



MEMOIRE DE FIN D'ETUDE

THEME

Etude d'une structure (R+9) à usage d'habitation et commercial contreventé par voiles et portiques



Réalisé par : M^{elle} :AMANI Smina

Encadré par : M^r :ILLOULI .S

M^{elle} : AREZKI Thileli

Promotion : 2018 / 2019



Remerciements

Au terme de ce modeste travail, nous tenons à remercier en premier lieu le bon dieu qui nous a donné la force et la foi pour finaliser notre travail.

Nous tenons à remercier notre promoteur Mr ILLOULI.S pour son encadrement et ses conseils durant la réalisation de ce travail.

Nous adressons également nos sincères remerciements et notre profonde gratitude aux membres du jury qui nous feront l'honneur de juger notre projet.

Nos vifs remerciements sont adressés à nos familles respectives, merci pour votre soutien et pour vos encouragements.

Sans oublier, tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce travail.





Dédicaces

Mes très chers parents qui m'ont toujours soutenu

Mes frères et ma sœur qui ont cru en moi

Ma famille

A ma chère binôme Thileli

Ainsi que tous mes proches et amis (es)

Ce travail vous est dédié

AMANI Smina





Dédicaces

Je dédie ce modeste travail :

A mes chers parents

A mon grand frère et sa femme

A ma sœur et sa petite famille

A mon petit frère

A ma chère binôme Smina

Ainsi que tous mes proches et amis (es)

AREZKI Thileli



Introduction Générale

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

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

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

Les ingénieurs disposent actuellement de divers outils informatiques et de logiciels de calcul rapide et précis permettant la maîtrise de la technique des éléments finis adoptée en génie civil, ainsi que le calcul de diverses structures en un temps réduit.

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

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

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

Sommaire

Introduction générale

Chapitre I : présentation et description de l'ouvrage

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

Chapitre III : calcul des éléments non structuraux

III-1 : Acrotère

III-2 : Balcons

III-3 : Escaliers

III-4 : Poutres palière

III-5 : Plancher

III-6 : Salle machine

Chapitre IV : Modélisation de la structure et vérifications des exigences du RPA

Chapitre V : Ferrailage des poteaux

Chapitre VI : ferrailage des poutres

Chapitre VII : Ferrailage des voiles

Chapitre VIII : Etude de l'infrastructure

Plan d'exécution

Conclusion

Bibliographie

I.1-présentation de l'ouvrage :**I. 1 - introduction :**

Ce chapitre porte sur la présentation de l'ouvrage :

- Les caractéristiques géométriques (longueur et largeur)
- Les éléments constitutifs (éléments structuraux et non structuraux).
- Les caractéristiques des matériaux composant l'ouvrage.

I.2-Présentation de l'ouvrage à étudier :

Ce projet proposé par un bureau d'étude technique d'architecture et d'urbanisme, consiste à l'étude et le calcul des éléments résistants d'un bâtiment à usage d'habitation et commercial (R+9) qui est implanté à TIZI-OUZOU.

Selon le règlement parasismique algérien (RPA99 modifié en 2003), cet ouvrage est classé, selon sa destination, dans la catégorie d'ouvrage de moyenne importance est situé en zone de moyenne sismicité (IIa).

I.2.1-Nature de l'ouvrage :

Notre ouvrage est un bâtiment (R+9) comportant :

1. 01RDC à usage commercial.
2. 09 Etages courants.
3. Une Cage d'escalier.
4. Une Salle machine.
5. Une Terrasse inaccessible.
6. Une acrotère.

I.2.2 Les caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

- ❖ -Hauteur totale : **H = 34.19m**
- ❖ -Longueur totale : **L = 22.8m**
- ❖ -Largeur totale : **B = 15.35m**
- ❖ -Hauteur du RDC : **hr = 3.57m**
- ❖ -Hauteur de l'étage courant : **he = 3.06m**
- ❖ -Hauteur de l'acrotère : **ha = 0.60m**

I.3- Propriétés mécaniques du sol :

Le dossier géotechnique nous a fourni les données suivantes :

- ❖ La contrainte admissible du sol : **2.0 bar.**
- ❖ Le site est considéré comme **meuble : S₃**

I.4-Éléments de la structure :**1) L'infrastructure :****➤ Les fondations :**

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

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

2) La superstructure :**a- Ossature :**

L'ossature du bâtiment est mixte, constituée de poteaux et poutres formant des portiques transversaux et longitudinaux, et des voiles en béton armé.

b) - Portiques :

Sont des cadres rigides constitués de poutres et de poteaux. Ils sont capables de reprendre essentiellement les charges et surcharges verticales.

c) - Voiles .:

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

d- Plancher :**d-1) plancher en corps creux :**

Les planchers ont pour fonctions essentielles :

1. La séparation des différents étages d'une structure.
2. La résistance aux charges permanentes et surcharges d'exploitation sur les étages.
3. Transmission des efforts horizontaux aux différents éléments porteurs.
4. Isolation acoustique et thermique entre étages.



Figure I.1 : plancher à corps creux.

d-2) Dalle pleine en béton armé :

Des dalles pleines sont prévues dans les consoles, et dans les paliers de repos des escaliers.

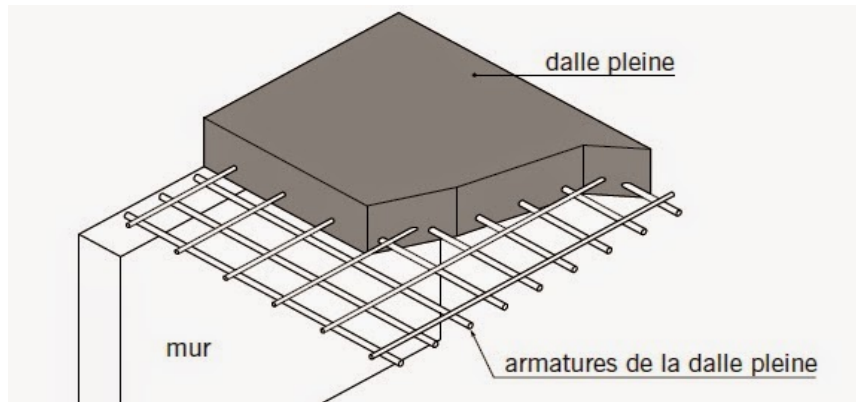


Figure. I.2 : Dalle pleine.

E) Maçonnerie :

➤ **Murs extérieurs :**

Ils seront réalisés en double cloisons de briques creuses dont l'épaisseur du mur est égale à 25 cm.

- Brique creuse de 10 cm d'épaisseur.
- L'âme d'air de 5 cm d'épaisseur.
- Brique creuse de 10 cm d'épaisseur.

- **Murs intérieurs :** Ils seront réalisés en simples cloison de briques creuses de 10cmd'épaisseur.

