hauteur totale du bâtiment.

$$\delta_{\max} = 0.01 \leq f = \frac{Ht}{500} = \frac{31.62}{500} = 0.063 \dots \dots \dots \text{Condition vérifié}$$

❖ Sens longitudinal :



Vérification des déplacements selon E_y.

On doit vérifier que le déplacement maximal que subit la structure vérifie la formule

$$\text{suivante : } \delta_{\max} \leq f = \frac{Ht}{500}$$

f : La flèche admissible.

Ht: La hauteur totale du bâtiment.

$$\delta_{\max} = 0.01 \leq f = \frac{Ht}{500} = \frac{31.62}{500} = 0.063 \dots \dots \dots \text{Condition vérifié}$$

2) Calcul des déplacements relatifs (Art 4-4-3 RPA)..... [2]

- Le déplacement horizontal à chaque niveau « k » de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R \delta_{ek} \quad \text{et} \quad \delta_{ek} = \frac{T_k}{R_{jk}}$$

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques F_i.

R : Coefficient de comportement

- Le déplacement relatif au niveau «k» par rapport au niveau « k+1» est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

• Justification vis-à-vis des déformations

D’après le RPA Art 5-10...[1], les déplacements latéraux d’un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l’étage.

$$\Delta_k = \Delta_k \leq 0.01 h_e$$

Remarque : On ne va pas introduit la valeur de coefficient de comportement R lors de calcul des déplacements car elle est déjà introduite dans le logiciel lorsqu'on a fait la modélisation (on a spécifié le type de contreventement dans le spectre de réponse).

-Les résultats sont donnés par les tableaux suivants :

Story	$\delta_x (m)$	$\delta_y (m)$	$\Delta_x (m)$	$\Delta_y (m)$	$1\%xh (m)$	Obs
ÉTAGE9	0,0154	0,011	0,0017	0,0013	0,0306	<i>vérifiée</i>
ÉTAGE8	0,0137	0,0097	0,0017	0,0013	0,0306	<i>vérifiée</i>
ÉTAGE7	0,012	0,0084	0,0019	0,0014	0,0306	<i>vérifiée</i>
ÉTAGE6	0,0101	0,007	0,0018	0,0013	0,0306	<i>vérifiée</i>
ÉTAGE5	0,0083	0,0057	0,0018	0,0013	0,0306	<i>vérifiée</i>
ÉTAGE4	0,0065	0,0044	0,0018	0,0012	0,0306	<i>vérifiée</i>
ÉTAGE3	0,0047	0,0032	0,0016	0,0011	0,0306	<i>vérifiée</i>
ÉTAGE2	0,0031	0,0021	0,0013	0,0009	0,0306	<i>vérifiée</i>
ÉTAGE1	0,0018	0,0012	0,0011	0,0007	0,0306	<i>vérifiée</i>
RDC	0,0007	0,0005	0,0007	0,0005	0,0408	<i>vérifiée</i>

3. Vérification de l'effet P-Delta

Les effets du 2^o ordre (ou effet P- Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite pour tous les niveaux :

$$\theta_K = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_K}$$

D'où : $\theta_K \leq 0,1 \Rightarrow$ effet P-Delta peut être négligé

Si non :

$0,1 < \theta_K \leq 0,2 \Rightarrow$ Amplifiant les effets de l'action sismique par $1/(1-\theta_K)$

$\theta_K \geq 0,2 \Rightarrow$ Structure instable et doit être redimensionnée.

Avec : $P_K = \sum_{i=k}^n (W_{gi} + W_{qi})$

- P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau k.
- V_k : effort tranchant d'étage au niveau k.
- Δ_k : déplacement relatif du niveau K par rapport au niveau K-1.
- h_k : hauteur de l'étage K.

- Tableau récapitulatif de l'effet de second ordre (ou effet P- Δ)

$$\theta = Pk \Delta k / V_k.h_k \leq 0.10$$

Niv	P(KN)	Sens x-x				Sens y-y			
		Δ _K (cm)	V _K	h _{kx}	θ _X	Δ _K (cm)	V _K	h _{ky}	θ _Y
1	4802.366	0,0007	3788.43	4.08	0.0002	0,0005	4199.47	4.08	0.0001
2	4744.946	0,0011	3701.59	3.06	0.0004	0,0007	4102.01	3.06	0.0002
3	4680.589	0,0013	3560.16	3.06	0.0005	0,0009	3940.83	3.06	0.0003
4	4626.652	0,0016	3367.06	3.06	0.0007	0,0011	3724.29	3.06	0.0004
5	4626.652	0,0018	3119.17	3.06	0.0008	0,0012	3455.36	3.06	0.0005
6	4626.652	0,0018	2809.72	3.06	0.0009	0,0013	3128.85	3.06	0.0006
7	4570.876	0,0018	2433.82	3.06	0.0011	0,0013	2737.38	3.06	0.0007
8	4525.521	0,0019	1991.78	3.06	0.0014	0,0014	2275.89	3.06	0.0009
9	4525.521	0,0017	1472.88	3.06	0.0017	0,0013	1720.89	3.06	0.0011
10	4312.532	0,0017	834.74	3.06	0.0028	0,0013	1018.08	3.06	0.0015
<i>Condition vérifié</i>									

Les effets du second ordre peuvent être négligés

❖ **Conclusion**

D'après les résultats obtenus si dessus les exigences du RPA sont observées :

- On considérer dans les calculs le 9^{ème} mode
- La période fondamentale est vérifiée.
- L'effort tranchant à la base est vérifié
- Les déplacements relatifs et le déplacement maximal sont vérifiés.
- L'excentricité est vérifiée.
- L'effet P-Delta est vérifié

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

Chapitre VII:

Ferraillage des
éléments

VII-1) Ferraillage des poteaux :

VII-1-1) Introduction :

Le calcul se fera en **flexion composée** sous les combinaisons les plus défavorables en tenant compte des combinaisons suivantes :

- 1,35G+1,5Q → à l'ELU.
- G+Q → à l'ELS
- G+Q+E → RPA99 révisé 2003
- 0,8G ± E → RPA99 révisé 2003

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.

Situation	Béton			Acier (TYPE 1 FeF40)		
	γ_b	F_{c28} (Mpa)	f_{bu} (MPa)	γ_s	Fe (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1,5	25	14,167	1,15	400	348
Accidentelle	1,15	25	18.48	1	400	400

VII-1-2) Recommandation du RPA 2003 :

A) Armature longitudinales :

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets,

- Le diamètre minimal est de **12 mm**,
- La longueur minimale de recouvrement est de 40ϕ (zone IIa),
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser **25 cm**.
- Pour tenir compte de la réversibilité du séisme, les poteaux doivent être ferraillés symétriquement.
- Les pourcentages d'armatures recommandés par rapport à la section du béton sont :

- **Pourcentage minimal :**

Le pourcentage minimal d'aciers dans notre cas est de **0.8 %** de la section du béton :

Du RDC étage au 2^{ème} : $A_{min} = 0.008 \times (40 \times 40) = 12.8 \text{cm}^2$

Du 3^{ème} étage au 6^{ème} étage : $A_{\min} = 0.008 \times (35 \times 35) = 9.8 \text{ cm}^2$

Du 7^{ème} étage au 9^{ème} étage : $A_{\min} = 0.008 \times (30 \times 30) = 7.2 \text{ cm}^2$

- Le pourcentage maximal :

Du RDC étage au 2^{ème} :

En zone courante : $A_{\max} = 0.04 \times (40 \times 40) = 64 \text{ cm}^2$

En zone de recouvrement : $A_{\max} = 0.06 \times (40 \times 40) = 96 \text{ cm}^2$

Du 3^{ème} étage au 6^{ème} étage:

En zone courante : $A_{\max} = 0.04 \times (35 \times 35) = 49 \text{ cm}^2$

En zone de recouvrement : $A_{\max} = 0.06 \times (35 \times 35) = 73.5 \text{ cm}^2$

Du 7^{ème} étage au 9^{ème} étage:

En zone courante : $A_{\max} = 0.04 \times (30 \times 30) = 36 \text{ cm}^2$

En zone de recouvrement : $A_{\max} = 0.06 \times (30 \times 30) = 54 \text{ cm}^2$

B) Armature transversale : (art7.4.2.2 RPA 99 modifié 2003)

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h_l \cdot f_e}$$

Avec :

V_u : Effort tranchant de calcul.

h_l : Hauteur de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique des armatures transversales.

ρ_a : Coefficient correcteur.

$$\rho_a = \begin{cases} 2.5 & \text{Si } \lambda_g \geq 5 \\ 3.75 & \text{Si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

- L'espacement (S_t) des armatures est donné par :

$$S_t \leq \min(15 \text{ cm} ; 10 \varphi_l) \text{ en zone nodale.}$$

$$S_t \leq 15 \varphi_l \text{ en zone courante.}$$

Où : φ_l est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- La quantité d'armatures transversales est donnée comme suite :

• Si $\lambda_g \geq 5 \Rightarrow A_{\min} = 0,3 \times b_0 \times S_t$

• Si $\lambda_g \leq 3 \Rightarrow A_{\min} = 0,8 \times b_0 \times S_t$

- Si $3 \leq \lambda_g \Rightarrow A_{min} = L$ l'interpolation entre les valeurs limites précédentes.

Avec :

λ_g : élancement géométrique du poteau.

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

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

l_f : Longueur de flambement du poteau ; qui égal dans cas $0,7l_0$

- Les cadres et les étriers doivent être fermés par un crochet à 350° ayant une longueur 10ϕ minimale.

➤ **Conventions:**

Efforts normaux :

$N > 0$: compression

$N < 0$: traction

VII-1-3) Calcul des armatures à L'ELU :

a) Section partiellement comprimée (S.P.C) :

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

- Le centre de pression se trouve à l'extérieur de segment limité par les armatures (\forall l'effort normal appliqué, effort 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 de segment limité par les armatures et l'effort normal appliqué est de compression, et la condition suivante est vérifiée :

$$N_u(d - c') - M_f \geq (0.337h - 0.81c') \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{bc}$$

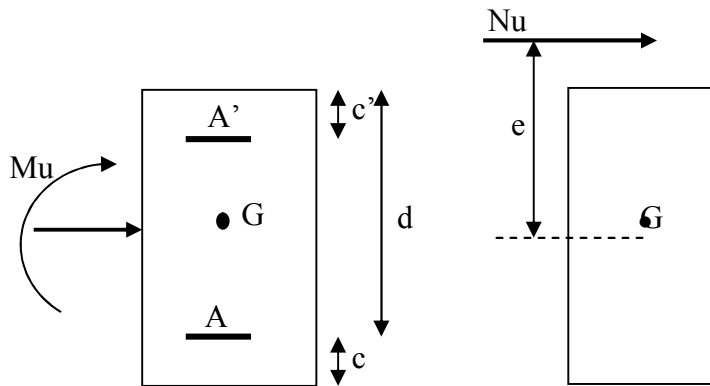
Avec :

$$g = e + \left(\frac{h}{2} - c' \right) \quad \text{Si } (N) \text{ étant un effort de compression}$$

$$g = e - \left(\frac{h}{2} - c' \right) \quad \text{Si } (N) \text{ étant un effort de traction.}$$

- Détermination des armatures :
- Calcul du moment fictif :

$$M_f = M + N_u \left(\frac{h}{2} - c' \right) = N \times g$$



- Calcul du moment réduit :

$$\mu_f = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$

Si $\mu_f \leq \mu_l = 0.392 \Rightarrow$ SSA ($A'=0$)

- Armatures fictives :

$$A_f = \frac{M_f}{\beta_f \cdot d \cdot \sigma_{st}}$$

- Armatures réelles

$$A = A_f \pm \frac{N}{\sigma_{st}} \left\{ \begin{array}{l} (-) \text{ si } N : \text{ effort de compression.} \\ (+) \text{ si } N : \text{ effort de traction.} \end{array} \right.$$

Si $\mu_f > \mu_l = 0.392 \Rightarrow$ la section est doublement armée ($A' \neq 0$)

- Armatures en flexion simple :

$$M_l = \mu_l \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{bc}$$

$$\Delta M = M_f - M_l$$

$$A_f = \frac{M_f}{\beta_f \cdot d \cdot \sigma_{st}} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_{st}}$$

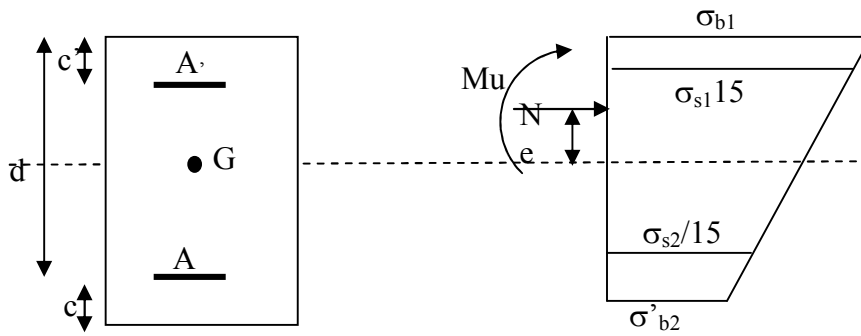
$$A_f = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_{st}}$$

- Armatures en flexion composée :

$$A = A_f$$

$$A = A_f \pm \frac{N_u}{\sigma_{st}}$$

b) Section entièrement comprimé (S.E.C) :



La section est entièrement comprimée si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} < \left(\frac{h}{2} - c' \right)$$

- Le centre de pression est situé dans la zone délimitée par les armatures.
- N : effort de compression.
- et la condition suivante est vérifiée :

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

➤ Détermination des armatures :

1^{er} cas: $N_u(d - c') - M_f > (0.5h - c') \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}$ S.D.A

$$A' = \frac{M_f - b \cdot h \cdot f_{bc}(d - 0.5h)}{\sigma_{st}(d - c')}$$

$$A = \frac{N_u - b \cdot h \cdot f_{bc}}{\sigma_{bc}} - A'$$

A' : Armatures comprimées

A : Armatures tendues.

2^{er} cas: $N_u(d - c') - M_f < (0.5h - c') \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}$ S.S.A

$$A' = \frac{N_u - \psi \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{\sigma_{st}}$$

$$A = 0$$

$$\psi = \frac{0.357 + \frac{N_u(d - c') - M_f}{b \cdot h^2 \cdot f_{bc}}}{0.857 - \frac{c'}{h}}$$

$$\varepsilon_s = 2 + \left(3.437 - 8.437 \frac{c'}{h} \right) \sqrt{1 - \psi}$$

$$\varepsilon_s \quad \varepsilon_e \Rightarrow \sigma_{st} = \frac{f_e}{\delta_s}$$

Tel que : $e = \frac{f_e}{\gamma_s \cdot E_s}$

c) Section entièrement tendu (S.E.T) :

$$A = \frac{N \cdot a}{\sigma(d - c')} = \frac{N \cdot a}{\sigma_{s1} \cdot Z} ; \quad A' = \frac{N}{\sigma_{s2}} - A$$

➤ Compression pur (centrée) :

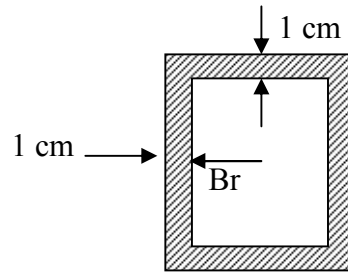
$$e = \frac{M}{N} = 0$$

Le calcul se fait à l'état limite ultime de stabilité de forme à l'état limite ultime de résistance.

➤ Calcul des armatures : (BAEL91/art B.8.4.1) :

$$N_u \leq \alpha \left(\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0.9 \cdot \gamma_b} + A_s \cdot \sigma_s \right)$$

B_r : Représentation l'aire obtenue en déduisant de la section droite du poteau 1cm de tout son périphérique.



A_s : Section d'armature

$$A_s \geq \left(\frac{N_u}{\alpha} - \frac{B_r \cdot f_{c28}}{0.9 \cdot \gamma_b} \right) \cdot \frac{1}{\sigma_{sc}}$$

Si plus de 1/2 des charges sont appliquées avant 90 jours " α " doit être divisé par 1,1

N_u : Effort normal donné par la combinaison la plus défavorable.

VII-1-4) Vérification à l'ELS :

- Si $\frac{M_{ser}}{N_{ser}} \leq h/6 \Rightarrow$ La section est entièrement comprimée.
- Si $\frac{M_{ser}}{N_{ser}} \geq h/6 \Rightarrow$ La section est partiellement comprimée.

Avec : M_{ser} : est le moment de flexion à l'ELS.

N_{ser} : est l'effort normal à l'ELS.

$$B_0 = b \cdot h + 15(A + A') \Rightarrow \text{Section total homogène.}$$

V_2 : Distance de l'axe neutre à la fibre la plus tendue.

$$\begin{cases} V_1 = \frac{1}{B_0} \left[\frac{b \cdot h^2}{2} + 15(A \cdot c' + A' \cdot d) \right] \\ V_2 = h - V_1 \end{cases}$$

I_0 = moment d'inertie de la section homogène.

$$I_0 = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15[A \cdot (V_1 - c)^2 + A' \cdot (V_2 - c')^2]$$

On doit vérifier que :

a) Section entièrement comprimée S.E.C :

a-1) Calcul des contraintes dans le béton :

$$\sigma_b^1 = \frac{N}{B_0} + M_{ser} \cdot \frac{V_1}{I_0} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \cdot f_{c28} = 15 \text{MPa}$$

$$\sigma_b^2 = \frac{N}{B_0} + M_{ser} \cdot \frac{V_2}{I_0} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \cdot f_{c28} = 15 \text{MPa}$$

b) Section partiellement comprimée S.P.C :

$$\sigma_{bc} = K \cdot y_{ser} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \cdot K \cdot (d - y_{ser}) \leq \overline{\sigma_{st}} = 348 \text{MPa}$$

$$\text{Avec } K = \frac{N_{ser}}{S} ; S = \frac{b}{2} \cdot y_{ser} + 15[A' \cdot (y_{ser} - c') - A \cdot (d - y_{ser})]$$

$$y_{ser} = y_c + c ; c = d - e_a ; e_a = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + \left(d - \frac{d}{2} \right)$$

y_c = Sera obtenu par résolution de l'équation :

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

$$p = -3 \cdot c^3 - \frac{90 \cdot A'}{b} (c - c') + \frac{90 \cdot A}{B} \cdot (d - c)^2$$

$$q = -2 \cdot c^3 - \frac{90 \cdot A'}{b} (c - c') + \frac{90 \cdot A}{B} \cdot (d - c)^2$$

La solution de l'équation du 3^{ème} degré :

$$\Delta = q^2 + \frac{4 \cdot p^3}{27}$$

$$\text{Si } \Delta \geq 0 : t = 0.5 \cdot (\sqrt{\Delta} - q) ; u = \sqrt[3]{t} ; y = u - \frac{p}{3 \cdot u}$$

$$\text{Si } \Delta < 0 \Rightarrow \begin{cases} \cos \rho = \frac{3 \cdot q}{2 \cdot p} \cdot \sqrt{\frac{-3}{p}} \\ \rho = 2 \cdot \sqrt{\frac{-p}{3}} \end{cases}$$

- Choisir une solution parmi les trois solutions

$$y_1 = a \cdot \cos\left(\frac{\rho}{3}\right) ; y_2 = a \cdot \cos\left(\frac{\rho}{3} + 120^\circ\right) \text{ et } y_3 = a \cdot \cos\left(\frac{\rho}{3} + 240^\circ\right)$$

Les calculs des différentes sections d'armature dans les poteaux a ELU sont résumés dans les tableaux suivants :

Zone	Effort Normal (KN)	Moment (KN.m)	Section b×h (Cm ²)	Obs.	A _s ' (Cm ²)	A _s (Cm ²)	A _{min} (Cm ²)	A _{adopt} (Cm ²)	Choix des barres
Zone I = (RDC+1 +2 ^{ème} étage)	N _{max} =-1525.73	M _{cor} =10.423	40*40	SEC	0	0	12.8	16.08	8HA16
	N _{min} =775.34	M _{cor} =-1.086		SEC	0	0			
	N _{cor} =-703.4	M _{max} =39.584		SEC	0	0			
Zone II = (3+4+5+ 6 ^{ème} étage)	N _{max} =-1035.45	M _{cor} =5.06	35*35	SEC	0	0	9.8	14.20	4HA16+4HA14
	N _{min} =283.61	M _{cor} =0.816		SEC	0	0			
	N _{cor} =43.006	M _{max} = -106.26		SPC	0	2.46			
Zone III= (7+8+9 ^{ème} étage)	N _{max} =-414.72	M _{cor} =-2.765	30*30	SEC	0	0	7.2	12.32	8HA14
	N _{min} =20.85	M _{cor} =0.311		SEC	0	0			
	N _{cor} =-42.3	M _{max} =33.942		SPC	0	3.12			

Vérification a L'ELS :

Niv	Vérification des contraintes a L'ELS													
	Section	Sollicitation	Ns (KN)	Ms (KN.m)	e (cm)	h/6 cm	Nature	σ_{bs} MPa	σ_{bi} MPa	$\bar{\sigma}_b$ MPa	σ_{ss} MPa	σ_{si} MPa	$\bar{\sigma}_s$ MPa	Obs
Zone III 7,8et9	30*30	Mmax	-57.85	21.588	37.31	5	S.P.C	7.63	0.00	15	0.00	-194.9	348	C.V
		Nmin	-8.25	0.556	67.39		S.P.C	0.22	0.00		3.01	-0.38		C.V
		Nmax	-301.16	-1.862	0.61		S.E.C	3.76	2.93		0.00	0.00		C.V
Zone II 3,4,5et6	35*35	Mmax	-196.51	24.404	12.41	5.83	S.P.C	5.84	0.00	15	0.00	-53.5	348	C.V
		Nmin	-68.42	9.451	13.81		S.P.C	1.8	0.00		24.4	-16		C.V
		Nmax	-750.08	3.825	0.50		S.E.C	6.66	5.59		0.00	0.00		C.V
Zone I RDC,1et2	40*40	Mmax	-1006.67	21.654	2.15	6.66	S.E.C	8.32	4.26	15	0.00	0.00	348	C.V
		Nmin	-11.96	-2.875	24.03		S.P.C	0.27	0.00		3.69	-3.23		C.V
		Nmax	-1105.47	-7.547	0.68		S.E.C	7.62	6.2		0.00	0.00		C.V

Vérification des contraintes dans les poteaux a l'ELS

VII-5) Armatures transversales

Les armatures transversales sont disposées de manière à empêcher tout mouvement des aciers longitudinaux vers les parois du poteau, leur but essentiel :

- Reprendre les efforts tranchant sollicitant les poteaux aux cisaillements.
- Empêcher le déplacement transversal du béton.

1- Diamètre des aciers

$$\Phi_t \geq \frac{\Phi_l^{\max}}{3} \rightarrow \Phi_t \geq \frac{16}{3} = 5.33 \text{ mm}, \text{ soit } \Phi_t = 8 \text{ mm}$$

Soit deux cadres de HA 8 = $A_t = 2.01 \text{ cm}^2$

2- Espacement des armatures

♦ Selon le BAEL 91

Art A.1.3

$$S_t \leq \min\{15\phi_t^{\min}; 40 \text{ cm}; (a + 10) \text{ cm}\}$$

$$S_t \leq \min\{15 \times 1.2; 40 \text{ cm}; (40 + 10) \text{ cm}\}$$

$$S_t \leq 18 \text{ cm}$$

♦ Selon le RPA99 version 2003

Art 7.4.2.2

La valeur maximale de l'espacement des armatures transversales est fixée comme suit :

Dans la zone nodale :

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

Dans la zone courante :

$$S_t \leq 15\phi_l$$

$$S_t \leq 15 \times 1.2$$

Conclusion :

On adopte :

$$S_t = 8 \text{ cm en zone nodale}$$

$$S_t = 15 \text{ cm en zone courante}$$

3- Longueurs de recouvrement

Pour les barres de 16 mm $\implies L_r = 40 \Phi_l = 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm}$

4- Vérification de la quantité d'armatures transversales :

La quantité minimale d'armatures transversales est donnée comme suite :

$$\text{Si } \lambda_g \geq 5 : A_t^{\min} = 0.3\% S_t \cdot b$$

$$\text{Si } \lambda_g \leq 3 : A_t^{\min} = 0.8\% S_t \cdot b$$

Si $3 < \lambda_g < 5$: interpoler entre les valeurs limites précédentes

b : dimensions de la section droite du poteau dans la direction considérée.

λ_g : Elancement géométrique du poteau

$$\lambda_g = \frac{l_f}{b}, \quad l_f = 0.7 h_e$$

Pour le cas le plus défavorable :

$$l_f = 0.7 \times 4.08 = 2.856 \text{ m}$$

$$\Rightarrow \lambda_g = \frac{2.856}{0,5} = 5.712 > 5$$

En zone nodale (St = 10cm) :

_ Poteau de (30×30)cm²At = 0.3%×St×b = 0.003 × 8 × 30 = 0.72 cm²<Aadop

_ Poteau de (35×35)cm² At = 0.3%×St×b = 0.003 × 8 × 35 = 0.84cm²<Aadop

_ Poteau de (40×40)cm²At = 0.3%×St×b = 0.003 × 8 × 40 = 0.96 cm²<Aadop

_ En zone courante (St = 15cm):

_ Poteau de (30×30)cm²At = 0.3%×St×b = 0.003 × 15 × 30 = 1.35 cm²<Aadop

_ Poteau de (35×35)cm² At = 0.3%×St×b = 0.003 × 15×35 = 1.575 cm²<Aadop

_ Poteau de (40×40)cm²At = 0.3%×St×b = 0.003 × 15×40 = 1.80 cm²<Aadop

Conclusion : les armatures transversales des poteaux seront composées d'un cadres HA8 et d'un losang HA8 pour tous les poteaux At= 2.01 cm²

5- Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_b = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \tau_{bu} = \rho_b \cdot f_{c28}$$

$$\rho_b = \begin{cases} 0.075 & \text{Si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 & \text{Si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Avec : $\begin{cases} f_{c28} = 25 \text{ MPa} \\ \lambda_g = 5.712 > 5 \end{cases} \Rightarrow \rho_b = 0.075$

$$\tau_{bu} = 0.075 \times 25 = 1.875 \text{ MPa}$$

- **Poteaux (40 x 40)**

Sens X : $\tau_b = \frac{25.83 \times 10^3}{400 \times 380} = 0,169 \text{ MPa} \leq \tau_{bu} = 1.875 \text{ MPa}$

- **Poteaux (35 x 35)**

Sens X : $\tau_b = \frac{23.71 \times 10^3}{350 \times 330} = 0,205 \text{ MPa} \leq \tau_{bu} = 1.875 \text{ MPa}$

- **Poteaux (30 x 30)**

$$\text{Sens X : } \tau_b = \frac{25.71 \times 10^3}{300 \times 280} = 0,306 \text{MPa} \leq \tau_{bu} = 1.875 \text{MPa}$$

Conclusion :

Après tous calculs fait et vérifications faites, le ferrailage final adopté pour les poteaux est comme suit :

Niveaux	Section (cm ²)	A (cm ²)	A adopté
Zone I (RDC,1et2)	40x40	12.8	8HA16 = 16.08
Zone II (3, 4,5et6)	35x35	9.8	4HA16+4HA14 = 14.20
Zone III (7,8et9)	30x30	7.2	4HA14+4HA14 = 12.32

6-Condition de non fragilité

La sollicitation provoquant la fissuration du béton de la section supposée non armée et non fissurée doit entrainer dans les aciers tendus de la section réelle une contrainte au plus égale à la limite élastique **f_e**.

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{\text{adopté}} > A_{\text{min}} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} \left(\frac{e_s - 0.455 d}{e_s - 0.185 d} \right)$$

Poteaux (40x40) :

Combinaison	N _s (kN)	M ₂ (kN.m)	e _s (cm)	A _{s min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)
N _{max} → M ₂	1105.47	7.547	0.68	0.17	16.08

Poteaux (35x35) :

Combinaison	N _s (kN)	M ₂ (kN.m)	e _s (cm)	A _{s min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)
N _{max} → M ₂	750.08	3.825	0.50	0.12	14.20

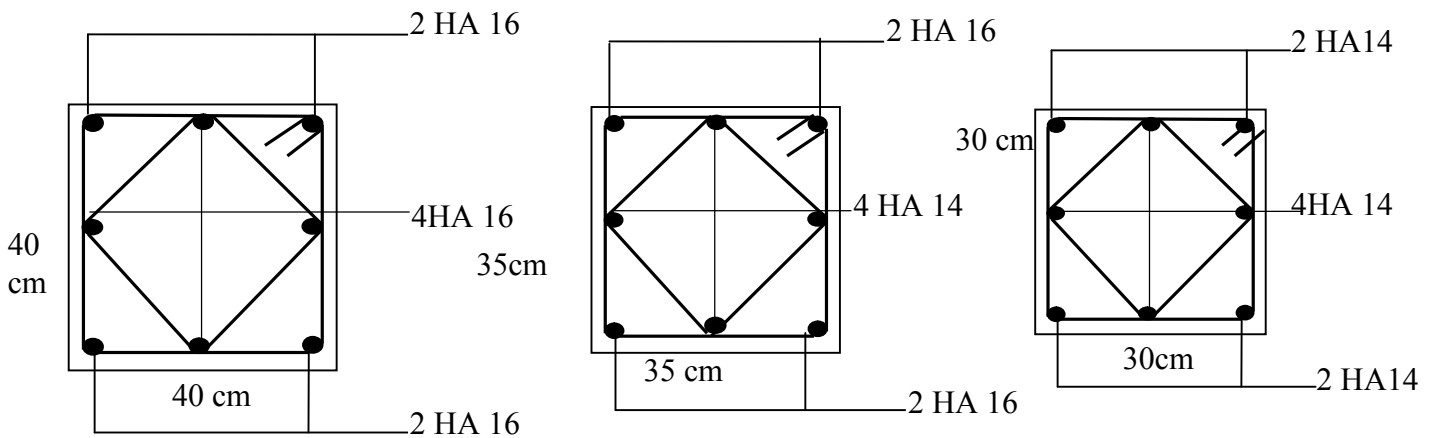
Poteaux (30x30):

Combinaison	N_s (kN)	M_2 (kN.m)	e_s (cm)	$A_{s\ min}$ (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²)
$N_{\max} \rightarrow M_2$	301.16	1.862	0.61	0.10	10.68

Conclusion

Toutes les conditions à l'ELS sont vérifiées.