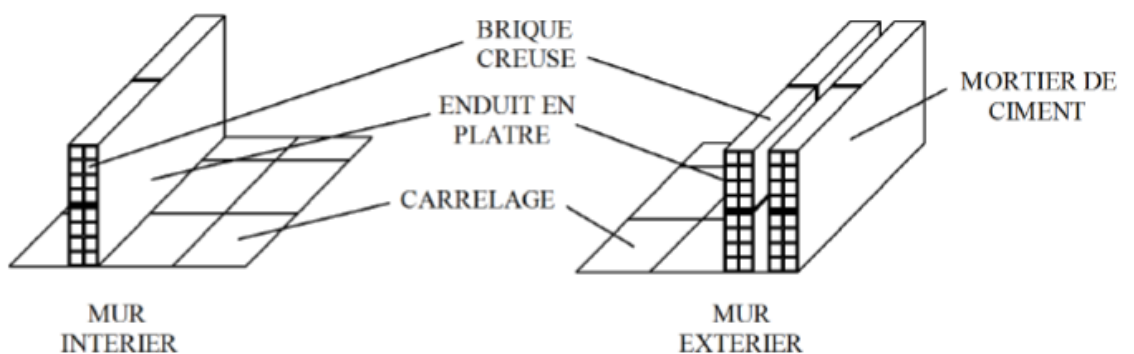
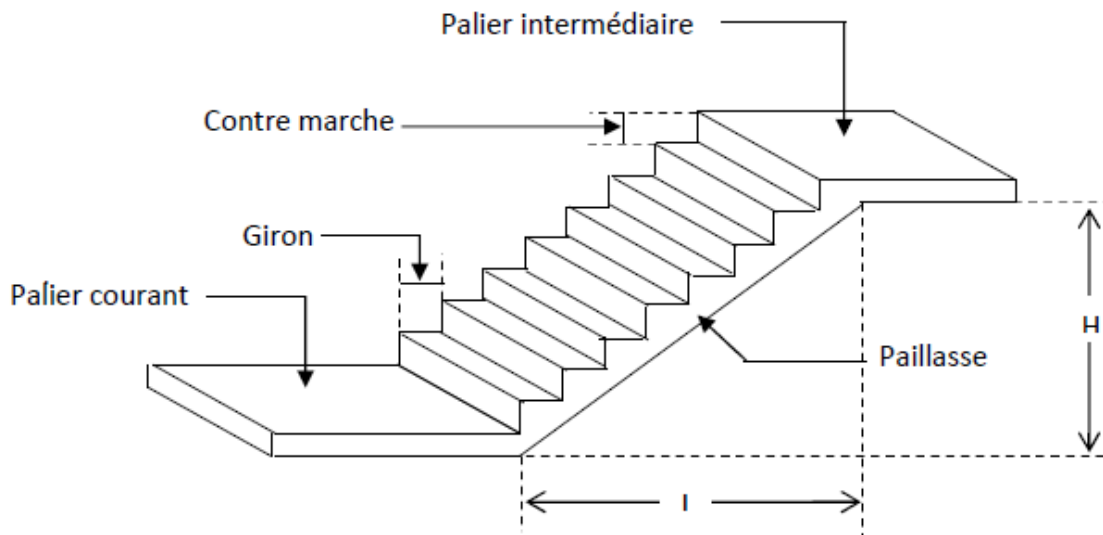


Figure. I.3: Les murs intérieurs et extérieurs.

F) Escaliers :

L'escalier est réalisé en béton armé, il est constitué par une série de marches et de contremarches permettant de desservir les différents étages d'une construction. .



G) Ascenseur :

L'ascenseur est un dispositif mobile permettant le déplacement de personnes ou d'objets sur un axe prédéfini au sein d'une construction. Il est composé essentiellement de la cabine et de sa machinerie.

H) Revêtements :

Les revêtements sont réalisés en :

- Enduit en plâtre pour les murs intérieurs et les plafonds.
- Carrelage pour les planchers et les escaliers.
- Mortier de ciment pour les murs de façades.
- Mortier de pose.
- Céramique pour les sanitaires la cuisine.

I) Terrasse inaccessible :

Les terrasses inaccessibles ne reçoivent qu'une circulation réduite (l'entretien de l'ouvrage, installation ...); notre bâtiment sera muni d'une terrasse inaccessible qui est réalisée en corps creux et dalle de compression.

J) Acrotère :

Un acrotère est le prolongement du mur de façade jusqu'à la terrasse, il est en béton armé, et est de **60cm** de hauteur qui permet un bon façonnement de l'étanchéité.

I.5-Principes des justifications (ArtA1.2BAEL91) :

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

I.6- les différents états limites :**a- États limites ultime (ELU) :**

Qui correspondent à la limite :

- soit de l'équilibre statique
- soit de la résistance de l'un des matériaux : concerne la non rupture de différents éléments résistants de l'ouvrage.
- soit à la stabilité de forme.

.b- États limite de service (ELS) :

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

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

I.7- Les caractéristiques mécaniques des matériaux

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction seront conformes au règlement parasismique Algérien **RPA modifié 2003**, et au règlement du béton armé aux états limite **BAEL91**

I.7.1- le béton

Béton est un matériau de construction, formé par mélange de ciment, granulats, eau et des adjuvants. Le béton est devenu un élément indispensable dans la construction des ouvrages grâce à sa résistance à la compression.

I.7.1.1-Résistance caractéristique du béton :✓ **à la compression**

Le béton est défini par sa résistance caractéristique à la compression à 28 jours de temps de durcissement notée f_{c28} ,

Pour l'étude de ce projet on prend $f_{c28} = 25$ [MPa], car il est facile à obtenir sur les chantiers faisant l'objet d'un contrôle régulier.

La résistance caractéristique à la compression à $j \leq 28$ jours est définie par :

$$F_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} \times f_{c28} \text{ pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{BAEL91(Art A.2.1.11)}$$

$$F_{cj} = \frac{j}{1,40 + 0,95j} \times f_{c28} \text{ pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{BAEL91(Art A.2.1.11)}$$

✓ à la traction

La résistance caractéristique du béton à la traction à j jours noté f_{tj} est conventionnellement définie par la relation suivante :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \text{ (en MPa) avec : } f_{cj} \leq 60 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{BAEL91(Art A.2.1.12)}$$

Dans laquelle f_{tj} et f_{cj} sont exprimés en [MPa] à $t = 28$ jours $\Rightarrow f_{t28} = 2,1$ MPa.

➤ I.7.1.2- contrainte limites du béton :a- La contrainte limite de compression :• L'état limite ultime (ELU) :

Il correspond à la valeur maximale de la capacité portante sans risque d'instabilité. Il correspond à l'un ou l'autre des états suivants :

- Etat limite ultime d'équilibre statique (non-renversement),
- Etat limite ultime de la résistance et de la fatigue des matériaux (non-rupture),
- Etat limite de stabilité de forme (non-flambement).

La contrainte limite du béton à l'ELU correspond à l'état limite de compression du béton. Elle est donnée par la formule suivante :

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} \text{ (exprimé en [MPa])} \dots \dots \dots \text{(Art A.4.3.41, BAEL 91)}$$

Avec :

- γ_b : Coefficient de sécurité tel que :

$\gamma_b = 1.50$ en situation courante,

$\gamma_b = 1.15$ en situation accidentelle.

- θ : Coefficient relatif à la durée d'application de la charge, tel que :

$\theta = 1$ si la durée d'application est supérieure à 24 heures,

$\theta = 0.9$ si la durée d'application est entre 1 heure et 24 heures,

$\theta = 0.85$ si la durée d'application est inférieure à 1 heures.

- t : durée probable d'application de la combinaison d'action considérée

Pour $\gamma_b = 1.5$ et $\theta = 1$ on aura $f_{bc} = 14.2$ MPa

Pour $\gamma_b = 1.15$ et $\theta = 1$ on aura $f_{bc} = 18.4$ MPa

❖ **Diagramme contraintes déformations de calcul du béton : (ART.A.4.3.41/BAEL 91 modifié99)**

Le diagramme contraintes déformations de calcul pouvant être utilisé dans tous les cas est le diagramme dit « parabole rectangle ».

Pour les vérifications à l'état limite de service le béton, considéré comme élastique et Linéaire, est défini par son module d'élasticité.

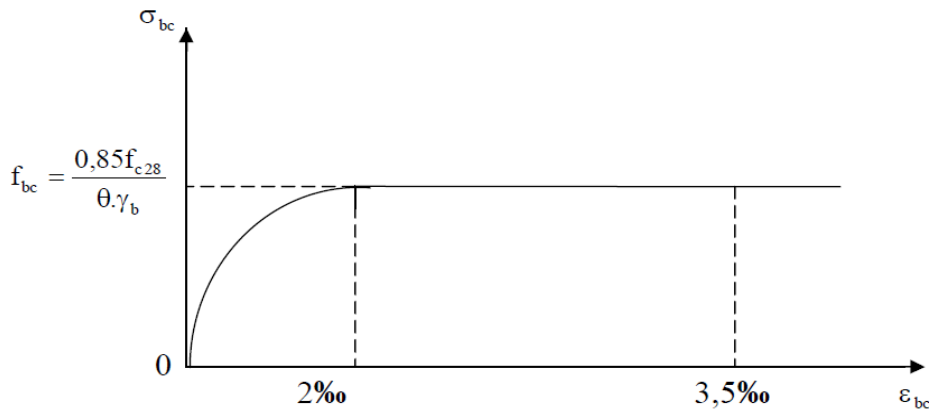


Figure I.5: diagramme contrainte déformation du béton (ELU)

- D'une partie parabolique et la déformation relative est limitée à 2‰ (état élastique).
- D'une partie rectangulaire (état plastique).
- $2‰ \leq \epsilon_{bc} \leq 3,5‰$ $\sigma_{bc} = f_{bc}$

- **L'état limite de service (ELS)** : La déformation dans le béton est considérée comme élastique et linéaire. La relation contrainte-déformation est illustrée dans la figure- I.1.

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ [MPa]}.$$

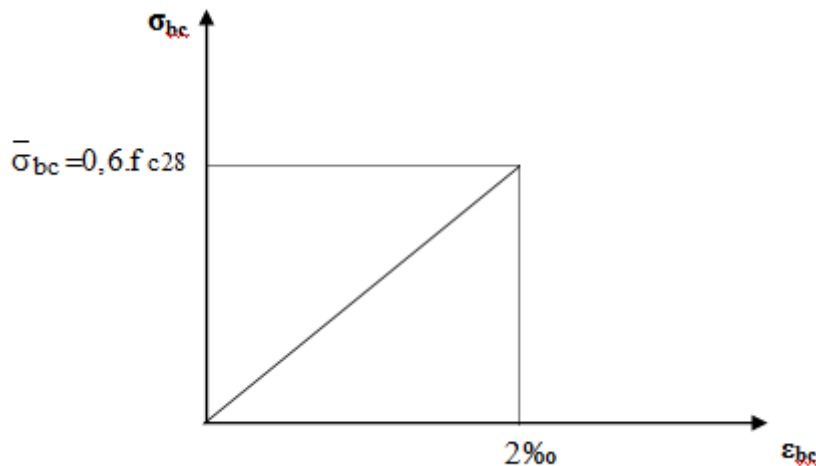


Figure. I.6 Diagramme contrainte-déformation du béton (ELS)

ϵ_{bc} : déformation du béton en compression

b-Contrainte limite de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{Tu}{b \cdot 0.9 \cdot d}$$

$$\tau_u = \min [0,13f_{c28} ; 5\text{MPa}] \quad \text{pour la fissuration peu nuisible}$$

$$\tau_u = \min [0,10f_{c28} ; 4\text{MPa}] \quad \text{pour la fissuration préjudiciable}$$

➤ **Module d'élasticité :**

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

➤ **Module d'élasticité instantané : (art A-2.1.21 BAEL 91)**

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

$$\text{Pour } f_{c28} = 25 \Rightarrow E_{ij} = 32164 \text{ MPA}$$

➤ **Module d'élasticité différée : (art A-2.1.22 BAEL 91).**

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

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

$$\text{Pour } f_{c28} = 25\text{MPa} \Rightarrow E_v = 10819\text{MPa}$$

➤ **Module d'élasticité transversale :**

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

avec : E : Module de Young (module d'élasticité).

ν : Coefficient de poisson.

➤ **Coefficient de poisson : (art A2.1.3 BAEL).**

C'est le rapport des déformations transversales et longitudinales.

$$\left(\nu = \frac{\text{déformation relative transversale}}{\text{déformation relative longitudinale}} = \frac{\Delta d / d}{\Delta l / l} \right), \text{ Il sera pris égal à :}$$

$\nu = 0.2$ à l'état limite de service (ELS).

$\nu = 0$ à l'état limite ultime (ELU).

I-7.2- LES ACIERS :

Les armatures pour béton armé sont constituées par des aciers qui se distinguent par leur nuance et leur état de surface ; on trouve les ronds lisses (r.l) et les barres à haute adhérence(H.A).

Pour les ronds lisses, il existe deux nuances : **FeE215** et **FeE235**, pour les barres à haute adhérence, les nuances sont FeE400 et FeE500.

- On utilisera les aciers résumés dans le tableau suivant :

Type D'acier	Nomination	Symbole	Limite D'élasticité Fe (MPa)	Coefficient De fissuration	Coefficient De scellement
ACIERS EN BARRES	Rond lisse FeE235	RL	235	1	1
	Haute Ad. FeE400	HA	400	1,6	1,5
ACIERS EN TREILLIS	Treillis soudé TL520	TS	520	1,3	1

Tableau I.1 caractéristique des aciers

a-Module d'élasticité longitudinale :

Quel que soit la nuance de l'acier, le module d'élasticité longitudinale sera pris égale à :

$$ES = 2.10^5 \text{ (MPa)}$$

(A.2.2 ,1/BAEL91)

➤ **CONTRAINTES LIMITES :**

1) **Etat limite ultime ELU :**

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad (\text{A.4.3 ,2/BAEL91})$$

Avec :

- γ_s : coefficient de sécurité.
 $\gamma_s = 1$ → cas des situations accidentelles(SA).
 $\gamma_s = 1,15$ → situation durable (courante) (SD)

Les résultants de sont résumés dans le tableau suivant :

	$\gamma_s = 1,15$ (SD)	$\gamma_s = 1$ (SA)
Fe = 235 MPa	$\sigma_s = 204$ MPa	$\sigma_s = 235$ MPa
Fe = 400 MPa	$\sigma_s = 348$ MPa	$\sigma_s = 400$ MPa
Fe = 520 MPa	$\sigma_s = 452$ MPa	$\sigma_s = 520$ MPa

Tableau I.2: Les contraintes des aciers utilisés.

2) **Etat limite de service (ELS) :**

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

1) **FISSURATIONS PEU PREJUDICABLES :** (A.4.5,32/BAEL91)

La fissuration est considérée comme peu **préjudiciable** lorsque :

- ▶ Les éléments en cause sont situés dans les locaux couverts et clos, non soumis (sauf exceptionnellement et pour de courtes durées) à des condensations.
- ▶ Les parements susceptibles d'être fissurés ne sont pas visibles ou ne font pas l'objet de conditions spécifiques concernant l'ouverture des fissures.

Dans ce cas, aucune vérification à effectuer.