Le ferrailage adopté est comme suit :



❖ RDC, 1^{er} et 2^{ème} étage
Zone I

❖ Du 3^{ème} au 6^{ème} étage
Zone II

❖ 7^{ème}, 8^{ème} et 9^{ème} étage
Zone III

VII-2) Ferrailage des poutres

Introduction

Les poutres sont des éléments non exposée aux intempéries et sollicitées par des moments de flexion et des efforts tranchants. Donc le calcul se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables en considérant la fissuration comme étant peu nuisible

➤ **Les combinaisons de calcul**

Ils sont ferrailés en flexion simple sous les combinaisons de charge les plus défavorables, et vérifiées à L'ELS. Les sollicitations maximales sont déterminées par les combinaisons suivantes :

- * $1,35G+1,5Q$ à l'ELU
- * $G+Q$à l'ELS
- * $G+Q\pm E$RPA 99 révisé 2003
- * $0,8G\pm E$RPA 99 révisé 2003

➤ **Recommandations du RPA**❖ **Pourcentage total minimum**

$$A_{\min} = 0.5 \% (b \times h), \text{ en toute section.}$$

Poutres principales

$$\text{PP (30x40): } A_{\min} = 6,00 \text{ cm}^2$$

Poutres secondaires

$$\text{PS (30x35): } A_{\min} = 5,25 \text{ cm}^2$$

➤ **Pourcentage total maximum**

$$A_{\max} = 4\% (b \times h) \rightarrow \text{En zone courante,}$$

$$A_{\max} = 6\% (b \times h) \rightarrow \text{En zone de recouvrement.}$$

• **Poutres principales PP**

$$\text{- Zone courante : } A_{\max} = 48 \text{ cm}^2,$$

$$\text{- Zone de recouvrement : } A_{\max} = 72 \text{ cm}^2.$$

• **Poutres secondaires PS**

$$\text{- Zone courante : } A_{\max} = 42 \text{ cm}^2,$$

$$\text{- Zone de recouvrement : } A_{\max} = 63 \text{ cm}^2.$$

Tableau VII-2 : Pourcentage des armatures longitudinales :

	Pourcentage maximum		Pourcentage minimum
	Zone courante	Zone de recouvrement	
Poutre principale (Cm ²)	48	72	6
Poutre secondaire (Cm ²)	42	63	5.25

VII-2-1) Etapes de calcul de ferrailage

1) Calcul du moment réduit « μ »

$$\mu = \frac{M}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

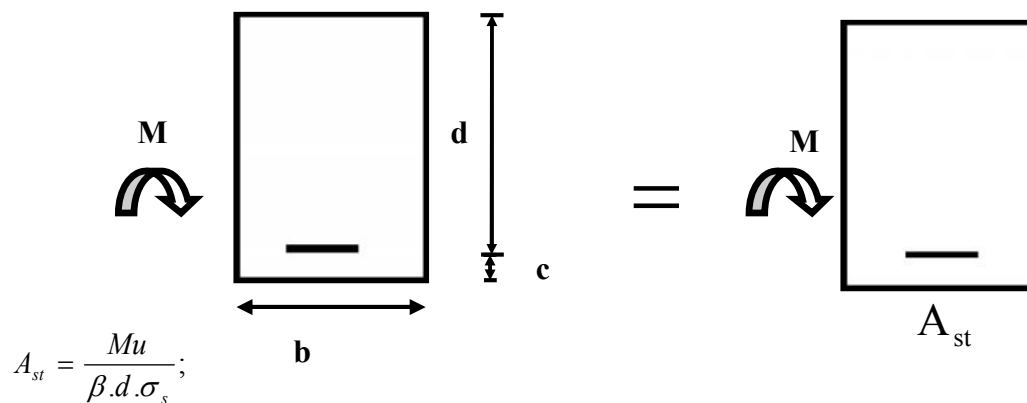
2) Calcul du moment réduit limite « μ_1 »

Le moment réduit limite μ_1 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_1 » :

➤ **1er cas :** $\mu \leq \mu_1$ Section simplement armée (SSA)

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $A_{sc} = 0$.



FigVII-1: Disposition des armatures tendus S.S.A

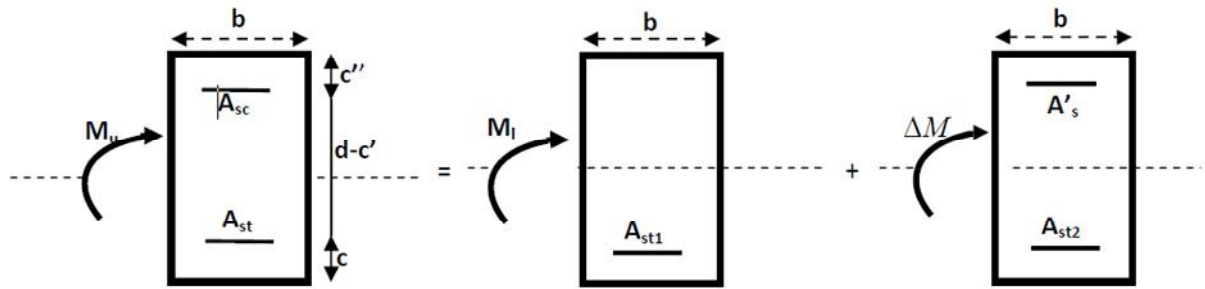
A_{st} : section d'acier tendue.

d : la distance entre la fibre extrême comprimée et les aciers tendues.

2^{ème} cas :

$\mu > \mu_1$ —————> section doublement armée (SDA)

La section réelle est considérée comme équivalente à la somme des deux sections fictives.



$$A_{st} = A_{st1} + A_{st2} = \frac{M_L}{\beta_L \times d \times \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$$

$$A_{sc} = \frac{\Delta M}{(d - c') \times \sigma_s}$$

Fig. VII-2: Disposition des armatures SDA

VII-2-2) Ferraillage des poutres

Après avoir extrait les moments, nous avons ferraillé comme suit on prend les moments max soit aux appuis ou bien en travée et adopte leur ferraillage.

Nota

En raison des coefficients de sécurité qui diffèrent, une distinction sera faite entre les moments à l'ELU et ceux des combinaisons accidentelles.

M_{elu} : Moment max à l'ELU

M_a : Moment max du aux combinaisons accidentelles.

VII-2-2-1) Etudes des poutres principales (30x40)

Ces poutres supportent de faibles charges verticales et sont sollicitées principalement par les forces horizontales. Dans ce cas le RPA exige des **armatures symétriques** avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.

Tableau 1 : Ferraillage des poutres principales en travée(ELU) :

Ferraillage en travée des poutres principales à l'ELU (30x40)							
Zone	M_{max} (KN.m)	μ	Obs.	β	A_t (cm ²)	Ferraillage	A_a adoptée (cm ²)
I	45.219	0.074	SSA	0.962	3.55	3HA14	4.62
II	44.879	0.072	SSA	0.963	3.52	3HA14	4.62
III	49.655	0.080	SSA	0.958	3.91	3HA14	4.62

Tableau 2: Ferraillage des poutres principales aux appuis :

Ferraillage aux appuis des poutres principales (30x40)							
Zone	M _{max} (KN.m)	μ	Obs.	β	A _a (cm ²)	Ferraillage	A _a adoptée (cm ²)
I	88.042	0.144	SSA	0.922	7.22	3HA14+3HA14	9.24
II	105.065	0.170	SSA	0.906	8.76	3HA14+3HA14	9.24
III	104.189	0.168	SSA	0.907	8.68	3HA14+3HA14	9.24

Tableau 3: Ferraillage Total des poutres principales :

Zone	M _a KN.m	M _t KN.m	A _a Cm ²	A _t Cm ²	A _{total} Cm ²	A _{min} Cm ²	Ferraillage
I	88.042	45.219	7.22	3.55	10.77	6.00	3HA14+3HA14 (appuis) + 3HA14 (travée)
II	105.065	44.879	8.76	3.52	12.28	6.00	3HA14+3HA14 (appuis) + 3HA14 (travée)
III	104.189	49.655	8.68	3.91	12.59	6.00	3HA14+3HA14 (appuis) + 3HA14 (travée)

Conclusion

Les poutres principales seront ferraillées comme suit

Du RDC au 9^{ème} étage

Lit inférieur : 3HA14 filantes

Lit supérieur : 3HA14 filantes +3HA14 en chapeaux

Vérifications des sections minimales pour les poutres principales

❖ **Condition de non fragilité : (Art A.4.2 /BAEL91)..... [2]**

La section minimale des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

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

$$A_{min} = \frac{0,23.b.d.f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 30 \times 38 \times 2,1}{400} = 1,38 \text{cm}^2 \longrightarrow A_s > A_{min}$$

❖ **Exigences du RPA pour les aciers longitudinaux (Art7.5.2.1/RPA2003)...[2]**

Le **pourcentage total minimum** des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de **0,5%** en toute section.

$$A_{\min} = 0.5 \% (b \times h) = 0,005 \times 30 \times 40 = 6,00 \text{ cm}^2$$

Conclusion

La section minimale adoptée, elle est supérieure aux sections minimales exigées par les règlements.

VII-2-2-2) Etudes des poutres secondaires :

Ces poutres supportent de faibles charges verticales et sont sollicitées principalement par les forces sismiques, dans ce cas le RPA exige des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.

Tableau 2.a : Ferraillage des poutres secondaires en travée (ELU) :

Ferraillage en travée des poutres secondaires à l'ELU (30x35)							
Zone	M _{max} (KN.m)	μ	Obs.	β	A _t (cm ²)	Ferraillage	A _a adoptée (cm ²)
I	20.066	0.044	SSA	0.978	1.78	3HA12	3.39
II	22.531	0.048	SSA	0.975	2.01	3HA12	3.39
III	23.134	0.050	SSA	0.974	2.06	3HA12	3.39

Tableau 2.b: Ferraillage des poutres secondaires au appuis

Ferraillage aux appuis des poutres secondaires à l'ELU (30x35)							
Zone	M _{max} (KN.m)	μ	Obs.	B	A _a (cm ²)	Ferraillage	A _a adoptée (cm ²)
I	48.049	0.104	SSA	0.945	4.42	3HA12+3HA12	6.78
II	65.543	0.140	SSA	0.924	6.17	3HA12+3HA12	6.78
III	66.625	0.144	SSA	0.922	6.29	3HA12+2HA12	6.78

Tableau 2-c: Ferraillage Total des poutres secondaires :

Zone	M _a KN.cm	M _t KN.cm	A _a Cm ²	A _t Cm ²	A _{total} Cm ²	A _{min} Cm ²	Ferraillage
I	48.049	20.066	4.42	1.78	6.2	5.25	3HA12+3HA12 (appuis) + 3HA12 (travée)
II	65.543	22.531	6.17	2.01	8.18	5.25	3HA12+3HA12 (appuis) + 3HA12 (travée)
III	66.625	23.134	6.29	2.06	8.35	5.25	3HA12+3HA12 (appuis) + 3HA12 (travée)

Conclusion

Les poutres secondaires seront ferrillées comme suit :

Du RDC au 9^{ème} étage

Lit inférieur : **3HA12 filantes**

Lit supérieur : **3HA12 filantes +3HA12 en chapeaux.**

1) Exigences du RPA pour les aciers longitudinaux :(Art 7.5.2.1/RPA2003).....[2]

$$A_{\min} = 0.5 \% (b \times h) = 0,005 \times 30 \times 35 = 5.25 \text{ cm}^2$$

Conclusion

La **section minimale** adoptée, elle est **supérieure** aux sections minimales exigées par le RPA et le BAEL.

VII-2-2-3) Vérifications à l'ELU pour la flexion simple :

- **Condition de non fragilité (article. A.4.2/BAEL 91):**

$$A_u \quad A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{c28}}{f_e}$$

- Poutres principales :

$$A_{\min} = 0,23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 38 \times \frac{2,1}{400} = 1,38 \text{ cm}^2.$$

$$A_u \quad A_{\min} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- Poutres secondaires :

$$A_{\min} = 0,23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 33 \times \frac{2,1}{400} = 1,20 \text{ cm}^2$$

$$A_u \quad A_{\min} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

❖ Justification à l'effort tranchant : (BAEL91 Art A.5.1)

L'étude de l'effort tranchant permet de vérifier l'épaisseur de l'âme et de déterminer les armatures transversales, et l'épure d'arrêt des armatures longitudinales.

Il est théoriquement nécessaires d'effectuer des vérifications à l'ELU et à l'ELS, les phénomènes de fissurations et de déformation dus à l'efforts tranchant étant moindre à l'ELS que à l'ELU, le règlement prévoit que seul l'ELU sera vérifiée. La justification à l'ELS se traduit uniquement par des dispositions constructives.

- **Vérification de la contrainte tangentielle :**

Pour justifier les armatures transversales, le règlement impose la vérification suivante :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} < \bar{\tau}_u$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ Mpa} \right\} = 3.33 \text{ Mpa} \quad (\text{Fissuration peu nuisible}).$$

• **Poutres principales :**

Exemple :

$$\tau_u = \frac{120.23 \times 10^3}{300 \times 380} = 1.05 \text{ Mpa}.$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

• **Poutres secondaires :**

$$\tau_u = \frac{65.64 \times 10^3}{300 \times 330} = 0.66 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres**

(BAEL91A.6.1. 3) :

La valeur limite de la contrainte d'adhérence pour l'ancrage des armatures :

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9d \sum U} < \bar{\tau}_{se}$$

Avec :

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi \cdot f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPA}$$

$\Psi = 1.5$ Pour les aciers HA

$\sum U$: périmètre utile des aciers.

La contrainte d'adhérence au niveau de l'appui le plus sollicité doit être :

-Poutres principales :

$$\sum U = \pi \times (3 \times 1.4) \longrightarrow \sum U = 13.18 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{120.23 \times 10^3}{0.9 \times 380 \times 131.8} = 2.66 \text{ MPA}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- Poutres secondaires :

$$\sum U = \pi \times (3 \times 1.2 + 3 \times 1.2) \longrightarrow \sum U = 22.60 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{65.64 \times 10^3}{0.9 \times 330 \times 226} = 0.97 \text{ MPA}$$

$$\tau_{se} < \overline{\tau}_{se} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\tau_{se} < \overline{\tau}_{se} \longrightarrow \text{Donc la contrainte d'adhérence est vérifiée.}$$

❖ Calcul de la longueur de scellement droit des barres :

BAEL 91 (Art A.6.1)

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

Avec :

$$\overline{\tau}_{su} = 0.6 \psi_s^2 f_{c28} = 2.835 \text{ MPA}$$

Pour les HA12 : $l_s = 42.33 \text{ cm}$.

Pour les HA14 : $l_s = 49.38 \text{ cm}$.

Pour l'encrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égale à : $0.4 l_s$, pour les aciers HA,

d'après Les règles du BAEL 91 (Art A.6.1)

- Pour les $\Phi 12$: $l_a = 16.93 \text{ cm}$
- Pour les $\Phi 14$: $l_a = 19.75 \text{ cm}$

❖ Influence de l'effort tranchant aux appuis

➤ Influence sur le béton (article .A-5.1, 313 /BAEL91) :

Il faut vérifiée : $\frac{2T_u}{0.9db} \leq \frac{0.8f_{c28}}{\gamma_b}$

$$\frac{0.8f_{c28}}{\gamma_b} = 13.33 \text{ Mpa.}$$

-Poutres principales :

$$\frac{2T_u}{0.9db} = \frac{2 \times 120.23 \times 10^3}{0.9 \times 300 \times 380} = 2.34 \text{ Mpa.}$$

-Poutres secondaires:

$$\frac{2T_u}{0.9db} = \frac{2 \times 65.64 \times 10^3}{0.9 \times 300 \times 330} = 1.47 \text{ Mpa.}$$

$$\frac{2T_u}{0.9db} \leq \frac{0.8f_{c28}}{\gamma_b} \longrightarrow \text{Cette condition est vérifiée dans les deux sens.}$$

➤ **Sur l'acier :**

Appuis intermédiaires : (Art A.5.1, 321 /BAEL91)

D'après l'article du BAEL91, si la valeur absolue du moment fléchissant de calcul vis-à-vis de l'ELU est ($M_u < 0.9V_u \times d$), alors on doit prolonger les armatures en travées au de la des appuis et y ancrer une section d'armatures suffisantes pour équilibrer l'effort tranchant qui égale : $T_u^{max} + \frac{M_{max}}{0.9d}$

Ou bien il faut vérifier : $\frac{2V_u}{0.9db} \leq \frac{0.8f_{c28}}{\gamma_b}$ (déjà vérifié).

Appuis de rive :(Art A.5.1, 312 /BAEL91)

Il est de bonne construction pour l'effort tranchant T_u d'ancrer la nappe d'armatures inférieure suffisante avec sa longueur de scellement. Pour cela il faut vérifiée cette condition :

$$A_{t \text{ adopt}} \geq A_S = \frac{T_{max}}{f_e}$$

-Poutres principales :

$$A_{t \text{ adopt}} = 4.62 \text{ cm}^2.$$

$$A_S = \frac{120.23}{400 \times 10^{-1}} = 3.00 \text{ cm}^2.$$

$$A_t \geq A_S \quad \text{Condition vérifiée.}$$

-Poutres secondaires:

$$A_{t \text{ adopt}} = 3.39 \text{ cm}^2.$$

$$A_S = \frac{65.64}{400 \times 10^{-1}} = 1.64 \text{ cm}^2.$$

$$A_t \geq A_S \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Les armatures inférieures ancrées sur les appuis de rive sont suffisantes.

- **Section des armatures transversales minimales :**

Selon le **BAEL91.Art. A.5.1, 22**, le diamètre des armatures transversales est donné par :

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \Phi_1, \frac{b}{10}\right).$$

❖ **Poutres principales :**

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \Phi_1, \frac{b}{10}\right)$$

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \Phi_1, \frac{b}{10}\right) = \min(11.42 \text{ mm}, 14 \text{ mm}, 30 \text{ mm}).$$

Où Φ_t est le plus petit diamètre utilisé dans le ferrailage.

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

On choisira un cadre et un étrier ; soit $A_t = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$

➤ **Calcul des espacements :**

- **BAEL 91(Art. A.5.1,22/BAEL91)**

$$s_t \leq \min(0.9d, 40\text{cm}).$$

$$s_t = \min(34.2; 40\text{cm}) = 34.2\text{cm}$$

On prend : $s_t = 15\text{cm}$.

- **RPA 99 Version 2003 :**

Zone nodale (appuis):

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\Phi_1\right)$$

$$s_t = \min(10\text{cm}; 19.20\text{cm}) = 10\text{cm}. \longrightarrow \text{Soit : } s_t = 10\text{cm}.$$

Zone courante (en travée): $S_t \leq \frac{h}{2}$

$$s_t \leq 20\text{cm} \longrightarrow \text{Soit : } s_t = 15\text{cm}.$$

❖ **Poutres secondaires :**

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \Phi_1, \frac{b}{10}\right)$$

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \Phi_1, \frac{b}{10}\right) = \min(10 \text{ mm}, 12 \text{ mm}, 30 \text{ mm}).$$

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

On choisira un cadre et un étrier ; soit $A_t = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$

➤ **Calcul des espacements :**

- **BAEL 91(Art. A.5.1,22/BAEL91)**

$$s_t \leq \min(0.9d, 40\text{cm}).$$

$$s_t = \min(29.7\text{cm}; 40\text{cm}) = 29.7\text{cm}$$

On prend : $s_t = 15\text{cm}$.

- **RPA 99 Version 2003 :**

Zone nodale (aux appuis):

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\Phi_1\right)$$

$$s_t = \min(8.75\text{cm}; 16.8\text{cm}) = 8.75\text{cm} \quad \text{Soit : } s_t = 8\text{cm}.$$

Zone courante (en travée): $S_t \leq \frac{h}{2}$

$s_t = 17.5cm$ Soit : $s_t = 10cm$.

➤ **Délimitation de la zone nodale :**

$L' = 2h$

$H' = \max \left\{ \frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60cm \right\}$

h : Hauteur de la poutre.

b_1 et h_1 : Dimensions du poteau.

h_e : Hauteur entre nus des poteaux.

On aura : $H' = \max \{ 64.66cm ; 40cm ; 40cm ; 60cm \} = 65cm$

Poutres principales :

$L' = 2 \times 40 = 80cm$

Poutres secondaires : $L' = 2 \times 35 = 70cm$

❖ **Pourcentage minimum des armatures transversales:**

La quantité minimale des armatures transversales est donnée par :

$A_t = 0,003 \times S_t \times b$

S_t : espacement

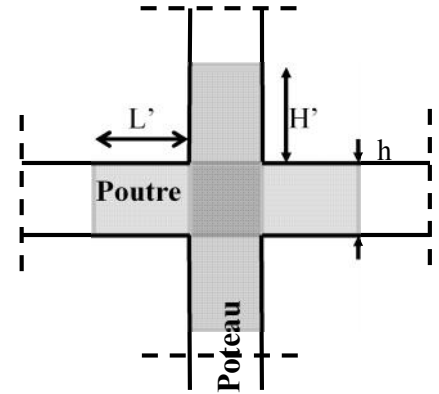
Poutres principales :

$A_t^{min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35cm^2$

NB : Le cadre d'armature transversale doit être disposé à 5cm au plus du nu d'appui.

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau-2-3: Armatures transversales minimales :



Délimitation de la zone nodale

	Poutres principales		Poutres secondaires	
	Zone de recouvrement	Zone nodale	Zone de recouvrement	Zone nodale
Espacement maximale s_t	15	10	10	8
La largeur b	30	30	30	30
A_t (cm ²)	1.35	0.9	0.9	0.72
A_s adoptée	Cadre+étrier T8	Cadre+étrier T8	Cadre+étrier T8	Cadre+étrier T8

$A_t = 2.01cm^2 > A_t^{min}$ → (Condition vérifiée).

➤ **Dispositions constructives pour les armatures longitudinales:**

Pour la détermination de la longueur des chapeaux et des barres inférieures de second lit, il y'a lieu d'observer les recommandations suivantes qui stipulent que :

La longueur des chapeaux à partir des murs d'appuis est au moins égale :

- À $\frac{1}{5}$ de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui n'appartenant pas à une travée de rive.
- À $\frac{1}{4}$ de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui intermédiaire voisin d'un appui de rive.
- La moitié au moins de la section des armatures inférieures nécessaire en travée est prolongées jusqu' aux appuis et les armatures de second lit sont arrêtées à une distance des appuis au plus égale à $\frac{1}{10}$ de la portée.

VII-2-2-4) Les vérifications à l'ELS pour la flexion simple

a) L'état d'ouverture des fissures :

La fissuration dans le cas des poutres étant considérée peu nuisible, alors cette vérification n'est pas nécessaire.

b) état limite de résistance du béton en compression : BAEL91/A.4.5.2

Il faut vérifier que la contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \quad \overline{\sigma_{bc}} = 0.6f_{c28} = 15\text{Mpa}$$

Pour le calcul des contraintes: σ_{bc} et σ_s

On détermine :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_u}{b \times d}$$

Déduire les valeurs de β_1 et k_1

$$\sigma_s = \frac{Ms}{\beta_1 \times A_u \times d}$$

Avec :

A_u : armature adoptée à l'ELU.

Les résultats sont donnés dans les tableaux suivants :

Tableau 4-1: Vérification de l'état limite de compression du béton aux appuis pour les poutres principales a (ELS) :

vérification de l'état limite de compression du béton pour les poutres principales (30x40) à(ELS) aux appuis									
Zone	M _S Max KN.m	A _u cm ²	ρ ₁	β ₁	K ₁	σ _s (Mpa)	σ _{b c} (Mpa)	σ̄ _{b c} (KN/cm ²)	OBS
I	59.942	9.24	0.814	0.871	23.76	196.00	8.24	15	Vérifiée
II	75.75	9.24	0.814	0.871	23.76	247.69	10.42		Vérifiée
III	84.17	9.24	0.814	0.871	23.76	275.22	11.58		vérifiée

Tableau 4-2: vérification de l'état limite de compression du béton Pour les poutres principales (30x40) en travée a (ELS)

vérification de l'état limite de compression du béton pour les poutres principales (30x40) a(ELS) en travée									
Zone	M _S Max KN.m	A _u Cm ²	ρ ₁	β ₁	K ₁	σ _s (Mpa)	σ _{b c} (Mpa)	σ̄ _{b c} Mpa	Obs
I	32.777	4.62	0.408	0.902	36.02	206.98	5.74	15	Vérifiée
II	32.562	4.62	0.408	0.902	36.02	205.62	5.70		Vérifiée
III	36.274	4.62	0.408	0.902	36.02	229.06	6.35		vérifiée

Tableau 4-3: Vérification de l'état limite de compression du béton pour les Poutres secondaires en travée a (ELS)

vérification de l'état limite de compression du béton pour les poutres secondaires (30x35) a(ELS) en travée									
ZONE	M _S Max KN.m	A _u Cm ²	ρ ₁	β ₁	K ₁	σ _s (Mpa)	σ _{b c} (Mpa)	σ̄ _{b c} (Mpa)	Obs
I	14.466	3.39	0.342	0.909	39.95	142.25	3.56	15	Vérifiée
II	16.193	3.39	0.342	0.909	39.95	159.23	3.98		Vérifiée
III	16.626	3.39	0.342	0.909	39.95	163.49	4.09		vérifiée

Tableau 4-4 : Vérification de l'état limite de compression du béton pour les Poutres secondaires aux appuis a (ELS):

vérification de l'état limite de compression du béton pour les poutres secondaires (30x35) a(ELS) aux appuis									
ZONE	M _S Max KN.m	A _u Cm ²	ρ ₁	β ₁	K ₁	σ _s (Mpa)	σ _{b c} (Mpa)	σ̄ _{b c} Mpa	Obs
I	24.774	6.78	0.690	0.879	26.32	125.96	4.78	1.5	Vérifiée
II	34.756	6.78	0.690	0.879	26.32	176.72	6.71		Vérifiée
III	38.58	6.78	0.690	0.879	26.32	196.16	7.45		vérifiée

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \leq \bar{\sigma}_{bc} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

c) État limite de déformation :

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

Le logicielle ETABS a révélé les résultats de la flèche pour la poutre la plus sollicité dans les deux cas suivant :

On se dispense du calcul de la flèche si la condition suivante est vérifiées : $f < \frac{L}{500}$

$$\left. \begin{aligned} \text{-Pour la poutre principale : } f &= 1.74 \times 10^{-5} \text{ m} < \frac{4.60}{500} = 0.92 \times 10^{-3} \text{ m} \\ \text{-Pour la poutre secondaire : } f &= 8.134 \times 10^{-5} \text{ m} < \frac{3.05}{500} = 6.1 \times 10^{-3} \text{ m} \end{aligned} \right\} \quad \text{C .V}$$

❖ Conclusion :

La condition est vérifiée pour toutes les poutres, alors on se dispense de la vérification de la flèche.

VII-3) Ferrailage des voiles :

VII-3-1) Introduction :

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales (charges et surcharges) et à des forces horizontales dues au séisme.

Le calcul se fera en flexion composée et au cisaillement.

Pour faire face à ces sollicitations, on va prévoir trois types d'armatures :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

Notre ouvrage comprend un type de voile, que nous allons ferrailer par zone. Car on a constaté qu'il est possible d'adopter le même ferrailage pour un certain nombre de niveau.

Ceci, dans le but de faciliter la réalisation et alléger les calculs.

-Zone I : RDC, 1^{er} et 2^{ème} étage.

-Zone II : 3.4.5.6ème étage.

-Zone III:7.8.9^{ème} étage.

➤ **Combinaison d'action :**

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre sont données ci-dessous :

Selon le BAEL 91 $\left\{ \begin{array}{l} 1.35 G + 1.5 Q \\ G + Q \end{array} \right.$

Selon le RPA version 2003 $\left\{ \begin{array}{l} G + Q + E \\ 0.8 G + E \end{array} \right.$

La méthode utilisée est la méthode de RDM qui se fait pour une bande de largeur (d).

➤ **Exposé de la méthode :**

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M) en utilisant les formules suivantes:

$$\sigma_{max} = \frac{N}{B} + \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_{min} = \frac{N}{B} - \frac{M.V}{I}$$

Avec : B : la section du béton $B=L \times e$

L : la longueur de voile.

e : épaisseur de voile.

I: moment d'inertie du trumeau

V et V' : bras de levier, $V = V' = \frac{L}{2}$

Dans ce cas, le diagramme des contraintes sera relevé directement du fichier résultat.

Le découpage du diagramme des contraintes en bandes de largeur (d) est donnée par :

$$d \leq \min \left(\frac{h_e}{2} ; \frac{2}{3} L_c \right)$$

Avec : h_e : hauteur entre nus de planchers du voile considéré ;
 L_c : la longueur de la zone comprimée ;

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \cdot L$$

$$L_t = L - L_c$$

L_t : longueur tendue.

b) Les efforts normaux :

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des diagrammes des contraintes obtenues ci-dessous :

- **Section entièrement comprimée :**

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d \cdot e$$

Avec e : épaisseur du voile

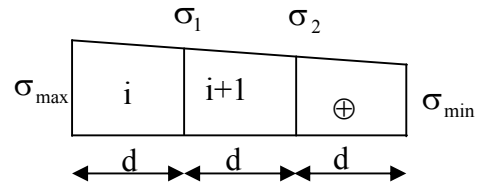


Fig VII-3-1 le diagramme des contraintes d'une section entièrement comprimée.