2) FISSURATIONS PREJUDICIALES : (A.4.5,33/BAEL91)

La fissuration est considérée comme **préjudiciable** lorsque les éléments en cause sont exposés aux intempéries ou à des condensations, ou peuvent être alternativement émergés ou noyés en eau douce. Dans ce cas, il importe de respecter les règles suivantes :

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right\} \quad (\text{MPa})$$

3) FISSURATION TRÈS PREJUDICIALES : (A.4.5,34/BAEL91)

La fissuration est considérée comme **très préjudiciable** lorsque les éléments en cause sont exposés à un milieu agressif ou doivent assurer une étanchéité.

Dans ce cas, on observe les règles suivantes :

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ 0,5f_e, 90 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\} \quad (\text{MPa})$$

- f_e : limite d'élasticité de l'acier utilisé.
- f_{tj} : résistance caractéristique à la traction du béton.
- η : Coefficient de fissuration qui vaut :

- ⇒
- 1,0 pour les r.l. y compris les treillis soudés formés de fils tréfilés lisses.
 - 1,3 pour les H.A dont $\phi < 6\text{mm}$
 - 1,6 pour les H.A dont $\phi \geq 6$

❖ Diagrammes des contraintes –déformations de calcul (Art A.2.2, 1/ BAEL91 modifié 99) :

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

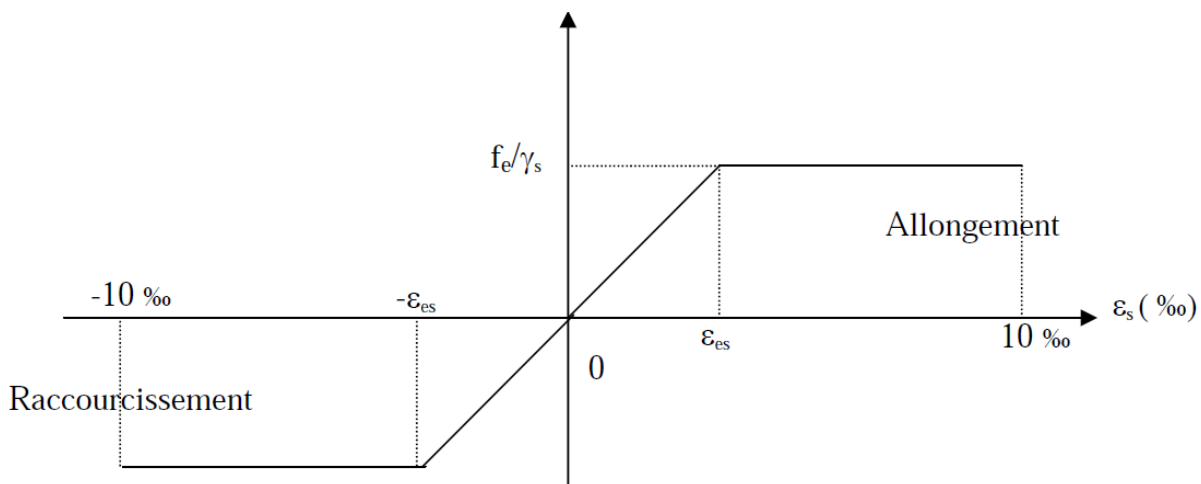


Figure. I.7 : Diagramme contrainte-déformation de l'acier.

Avec :

f_e : Limite d'élasticité

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

❖ **Protection des armatures (Art 7.1 /BAEL 91 modifié 99) :**

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

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

Conclusion :

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

II.1-Introduction :

Après avoir déterminé les différentes caractéristiques de l'ouvrage ainsi que les matériaux le constituant, on passe au pré dimensionnement des éléments suivants : planchers, les poutres principales et secondaires, les voiles et enfin les poteaux et cela en se basant sur le **BAEL 91** et le **RPA 99 modifié 2003**, ainsi que le **DTR-B.C.2.2** (charges permanentes et charges d'exploitations).

Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être modifiés après vérifications dans la phase du dimensionnement.

II.2-Pré dimensionnement des planchers :**II.2.1 : les planchers :****II.2.1.a -Plancher à corps creux :**

Les planchers sont composés d'une dalle de compression, de treillis soudés, de corps creux reposant sur des poutrelles préfabriquées et disposés suivant la petite portée.

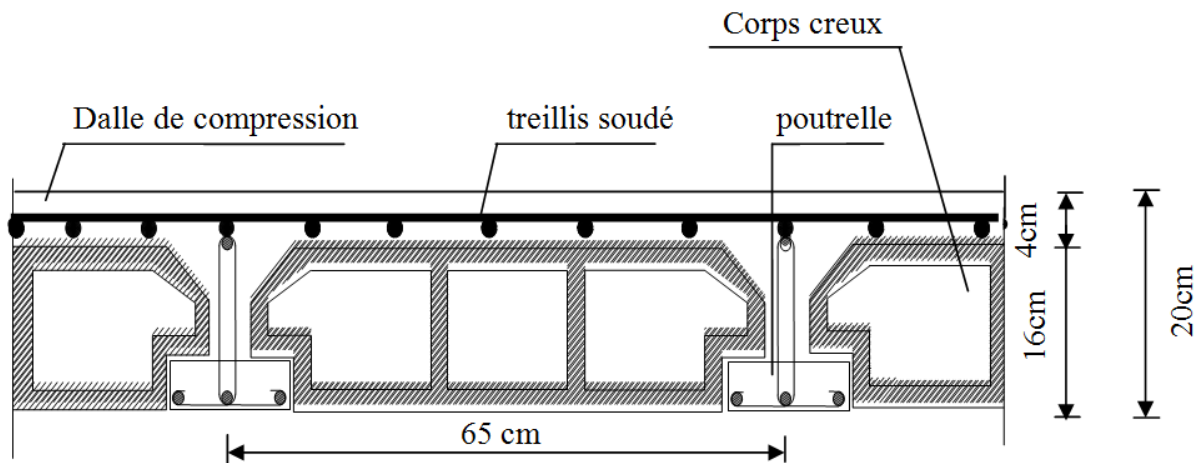


Figure II-1 : coupe transversale sur un plancher en corps creux

La hauteur h_t du plancher en corps creux est donnée par (**art B.6.5,1/ BAEL 91 modifié 99**)

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

Avec :

- **L_{max}** : portée libre de la poutre la plus longue dans le sens des poutrelles.
- **h_t** : épaisseur de la dalle (hauteur totale du plancher)

$L_{max} = 420 - 25 = 395$ cm.

Nous aurons donc :

$$h_t = \frac{395}{22,5} = 17,55 \text{ cm}$$

Nous adopterons un plancher de 20 cm d'épaisseur, composé d'un corps creux de 16 cm et d'une dalle de compression de 4 cm.

II.2.1 .b: Dalles Pleines :

Ce sont des plaques minces dont l'épaisseur est moins importante comparée aux autres dimensions. Leurs épaisseurs sont déterminées selon leurs portées ainsi que les conditions suivantes :

- La résistance à la flexion
- La résistance au feu
- L'isolation acoustique

- **condition de résistance à la flexion :**

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

L_0 : portée libre ; e : épaisseur de la dalle

$L_0 = 1.20$ m

$$e \geq 1.20/10 = 0.12\text{m} = 12 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad \text{on prends } e = 15\text{cm}$$

- **Résistance au feu :**

Selon le classement des planchers, les normes en vigueur nous donnent les épaisseurs suivantes :

$e_p = 11\text{cm}$ → Pour les planchers présentant un risque particulier contre l'incendie.

$e_p \geq 7\text{cm}$ → Pour les planchers présentant aucun risque particulier contre l'incendie.

- **Isolation acoustique :**

D'après la loi de la masse, l'isolation acoustique est proportionnelle au logarithme de la masse :

$$L = 13,3 \log (10M) \quad \text{si } M < 200 \text{ kg/m}^2$$

$$L = 15 \log (M) + 9 \quad \text{si } M > 200 \text{ kg/m}^2$$

Donc : pour assurer un minimum d'isolation acoustique, il est exigé une masse surfacique minimale de 350 kg/m^2

D'où l'épaisseur minimale de la dalle est :

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

Nous prenons : **$h_0 = 15 \text{ cm}$**

Tel que : $\rho = 2500 \text{ daN/m}^3$.

Donc : $e = \max (11, 15, 15) = 15\text{cm}$.

Nous adopterons une épaisseur de 15 cm

II.2.2-Poutres :

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux en béton armée ; qui assurent la transmission des charge et surcharge des plancher aux éléments verticaux (poteaux, voiles). Elle assure aussi la fonction de chaînage des éléments. Les dimensions transversales de la section rectangulaire de la poutre à savoir la hauteur totale h_t et la longueur b doivent répondre aux conditions suivantes :

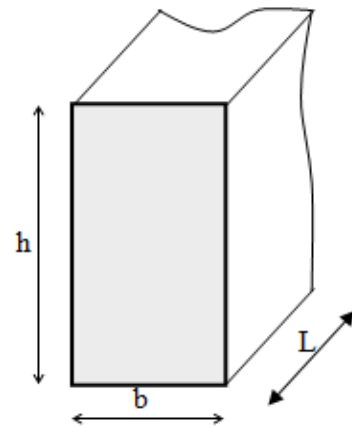
$$\frac{L}{15} < h_t < \frac{L}{10} \dots\dots\dots 1$$

$$0.3h_t < b < 0.7h_t \dots\dots\dots 2$$

- L : portée de la poutre
- H : hauteur de la section
- b : largeur de la section

Les dimensions des poutres doivent respecter l'article 7.5.1 du RPA99/version 2003 suivant:

$B \geq 20$
 $h \geq 30$
 $\frac{b}{h} \leq 4$
 $b_{\max} = 1,5h + b.$



a) poutres principales : (Elles sont les poutres porteuses)

$$L_{\max} = 495 - 25 = 470 \text{ cm}$$

$$\frac{470}{15} \leq h_t \leq \frac{470}{10} \quad 31.33 < h_t < 47$$

On prend : **h_t = 40 cm**

$$0.4 * (40) \leq b \leq 0.7(40) \quad 16 \leq b \leq 28$$

On prend : **b = 30 cm**

$$\frac{h}{b} = \frac{40}{30} = 1.33 < 4 \text{ (condition du RPA est vérifiée)} \rightarrow \mathbf{PP(30X40)cm^2}$$

b) poutres secondaires :

Ce sont des poutres parallèles aux poutrelles, leurs hauteurs sont données par :

$$L_{\max} = 420 - 25 = 395 \text{ cm} \quad \rightarrow \frac{395}{15} \leq h_t \leq \frac{395}{10} \rightarrow 26.33 < h_t < 39$$

On prend : **h_t = 35 cm**

La largeur de la poutre est déterminée par :

$$0.4*(35) \leq b \leq 0.7*(35) \rightarrow 14 \leq b \leq 24.5$$

On prend : **b=30cm**

$$\frac{h}{b} = \frac{35}{30} = 1.16 < 4 \text{ (conditions du RPA est vérifiée)} \rightarrow \text{PS}(30 \times 35) \text{ cm}^2$$

➤ **Vérification aux exigences du RPA99 Modifié 2003**

D'après les conditions du **RPA99 Modifié 2003 (article 7.5.1)** relatives au coffrage des poutres :

Les dimensions des poutres doivent respecter les conditions ci-après

$$\begin{cases} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ h/b \leq 4 \end{cases}$$

	Poutre principale	Poutre secondaire	Vérification
Hauteur	$40 \geq 30 \text{ cm}$	$35 \geq 30 \text{ cm}$	vérifiée
largeur	$30 \geq 20 \text{ cm}$	$30 \geq 20$	vérifiée
Hauteur / largeur	$1.33 \leq 4$	$1.16 \leq 4$	Vérifiée

Tableau II.1 : vérification aux exigences du RPA

➤ **Toutes les conditions sont vérifiées, on adoptera donc**

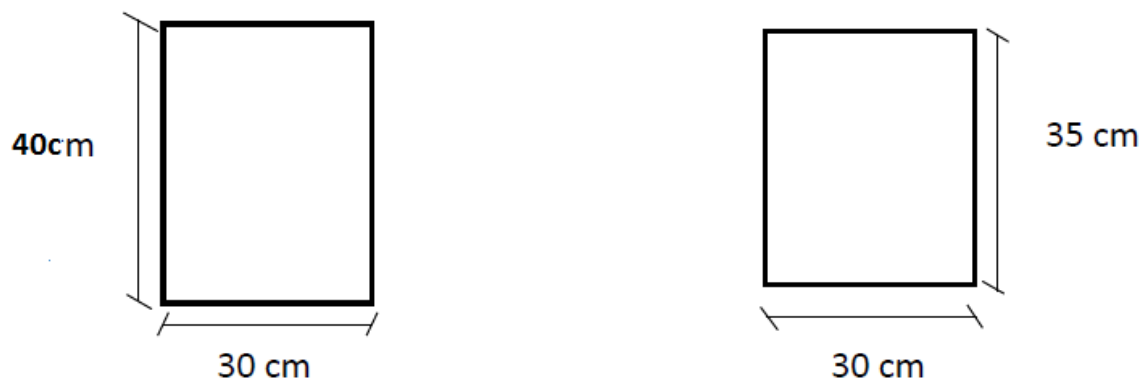


Figure II.2 : Dimensions des poutres

II.3. Pré dimensionnement des voiles Les voiles sont définis comme des éléments verticaux en béton armé. Dans leur plan, ils présentent généralement une grande résistance vis-à-vis des forces horizontales. Par contre, dans le sens perpendiculaire à leur plan, ils présentent très peu de résistance vis-à-vis des forces horizontales.

D'après (**l'article 7.7.1 du R.P.A99 version 2003**) les dimensions minimales doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$L \geq 4a$$

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

Où :

L étant la longueur minimale du voile (**figure II.3**)