- **Section partiellement comprimée :**

$$N_i = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e$$

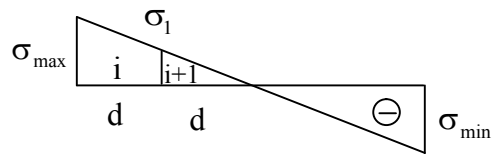


Fig. VII-3-2 le diagramme des contraintes d'une section partiellement comprimée

- **Section entièrement tendue :**

$$N_i = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

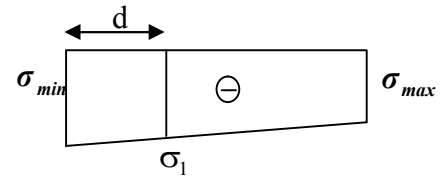


Fig.VII-3-3 le diagramme des contraintes d'une entièrement tendue

c) Armatures verticales :

- **Section entièrement comprimée :**

$$A_{vi} = \frac{N_i + B \times f_{c28}}{\sigma_s}$$

Avec : B : section du voile.

σ_s : Contrainte de l'acier.

f_{bc} : Contrainte de calcul dans le béton.

Situation durable : $\sigma_s = 348$ Mpa, $f_{bc} = 14,20$ Mpa,

Situation accidentelle : $\sigma_s = 400$ Mpa, $f_{bc} = 18,48$ Mpa,

- **Section partiellement comprimée :**

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

- **Section entièrement tendue :**

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

d) Armatures minimales :

***Compression simple (Art. A.8.1,2 BAEL91) :**

- $A_{\min} \geq 4 \text{ cm}^2$ par mètre de parement mesuré perpendiculaire à ces armatures ;

- $0.2 \% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 0.5 \%$ avec B : section du béton comprimée.

***Traction simple :**

$$A_{\min} \geq \frac{B \cdot f_{t28}}{f_e}$$

Avec : B : section du béton tendue.

Le pourcentage minimum des armatures verticales de la zone tendue doit rester au moins égale à 0.2 % de la section horizontale du béton tendu.

- **Exigences de RPA 2003(article 7.7.4.3/RPA99 version 2003)**

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 15 %

- En zone courantes 0.10 %

e)Armatures horizontales :

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10 Φ .

- D'après le **BEAL 91** : $A_H = \frac{A_v}{4}$

- D'après le **RPA 2003** : $A_H \geq 0.15 \% \cdot B$

-Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

-Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 0.1 de l'épaisseur du voile.

f) Armatures transversales :(article 7.7.4.3 du RPA 2003)

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends.

Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'article **7.7.4.3 du RPA 2003**.

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingle au mètre carré.

g) Armatures de coutures :

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{T}{f_e} \quad (\text{Article 7.7.4.3/RPA99 version 2003})$$

$$T = 1.4 V_u$$

V_u : Effort tranchant calculée au niveau considéré

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

h) Potelet :

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est $\geq 4HA10$

i) Espacement :

D'après l'art 7.7.4.3 du RPA 99 modifier 2003, l'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S \leq 1.5e$$

Avec : e = épaisseur du voile

$$S \leq 30 \text{ cm}$$

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 0.1 de la longueur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à 15 cm

j) Longueur de recouvrement :

Elles doivent être égales à :

- 40Φ pour les barres situées dans les zones où le recouvrement du signe des efforts est possible.

- 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous action de toutes les combinaisons Possibles de charges.

k) Diamètre minimal :

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 0.10 de l'épaisseur du voile.

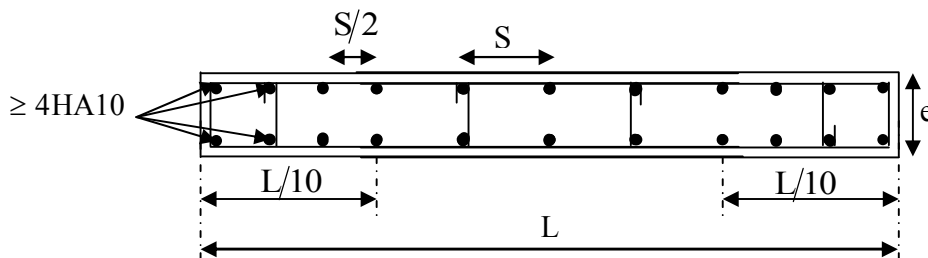


Fig. VI-3-4) : Disposition des armatures verticales dans les voiles

VII-3-2) Vérification :

• **Vérification à L'ELS:**

Pour cet état, il considère l'effort:

$$N_{ser} = G + Q$$

$$\sigma_b = \frac{N}{B + 15 \cdot A} \leq \bar{\sigma}_b$$

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec : N_{ser} : Effort normal appliqué ;

B : Section du béton ;

A : Section d'armatures adoptée.

Vérification de la contrainte de cisaillement :

- **D'après le RPA 99 modifier en 2003**

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \cdot f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \cdot d}$$

$$V = 1.4 \cdot V_{u, \text{calculé}}$$

Avec : b_0 : Epaisseur du linteau ou du voile.

d : Hauteur utile ($d = 0.9 h$).

h : Hauteur totale de la section brute.

D'après le BAEL :

Il faut vérifier que :

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d}$$

τ_u : Contrainte de cisaillement

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 4MPa\right) ; \text{ Pour la fissuration préjudiciable.}$$

VII-3-3)Exemple de calcul :

Soit à Ferrailer le voile longitudinal VL₂ :

Caractéristiques géométriques :

$$L = 4.20m, e_p = 20 \text{ cm}, B=0,84m, I=1.622m^4, V=V'=2.1m.$$

$$\sigma_{\max} = 2815.09 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = -7244.44 \text{ KN/m}^2$$

Donc la section est partiellement comprimée.

Calcul de L_c :

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times L = \frac{2815.09}{2815.09 + 7244.44} \times 4.2 = 1.18m.$$

$$L_t = L - L_c = 4.2 - 1.18 = 3.02m$$

Le découpage de diagramme est en deux bandes de longueur respectivement.

Avec :

$$d \leq \min\left\{\frac{h_e}{2}, \frac{2}{3}L_c\right\} = \min\left\{\frac{h_e}{2}, \frac{2}{3} \times 1.18\right\} = 0,78m$$

$$D = \frac{L_t}{2} = \frac{3.02}{2} = 1.51m$$

Espacement :

$$\begin{aligned} \text{zone courante } S_t &= \min\{1,5 \times e ; 30 \text{ cm}\} = 30 \text{ cm} & \text{soit } S_t = 20 \text{ cm} \\ \text{zone d'extrémité} & D = \frac{S_t}{2} = 10 \text{ cm} \end{aligned}$$

Calcul de N :**Zone tendue :**

$$\begin{aligned} \sigma_1 &= \sigma_{\min} \times \frac{(L_t - d)}{L_t} = 7244.44 \times \frac{(3.02 - 1.51)}{3.02} = 3622.22 \text{ Mpa} \\ N_1 &= \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \times d \times e = \frac{7244.44 + 3622.22}{2} \times 1.51 \times 0,2 = 1643.40 \text{ KN.} \\ N_2 &= \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e = \frac{3622.22}{2} \times 1.51 \times 0,2 = 547.79 \text{ KN.} \end{aligned}$$

Calcul des armatures :**les armatures verticales :**

$$\begin{aligned} A_{v1} &= \frac{N_1}{\sigma_s} = \frac{1643.40}{400} \times 10 = 41.08 \text{ cm}^2 \\ A_{v2} &= \frac{N_2}{\sigma_s} = \frac{547.9}{400} \times 10 = 13.69 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

Armatures minimales:

$$A_{\min} \geq \max\left(\frac{B f_{t28}}{f_e} ; 0.002 B\right)$$

$$A_{\min} = \max(15.88 ; 6.048) = 15.88 \text{ cm}^2$$

Avec :

$$B = d \times e = 151.2 \times 20 = 3024 \text{ cm}^2$$

Les armatures de couture :

$$A_{vj} = 1,1 \frac{T}{f_e} = 1,1 \frac{1,4 \times 678.71}{400} \times 10 = 26.13 \text{ cm}^2$$

Avec $T = 1,4 \times V_u$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaire pour équilibrer les efforts de traction due aux moments de renversement.

Les armatures calculées :

$$\begin{aligned} A_1 &= A_{v1} + \frac{A_{vj}}{4} = 41.08 + \frac{26.13}{4} = 47.62 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 15.88 \text{ cm}^2 \\ A_2 &= A_{v2} + \frac{A_{vj}}{4} = 13.69 + \frac{26.13}{4} = 20.23 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 15.88 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

On ferraille avec A_1 et A_2 **Le ferrailage adopte :**

$$\begin{aligned} A_1 &= 2 \times 16 \text{ HA14} = 49.28 \text{ cm}^2, \text{ avec } S_t = 10 \text{ cm} \\ A_2 &= 2 \times 8 \text{ HA12} = 24.64 \text{ cm}^2, \text{ avec } S_t = \min\{1,5 \times e ; 30 \text{ cm}\} = 30 \text{ cm} \text{ soit } S_t = 20 \text{ cm} \end{aligned}$$

Les armatures horizontales :

$$\text{D'après le BAEL 91 : } Ah = \frac{Av}{4} = \frac{49.28}{4} = 12.32 \text{ cm}^2$$

$$\text{D'après le RPA révisée 2003 : } Ah = 0.15 \% B = 12.6 \text{ cm}^2$$

Soit 16HA10 = 12.48 cm² /ml avec St=25cm.

Les armatures transversales :

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles par mètre carré. On adopte 4HA8 (2,01 cm²) par m²

Pour les potelets :

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est $\geq 4\text{HA}10$

Vérification des contraintes de cisaillement :**Selon le BAEL :**

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ Mpa} \right\} = \min \left\{ 0,15 \frac{25}{1,15} ; 4 \text{ Mpa} \right\} = 3,26 \text{ Mpa} \text{ (Fissuration préjudiciable)}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{678.71 \times 10^3}{200 \times 0,9 \times 4200} = 0.898 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0.898 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3,36 \text{ Mpa} \text{(Condition vérifiée)}$$

RPA révisé 2003 :

$$\bar{\tau}_b = 0,6 f_{c28} = 5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_b = \frac{V}{b \times d} = \frac{1,4T}{b \times d} = \frac{1,4 \times 678.71 \times 10^3}{200 \times 0,9 \times 4200} = 1.25 \text{ Mpa}$$

$$\tau_b = 1.25 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_b = 5 \text{ Mpa} \text{(condition vérifiée)}$$

Vérification à L'ELS :

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B + 15A} = \frac{2616.71 \times 1000}{840000 + 15 \times 7684} = 2.75 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ Mpa}$$

Ancrage des barres :

$$\bar{\tau}_{su} = 0.6 \Psi_s^2 f_{t28} \text{ (Art. A.6.1,23/BAEL91)}$$

$$\bar{\tau}_{su} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} L_s = \frac{\Phi f_e}{4 \bar{\tau}_{su}} = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 2.835} = 49.38 \text{ cm} \\ L_s = 40 = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm} \\ L_s = 56 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Remarque :

L : la longueur totale de voile son le poteau – (b ou h) de poteau.

Les résultats sont donnés dans les tableaux suivants :

VII-3-4) Résumé de calcul :

Tableau VII .1 Ferrailage du voile VL1 dans les différentes zones :

Zones		Zone I	Zone II	zone III		
Caractéristiques géométriques	L (m)	2,65	2,7	2,75		
	e (m)	0,2	0,2	0,2		
	B (m)	0,53	0,54	0,55		
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m ²]	452,4	23,8	1963,06		
	σ_{min} [KN/m ²]	-5342,49	-3498,7	-2507		
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC	
	V _u (kN)	358,27	311,35	203,95		
	L _t (m)	2,44	2,68	1,54		
	L _c (m)	0,21	0,02	1,21		
	d (m)	1,222	1,341	0,771		
	σ_1 [KN/m ²]	2671,245	1749,350	1253,500		
	N (kN)	N ₁	978,92	703,70	289,99	
		N ₂	326,308	234,567	96,665	
	A _v (cm ²)	A _{v1}	24,47	17,59	7,25	
		A _{v2}	8,16	5,86	2,42	
	A _{vi} (cm ²)	13,79	11,99	7,85		
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vi} /4	27,92	20,59	9,21	
		A2=A _{v2} +A _{vi} /4	11,61	8,86	4,38	
	A _{min} (cm ²)	12,83	14,08	8,10		
	A _{vadopté} (cm ²)	Bonde1	30,8	22,6	15,6	
		Bonde 2	15,4	11,3	7,8	
	Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2x10HA14	2x10HA12	2x10HA10
			Bonde 2	2x5HA14	2x5HA12	2x5HA10
S _t (cm)		Bonde1	12 cm	12 cm	10 cm	
		Bonde 2	25cm	25cm	25cm	
A _{Hmin} =0.0015*B (cm ²)/bande		7,33	8,05	6,00		
A _H /nappe (cm ²)		7,70	5,65	3,90		
Choix des barres/nappe (cm ²)		7HA12 /nappe	11HA10/nappe	12HA8/nappe		
ep =25cm		(A=7.91cm ²)	(A=8.58cm ²)	(A=6.00cm ²)		
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²			
	contrainte	τ_u (MPa)	0,751	0,641	0,412	
		τ_b (MPa)	1,052	0,897	0,577	
	ELS	N _s (kN)	2770,67	2052,58	883,4	
σ_b (MPa)		4,62	3,47	1,51		

Tableau VII .2. Ferrailage du voile VL2 dans les différentes zones :

Zones		Zone I	Zone II	zone III	
Caractéristiques géométriques	L (m)	4,2	4,25	4,3	
	e (m)	0,2	0,2	0,2	
	B (m)	0,84	0,85	0,86	
Sollicitations de calcul	σ_{\max} [KN/m ²]	2815,09	998,67	1069,54	
	σ_{\min} [KN/m ²]	-7244,44	-4493,94	-2030,53	
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	V _u (kN)	678,71	648,44	433,24	
	L _t (m)	3,02	3,48	2,82	
	L _c (m)	1,18	0,77	1,48	
	d (m)	1,512	1,739	1,408	
	σ_1 [KN/m ²]	3622,220	2246,970	1015,265	
	N (kN)	N ₁	1643,40	1172,00	428,92
		N ₂	547,799	390,665	142,974
	A _v (cm ²)	A _{v1}	41,08	29,30	10,72
		A _{v2}	13,69	9,77	3,57
	A _{vi} (cm ²)		26,13	24,96	16,68
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vi} /4	47,62	35,54	14,89
		A2=A _{v2} +A _{vi} /4	20,23	16,01	7,74
	A _{min} (cm ²)		15,88	18,26	14,79
	A _{vadopté} (cm ²)	Bonde1	49,28	36,16	36.16
		Bonde 2	24,64	18,08	18.08
		Bonde1	2 x 16HA 14	2x 16HA 12	2x 16HA12
		Bonde1	2 x 8HA 14	2x 8HA 12	2x 8HA 12
	S _t (cm)	Bonde1	10 cm	10cm	10cm
		Bonde 2	20 cm	20cm	20cm
	A _{Hmin} =0.0015*B(cm2)/ bande		9,07	10,43	6,00
	A _H /nappe (cm ²)		12,32	9,04	6,78
	Choix des barres/nappe (cm ²)		11HA12/nappe	10HA10/nappe	9HA10/nappe
	ep =25cm		(A=12.43 cm ²)	(A=10,92 cm ²)	(A=7,02 cm ²)
	Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m²	
contrainte		τ_u (MPa)	0,898	0,848	0,560
		τ_b (MPa)	1,257	1,187	0,784
ELS		N _s (kN)	2616,71	1844,33	831,7
		σ_b (MPa)	2,75	1,98	0,90

Tableau. VII.3. Ferrailage du voile VL3 dans les différentes zones :

Zones		Zone I	Zone II	zone III	
Caractéristiques géométriques	L (m)	2.8	2.85	2.9	
	e (m)	0.2	0.2	0.2	
	B (m)	0.56	0.57	0.58	
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m ²]	1981.92	458.81	939.53	
	σ_{min} [KN/m ²]	-5569.34	-3253.62	-1830.63	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	
	V _u (kN)	387.43	339.28	236.1	
	L _t (m)	2.07	2.50	1.92	
	L _c (m)	0.73	0.35	0.98	
	d (m)	1.033	1.249	0.958	
	σ_1 [KN/m ²]	2784.670	1626.810	915.315	
	N (kN)	N ₁	862.60	609.51	263.12
		N ₂	287.532	203.170	87.707
	A _v (cm ²)	A _{v1}	21.56	15.24	6.58
		A _{v2}	7.19	5.08	2.19
	A _{vi} (cm ²)		14.92	13.06	9.09
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vi} / 4	25.29	18.50	8.85
		A2=A _{v2} +A _{vi} / 4	10.92	8.34	4.47
	A _{min} (cm ²)		10.84	13.11	10.06
A _v adopté (cm ²)	Bonde1	27.72	20.34	14.04	
	Bonde 2	21.56	15.82	10.92	
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2 × 9HA14	2 × 9HA12	2 × 9HA10
		Bonde 2	2 × 7HA14	2 × 7HA12	2 × 7HA10
	S _t (cm)	Bonde1	10 cm	15cm	10 cm
		Bonde 2	20 cm	20cm	15cm
	A _{Hmin} =0.0015*B (cm ²)/bande		6.20	7.49	6.00
	A _H /nappe (cm ²)		6.93	5.09	3.51
	Choix des barres/nappe (cm ²)		7HA12/nappe	10HA10/nappe	12HA8/nappe
	ep =25cm		(A=7.91cm ²)	(A=7.8cm ²)	(A=6.00cm ²)
Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²			
Vérification des contraintes	contrainte	τ_u (MPa)	0.769	0.661	0.452
		τ_b (MPa)	1.076	0.926	0.633
ELS		N _s (kN)	1560.53	1057.81	463.93
		σ_b (MPa)	2.46	1.69	0.75

Tableau. VII.4. Ferrailage du voile VT1 dans les différentes zones :

Zones		Zone I	Zone II	zone III	
Caractéristiques géométriques	L (m)	2.9	2.95	3	
	e (m)	0.2	0.2	0.2	
	B (m)	0.58	0.57	0.6	
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m ²]	2931.42	1745.63	3273.41	
	σ_{min} [KN/m ²]	-6275.17	-4311.14	-3892.78	
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	V _u (kN)	364.98	304.51	155.23	
	L _t (m)	1.98	2.10	1.63	
	L _c (m)	0.92	0.85	1.37	
	d (m)	0.988	1.050	0.815	
	σ_1 [KN/m ²]	3137.585	2155.570	1946.390	
	N (kN)	N ₁	930.28	678.93	475.79
		N ₂	310.092	226.311	158.596
	A _v (cm ²)	A _{v1}	23.26	16.97	11.89
		A _{v2}	7.75	5.66	3.96
	A _{vi} (cm ²)		14.05	11.72	5.98
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vi} / 4	26.77	19.90	13.39
		A2=A _{v2} +A _{vi} / 4	11.27	8.59	5.46
	A _{min} (cm ²)		10.38	11.02	8.56
	A _v adopté (cm ²)	Bonde1	27.72	20.34	14.04
		Bonde 2	18.48	13.56	9.36
		Bonde1	2 x 9HA14	2 x 9HA12	2 x 9HA10
		Bonde 2	2 x 6HA14	2 x 6HA12	2 x 6HA10
	S _t (cm)	Bonde1	10 cm	10 cm	10 cm
		Bonde 2	15 cm	15 cm	15cm
	A _{Hmin} =0.0015*B (cm2)/bande		5.93	6.30	6.00
	A _H /nappe (cm ²)		6.93	5.09	3.51
	Choix des barres/nappe (cm ²)		7HA12/nap	9HA10/nap	12HA8/nap
	ep =25cm		(A=7.91cm²)	(A=7.02cm²)	(A=6.00cm²)
	Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m²	
contrainte		τ_u (MPa)	0.699	0.573	0.287
		τ_b (MPa)	0.979	0.803	0.402
ELS		N _s (kN)	3178.68	2236.33	974.7
		σ_b (MPa)	4.90	3.60	1.53

Tableau. VII.5. Ferrailage du voile VT2 dans les différentes zones :

Zones		Zone I	Zone II	zone III	
Caractéristiques géométriques	L (m)	4.2	4.25	4.3	
	e (m)	0.2	0.2	0.2	
	B (m)	0.84	0.85	0.86	
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m ²]	3670.15	2476.55	3960.07	
	σ_{min} [KN/m ²]	-6177.24	-4585.72	-4478.07	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	
	V _u (kN)	566.57	477.96	222.41	
	L _t (m)	2.63	2.76	2.28	
	L _c (m)	1.57	1.49	2.02	
	d (m)	1.317	1.380	1.141	
	σ_1 [KN/m ²]	3088.620	2292.860	2239.035	
	N (kN)	N ₁	1220.61	949.12	766.42
		N ₂	406.871	316.373	255.472
	A _v (cm ²)	A _{v1}	30.52	23.73	19.16
		A _{v2}	10.17	7.91	6.39
	A _{vi} (cm ²)		21.81	18.40	8.56
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vi} /4	35.97	28.33	21.30
		A2=A _{v2} +A _{vi} /4	15.63	12.51	8.53
	A _{min} (cm ²)		13.83	14.49	11.98
A _v adopté (cm ²)	Bonde1	40.04	29.38	29.38	
	Bonde 2	21.56	15.82	15.82	
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2 x13HA14	2 x13HA12	2 x13HA12
		Bonde 2	2 x 7HA14	2 x7HA12	2 x7HA12
	S _t (cm)	Bonde1	10 cm	10cm	10 cm
		Bonde 2	20cm	20cm	15cm
	A _{Hmin} =0.0015*B (cm ²)/bande		7.90	8.28	6.00
	A _H /nappe (cm ²)		10.01	7.35	7.35
	Choix des barres/nappe (cm ²)		9HA12/nappe	11HA10/nappe	9HA10/nappe
ep =25cm		(A=10.17cm ²)	(A=8.58cm ²)	(A=7.02cm ²)	
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²		
	contrainte	τ_u (MPa)	0.749	0.625	0.287
		τ_b (MPa)	1.049	0.875	0.402
	ELS	N _s (kN)	2688.43	1894.36	829.66
σ_b (MPa)		2.88	2.06	0.89	

Tableau. VII.6. Ferrailage du voile VT3 dans les différentes zones :

Zones		Zone I	Zone II	zone III	
Caractéristiques géométriques	L (m)	2,7	2,75	2,8	
	e (m)	0,2	0,2	0,2	
	B (m)	0,56	0,55	0,56	
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m ²]	1554,55	342,79	473,33	
	σ_{min} [KN/m ²]	-5996,67	-3677,31	-1752,97	
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	V _u (kN)		214,24	196,47	173,88
	L _t (m)		2,14	2,52	2,20
	L _c (m)		0,56	0,23	0,60
	d (m)		1,072	1,258	1,102
	σ_1 [KN/m ²]		2998,335	1838,655	876,485
	N (kN)	N ₁	964,34	693,77	289,86
		N ₂	321,445	231,258	96,619
	A _v (cm ²)	A _{v1}	24,11	17,34	7,25
		A _{v2}	8,04	5,78	2,42
	A _{vj} (cm ²)		8,25	7,56	6,69
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vj} /4	26,17	19,24	8,92
		A2=A _{v2} +A _{vj} /4	10,10	7,67	4,09
	A _{min} (cm ²)		11,26	13,21	11,57
	A _{vadopté} (cm ²)	Bonde 1	27,72	20,34	20,34
		Bonde 2	18,48	13,56	13,56
	Choix des barres	Bonde 1	2×9HA14	2×9HA12	2×9HA12
		Bonde 2	2×6HA14	2×6HA12	2×6HA12
	S _t (cm)	Bonde 1	10 cm	10cm	10 cm
		Bonde 2	15cm	20cm	20cm
	A _{Hmin} =0.0015*B (cm ²)/bande		6,43	7,55	6,00
	A _H /nappe (cm ²)		6,93	5,09	3,51
	Choix des barres/nappe (cm ²)		6HA12/nappe	10HA10/nappe	8HA10/nappe
	ep =25cm		(A=7.78 cm ²)	(A=7.8cm ²)	(A=6.24cm ²)
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²		
	contrainte	τ_u (MPa)	0,441	0,397	0,345
		τ_b (MPa)	0,617	0,556	0,483
	ELS	N _s (kN)	1585,65	1194,43	556,29
σ_b (MPa)		2,52	1,99	0,92	

Tableau. VII.5. Ferrailage du voile VT4 dans les différentes zones :

Zones		Zone I	Zone II	zone III	
Caractéristiques géométriques	L (m)	1.35	1.4	1.45	
	e (m)	0.2	0.2	0.2	
	B (m)	0.27	0.28	0.29	
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m ²]	990.57	580.15	2549.18	
	σ_{min} [KN/m ²]	-4764.45	-3811.75	-2729.72	
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	V _u (kN)	111.67	120.78	135.7	
	L _t (m)	1.12	1.22	0.75	
	L _c (m)	0.23	0.18	0.70	
	d (m)	0.559	0.608	0.375	
	σ_1 [KN/m ²]	2382.225	1905.875	1364.860	
	N (kN)	N ₁	399.37	347.36	153.50
		N ₂	133.123	115.788	51.168
	A _v (cm ²)	A _{v1}	9.98	8.68	3.84
		A _{v2}	3.33	2.89	1.28
	A _{vi} (cm ²)		4.30	4.65	5.22
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vi} /4	11.06	9.85	5.14
		A2=A _{v2} +A _{vi} /4	4.40	4.06	2.59
	A _{min} (cm ²)		5.87	6.38	3.94
	A _v adopté (cm ²)	Bonde1	11.3	11.3	7.8
Bonde 2		6.78	6.78	4.68	
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2 × 5HA12	2 × 5HA12	2 × 5HA10
		Bonde 2	2 × 3HA12	2 × 3HA12	2 × 3HA10
	S _t (cm)	Bonde1	10 cm	10cm	8 cm
		Bonde 2	20cm	20cm	15cm
	A _{Hmin} =0.0015*B (cm ²)/bande		3.35	3.65	6.00
	A _H /nappe (cm ²)		2.83	2.83	1.95
	Choix des barres/nappe (cm ²)		5HA10/nappe	5HA10/nappe	12HA8/nappe
ep =25cm		(A=3.9cm ²)	(A=3.9cm ²)	(A=6.00cm ²)	
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²		
	contrainte	τ_u (MPa)	0.460	0.479	0.520
		τ_b (MPa)	0.643	0.671	0.728
	ELS	N _s (kN)	1240.54	852.75	375.07
		σ_b (MPa)	4.18	2.78	1.21

Chapitre VIII:

Etude de l'infrastructure

VIII)- Etude de l'infrastructure :

➤ Introduction :

La fondation est par définition un élément de la structure qui permet la transmission au sol des efforts provenant de la superstructure. Ces efforts sont :

- 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 des plans différents.

Selon le mode d'exécution et la résistance aux sollicitations, les fondations peuvent être classées comme suite :

- **Fondations superficielles** : Utilisées pour des sols de grande capacité portante. Elles sont réalisées près de la surface, (semelles isolées, semelles filantes et radier).
- **Fondations profondes** : Utilisées pour des sols ayant une faible capacité portante, le bon sol est assez profond (pieux, puits).

➤ Choix du type de fondation :

Le type de fondation est choisi essentiellement selon les critères suivants :

- La résistance du sol.
- Le tassement du sol.
- Le mode constructif de la structure.

Le choix de la fondation doit satisfaire les critères suivants :

- La stabilité de l'ouvrage (rigidité).
- Facilité d'exécution (coffrage).
- Economie.

Pour le cas de la structure étudiée, en fonction des résultats du dimensionnement on adoptera le type de semelle convenable.

L'étude géologique du site à donner une contrainte admissible de 2.5 bars a 1m de profondeur.

VIII-1) Fondation :

VIII-1-1) semelles isolée :

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer l'effort normal N_{ser} qui est obtenu à la base de tous les poteaux du RDC.

$$A \times B \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

✓ Homothétie des dimensions :

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K \Rightarrow \frac{40}{40} = 1.00 \Rightarrow A = 1.00B \quad \text{Poteau rectangulaire}$$

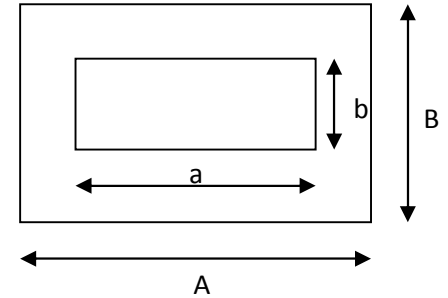
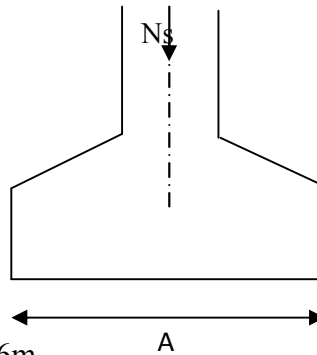
D'où $B \geq \sqrt{\frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}}$

On a :

$$N_{ser} = 2500.94 \text{ KN}$$

$$\sigma_{sol} = 250 \text{ KN/m}^2$$

$$B \geq \sqrt{\frac{2500.94}{250}} = 3.16\text{m} \Rightarrow B = 3.16\text{m}$$



✓ Conclusion :

Vu l'importance des dimensions des semelles dans le but d'éviter tout risque de chevauchement, on doit donc opter pour des semelles filantes.

VIII-1-2) semelles filantes :

a- Dimensionnement des semelles filantes sous les voiles :

$$\sigma_{sol} \geq \frac{N_s}{S} = \frac{G+Q}{B L} \Rightarrow B \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol} L}$$

Avec : σ_{sol} : Capacité portante du sol ($\sigma_{sol} = 0,25 \text{ MPa}$),

B : largeur de la semelle,

L : longueur de la semelle sous voile.