a : épaisseur

Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires ou poteaux

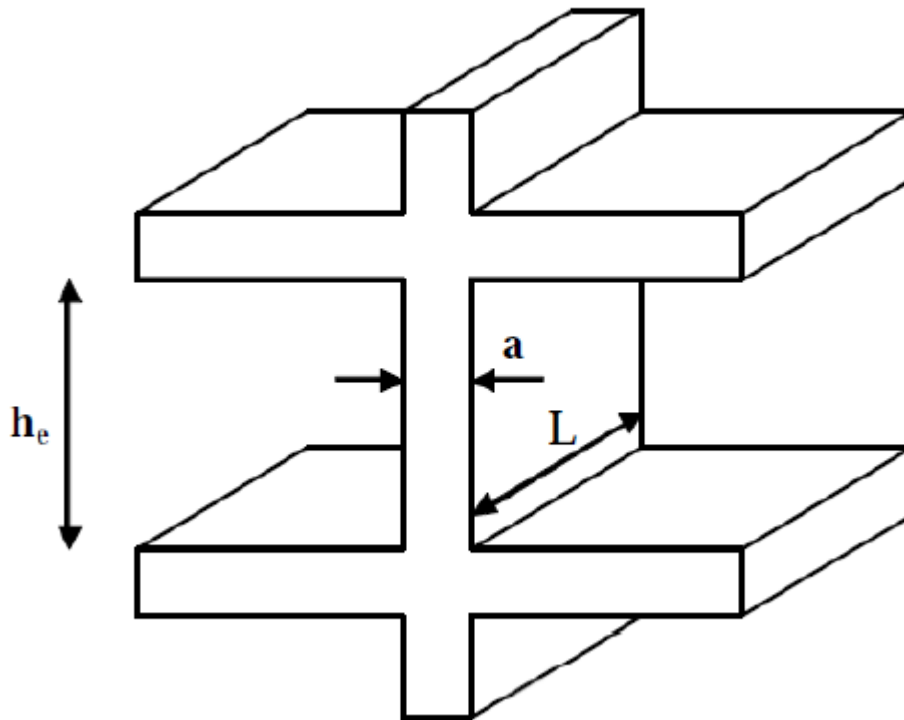


Figure II.4 : coupe du voile en élévation

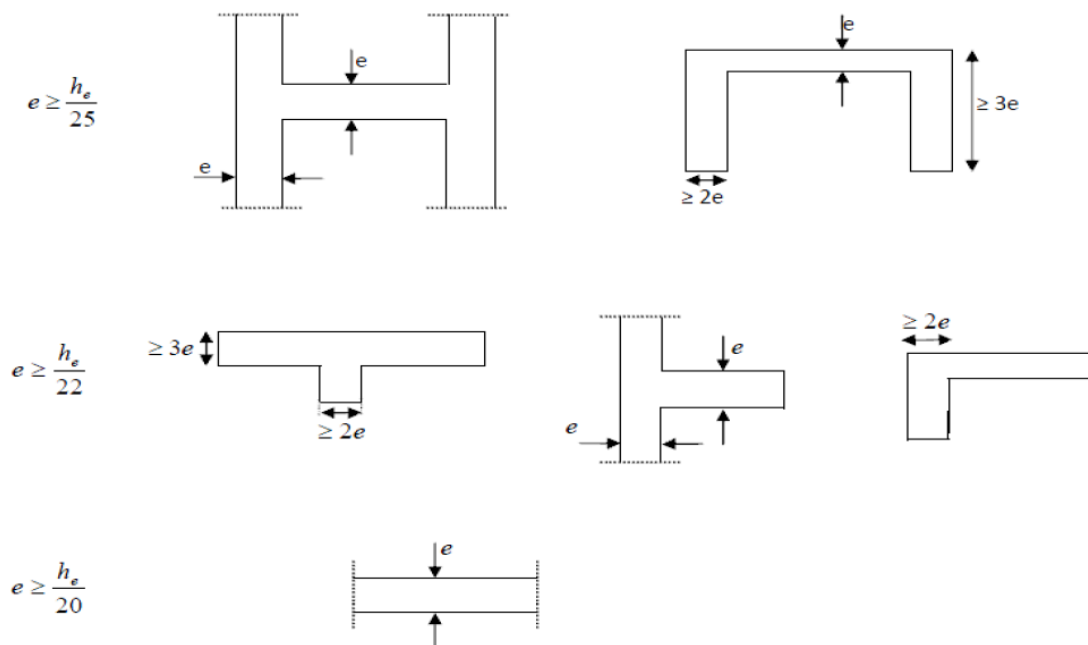


Figure II.5 : coupe des voiles en plan.

Pour notre cas : $e \geq \frac{he}{20}$

avec : $he = h - l$ l'épaisseur de la dalle

On adopte une épaisseur : **$e = 20 \text{ cm}$**

$e_{\min} = 15 \text{ cm} \rightarrow e = 20 \text{ cm} > 15 \text{ cm} \rightarrow$ vérifiée

- **Pour le RDC :**

$he = 357 - 20 = 337 \text{ cm} \rightarrow e \geq \frac{337}{20} = 16.85$

On adopte une épaisseur : **$e = 20 \text{ cm}$**

- **Pour l'étage courant :**

$he = 306 - 20 = 286 \text{ cm} \rightarrow e \geq \frac{286}{20} = 14.3 \leq 15 \text{ cm}$

On opte pour une épaisseur **$a = 20 \text{ cm}$**

Pour qu'un voile puisse assurer une fonction de contreventement, sa longueur (L) doit être au moins égale à 4 fois son épaisseur.

$L_{\min} \geq 4 \times e$

$L_{\min} \geq 4 \times 20 = 80 \text{ cm}$. On opte pour **$L = 1 \text{ m}$** .

Vérification selon le RPA 99 / version 2003 :

$e_{\min} = 20 \text{ cm} > 15 \text{ cm}$ Condition Vérifiée

Conclusion :

$e \geq (20 ; 15) \text{ cm}$ Donc on adopte pour les voiles une épaisseur : $e = 20 \text{ cm}$ sur toute la hauteur de la structure.

II.4. Pré dimensionnement des poteaux : Ce sont des éléments porteurs qui transmettent aux fondations une partie des efforts provenant de la superstructure, Les poteaux sont dans un premier temps dimensionnés à L'ELS en compression simple, en supposant que seul le béton reprend les charges normales, la section des poteaux est donnée par la relation suivante :

$$S \geq \frac{N_s}{\sigma_{bc}} \text{ (RPA version 2003/Art 7.4.3.1)}$$

Avec :

S : section transversale du poteau.

σ_{bc} : Contrainte limite de compression du béton.

$\sigma_{bc} = 0.6 f_c = 0.6 \times 25 = 15 \text{ Mpa}$.

N_s : effort normal maximal de compression agissant à la base du poteau.

$N_s = G + Q$ et : $G = G_{\text{plancher}} + G_{\text{poutre}}$

N_s : effort de compression repris par le poteau le plus sollicité.

G : charge permanente.

Q : charge d'exploitation

II.5.1 Détermination des charges et surcharges :

II.5.1.1 Charges permanentes "G" :

a) Les planchers en corps creux :

02	Mortier de pose	0.02	20	0.4
03	Couche de sable	0.02	18	0.36
04	Plancher en dalle corps creux (16+4)	0.20	14	2.8
05	Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
06	Maçonnerie en brique creuse	0.10	9	.9

Charge permanente total : $G_{tot}=5.1KN/m^2$

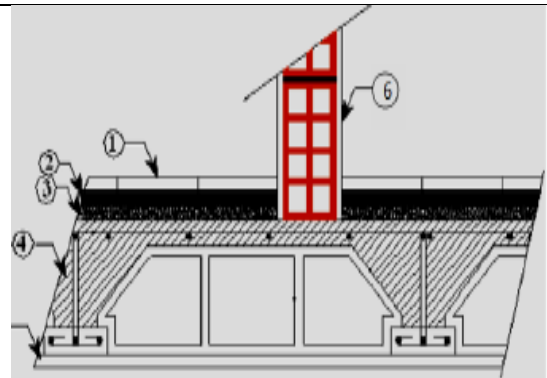


Figure II.6 : Coupe verticale du plancher d'étage courant

Tableau II.2 : Calcul de la charge permanente de l'étage usage d'habitation.

b)plancher terrasse inaccessible :

N	Composition	Epaisseur (m)	poids volumique (KN/m ³)	Chargés KN/m ²)
01	Couche gravier	0.05	17	0.85
02	Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
03	Forme de pente en béton	0.07	22	1.54
04	Feuille de polyane	----	0.01	0.01
05	Isolation thermique	0.05	4	0.2
06	Plancher en corps creux (hourdie et table de compression)	16+4=0.2	14	2.8
07	Enduit de plâtre	0.02	10	0.2

$G_{tot}=5.72KN/m^2$

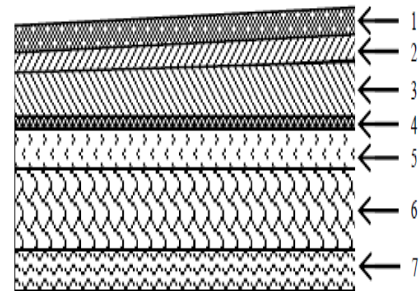


Figure II.7 : Coupe verticale du dernier plancher (terrasse inaccessible).