Les résultats de calcul sont donnés sur le tableau suivant :

Tableau 1 : Surface des semelles filantes sous les voiles (sens longitudinale) :

Voile	G + Q	L(m)	B(m)	S = BxL(m ²)
V6, V7	4290.89	3.05	5.62	17.14
V3, V4	5231.20	3.20	6.53	20.92
V2, V5	3120.61	4.60	2.71	12.46
Somme				50.52

Tableau 2 : Surface des semelles filantes sous les voiles (sens transversal) :

Voile	G + Q	L(m)	B(m)	S=BxL
V8,V11	3770.09	3.30	4.56	15.04
V10,V9	6357.22	3.30	7.70	25.41
V13,V14,V15	7187.63	4.60	6.25	28.75
V17,V18	2480.35	1.75	5.66	9.90
V16	1585.65	3.10	2.04	6.32
Somme				85.42

La surface des semelles filantes sous les voiles est : $S_v = 135.94 \text{ m}^2$.

b- Dimensionnement des semelles filantes sous poteaux :

1-hypothèses de calcul :

Une semelle 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.

2- Etape du calcul :

- **détermination de la résultante des charges :**

$$R = \sum N_i$$

- **détermination de coordonnée de la résultante :**

$$e = \frac{\sum N_i e_i + \sum M_i}{R}$$

- **détermination de la distribution par (ml) de semelle :**

Si $e > \frac{L}{6} \Rightarrow$ Répartition triangulaire.

Si : $e \leq \frac{L}{6} \Rightarrow$ Répartition trapézoïdale.

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6e}{L} \right)$$

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6e}{L} \right)$$

$$q\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{3e}{L} \right)$$

Détermination de largeur B de la semelle :

Détermination de la charge totale transmise par les poteaux :

Column	G+Q(KN)	Ni total(KN/m)	Mi(KN/m)	Mtotal(KN.m)	ei (m)	Nixei (KN.m)
C5	240.41		2.846		15.925	3828.52
C10	700.71		6.088		12.525	8776.39
C15	949.72		6.613		9.325	8856.139
C20	1104.07		7.544		6.125	6768.55
C25	315.72		4.128		1.525	481.473
C30	316.01		4.122		-1.525	-481.915
C35	1105.47		7.547		-6.125	-6771.00
C40	949.72		6.614		-9.325	-8856.139
C45	700.71		6.088		-12.525	-8776.39
C50	240.41		2.846		-15.925	-3828.52
		6622.95		54.43		-2.892

Coordonnée de la résultante des forces par rapport au CDG de la semelle :

$$e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{\sum N_i}$$

$$AN : e = \frac{-2.892 + 54.43}{6622.95} = 0.007m$$

$$e = 0.007 m < \frac{L}{6} = \frac{32.15}{6} = 5.35 m \quad \longrightarrow \quad \text{Répartition trapézoïdale}$$

$$q_{\max} = \frac{N}{L} \left(1 + \frac{6e}{L} \right) = \frac{6622.95}{32.15} \times \left(1 + \frac{6 \times 0.007}{32.15} \right) = 206.27 \text{ [KN/m]}$$

$$q_{\min} = \frac{N}{L} \left(1 - \frac{6e}{L} \right) = \frac{6622.95}{32.15} \times \left(1 - \frac{6 \times 0.007}{32.15} \right) = 207.78 \text{ [KN/m]}$$

$$q_{(L/4)} = \frac{N}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right) = \frac{6622.95}{32.15} \times \left(1 + \frac{3 \times 0.007}{32.15}\right) = 206.13 \text{ kN/m}^2$$

✓ **détermination de la largeur de la semelle :**

$$B \geq \frac{q_{(L/4)}}{\sigma_{SOL}} = \frac{206.13}{250} = 0.82 \text{ m} \text{ on prend } B = 1 \text{ m}$$

On aura donc, $S = 1 \times 32.15 = 32.15 \text{ m}^2$

Nous aurons la surface totale des semelles sous poteaux : $S_p = S \times n$

$$S_p = 32.15 \times 10 = 321.5 \text{ m}^2$$

$$S_t = S_p + S_v$$

$$S_t = 321.5 + 135.94 = 457.44 \text{ m}^2$$

La surface totale de la structure : $S_{st} = 32.15 \times 14.30 = 459.74 \text{ m}^2$

Le rapport de la surface des semelles sur la surface de la structure est :

$$\frac{S_t}{S_{st}} = \frac{457.44}{459.74} = 0.99$$

$$S_t > 50 \% S_{st}$$

La surface des semelles représente 99 %

Conclusion :

Les semelles présentent de grandes largeurs provoquant un chevauchement entre elles occupant ainsi une superficie supérieure à **50 %** de la surface totale du bâtiment, pour cela nous opterons pour un radier général.

VIII-1-3) Calcul du radier général :

Un radier est définit comme étant une fondation superficielle 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 diminuées du poids propre du radier.

Les avantages que le radier offre par rapport aux autres semelles superficielles :

- Rigide en son plan horizontal ;
- Permet une répartition de la charge sur le sol de la fondation ;
- Facilité de coffrage
- Rapidité d'exécution
- Semble mieux convenir face aux désordres ultérieurs qui peuvent provenir des tassements éventuels

VIII-1-4) Pré dimensionnement du radier :

a) Selon la condition d'épaisseur minimale :

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ($h_{\min} \geq 25$ cm)

b) Selon la condition forfaitaire :

- **Sous voiles :**

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5}$$

h : épaisseur du radier

L_{\max} : portée max

$$L_{\max} = 4.60 \text{ m} \Rightarrow \Rightarrow \frac{460}{8} \leq h \leq \frac{460}{5}$$

$$57.5 \text{ cm} \leq h \leq 92 \text{ cm}$$

On prend : **$h_r = 75 \text{ cm}$**

- **Sous poteaux :**

➤ **La dalle :**

La dalle du radier doit satisfaire les conditions suivantes :

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20}$$

Avec une hauteur minimale de 25 cm

$$h_d \geq \frac{460}{20} = 23 \text{ cm}$$

Soit : **$h_d = 40 \text{ cm}$**

➤ **La nervure :**

La nervure du radier doit avoir une hauteur h_n égale a :

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10} \Rightarrow h_n \geq \frac{460}{10} = 46 \text{ cm}$$

Soit : **$h_n = 50 \text{ cm}$**

C) Condition de la longueur d'élasticité :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{K \cdot b}} \geq \frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} \cdot L_e \quad \text{Ce qui conduit à : } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}\right)^4 \cdot \frac{3 \cdot K}{E}}$$

Avec :

L_e : Longueur élastique ;

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface $K = 40 \text{ MPa}$ pour un sol moyen ;

I : L'inertie de la section du radier (bande de 1 m) ;

E : Module de déformation longitudinale déferée $E = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.86 \text{ MPa}$

L_{\max} : Distance maximale entre nus des nervures.

$$D'où : h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times 4.60\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10818.86}} = 0.94 \text{ m}$$

On prend : $h_n = 95 \text{ cm}$

-La base de la nervure :

$$0.4h_n \leq b_n \leq 0.7 h_n \quad \implies \quad 0.4 \times 95 \leq b_n \leq 0.7 \times 95$$

$$38 \text{ cm} \leq b_n \leq 66.5 \text{ cm}$$

On prend $b_n = 55 \text{ cm}$

Conclusion : D'après les calculs précédents on adopte le dimensionnement suivant :

$h_n = 95 \text{ cm}$ Hauteur de la nervure.

$h_d = 40 \text{ cm}$ Hauteur de la dalle.

$b_n = 55 \text{ cm}$ Largeur de la nervure.

VIII-1-5) Détermination des efforts :

❖ **Calcul de la surface nécessaire au radier :**

- Charge permanente $G_{\text{bat}} = 45674.15 \text{ KN}$
- Charge d'exploitation $Q_{\text{bat}} = 7100.03 \text{ KN}$

❖ **Combinaison d'actions :**

$$ELU : N_{ul} = 1,35G + 1,5Q = (1,35 \times 45674.15) + (1,5 \times 7100.01) = 72310.14 \text{ KN.}$$

$$ELS : N_{sl} = G + Q = 45674.15 + 7100.03 = 52774.18 \text{ KN.}$$

VIII-1-6) Détermination de la surface nécessaire du radier :

$$ELU : S_{radier} \geq \frac{N_u}{1,33 \bar{\sigma}_{sol}} = \frac{72310.14}{1,33 \times 250} = 217.47 \text{ m}^2$$

$$ELS : S_{radier} \geq \frac{N_s}{1,33 \bar{\sigma}_{sol}} = \frac{52774.18}{1,33 \times 250} = 158.71 \text{ m}^2$$

$$S_{rad} = \max(S_{nec}^{ELU}; S_{nec}^{ELS}) = 217.47 \text{ m}^2$$

$$S_{bat} = 459.74 \text{ m}^2 > \text{Max}(S_1; S_2) = 217.47 \text{ m}^2$$

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 de BAEL, et il sera calculé comme suit :

$$L_{deb} \geq \max\left(\frac{h}{2}; 30 \text{ cm}\right) = \max\left(\frac{95}{2}; 30 \text{ cm}\right) = 47.5 \text{ cm}$$

On opte pour un radier de $h_{deb} = 50 \text{ cm}$ dans les 4 sens.

$$S_{rad} = 459.74 + 0,5 \times (32.15 + 14.30) \times 2 = 506.19 \text{ m}^2$$

Donc on aura une surface totale du radier égale : $S_{rad} = 506.19 \text{ m}^2$

VIII-1-7) Calcul des sollicitations à la base du radier :

$G_{rad} =$ Poids de la dalle + Poids de la nervure + Poids de (T.V.O) + Poids de la dalle flottante.

Poids de la dalle:

$$P_{dalle} = S_{radier} \times h_d \times \rho_b$$

$$P_{dalle} = (506.19 \times 0,4) \times 25 = 5069 \text{ KN}$$

Poids des nervures:

$$P_{nerv} = b_n \times (h_n - h_d) \times L \times n \times \rho_b$$

$$P_n = [(0,55 \times (0,95 - 0,4) \times 32.15 \times 10) + (0,55 \times (0,95 - 0,4) \times 14.30 \times 5)] \times 25$$

$$P_n = 2972.06 \text{ KN}$$

Poids de TVO :

$$P_{TVO} = (S_{rad} - S_{nerv}) \times (h_n - e_{df}) \times \rho$$

$$\text{Avec : } S_{nerv} = (0,55 \times 32.15 \times 10) + (0,55 \times 14.30 \times 5) = 216.15 \text{ m}^2$$

$$P_{TVO} = [(506.19 - 216.15) \times (0.95 - 0.15)] \times 17 = 3944.54 \text{ KN.}$$

Poids de la dalle flottante:

$$P_{df} = (S_{rad} - S_{ner}) \times e_p \times \rho_b$$

$$P_{df} = (506.19 - 216.15) \times 0.15 \times 25 = 1087.65 \text{ KN. (} e_p = 15 \text{ cm).}$$

Poids de radier :

$$G_{rad} = 5069 + 2972.06 + 3944.54 + 1087.65 = 13073.25 \text{ KN}$$

Surcharge d'exploitation :

$$Q_{rad} = S \times 2.5 = 506.19 \times 2.5 = 1265.47 \text{ KN}$$

Poids total de la structure :

$$G_{tot} = G_{bat} + G_{rad} = 45674.15 + 13073.25 = 58747.4 \text{ KN}$$

$$Q_{tot} = Q_{bat} + Q_{rad} = 7100.03 + 1265.47 = 8365.5 \text{ KN}$$

Combinaison d'action :

$$N_u = 1.35G_{tot} + 1.5Q_{tot} = (1.35 \times 58747.4) + (1.5 \times 8365.5) = 91857.24 \text{ KN.}$$

$$N_s = G_{tot} + Q_{tot} = 58747.4 + 8365.5 = 67112.9 \text{ KN.}$$

VIII-1-8) Vérification :

VIII-1-8-1) Vérification à la contrainte de cisaillement :

Il faut vérifier que $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0.15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

Avec : $b = 100 \text{ cm}$ $d = 0.9 h_d = 0.9 \times 40 = 36 \text{ cm.}$

$$T_u^{\max} = \frac{N_u \cdot b}{S_{rad}} \cdot \frac{L_{\max}}{2} = \frac{91857.24 \times 1}{506.19} \times \frac{4.60}{2} = 417.37 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{417.37 \times 1000}{1000 \times 370} = 1.12 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Calcul des caractéristiques géométriques du radier :

Calcul du centre de gravité du radier :

$$X_G = \frac{\sum S_i \times X_i}{\sum S_i} = 16.07 \text{ m} \quad Y_G = \frac{\sum S_i \times Y_i}{\sum S_i} = 7.15 \text{ m}$$

Avec : S_i : Aire du panneau considéré et X_i , Y_i : Centre de gravité du panneau considéré.

Moment d'inertie du radier :

$$I_{xx} = \frac{b\bar{h}^3}{12} = \frac{3215 \times 1430^3}{12}$$

$$I_{xx} = 7834.43 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = \frac{b\bar{h}^3}{12} = \frac{1430 \times 3215^3}{12}$$

$$I_{yy} = 39600.23 \text{ m}^4$$

VIII-1-8-2) 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 le effort normal (N) du aux charges verticales.

Le diagramme uniforme des contraintes nous donne :

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \quad (\text{RPA99/2003 .Art.10.1.4.1})$$

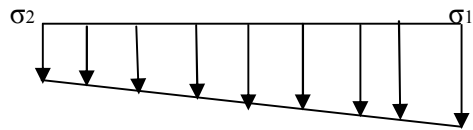


Diagramme des contraintes.

$$M = M_0 + T_0 \times h$$

M_0 : Moment sismique à la base du bâtiment

T_0 : Effort tranchant à la base du bâtiment

h : profondeur de l'infrastructure (dalle+nervure)

Ainsi on doit vérifier que :

$$\text{A l'ELU : } \sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1.33 \cdot \sigma_{sol}$$

$$\text{A l'ELS : } \sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} V$$

Sens longitudinal :

A l'ELU:

$$M_x = 57499.382 + 24039.664 \times 0.95 = 80337.06 \text{ KN.m}$$

$$N_U = 91857.24 \text{ KN}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_U}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{YY}} \times V \quad \sigma_1 = \frac{91857.24}{506.19} + \frac{80337.06}{39600.23} \times 16.07 = 214.06 \text{KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_U}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{YY}} \times V$$

$$\sigma_2 = \frac{91857.24}{506.19} - \frac{80337.06}{39600.23} \times 16.07 = 148.86 \text{KN/m}^2$$

D'où:

$$\sigma_m = \frac{3 \times 214.06 + 148.86}{4} = 197.76 \text{KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 197.76 \text{KN/m}^2 < 1.33 \sigma_{sol} = 332.5 \text{KN/m}^2$$

AI'ELS:

$$M_X = 80337.06 \text{KN.m}$$

$$N_s = 67112.9 \text{KN}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{YY}} \times V \quad \sigma_1 = \frac{67112.9}{506.19} + \frac{80337.06}{39600.23} \times 16.07 = 165.18 \text{KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_U}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{YY}} \times V$$

$$\sigma_2 = \frac{67112.9}{506.19} - \frac{80337.06}{39600.23} \times 16.07 = 99.98 \text{KN/m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 165.18 + 99.98}{4} = 148.88 \text{KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 148.88 \text{KN/m}^2 < \sigma_{sol} = 250 \text{KN/m}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Sens transversal :

A'ELU:

$$M_y = 65914.794 + 55338.4 \times 0.95 = 118486.274 \text{KN.m}$$

$$N_U = 91857.24 \text{KN}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_U}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \times V \quad \sigma_1 = \frac{91857.24}{506.19} + \frac{118486.274}{7834.43} \times 7.15 = 289.60 \text{KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_U}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \times V$$

$$\sigma_2 = \frac{91857.24}{506.19} - \frac{118486.274}{7834.43} \times 7.15 = 73.33 \text{KN} / \text{m}^2$$

D'où:

$$\sigma_m = \frac{3 \times 289.60 + 73.33}{4} = 235.53 \text{KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_m = 235.53 \text{KN} / \text{m}^2 < 1.33 \sigma_{sol} = 332.5 \text{KN} / \text{m}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

A P'ELS:

$$M_y = 118486.274 \text{KN.m}$$

$$N_s = 67112.9 \text{KN}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \times V \quad \sigma_1 = \frac{67112.9}{506.19} + \frac{118486.274}{7834.43} \times 7.15 = 240.72 \text{KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_U}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{YY}} \times V$$

$$\sigma_2 = \frac{67112.9}{506.19} - \frac{118486.274}{7834.43} \times 7.15 = 24.44 \text{KN} / \text{m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 240.72 + 24.44}{4} = 186.65 \text{KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_m = 186.65 \text{KN} / \text{m}^2 < \sigma_{sol} = 250 \text{KN} / \text{m}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

3) Vérification au poinçonnement : (BAEL99 Art A.5.2 4)

On doit vérifier que :

$$N_u \leq \frac{0.07 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

μ_c : Périmètre du contour projeté sur le plan moyen du radier,

N_u : charge de calcul à l'E.L.U,

h: épaisseur totale du radier.

- Vérification pour les poteaux

$$\mu_c = (a + b + 2h) \times 2 = 2(0.4 + 0.4 + 2 \times 0.95) = 5.4m$$

$$\frac{0,045 \mu_c h f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,045 \times 5,4 \times 0,95 \times 25000}{1,5} = 3847.5KN$$

$$N_u = 1525.73 \leq 3847.5 \text{ KN} \quad \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- Vérification pour les voiles

On considère une bonde de 01 ml du voile

$$e = 20 \text{ cm, } b = 1 \text{ m}$$

$$\mu_c = (a + b + 2h) \times 2 = 6.2 \text{ m}$$

$$\frac{0,045 \mu_c h f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,045 \times 6.2 \times 0,95 \times 25000}{1,5} = 4417.5KN$$

$$N_u = 4356.74 \text{ KN} \leq 4417.5 \text{ KN} \quad \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- Vérification à l'effort sous pression

$$p \geq \alpha \times S_{rad} \times \gamma \times Z$$

P : Poids total à la base du radier.

Z : Profondeur de l'infrastructure Z= 0.95 m

α : Coefficient de sécurité vis-à-vis du soulèvement α=1.5

γ : le poids volumique de l'eau

$$P = 583036.8 \text{ KN} \geq 1.5 \times 506.19 \times 10 \times 0.95 = 7213.20 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

VIII-1-9) Ferrailage du radier

Pour le calcul du ferrailage du radier, on utilise les méthodes exposées dans le BEAL 91

VIII-1-9-1) Ferrailage des panneaux encastres sur 4 appuis :

On distingue deux cas :

1^{er} Cas : Si $\rho < 0,4$: la flexion longitudinale est négligeable.

$$M_{ox} = q_u \cdot \frac{L_x^2}{8} \quad \text{et} \quad M_{oy} = 0$$

2^{ème} Cas : Si $0.4 \leq \rho \leq 1$: les deux flexions interviennent, les moments développés au centre de la dalle dans les deux bandes de largeur d'unité valent :

- Dans le sens de la petite portée L_x : $M_{ox} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2$
- Dans le sens de la grande portée L_y : $M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox}$

Les coefficients μ_x, μ_y sont données par les tables de PIGEAUD.

Avec :

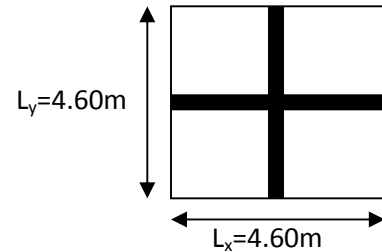
$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \quad \text{avec } (L_x < L_y)$$

Remarque :

Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, il leur sera donc adopté la même section d'armatures, en considérant pour le calcul de panneau le plus sollicité.

VIII-1-9-2) Identification du panneau le plus sollicité :

$$L_x = 4.60 \text{ m} ; L_y = 4.60 \text{ m}, \quad \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4.60}{4.60} = 1$$



A l'ELU : $\begin{cases} \mu_x = 0.0368 \\ \mu_y = 1 \end{cases}$

A l'ELS : $\begin{cases} \mu_x = 0.0442 \\ \mu_y = 1 \end{cases}$

$0,4 \leq \alpha \leq 1 \Rightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens.

Pour le calcul du Ferrailage, soustrairons de la contrainte maximale σ_M^{\max} , la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

- A l'ELU :

$$q_{um} = \sigma_m(ELU) - 1.35 \times \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = (235.53 - 1.35 \times \frac{13073.25}{506.19}) \times 1ml = 200.66 \text{ KN} / m^2$$

- A l'ELS :

$$q_{sm} = \sigma_m(ELS) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = (186.65 - \frac{13073.25}{506.19}) \times 1ml = 160.82 \text{ KN} / m^2$$

VIII-1-9-3) Calcul à l'ELU :

1. Evaluation des moments M_x, M_y :

On obtient :

$$M_{0x} = 0.0368 \times 200.66 \times 4.6^2 = 156.25 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = 1 \times 156.25 = 156.25 \text{ KN.m}$$

Remarque : Afin de tenir compte des semi encastrement de cette dalle au niveau des nervures, les moments calculés seront minorés en leur effectuant de (-0,4) aux appuis et (0,75) en travée.

2. Ferrailage dans le sens x-x :

Moments aux appuis : Moments en travée :

$$M_{ua} = (-0,4) \cdot M_{0x}$$

$$M_{ua} = (-0,4) \times 156.25$$

$$M_{ua} = -62.5 \text{ KN.m}$$

$$M_{ut} = (0,75) \cdot M_{0x}$$

$$M_{ut} = (0,75) \times 156.25$$

$$M_{ut} = 117.18 \text{ KN.m}$$

• **Aux appuis :**

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{62.5 \times 10^3}{100 \times (37)^2 \times 14.2} = 0.032 < 0.392 \Rightarrow SSA$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0.032 \rightarrow \beta_u = 0.984$$

$$A_{ua} = \frac{M_{ua}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{62.5 \times 10^3}{0.984 \times 37 \times 348} = 6.75 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow A_{ua} = 6.75 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit : 6 HA 14 = 9.24 cm² / ml avec un espacement de 17 cm

• **En travée :**

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{117.18 \times 10^3}{100 \times (37)^2 \times 14.2} = 0.060 < 0.392 \Rightarrow SSA$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0.060 \rightarrow \beta_u = 0.969$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{117.18 \times 10^3}{0.969 \times 37 \times 348} = 9.39 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{ut} = 9.39 \text{ cm}^2$$

Soit : 6 HA 16 / ml = 12.06 cm² Avec un espacement de 17 cm.

3. Ferrailage dans le sens y-y :

Moments aux appuis : Moments en travée :

$$M_{ua} = (-0,5) \cdot M_{0y}$$

$$M_{ua} = (-0,5) \times 156.25$$

$$M_{ua} = -78.12 \text{ KN.m}$$

$$M_{ut} = (0,85) \cdot M_{0y}$$

$$M_{ut} = (0,85) \times 156.25$$

$$M_{ut} = 132.81 \text{ KN.m}$$

- Aux appuis :

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{78.12 \times 10^3}{100 \times (37)^2 \times 14.2} = 0.040 < 0.392 \Rightarrow SSA$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0.040 \rightarrow \beta_u = 0.980$$

$$A_{ua} = \frac{M_{ua}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{78.12 \times 10^3}{0.980 \times 37 \times 348} = 6.19 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit : 6 HA 14 = 9.24 cm² / ml avec un espacement de 17 cm

- En travée :

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{132.81 \times 10^3}{100 \times (37)^2 \times 14.2} = 0.068 < 0.392 \Rightarrow SSA$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0.068 \rightarrow \beta_u = 0.965$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{132.80 \times 10^3}{0.965 \times 37 \times 348} = 10.68 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit : 6HA16 /ml=12.06 cm² Avec un espacement de 17 cm.

VIII-1-9-4) Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \delta_0 \cdot b \cdot h \cdot \frac{3 - \frac{L_x}{L_y}}{2} \text{ Avec } \delta_0 = 0,0008 \text{ pour HA FeE400}$$

$$A_{\min} = 0,0008 \times 100 \times 27 \times \frac{3-1}{2} = 2.16 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Aux appuis : $A_{ua}^x = 9.24 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.16 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée}$
 $A_{ua}^y = 9.24 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.16 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée}$

En travée : $A_{ut}^x = 12.06 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.16 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée}$
 $A_{ut}^y = 12.06 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.16 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée}$

VIII-1-9-5) Calcul à l'ELS :

1. Evaluation des moments M_x, M_y :

$$M_x = \mu_x \cdot q_s \cdot L_x^2 \quad \text{et} \quad M_y = \mu_y \cdot M_x$$

On obtient : $M_x = 0.0442 \times 160.82 \times 4.60^2 = 150.41 \text{ KN.m}$
 $M_y = 1 \times 150.41 = 150.41 \text{ KN.m}$

Moments aux appuis : Moments en travée :

$$\begin{aligned} M_{sa} &= (-0,4) \cdot M_{sx} & M_{st} &= (0,75) \cdot M_{sx} \\ M_{sa} &= (-0,4) \times 150,41 & M_{st} &= (0,75) \times 150,41 \\ M_{sa} &= -60,15 \text{KN.m} & M_{st} &= 112,80 \text{KN.m} \end{aligned}$$

2. Vérification des contraintes dans le béton (Sens x-x) :

a. On peut se dispenser de cette vérification, si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha = \frac{y}{d} < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

• **Aux appuis :**

$$\gamma = \frac{78,12}{60,15} = 1,29 \text{ et } \mu = 0,040 \rightarrow \alpha = 0,051$$

$$\alpha = 0,051 < \frac{1,03 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,395$$

• **En travée :**

$$\gamma = \frac{132,81}{112,80} = 1,17 \quad \text{et} \quad \mu = 0,068 \quad \rightarrow \alpha = 0,0881$$

$$\alpha = 0,0881 < \frac{1,17 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,335$$

La condition est vérifiée, donc il n'y a pas lieu de vérifier les contraintes dans le béton.

Les contraintes suivant (x-x) sont les mêmes que (y-y), donc les contraintes suivant (y-y) sont vérifiées.

-Vérification de l'espacement des barres :

Lorsque la fissuration est préjudiciable, l'écartement max des armatures d'une nappe est donnée par (A.8.2, 42/BAEL91 modifiées 99).

$$S_t \leq \min\{2h; 25\text{cm}\} = 25\text{cm} \Rightarrow \text{OK}$$

Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u \quad \text{Avec ;}$$

$$V_u = \frac{q_u L_y}{2} = \frac{235,53 \times 4,60}{2} = 541,719 \text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{541.719 \times 10^3}{1000 \times 370} = 1.46 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_u = 1.46 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \Rightarrow \text{OK}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires

VIII-1-10) Ferrailage du débord :

Le débord est assimilé à une console rectangulaire soumise à une charge uniformément répartie ; illustré dans la figure ci-dessous. Le calcul se fera pour une bonde de 1 mètre de longueur.

1. Sollicitations de calcul :

- **A l'ELU :**

$$q_u = 235.53 \text{ KN/ml}$$

$$M_u = \frac{-P_u \cdot l^2}{2} = \frac{-235.53 \times 0,5^2}{2} = -29.44 \text{ KN.m}$$

- **A l'ELS :**

$$q_s = 186.65 \text{ KN/ml}$$

$$M_s = \frac{-P_s \cdot l^2}{2} = \frac{-186.65 \times 0,5^2}{2} = -23.33 \text{ KN.m}$$

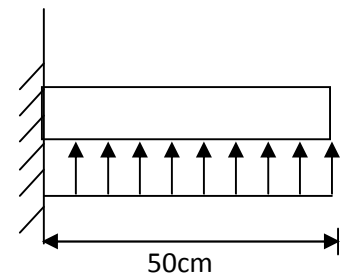


Schéma statique du débord

2. Calcul des armatures :

$$b = 1 \text{ m} ; \quad d = 37 \text{ cm} ; \quad f_{bc} = 14,20 \text{ MPa} ; \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{29.44 \times 10^3}{100 \times 37^2 \times 14.20} = 0.016 < \mu_r = 0.392$$

$$\mu_u = 0.016 \rightarrow \beta_u = 0.992$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{29.44 \times 10^3}{0.992 \times 37 \times 348} = 2.30 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

3. Vérification à l'ELU :

$$A_{\min} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 37 \times 2.1}{400} = 4.46 \text{ cm}^2$$

On adopte 4 HA12= 4.52cm²/ml avec s_t=25

5. Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{4.52}{4} = 2.26 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{On adopte 2 HA12} = 2.26 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

S_t = 20 cm.

6. Vérification à l'ELS :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{29.44}{23.33} = 1.26$$

$$\mu = 0,016 \rightarrow \alpha = 0,0201$$

$$\alpha = 0,0201 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.26 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,38 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

⇒ il n'y a pas lieu de faire la vérification des contraintes à l'ELS

Remarque :

Les armatures du radier sont supérieures à celles du débord

A_{radier} > A_{débord} ⇒ Le ferrailage du débord sera la continuité de celui de radier (le prolongement des barres des poutres et de la dalle au niveau des appuis).

VIII-1-11) Ferrailage des nervures :

Afin d'éviter tout risque de soulèvement du radier (vers le haut), celui-ci est muni de nervures (raidisseurs) dans les sens.

Pour le calcul des efforts internes, on utilisera le logiciel **ETABS**.

VIII-1-12) Détermination des efforts :

Sens longitudinal(X-X) :

ELU : q_u = 235.53 KN/m

ELS : q_s = 186.65KN/m

➤ ELU :

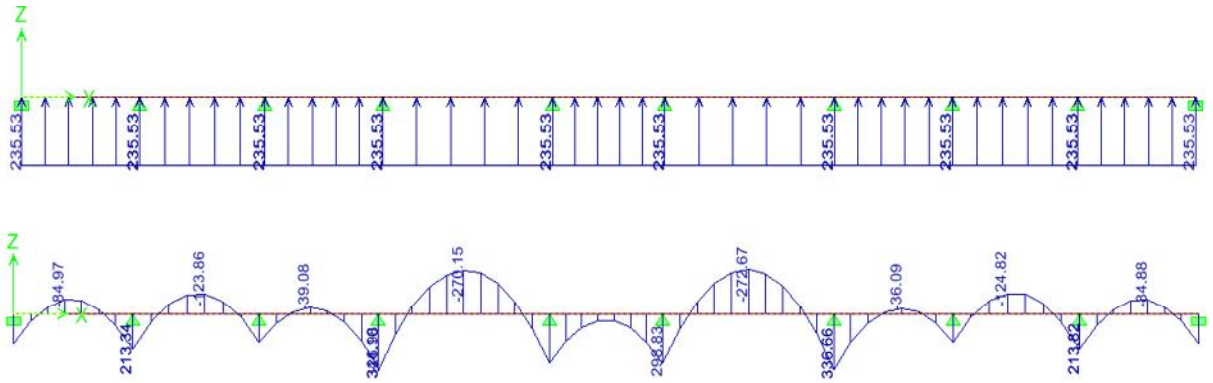


Diagramme du moment fléchissant à l'E.L.U

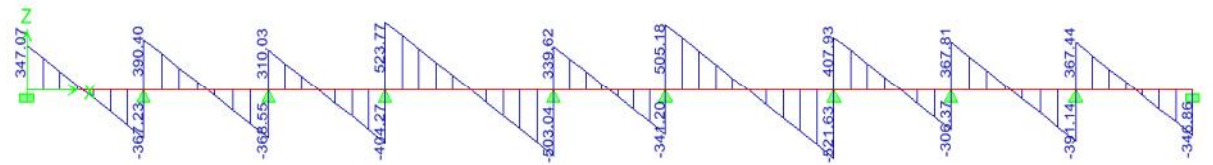


Diagramme de l'effort tranchant à l'E.L.U

➤ ELS :

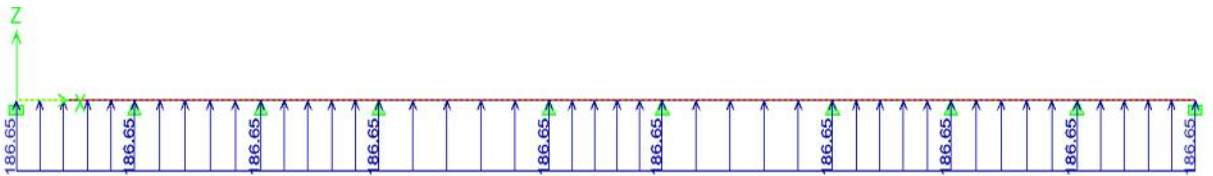


Diagramme de moment fléchissant à l'E.L.S

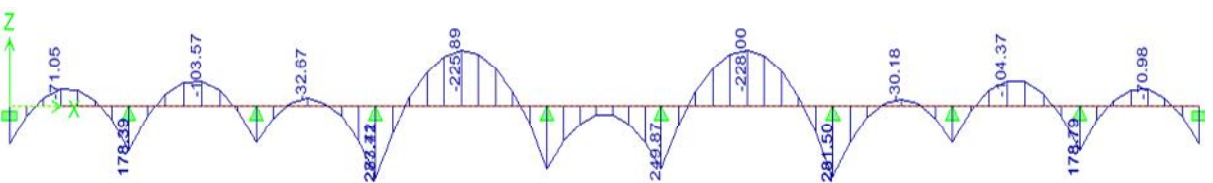


Diagramme de l'effort tranchant à l'E.L.S

❖ Calcul des armatures :

$$M_t^{\max} = -272.67 \text{KN.m}$$

$$M_a^{\max} = 336.66 \text{KN.m}$$

$$b=55\text{cm}, h=95\text{cm}, d=92\text{cm}, f_{bc} = 14.2 \text{Mpa}, \sigma_{st} = 348 \text{Mpa}$$

• Au appuis:

$$M_a^{\max} = 336.66 \text{KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{app}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{336.66 \times 10^3}{55 \times 92^2 \times 14.20} = 0,050 < \mu_r = 0.392 \text{ SSA}$$

$$\mu_u = 0.050 \rightarrow \beta_u = 0.974$$

$$A_u = \frac{Mu}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{336.66 \times 10^3}{0.974 \times 92 \times 348} = 10.79 \text{cm}^2$$

$$A_u = 10.79 \text{cm}^2$$

$$\text{Soit: } 4\text{HA}16+4\text{HA}12/\text{ml}=12.56\text{cm}^2/\text{ml} \quad \text{Avec : } S_t=12.5\text{cm}$$

• En travée :

$$M_{ut}^{\max} = 272.67 \text{KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{272.67 \times 10^3}{55 \times (92)^2 \times 14.2} = 0.042 < 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_u = 0.042 \rightarrow \beta_u = 0.979$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{272.67 \times 10^3}{0.979 \times 92 \times 348} = 8.69 \text{cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{ut} = 8.69 \text{cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{Soit: } 4\text{HA}14+4\text{HA}12/\text{ml}=10.68\text{cm}^2/\text{ml} \quad \text{avec un espacement de } 12.5\text{cm}$$

❖ Vérification à l'E.L.S :

On peut se dispenser de cette vérification, si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha = \frac{y}{d} < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

Sens	Zone	Mu	Ms	γ	μ	α	$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$	Obs.
X- X	Appuis	336.66	283.42	1.18	0.050	0.0541	0.340	Condition vérifiée
	Travée	272.67	228.00	1.19	0.042	0.0536	0.345	Condition vérifiée

➤ Sens transversal (Y-Y) :

- ELU :

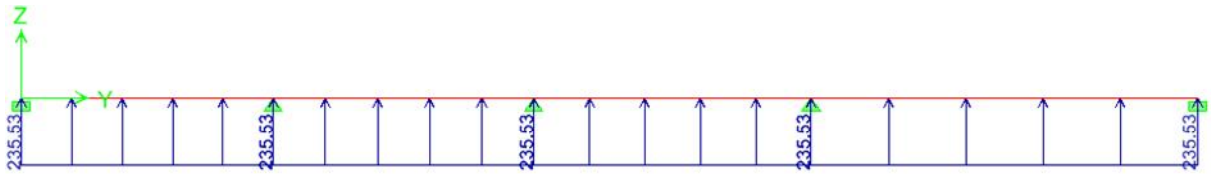


Diagramme du moment fléchissant à l'E.L.U

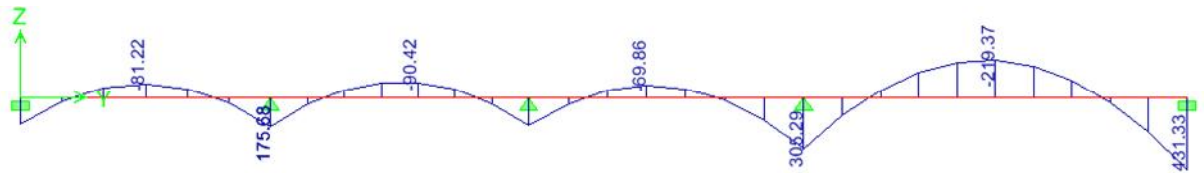
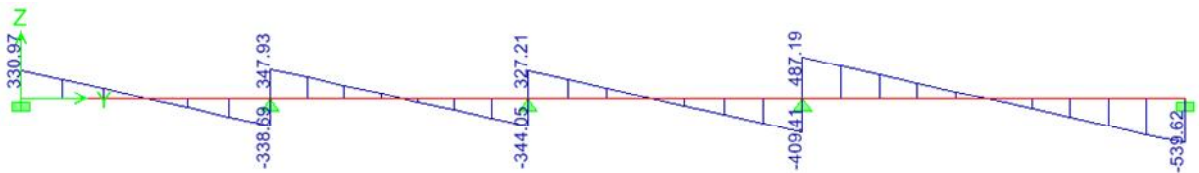


Diagramme de l'effort tranchant à l'E.L.U



- ELS :

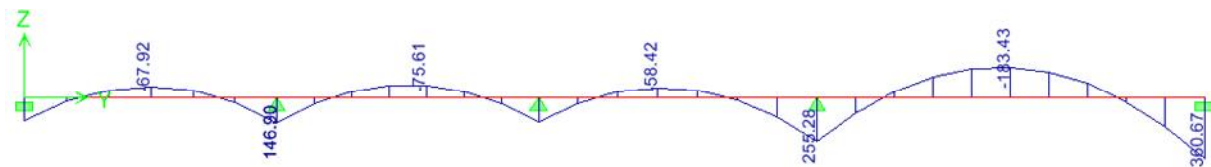
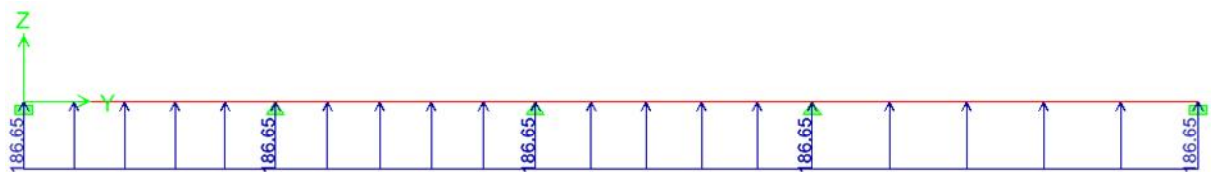


Diagramme de moment fléchissant à l'E.L.S

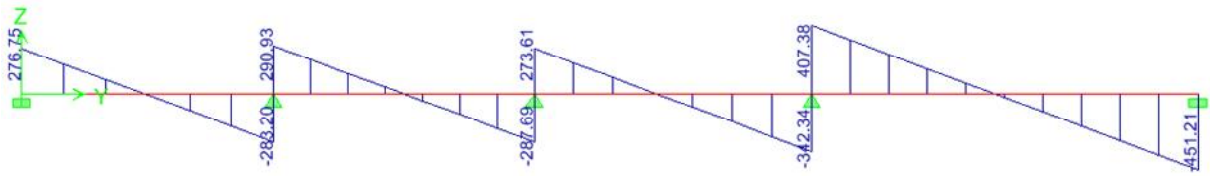


Diagramme de l'effort tranchant à l'E.L.S

❖ Calcul des armatures :

$$M_t^{\max} = -219.37 \text{ KN.m}$$

$$M_a^{\max} = 431.33 \text{ KN.m}$$

Le ferrailage se fera avec le moment Max aux appuis et travées dans le sens longitudinal

$$b=55\text{cm}, h=95\text{cm}, d=92\text{cm}, f_{bc} = 14.2\text{Mpa}, \sigma_{st} = 348\text{Mpa}$$

• Aux appuis:

$$M_a^{\max} = 431.33 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{app}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{431.33 \times 10^3}{55 \times 92^2 \times 14.20} = 0,066 < \mu_r = 0.392 \text{ SSA}$$

$$\mu_u = 0.066 \rightarrow \beta_u = 0.966$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{431.33 \times 10^3}{0.966 \times 92 \times 348} = 13.94 \text{ cm}^2$$

$$A_u = 13.94 \text{ cm}^2$$

Soit: 4HA16+4HA14=14.20cm²/ml Avec :S_t=12.5cm.

• En travée :

$$M_{ut}^{\max} = 219.37 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{219.37 \times 10^3}{55 \times (92)^2 \times 14.2} = 0.034 < 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_u = 0.034 \rightarrow \beta_u = 0.983$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{219.37 \times 10^3}{0.983 \times 92 \times 348} = 6.97 \text{ cm}^2$$

$$A_{ut} = 6.67 \text{ cm}^2$$

Soit : $4HA16 / ml = 8.04 \text{ cm}^2 / ml$ avec un espacement de 12.5cm

❖ Vérification à l'E.L.S :

On peut se dispenser de cette vérification, si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha = \frac{y}{d} < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

Sens	Zone	Mu	Ms	γ	μ	α	$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$	Obs.
Y- Y	Appuis	431.33	360.67	1.19	0.066	0.0834	0.345	Condition vérifiée
	Travée	219.37	183.43	1.19	0.034	0.0432	0.345	Condition vérifiée

❖ Vérification à l'ELU :

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{0.23 b d f_{t21}}{f_e} = \frac{0.23 \times 92 \times 55 \times 2.1}{400} = 6.10 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

Les sections d'armatures adoptées vérifient cette condition

Armatures transversales :

Selon le BAEL91, le diamètre minimal des armatures transversales doit vérifier :

$$\varphi_t = \frac{\varphi_t}{3} = \frac{16}{3} = 5.33 \text{ mm}$$

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

On prend un cadre et un étrier de $\varphi_t = 8 \text{ mm}$

Espacement des armatures :

En zone nodale :

$$S_t = \min \left\{ \frac{h}{4}, 12 \right\} = \min \{ 23.75; 32 \} = 15 \text{ cm}$$

En zone courante :

$$S_T = \frac{h}{2} = 47.5 \text{ cm} \quad \text{Soit } S_t = 20 \text{ cm}$$

Armatures transversales minimales :

$$A_{\min} = 0.003 S_t b = 3.3 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Soit } A_t = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2 (2 \text{ cadres}).$$

Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

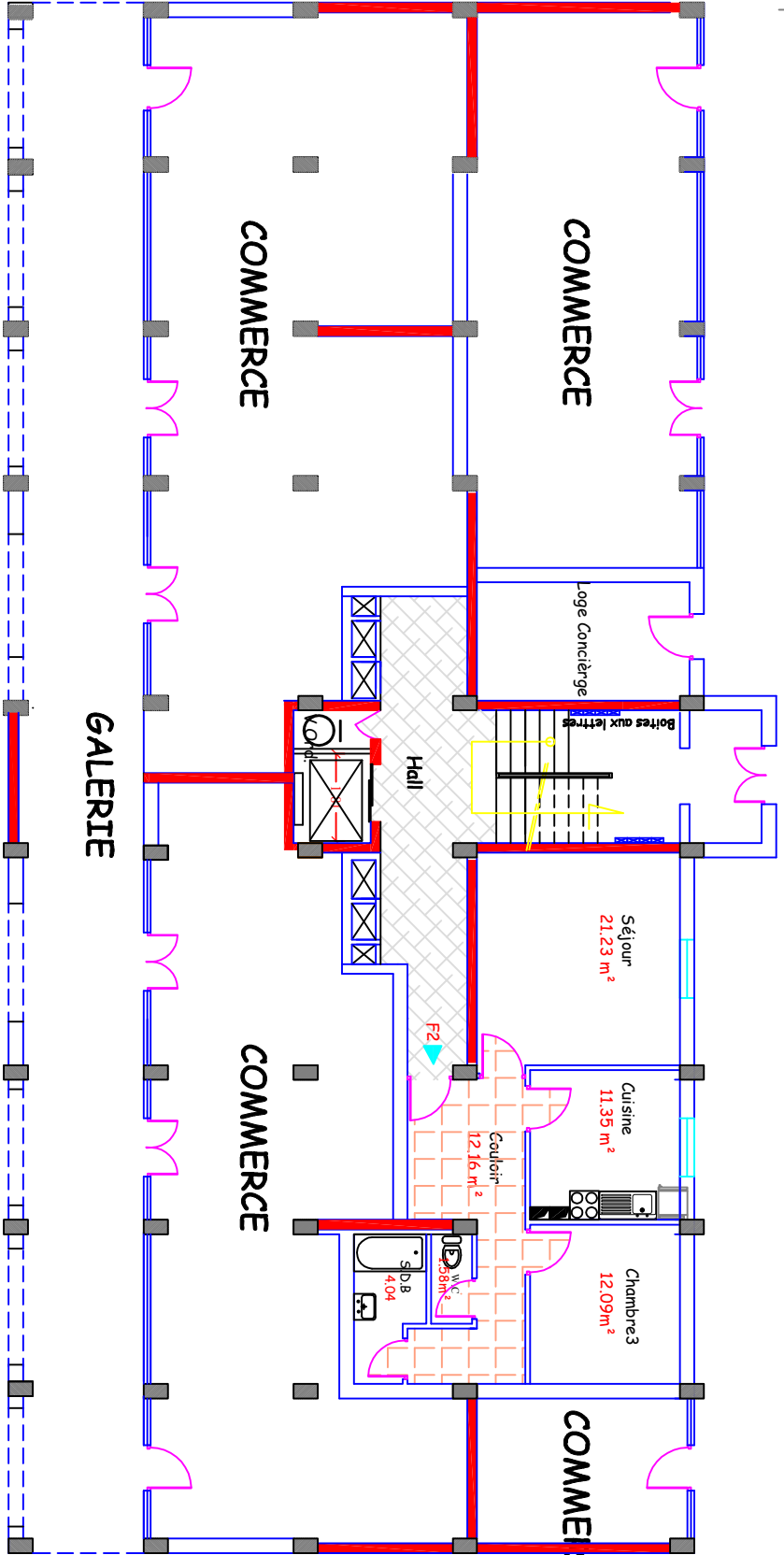
Avec :

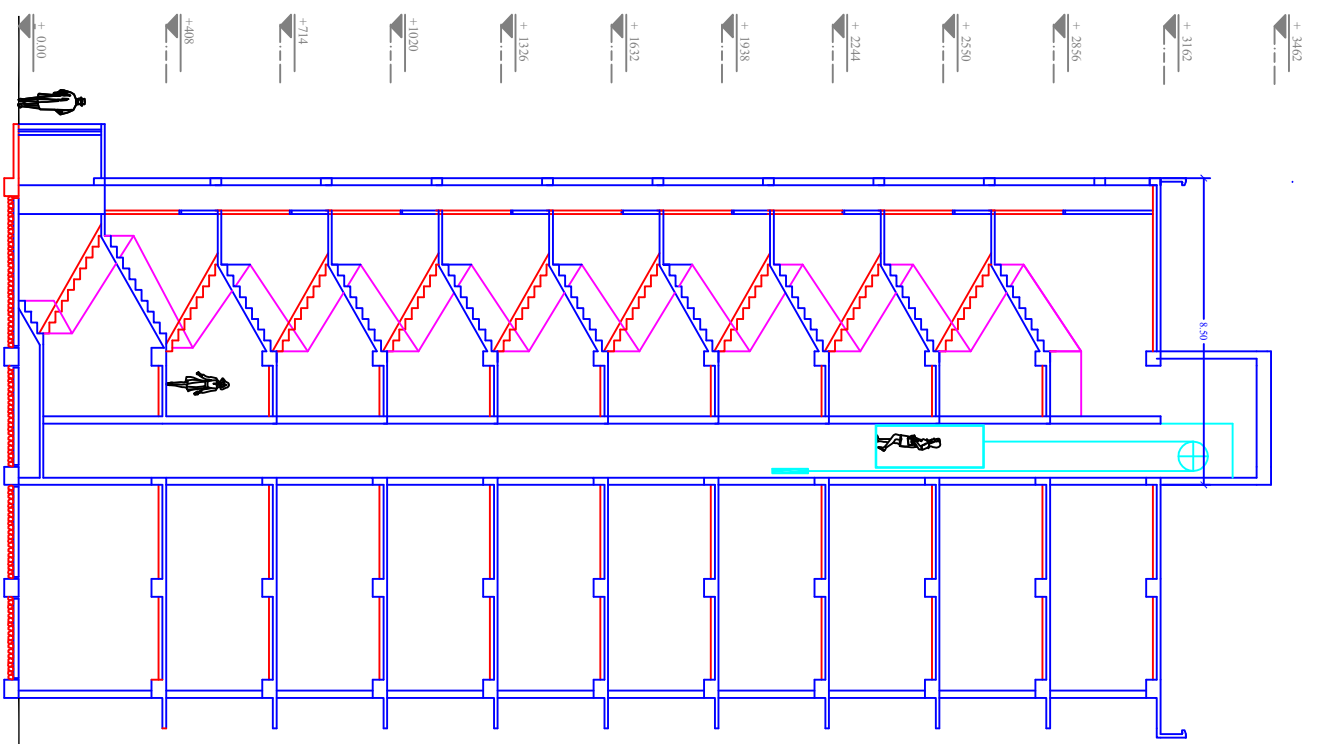
$$T_{u \max} = 539.62 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{539.62 \times 10^3}{550 \times 920} = 1.06 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$