Tableau II.3 : Calcul de la charge permanente de plancher terrasse

c-Maçonnerie :

➤ **Murs extérieurs :**

N	Compositions	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charge G (KN/m ²)
01	Enduit au mortier de ciment	0.02	18	0.36
02	Cloison en briques creuse (8trous)	0.10	9	0.90
03	Lame d'air	0.05	-	-
04	Cloison en briques creuses (2trous)	0.10	9	0.90
05	Enduit de plâtre sur la face intérieure	0.02	10	0.20
Total : G_{me}=2.36 KN/m²				

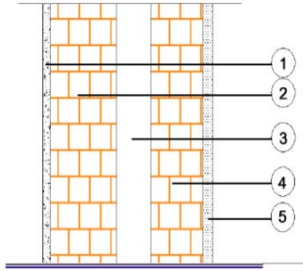


Figure II.8 : Coupe verticale du mur extérieur.

Tableau II.4 : Calcul de la charge permanente des murs extérieurs.

➤ **Murs intérieurs :**

N	Composition	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charges KN/m ²)
01	Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
02	Brique creuse	0.10	9	0.9
03	Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
Total :G_{mi}=1.3 KN/m²				

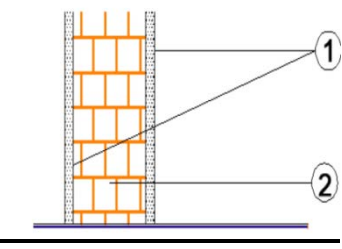


Figure II.9 : Coupe verticale du mur intérieur

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

d) Dalle pleine :

N°	Désignation	Épaisseur (m)	pds volumique (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.4
3	Couche de sable	0.03	18	0.54
4	Dalle pleine en béton armé	0.16	25	4
5	Mortier de ciment	0.02	18	0.36
			G total	5.74

Tableau II.6: Calcul de la charge permanente de la dalle pleine (balcon).**II.7.1.2 Charges exploitations "Q" :**

Le DTR B.C.2.2 nous donne les charges d'exploitation Q :

Elément	Surcharge(Q) (KN/m ²)
Acrotère	1
plancher terrasse inaccessible	1
Plancher étage courant à usage d'habitation	1.5
Plancher du RDC à usage commerciale	3.5
Balcon	3.5
Escalier	3.5

Tableau II.7: récapitulatif des surcharges d'exploitations.➤ **charge et surcharge revenant au poteau :****a) Poids propre de chaque plancher :****Surface d'influence :**

$$S_1 = 2.1 \times 2.35 = 4.935 \text{ m}^2$$

$$S_2 = 1.6 \times 2.35 = 3.76 \text{ m}^2$$

$$S_3 = 2.1 \times 1.625 = 3.412 \text{ m}^2$$

$$S_4 = 1.6 \times 1.625 = 2.6 \text{ m}^2$$

$$\text{Surface nette : } S_n = (2.35 + 1.625) \times (2.1 + 1.6) = 14.70 \text{ m}^2$$

$$\text{Surface brute : } S_b = 3.4 \times 3.975 = 13.515 \text{ m}^2$$

b- Poids propre des éléments:

- **Poids propre du plancher terrasse inaccessible :**

$$P_{pt} = G \times S_n = 5.46 \times 14.70 = 80.262 \text{ KN}$$

- **Poids propre du plancher de l'étage courant :**

$$P_{pc} = G \times S_n = 5.1 \times 13.975 = 71.272 \text{ KN}$$

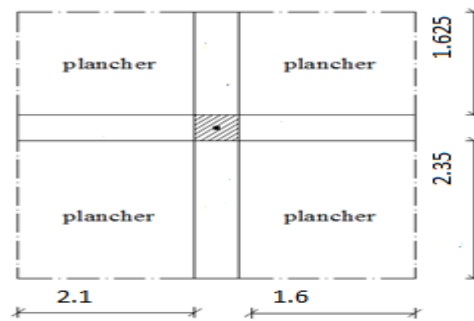


Figure II.10: Surface d'influence du poteau plus sollicité

- **Poids propre de chaque poutre :**

Poutre principale :

$$P_p = 0,30 \times 0,40 \times (2,35 + 1,625) \times 25$$

$$P_p = 14,22 \text{ KN.}$$

Poutre secondaire :

$$P_s = 0,30 \times 0,35 \times (2,1 + 1,6) \times 25$$

$$P_s = 9,712 \text{ KN.}$$

➤ Poids propres total des poutres $P_{tot} = 23,93 \text{ KN}$

Poids propre des poteaux :

Pour le poids propre du poteau on utilisera la section minimale du RPA préconisé pour la zone IIa à savoir $(25 \times 25) \text{ cm}^2$

Poids du poteau du RDC: Poteau= $S \times \rho \times h_e$

$$G = 0,25 \times 0,25 \times 3,57 \times 25 = 5,578 \text{ KN.}$$

- **Poids du poteau des étages courants: Poteau= $S \times \rho \times h_e$**

$$G = 0,25 \times 0,25 \times 3,06 \times 25 = 4,781 \text{ KN.}$$

b) **charges d'exploitation :**

b-1) plancher terrasse inaccessible :

$$Q_0 = 1 \times 14,70 = 14,70 \text{ KN.}$$

b-2) plancher de l'étage courant :

$$Q_1 - Q_6 = 1,5 \times 14,70 = 22,05 \text{ KN.}$$

b-3) plancher RDC (commerce) :

$$Q_7 = 3,5 \times 14,70 = 51,45 \text{ KN}$$

II.4.3 La loi de dégression des charges en fonction du nombre d'étage :

Le document technique réglementaire (DTR.B.C.2.2) nous impose une dégression des charges sur tous les planchers. Cette loi s'applique aux bâtiments élancés dont le nombre de niveaux est supérieur à 5, ce qui est notre cas. La loi de dégression des surcharges est comme suit :

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

Avec :

Q₀ : charge d'exploitation à la terrasse.

Q_i : charge d'exploitation de l'étage i.