ACCES LOGITS





+ 34.62

+ 31.62

+ 28.56

+ 25.50

+ 22.44

+ 19.38

+ 16.32

+ 13.26

+ 10.20

+ 7.14

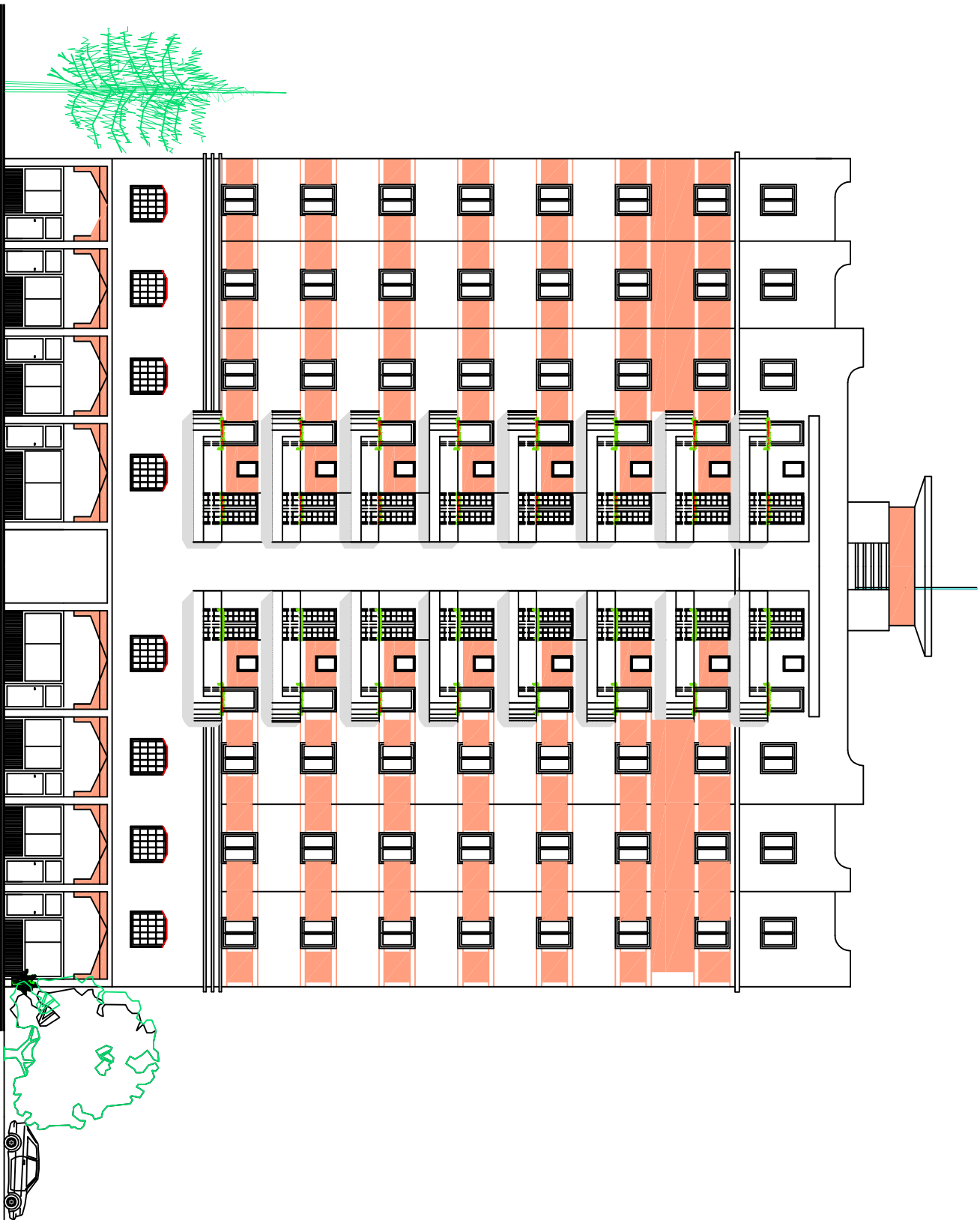
+ 4.08

+ 0.100

8.50

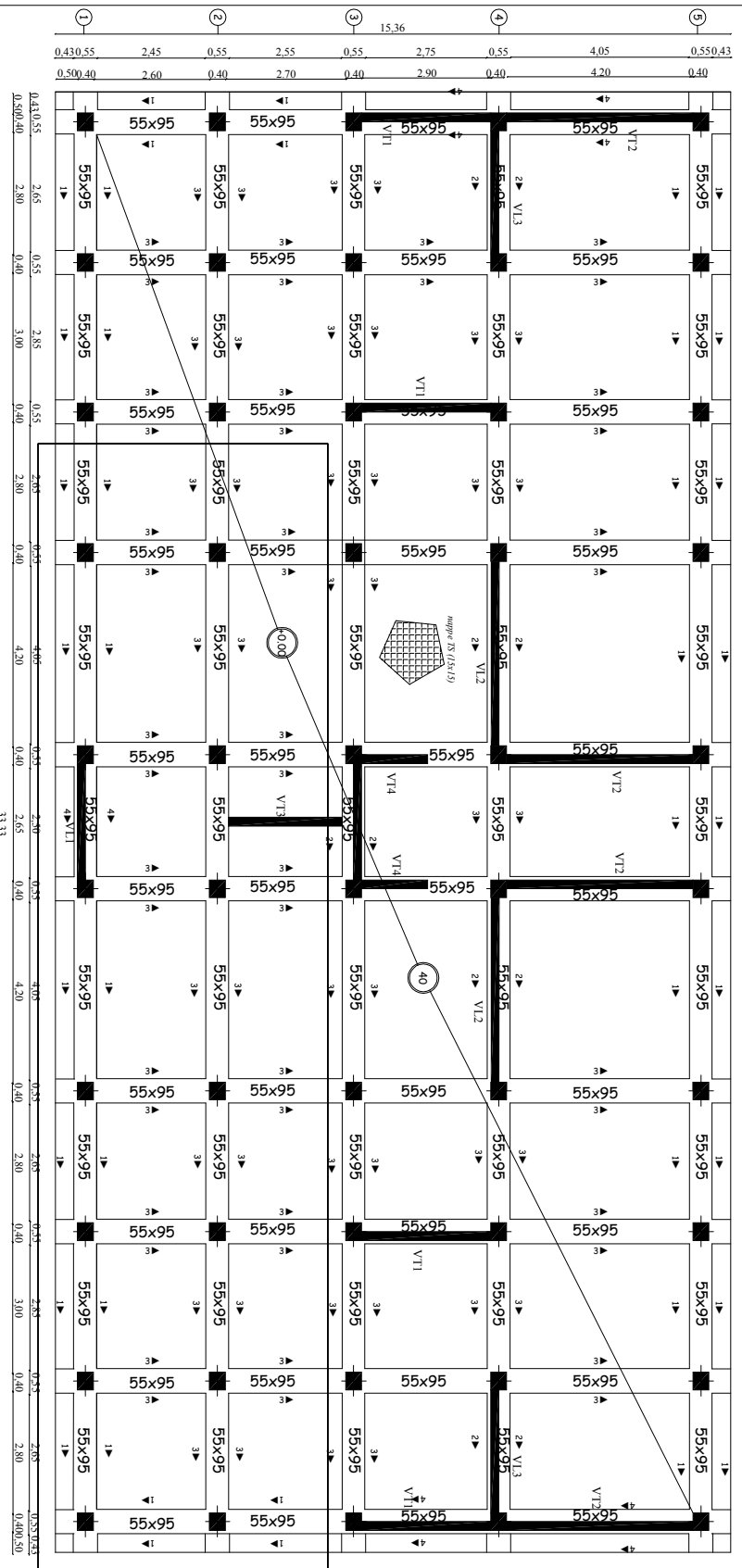
COUPE A-A

0 1 2 3 4m

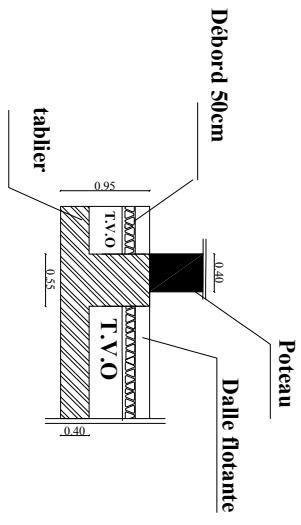


FACADE PRINCIPALE

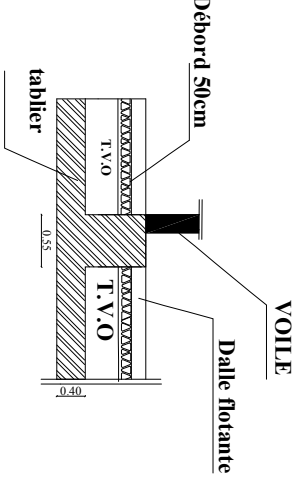
0 1 2 3 4m



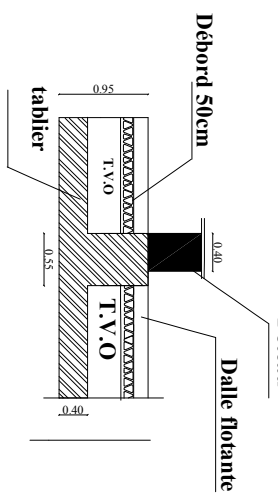
Coupe 1-1



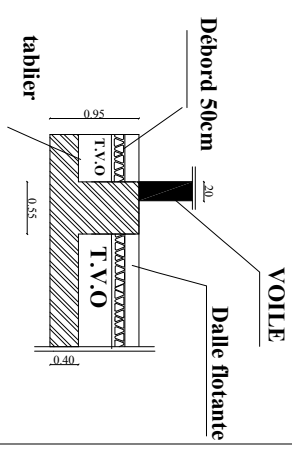
Coupe 2-2



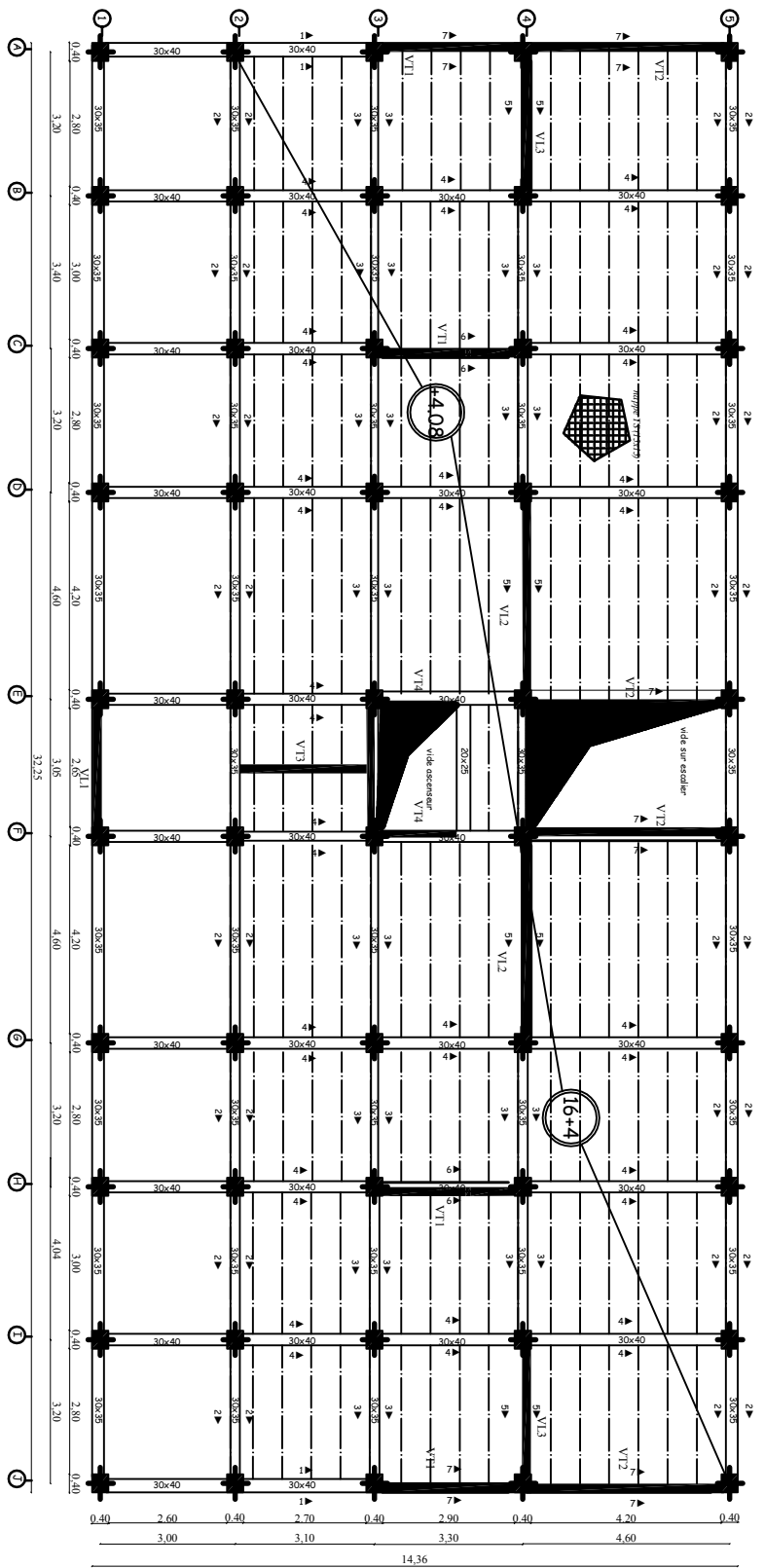
Coupe 3-3



Coupe 4-4



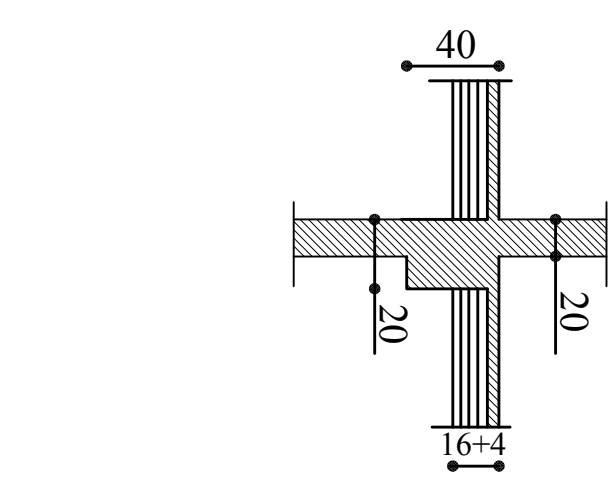
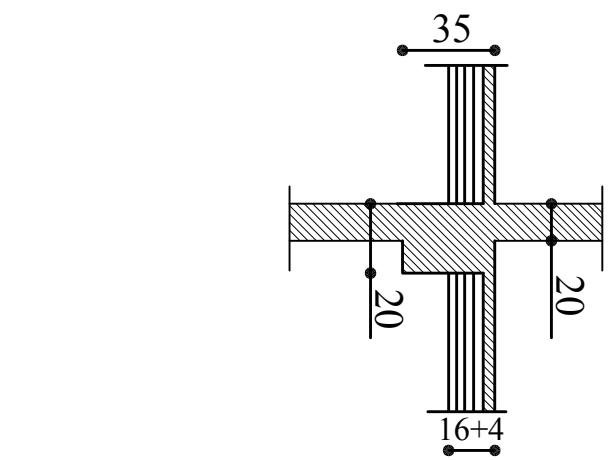
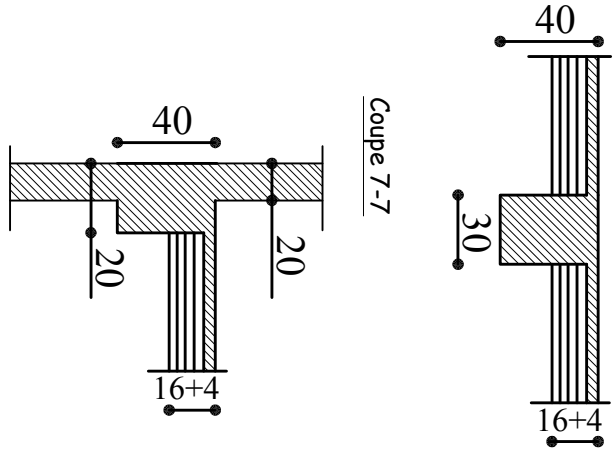
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI WILAYA DE TIZI OUZOU FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
Etudié par Dirigé par MEZZIANE Fouane HANITOU CHE NADIA MR. MANSOURI A	ECHELLE 1/100 DATE JUIN 2015 PLANCHE N°
COFFRAGE DU RADIERS GENERALE	



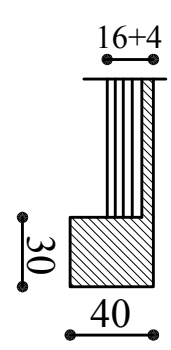
Coupe 4-4

Coupe 5-5

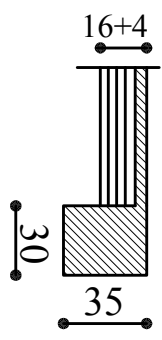
Coupe 6-6



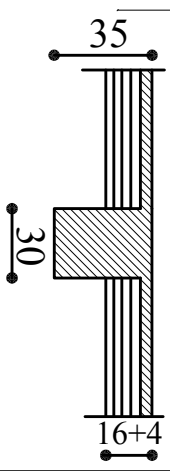
Coupe 1-1



Coupe 2-2



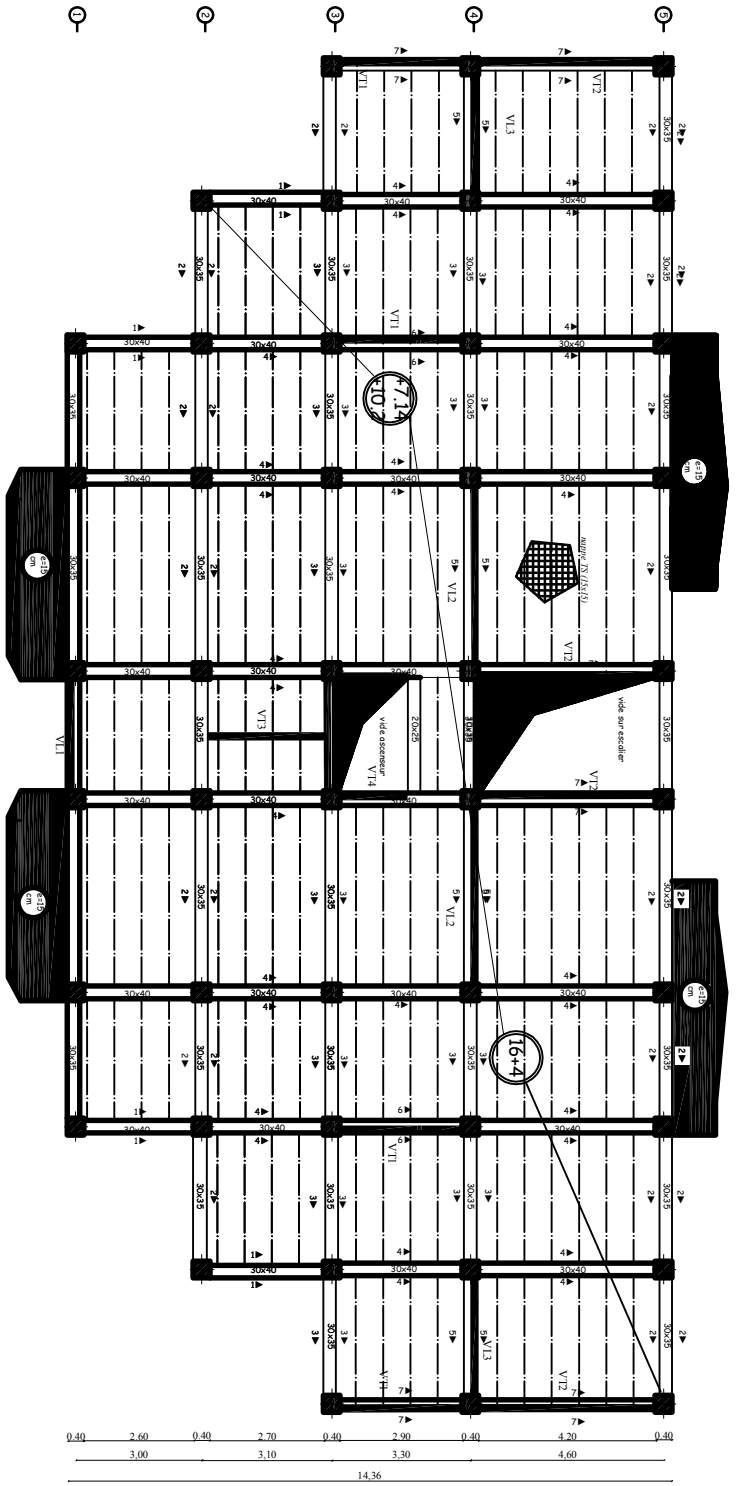
Coupe 3-3



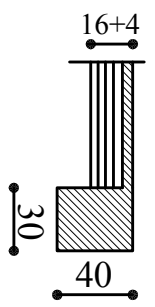
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 UNIVERSITE ALGERIENNE DE LA CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

Établi par : MEZIANE KHAM
 Dirigé par : Mr MANSOURIA

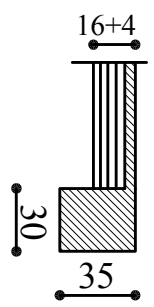
DESIGNATION: PLAN DE COUVRAGE DE PLANCHER +4.08
 ECHELLE: 1/100
 DATE: JUIN 2015
 PLANCHE N°



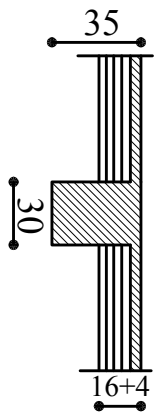
Coupe 1-1



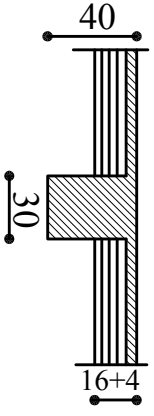
Coupe 2-2



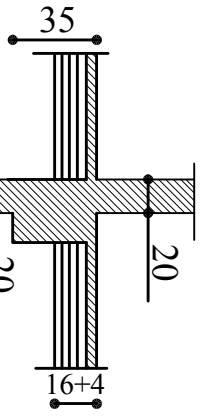
Coupe 3-3



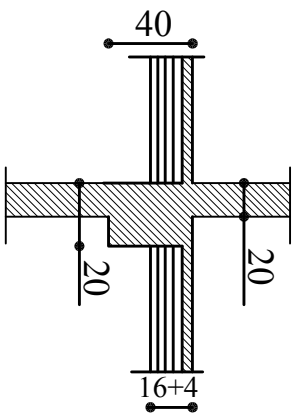
Coupe 4-4



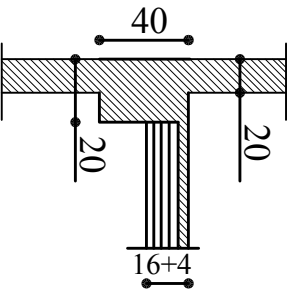
Coupe 5-5



Coupe 6-6



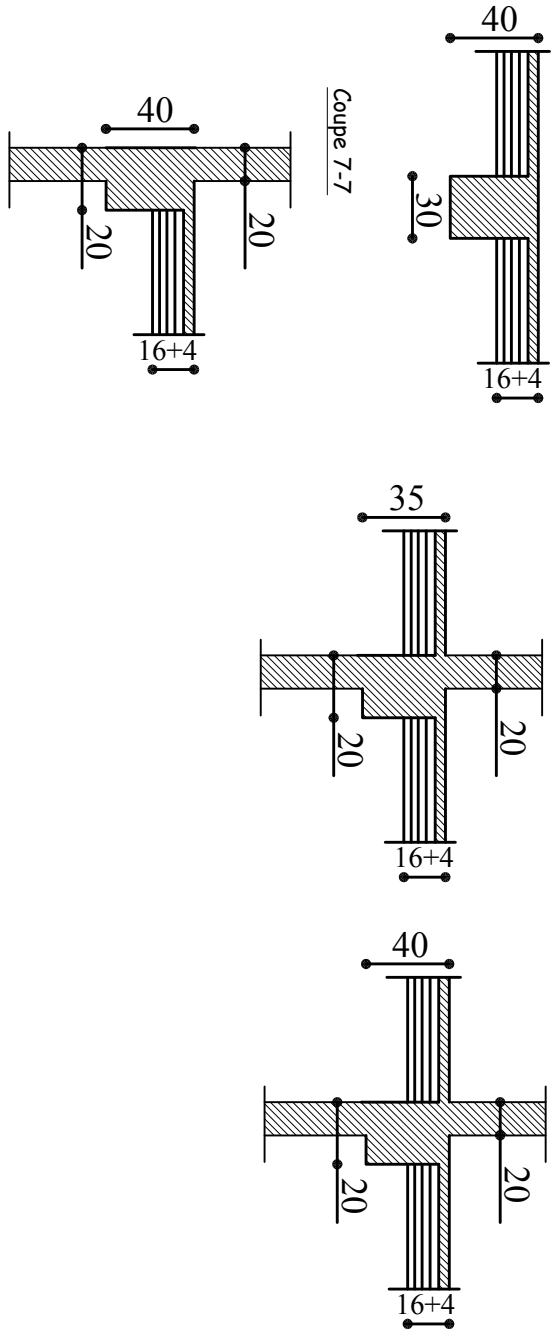
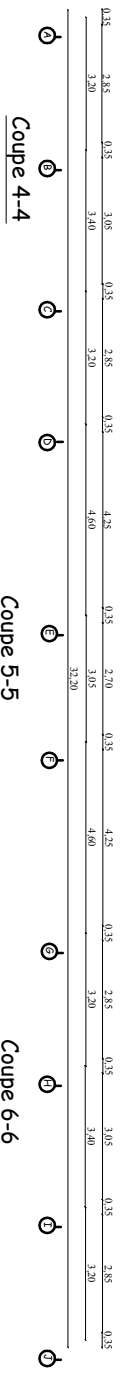
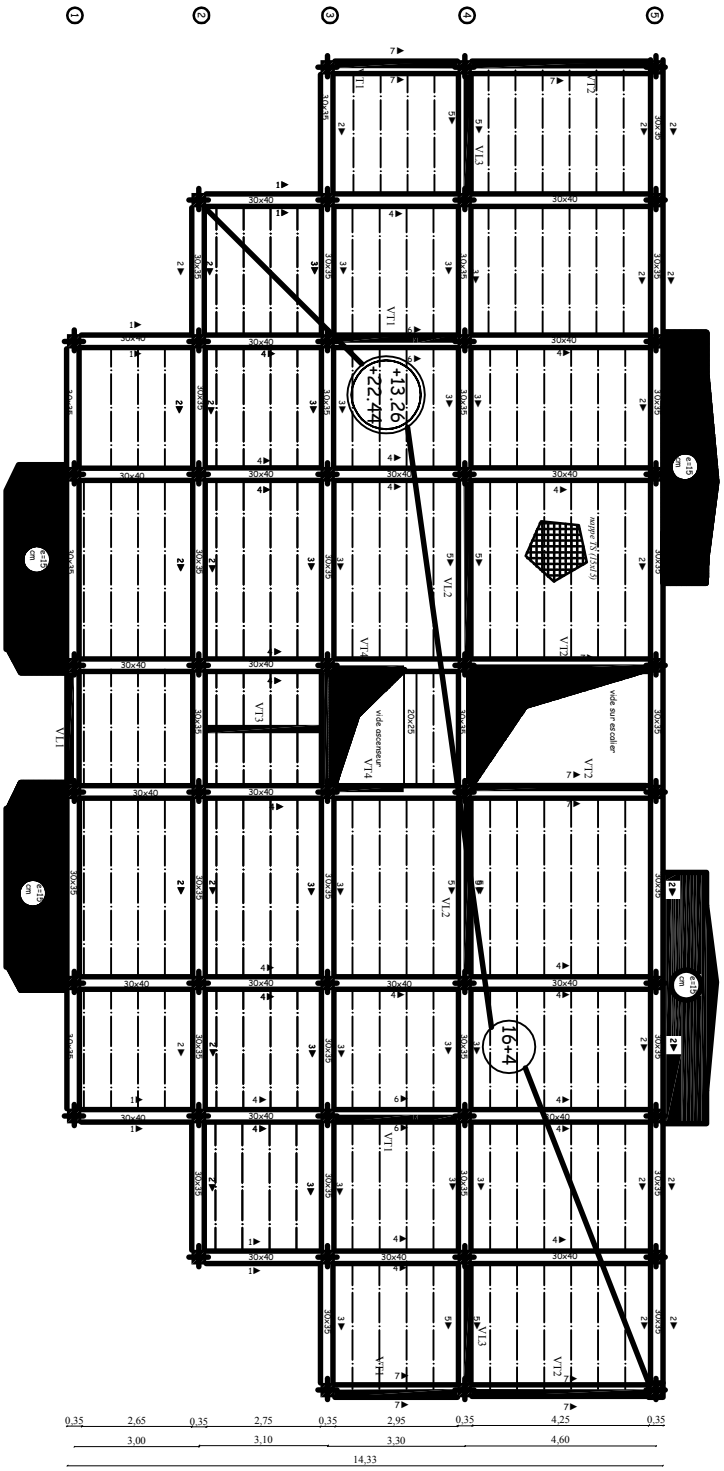
Coupe 7-7



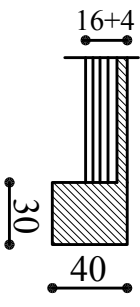
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI ELIAH DETZI OUDOU
 FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT DE GRANDE CIVIL

Etudié par : MEZIANE FAIMA
 Dirigé par : MR MANOUCHELA

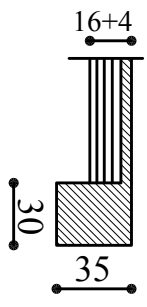
PLAN DE COUVRAGE DE
 PLANCHER 7/14/1020
 ECHELLE : 1/30
 DATE : JUIN 2015
 PLANCHER N°



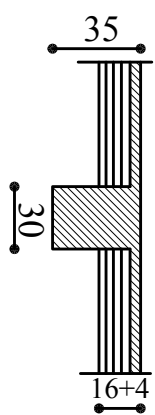
Coupe 1-1



Coupe 2-2



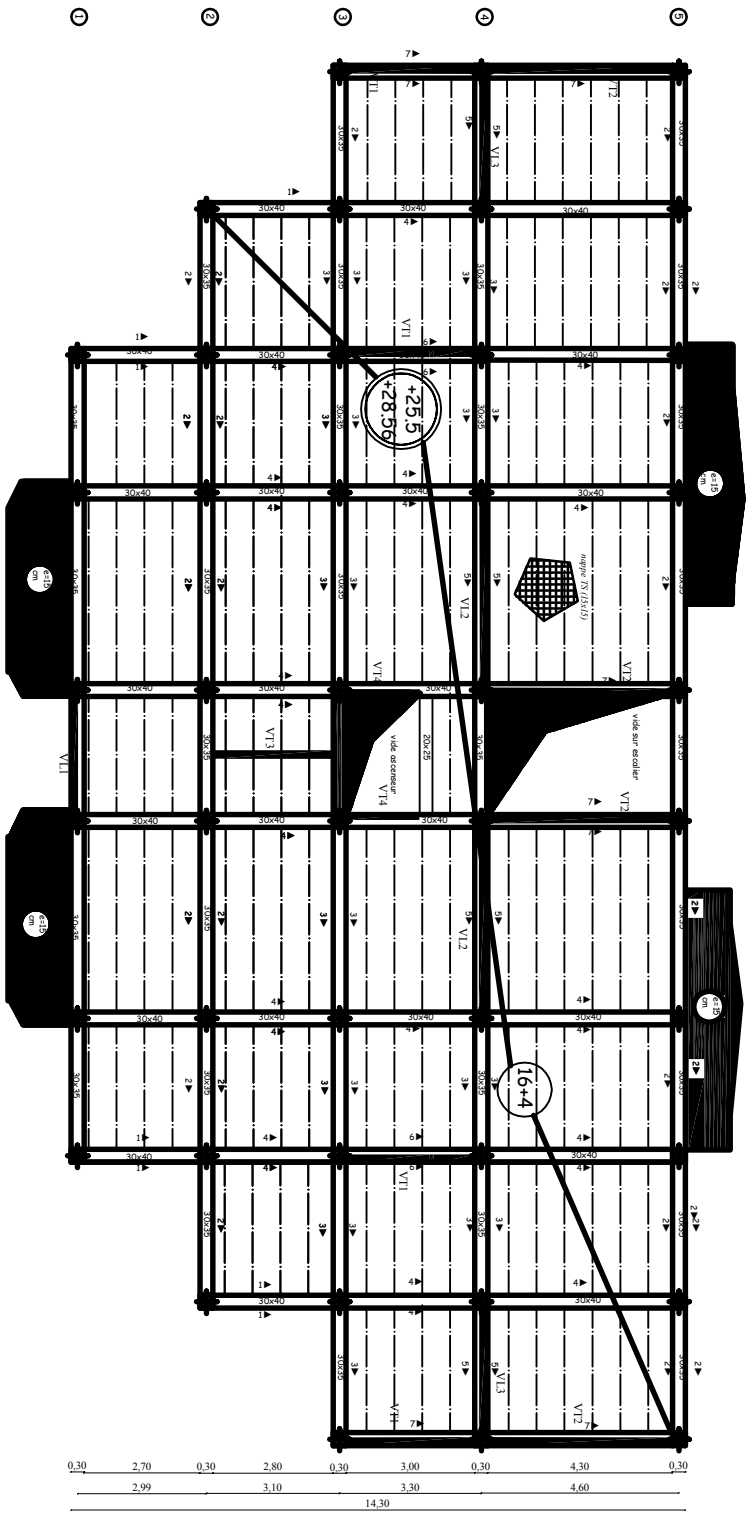
Coupe 3-3



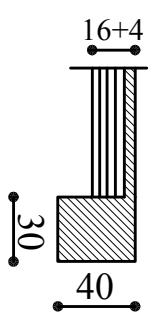
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNITE FIDELITE JUSTICE
FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

Établi par : **HOZJANE Fatma**
Dirigé par : **HAMITOUCHÉ Nouda**
M. MANOULOU A

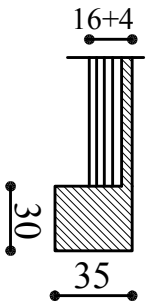
DESIGNATION : **PLAN DE COUVRAGE DES PLANCHERS 13.26.16.52.19.38.2.44**
ÉCHELLE : **1/100**
DATE : **JUN/2015**
BLANCHES N°



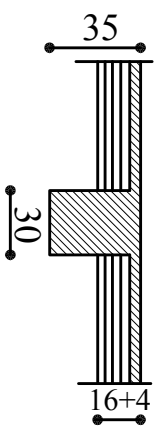
Coupe 1-1



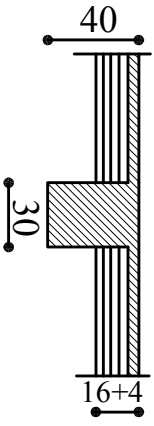
Coupe 2-2



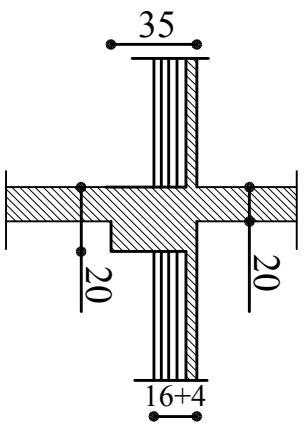
Coupe 3-3



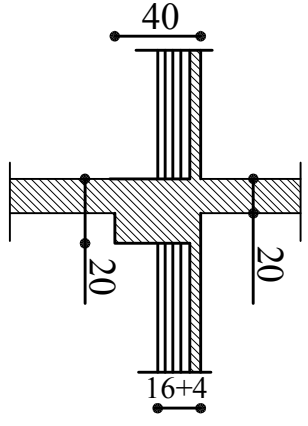
Coupe 4-4



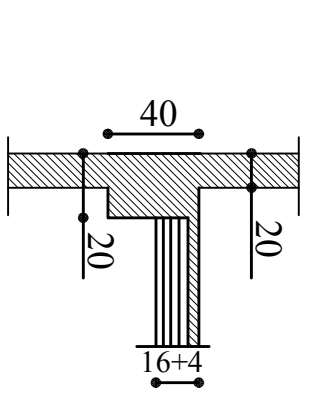
Coupe 5-5



Coupe 6-6



Coupe 7-7

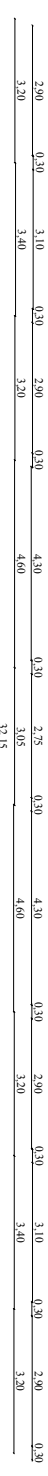
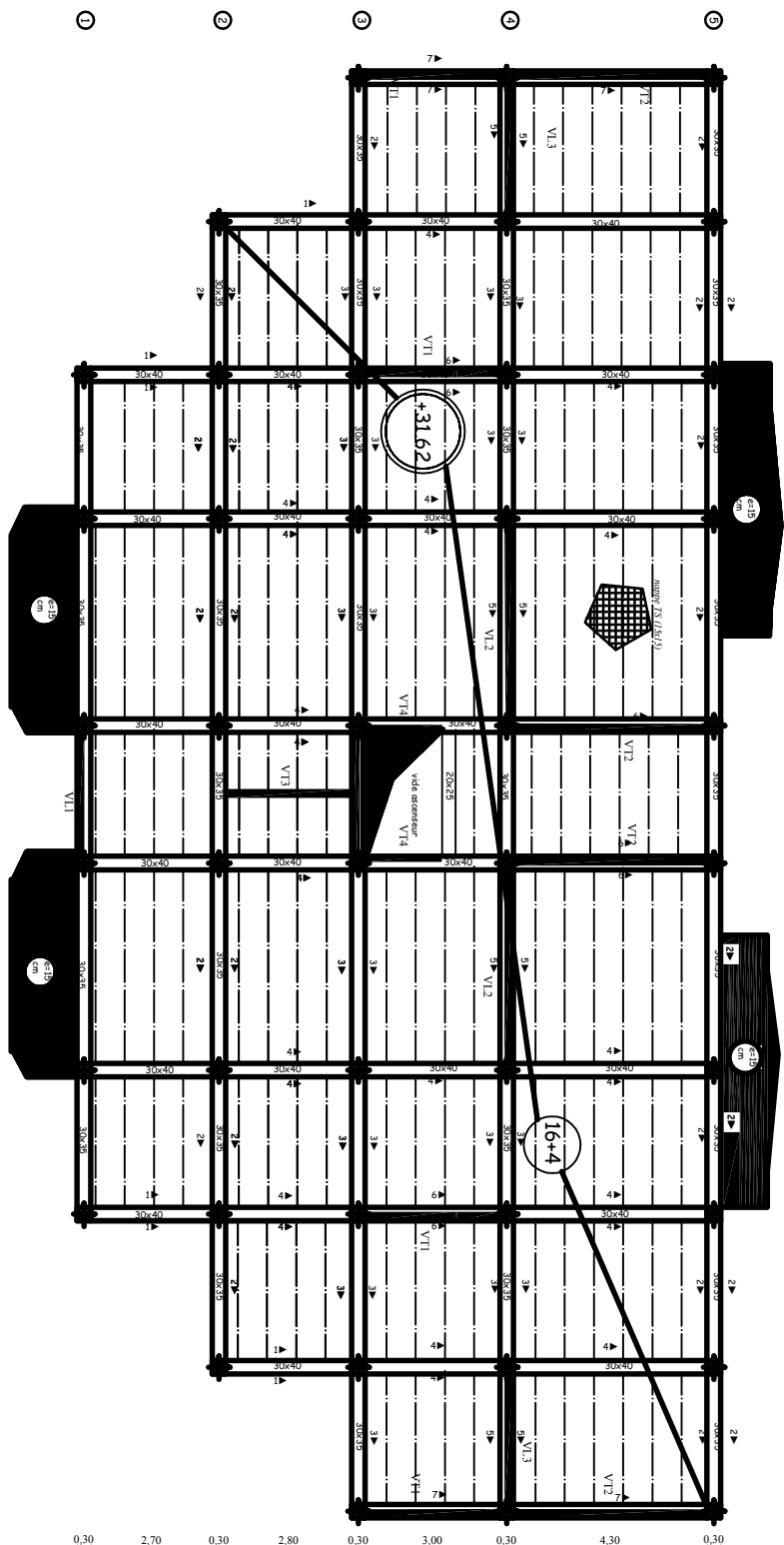


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
 FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

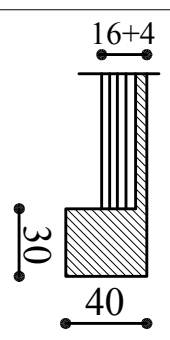
Etudie par: MEZIANE Ferhat
 HANITOUKICHE Nadia

Dirigé par: Mr. MANOUCHEA

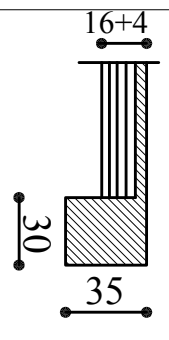
DESIGNATION: PLAN DE COUVRAGE DES PLANCHERS 25.528.56
 ECHELLE: 1/100
 DATE: JUIN 2015
 PLANCHER N°:



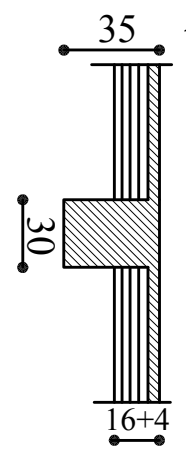
Coupe 1-1



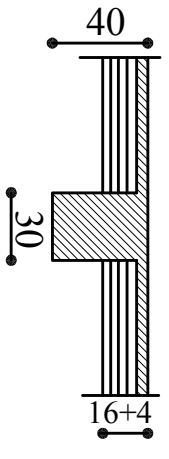
Coupe 2-2



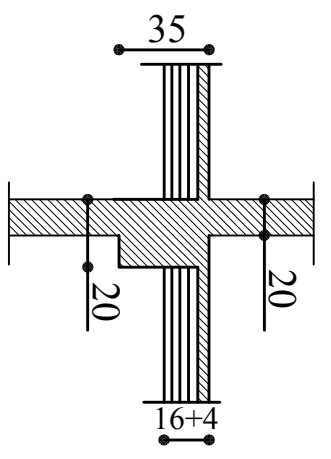
Coupe 3-3



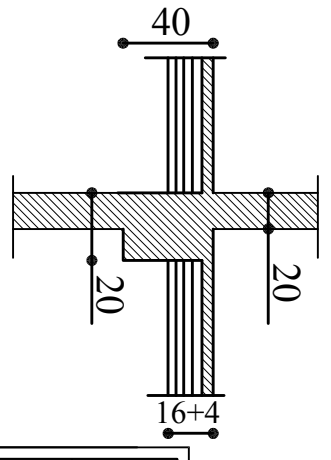
Coupe 4-4



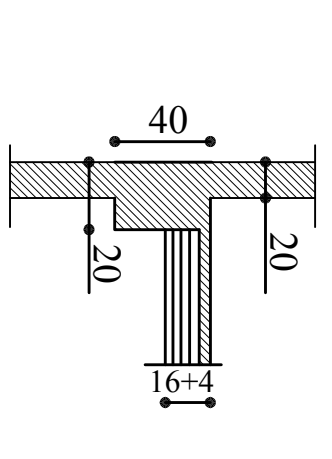
Coupe 5-5



Coupe 6-6



Coupe 7-7



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI WILAYA DE TIZI OUIZOU
 FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

Etudié par: MEZHINE Fatma
 HAMITOUICHE Nadia
 Dirigé par: Mr. MANSOURI A

DESIGNATION: PLAN DE COUVRAGE DES
 PLANCHERS 31.62
 ECHELLE: 1/100
 DATE: JUIN 2015
 PLANCHE N°:

Etudié par
 MEZIANE Fatma
 HAMTOUCHE Nadia

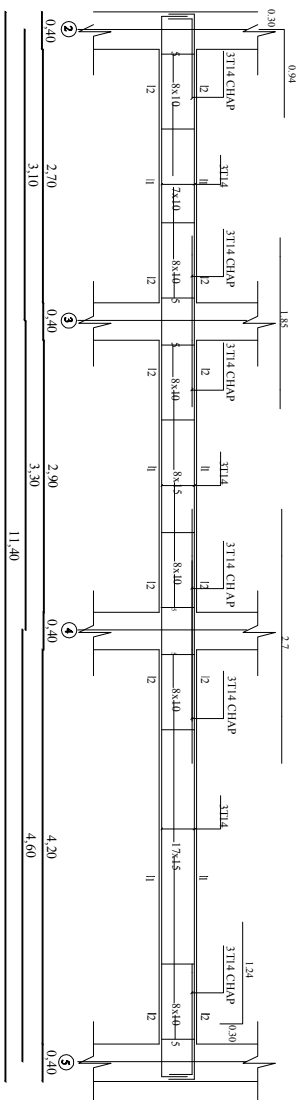
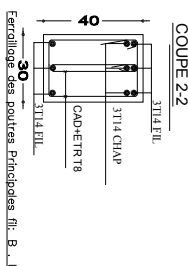
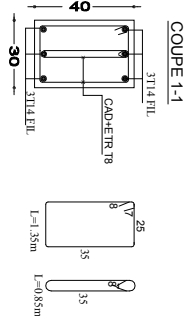
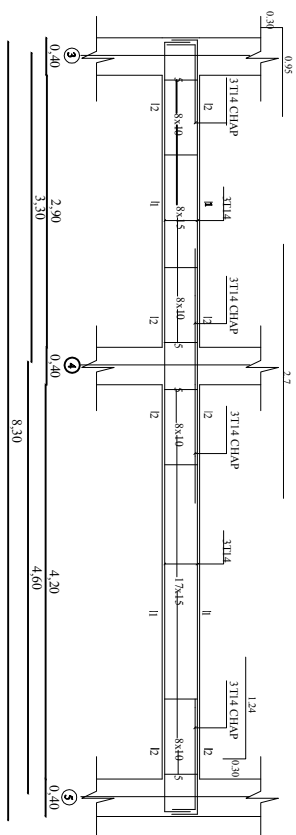
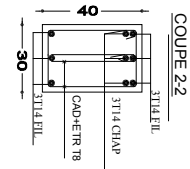
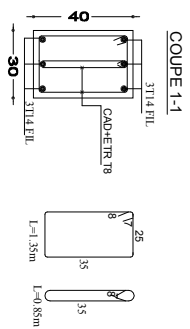
Dirigé par
 Mr. MANSOURI A.

FERRAILLAGE DES POUTRES
 PRINCIPALES (30x40)

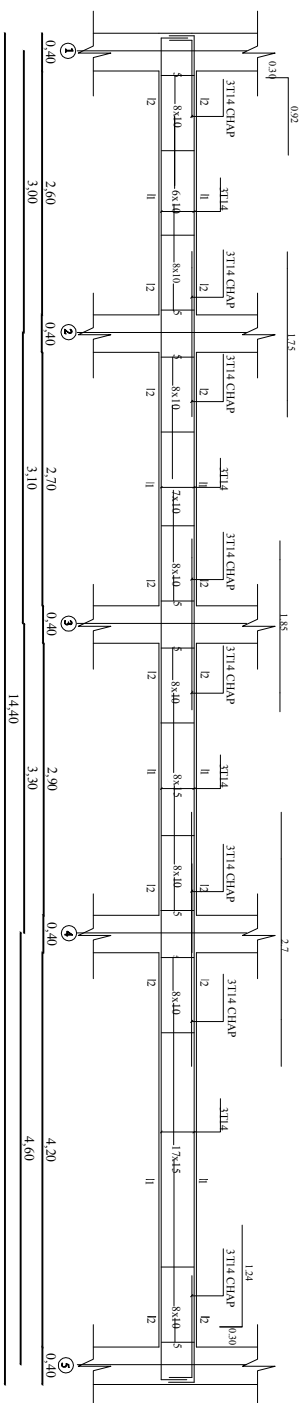
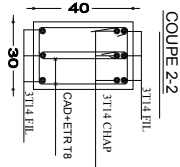
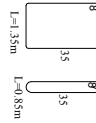
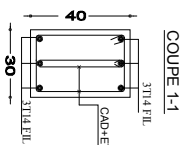
ECHELLE 1/50

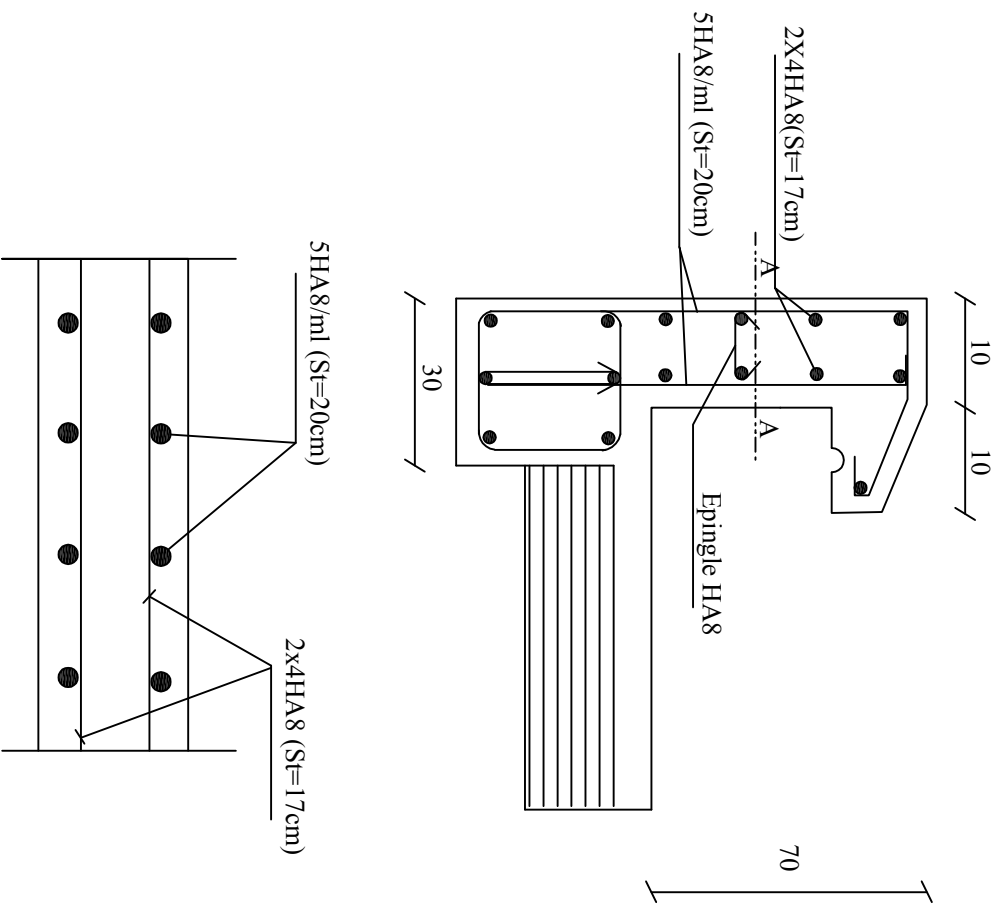
DATE JUN 2015

PLANCHE N°

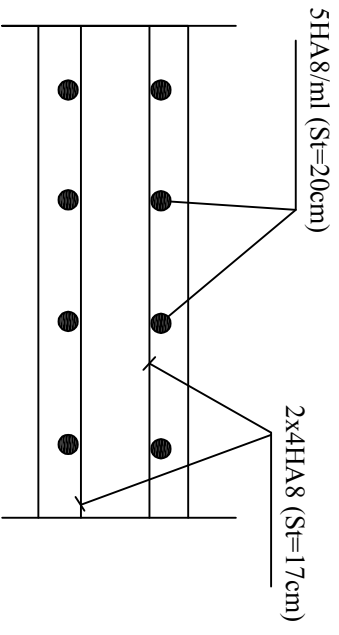


Ferrailage des poutres Principales fil: C . D . E . F . G





Coupe A-A

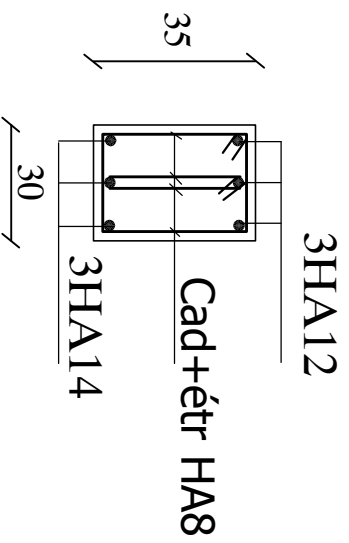
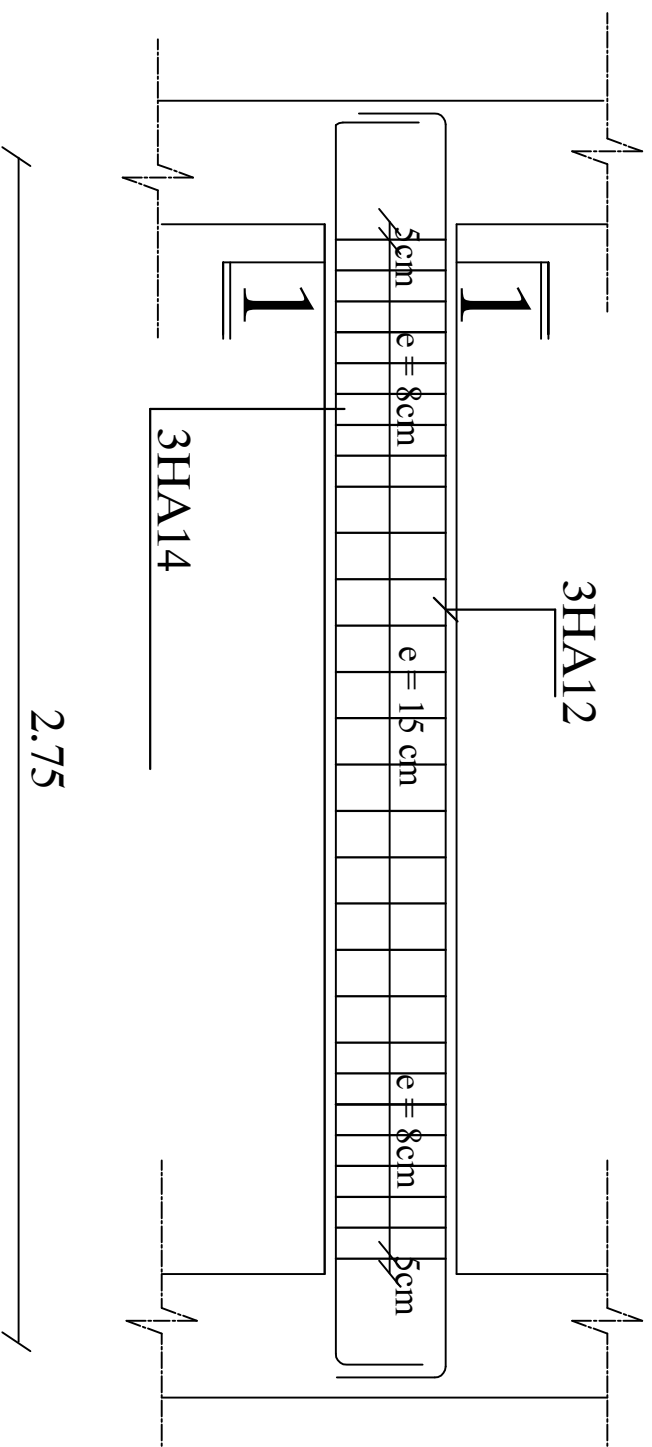


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIE ET POPULAIRE
 MINISTERE DE L'ENERGIE, DE L'INDUSTRIE ET DE LA CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

Embleme	MAGASIN FORMATION
Dans le	INDUSTRIEL SUD
	M. MANSOURI A.

DESIGNATION	REQUETE
PLAN DE FERRAILLAGE	1/30
DEL'ACROTIERE	DATE: MAI 2015
	PLANCHER N°10

POUTRE PALIERE



Coupe 1--1

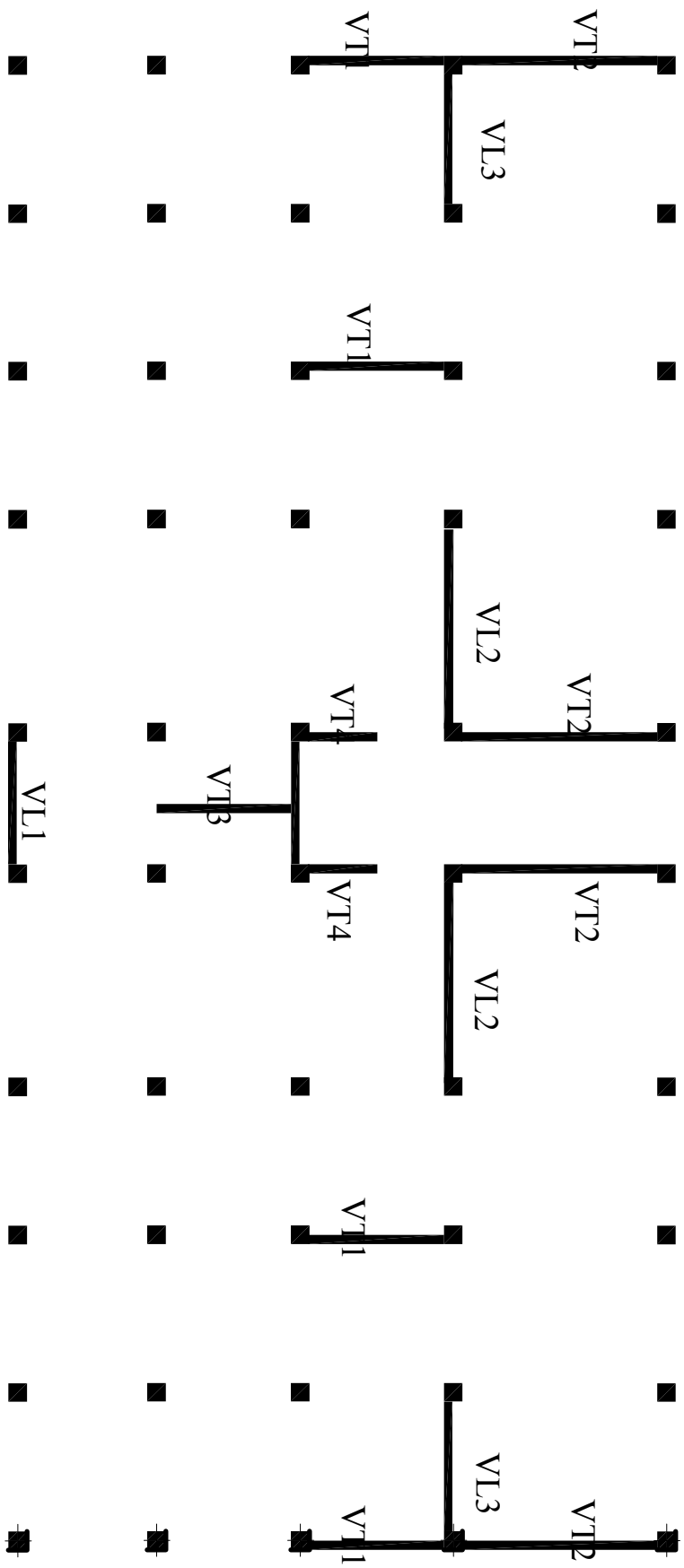
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI WILAYA DE TIZI OUZOU
FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

Etudié par MEZIANE Fatma
HAMITOUICHE Nadia

Dirigé par Mr. MANSOURI A

DESIGNATION:
PLAN DE FERRAILLAGE
DE LA POUTRE PALIERE

ECHELLE: 1/100
DATE: JUN 2015
PLANCHE N°

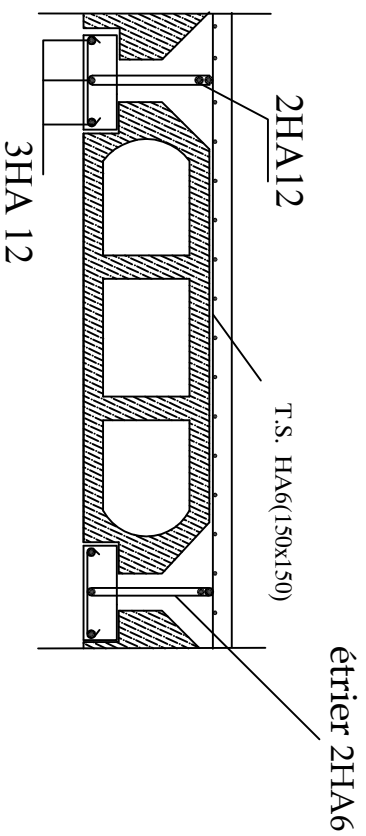


DISPOSITION DES VOILES

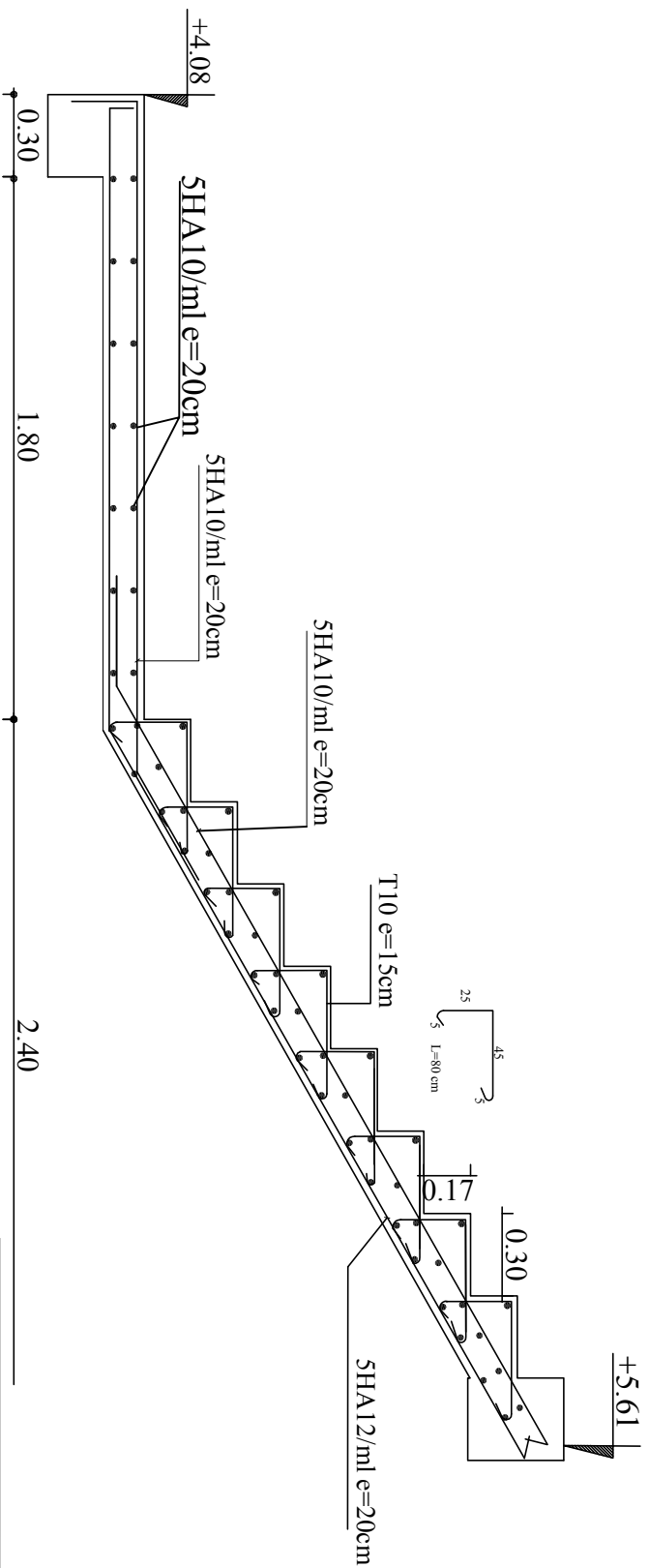
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 UNIVERSITE MOHAMED ELBAHEDI WILAYA DE TIZI OUIZOU
 FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

Etudié par	MEZIANE FERRA HAMTOUCHE NADIA
Dirigé par	Mr MANSOURI A

DESIGNATION:	DISPOSITION DES VOILES
EGHELLE:	1/100
DATE:	JUIN 2015
PLANCHE N°	



Ferrailage des Planchers

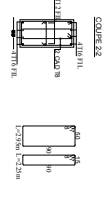
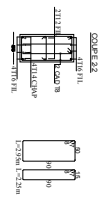
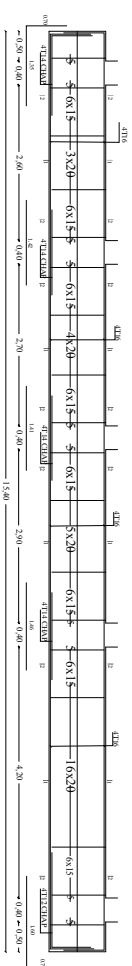


RECHERCHE ALGERIENNE D'ARCHITECTURE ET D'INGENIERIE
 SOCIETE ALGERIENNE DE CONSTRUCTION
 FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

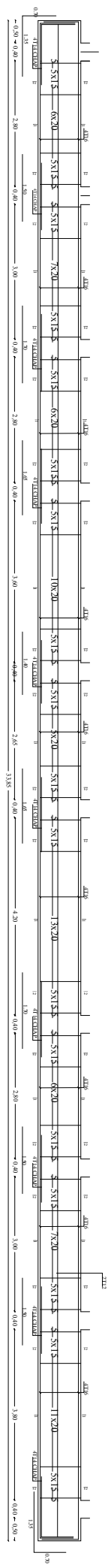
Etrudé par	MAGNANE Souda
Dirigé par	Mr ALANSORBI A

DIMENSION: PLAN DE FERRAILAGE DVS S.S. 01/05	ECHELLE 1/20 DATE: 04/2015 EL ANASSERBI
--	---

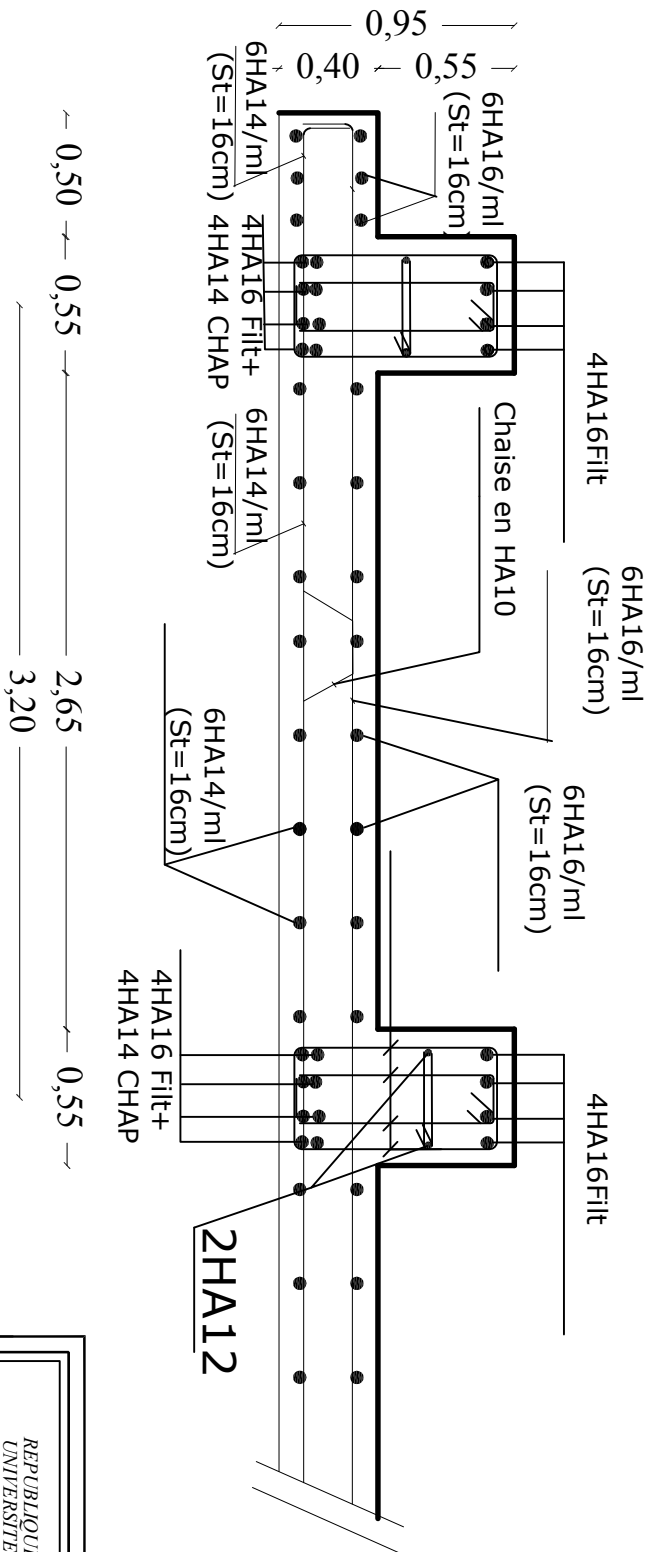
Erzöglige des Nervores flr. A. B. C. D. E. F. G. H. I. J.



Erzöglige des Nervores flr. 1. 2. 3. 4. & 5.



DEUTSCHE ARCHITECTUR-ANSTALT 1000 BERLIN 10 ARCHITECTS AND ENGINEERS BERLIN 10, GERMANY	
Auftraggeber: Herr: _____ Frau: _____	Auftrag: _____
Entwurfsleiter: Herr: _____ Frau: _____	Datum: _____
Projekt-Nr. im Verzeichnis: _____	Blatt-Nr. im Verzeichnis: _____

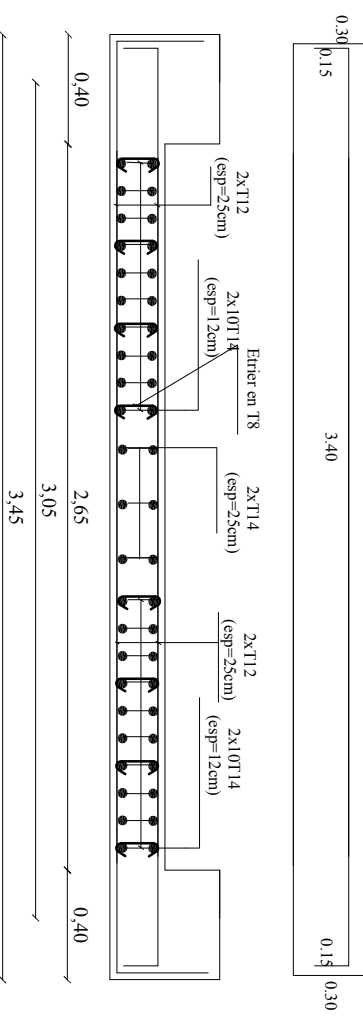


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI WILAYA DE TIZI OUZOU
 FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

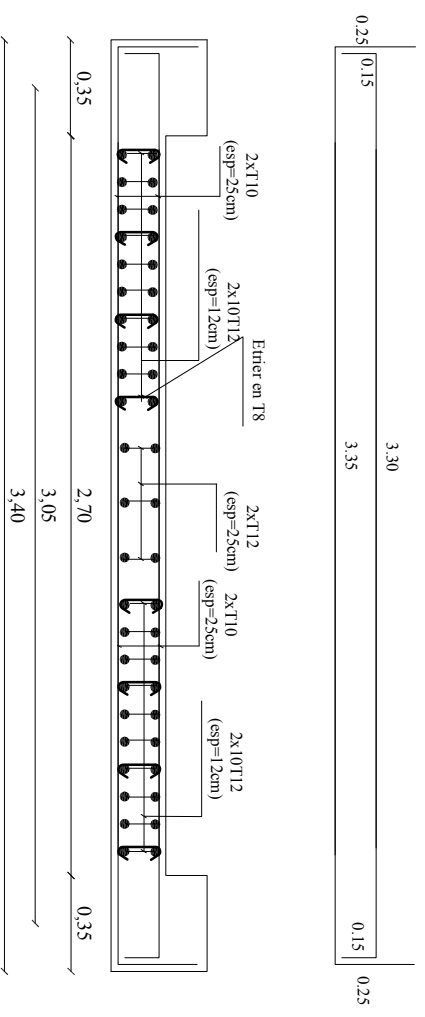
Etudié par	MEZIANE Fatma HAMITTOUCHE Nadia
Dirigé par	Mr. MANSOURI.A

DESIGNATION:	
PLAN DE FERRAILLAGE DU RADIER DANS LES 2 SENS	
ECHELLE	1/50
DATE	JUN 2015
PLANCHE N°	

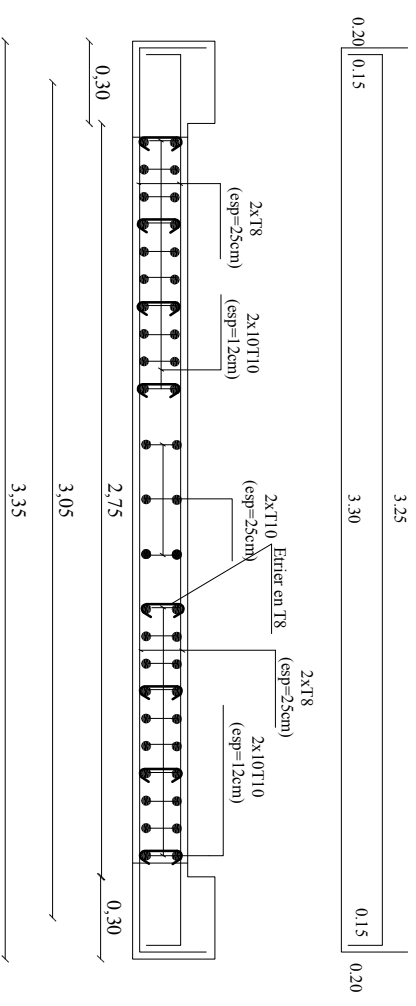
Voile VL1 Zone I



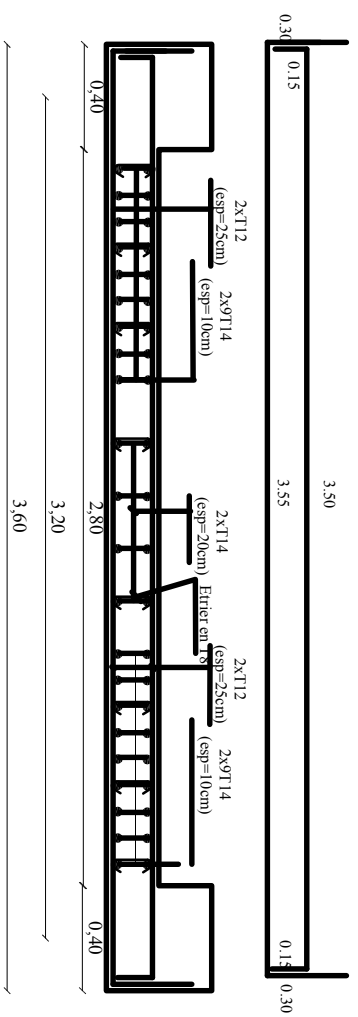
Voile VL1 Zone II



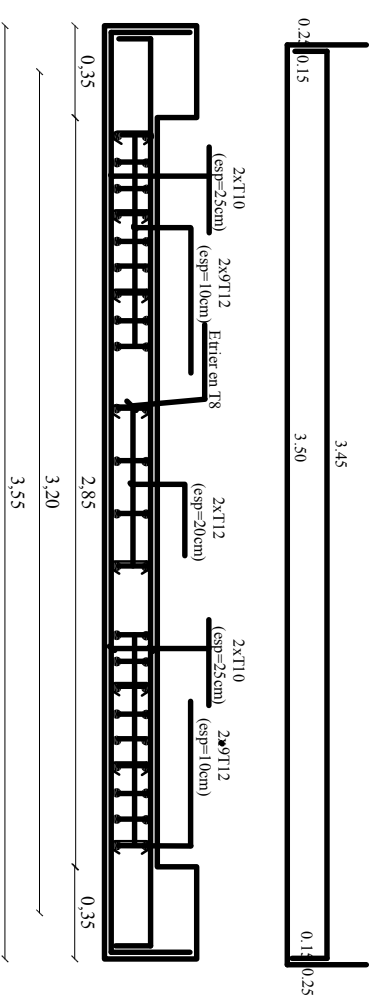
Voile VL1 Zone III



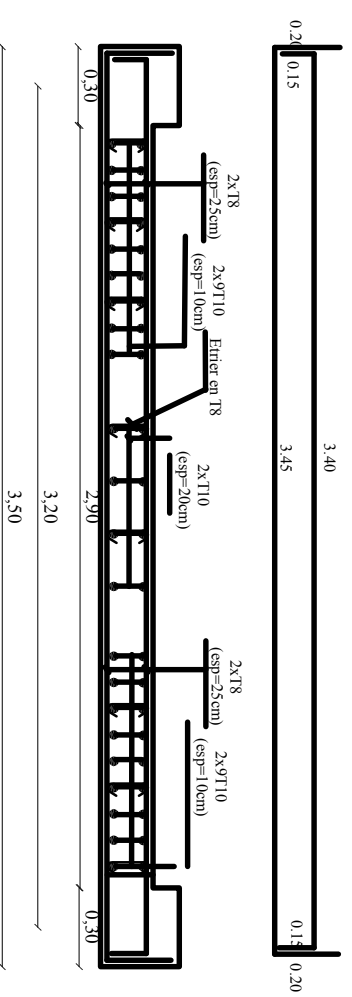
Voile VL3 Zone I



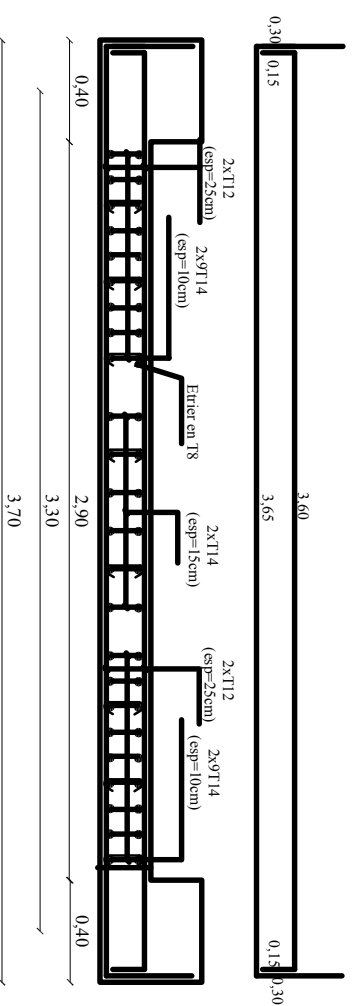
Voile VL3 Zone II



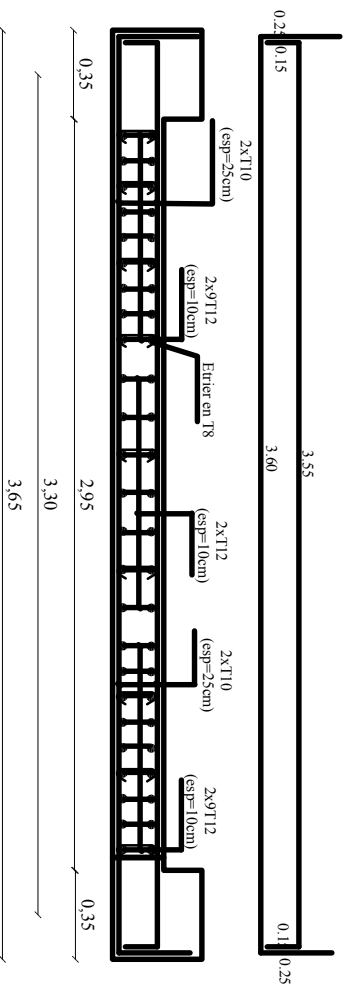
Voile VL3 Zone III



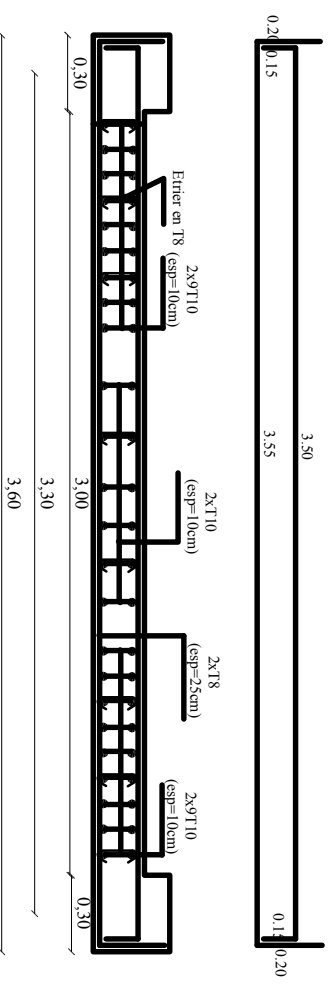
Voile VT1 Zone I



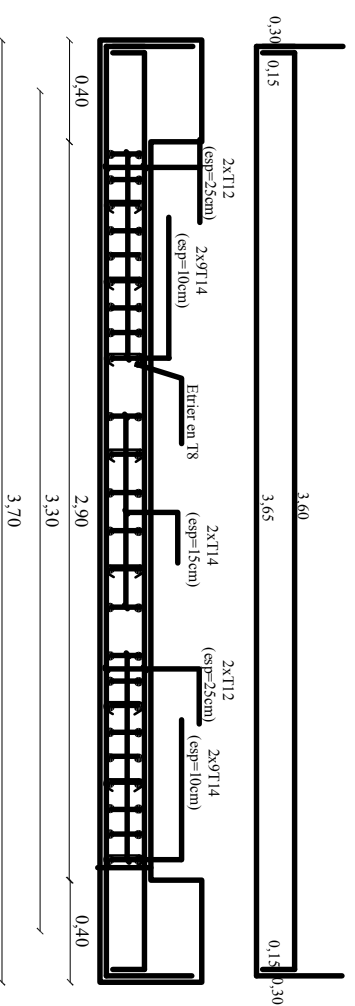
Voile VT1 Zone II



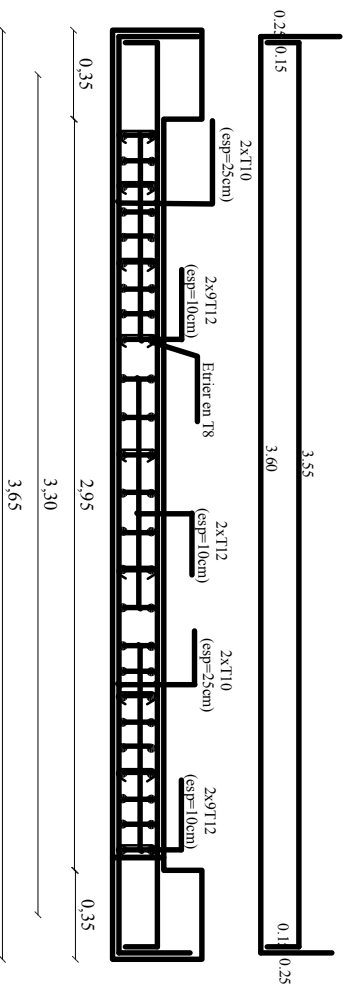
Voile VT1 Zone III



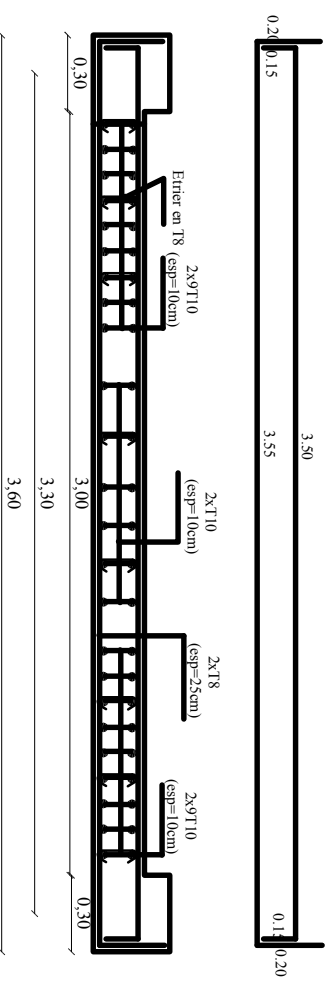
Voile VT1 Zone I



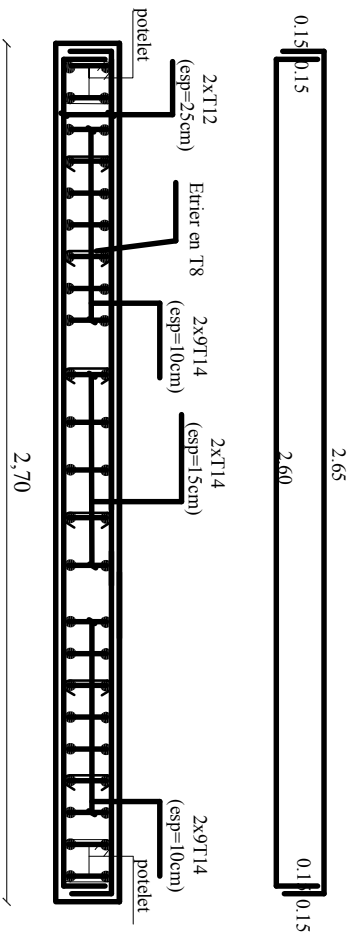
Voile VT1 Zone II



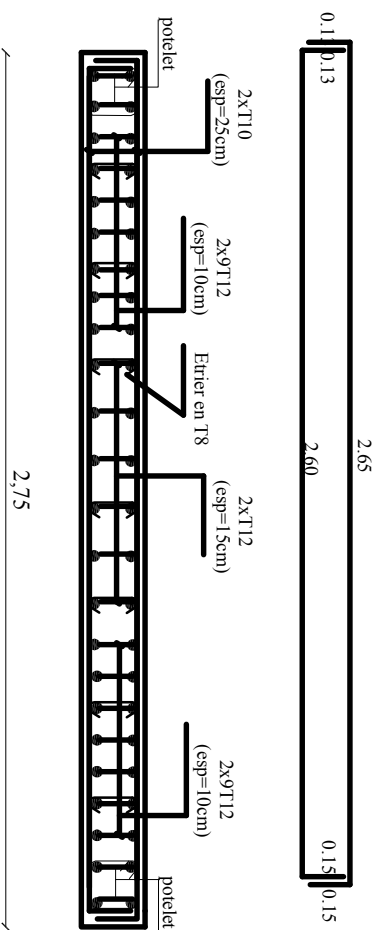
Voile VT1 Zone III



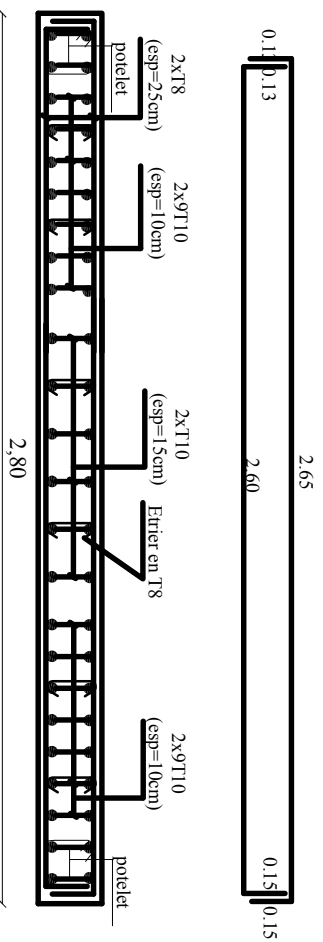
Voile VT3 Zone I



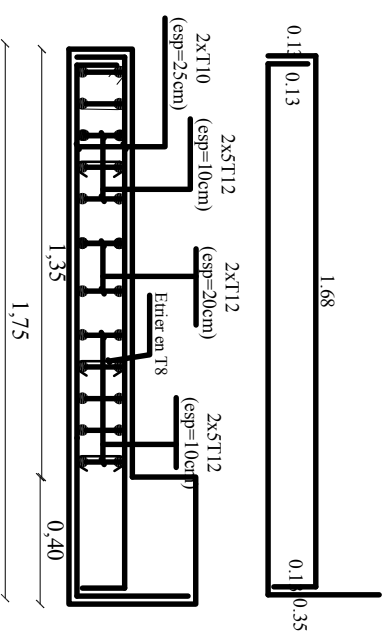
Voile VT3 Zone II



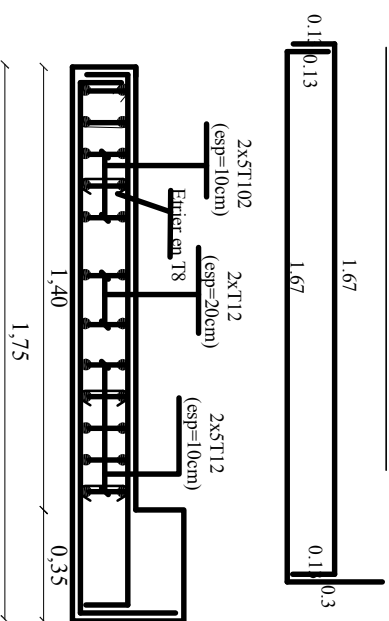
Voile VT3 Zone III



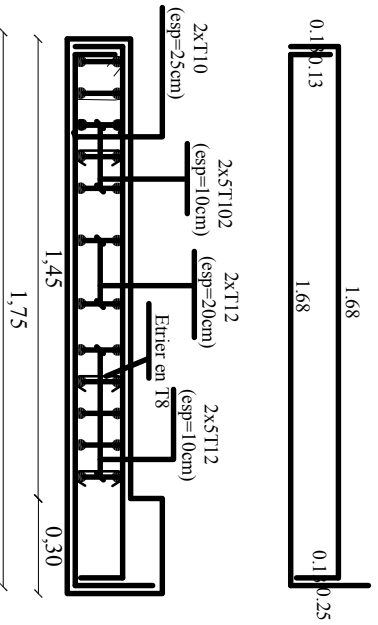
Voile VT4 Zone I

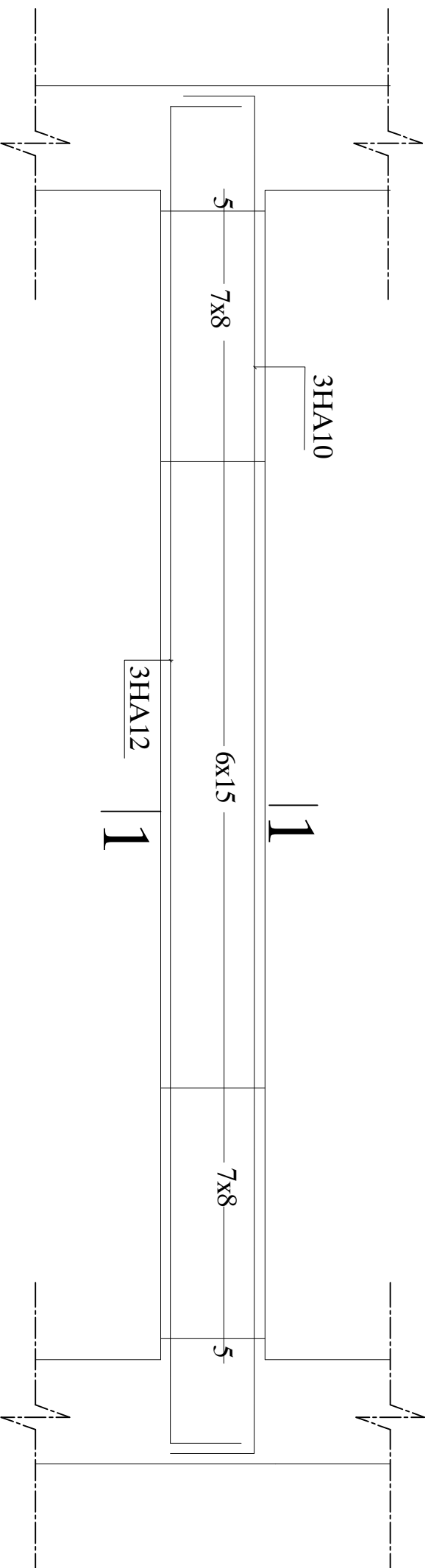


Voile VT4 Zone II



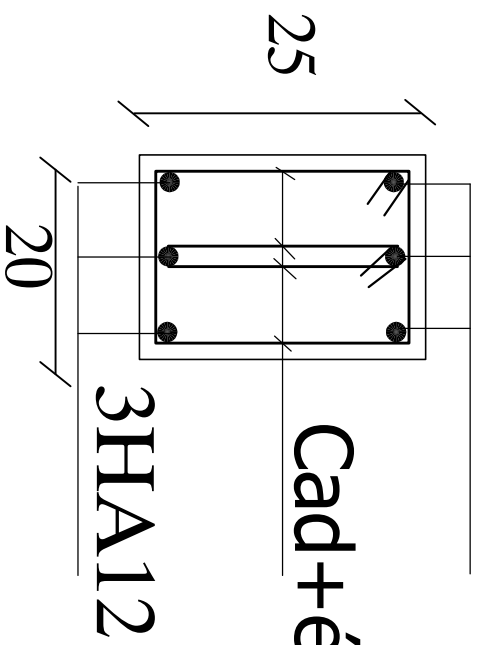
Voile VT4 Zone III





3HA10 Coupe 1--1

Cad+étr HA8

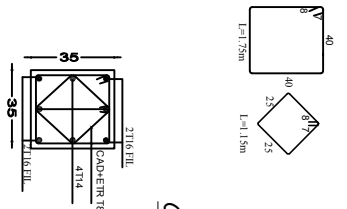
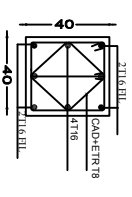
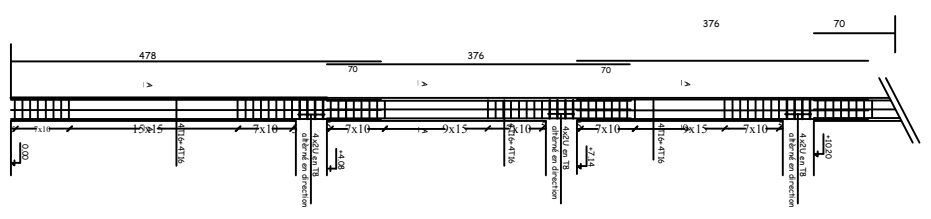


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI WILAYA DE TIZI OUZOU
 FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

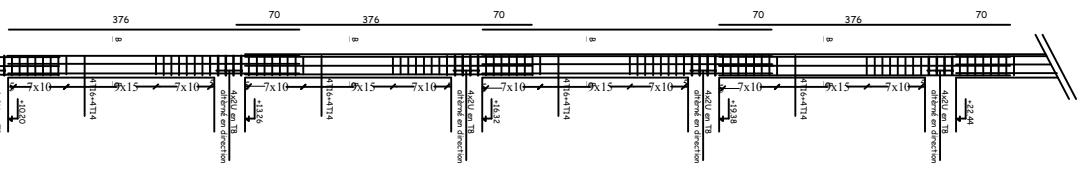
Etudié par	MEZIANE Fatma HAMTOUCHE Nadia
Dirigé par	Mr MANSOURIA

DESIGNATION: PLAN DE FERRAILLAGE DE LA POUTRE DE CHINAGE		ECHELLE 1/100
		DATE JUN 2015
		PLANCHE N°

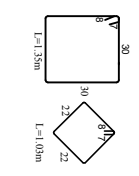
Ferrailage poteaux
de rive (40x40)
Zone I



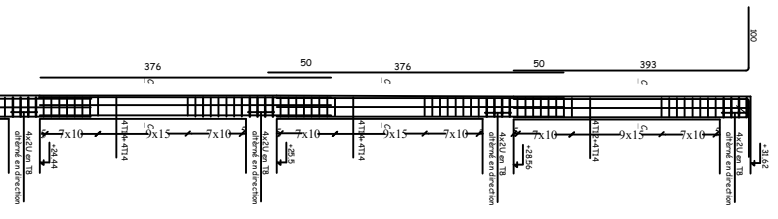
Ferrailage poteaux
de rive (35x35)
Zone II



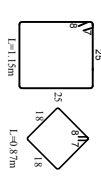
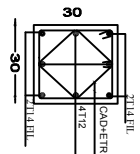
COUPE B-B



Ferrailage poteaux
de rive (30x30)
Zone III



COUPE C-C



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOUD ABASSER BRICHA DE TIZI OUZOU FACULTE D'INGENIERIE DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
Etudie par Dirigé par	HADJINE FOUAD HADJROUICHE NADIA M. MANSOURI A
DISCIPLINE PLAN DE FERRAILAGE DES POTEAUX	ECHELLE 1/100 DATE MAI 2015 PLANCHES

CONCLUSION

Ce projet de fin d'étude qui consiste en l'étude d'un bâtiment à usage d'habitation et commercial, est la première expérience qui nous a permis de mettre en application les connaissances acquises lors de notre formation.

Les difficultés rencontrées au cours de l'étude, nous ont conduit à nous documenter et à étudier des méthodes que nous n'avons pas eu la chance d'étudier durant le cursus, cela nous a permis d'approfondir davantage nos connaissances en génie civil.

Nous avons aussi pris conscience de l'évolution considérable du Génie Civil sur tous les niveaux, en particulier dans le domaine de l'informatique (logiciel de calcul), comme par exemple: SCOTEC, nous citerons aussi l'ETABS que nous avons appris à appliquer durant la réalisation de ce projet

Ce travail est une petite contribution avec laquelle nous espérons qu'elle sera d'une grande utilité pour les promotions à venir.

Bibliographie

- BAEL 91 règles techniques de conception et de calcul des ouvrages de construction en béton armé suivant la méthode des états limites (Edition EYROLLES 1996).
- BAEL 91 calcul des éléments et des structures des bâtiments. Jean-Pierre MOUGIN (Edition BERTI 1994).
- BAEL 83 calcul des ouvrages en béton armé. Théorie et applications Edition EYROLLES (Pierre CHARON).
- Règles parasismiques algériennes (RPA 99 avec Addenda).
- Calcul pratique des tours en béton armé. Marius DIVER (Edition DUNOD 1972).
- DTR B-C-22 charges permanentes et charges d'exploitation.
- Mémoires de fin d'étude des promotions précédentes.
- Cours et TD que nous avons reçus pendant notre cursus.