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

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

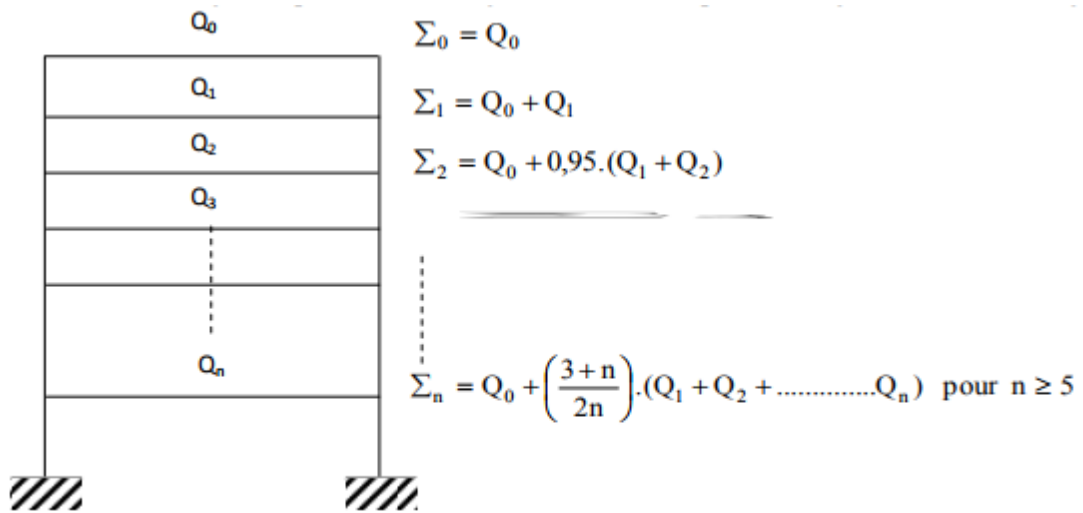


Figure II.11 : Loi de dégression des surcharges d'exploitation.

Coefficients de dégression de surcharges :

	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
NIVEAUX	9	8	7	6	5	4	3	2	1	RDC
COEFFICIENTS	1	1	0.95	0.9	0.85	0.8	0.75	0.714	0.687	0.666

Tableau II.8: Coefficients de dégression de surcharges.

Note : Le coefficient $\frac{3+n}{2n}$ étant valable pour $n \geq 5$.

Les surcharges cumulées :

Niveaux	Opération
9	Q_0
8	Q_0+Q_1
7	$Q_0+0.95 (Q_1+Q_2)$
6	$Q_0+0.90 (Q_1+Q_2+Q_3)$
5	$Q_0+0.85 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$
4	$Q_0+0.8 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)$
3	$Q_0+0.75 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6)$
2	$Q_0+0.714 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7)$
1	$Q_0+0.687 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8)$
rdc	$Q_0+0.666(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8+Q_9)$

Tableau II.9: Les surcharges cumulées**Application numérique :**

Niveaux	Résultats [kN]
9	14.70
8	$14.70+22.05=36.75$
7	$14.70+0.95 \times (22.05+22.05)=56.59$
6	$14.70+0.90 \times (3 \times 22.05)=74.23$
5	$14.70+0.85 \times (4 \times 22.05)=87.67$
4	$14.70+0.8 \times (5 \times 22.05)=102.9$
3	$14.70+0.75 \times (6 \times 22.05)=113.92$
2	$14.70+0.71 \times (7 \times 22.05)=124.28$
1	$14.70+0.687 \times (8 \times 22.05)=135.88$
Rdc	$14.70+0.66 \times (9 \times 22.05)=145.677$

Tableau II.10: Résultats des surcharges cumulées.

Dimensionnement des poteaux :

Niveaux	Charges permanentes (KN)					Charges d'exploitation (KN)		Effort Normal (KN)	Section (cm ²)		
	Poids plancher	Poids poutre	Poids poteau	G	G _C	Q	Q _C	= G _C +Q _C	$\overline{\sigma}_{bc}$	Section minimal	Section adoptée
9	80.262	23.93	0	104.192	104.192	14.70	14.70	118.892	79.261	25x25	35x35
8	71.272	23.93	4,781	99.983	204.175	22.05	36.75	240.929	160.61	25x25	35x35
7	71.272	23.93	4,781	99.983	304.158	22.05	58.8	362.958	241.972	25x25	35x35
6	71.272	23.93	4,781	99.983	404.141	22.05	80.85	484.991	323.327	25x25	40x40
5	71.272	23.93	4,781	99.983	504.124	22.05	102.9	607.024	404.682	25x25	40x40
4	71.272	23.93	4,781	99.983	604.107	22.05	124.95	729.057	486.038	25x25	40x40
3	71.272	23.93	4,781	99.983	704.09	22.05	147	851.09	567.393	25x25	45x45
2	71.272	23.93	4,781	99.983	804.073	22.05	169.05	973.123	648.748	25x25	45x45
1	71.272	23.93	4,781	99.9830	904.056	22.05	191.10	1095.156	730.104	25x25	45x45
rdc	71.272	23.93	5.578	100.780	1004.836	51.45	242.55	1247.386	831.590	25x25	45x45

Tableau II.11 : Pré dimensionnement des poteaux

D'où les sections adoptées sont :

RDC et Niveau : 1, 2 et 3	—————>	(45x45) cm ²
Niveau : 4, 5 et 6	—————>	(40 × 40) cm ²
Niveau : 7, 8, et 9	—————>	(35 × 35) cm ²

Note :

Les sections des poteaux adoptées dans ce chapitre risquent d'être modifiées prochainement pour les raisons suivantes :

- Si les sections de ferrailage sont importantes on est appelés à augmenter les sections du béton
- Si la période de vibration n'est pas vérifiée.

II.5. Vérification :

II.5.1. Vérifications relatives aux exigences du RPA :

Selon l'article (Art 7.4.1) du R.P.A 99 Version 2003 : Les dimensions de la section transversale des poteaux en zone **II** doivent satisfaire les conditions suivantes :

- $\text{Min}(b, h) \geq 25 \text{ cm}$
- $\text{Min}(b, h) \geq \frac{he}{20}$
- $\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4$

Poteaux	Conditions exigées par RPA	Valeur calculée et vérification	Observation
35x35	$\text{min}(b, h) \geq 25 \text{ cm}$	$\text{min}(b, h) = 35 \geq 25 \text{ cm}$	Condition vérifiée
	$\text{min}(b, h) \geq \frac{he}{20}$	$\frac{he}{20} = \frac{306}{20} = 15.3 \text{ cm} < 35 \text{ cm}$	
	$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4$	$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} = \frac{35}{35} = 1 < 4$	
40x40	$\text{min}(b, h) \geq 25 \text{ cm}$	$\text{min}(b, h) = 40 \geq 25 \text{ cm}$	Condition vérifiée
	$\text{min}(b, h) \geq \frac{he}{20}$	$\frac{he}{20} = \frac{306}{20} = 15.3 \text{ cm} < 40 \text{ cm}$	
	$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4$	$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} = \frac{40}{40} = 1 < 4$	
45x45	$\text{min}(b, h) \geq 25 \text{ cm}$	$\text{min}(b, h) = 45 \geq 25 \text{ cm}$	Condition vérifiée
	$\text{min}(b, h) \geq \frac{he}{20}$	$\frac{he}{20} = \frac{306}{20} = 15.3 \text{ cm} < 45 \text{ cm}$	
	$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4$	$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} = \frac{45}{45} = 1 < 4$	

Tableau II.12 : Vérification au RPA.

➤ **-Vérification au flambement**

Le flambement est une perte de stabilité lorsque l'élément (poteau) est soumis à des forces de compression par la suite à tendance à fléchir et à se déformer dans une direction perpendiculaire à l'axe de compression (passage d'un état de compression à un état de flexion). Le risque de flambement d'un élément

étant lié aux dimensions de cet élément, on dit que le flambement est un phénomène d'instabilité de forme.

➤ **Cette instabilité dépend de :**

- La longueur de flambement.
- La section (caractéristiques géométriques).
- La nature des appuis.

Le calcul des poteaux au flambement, consiste à vérifier les conditions suivantes :

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

Avec :

λ : Elancement du poteau ;

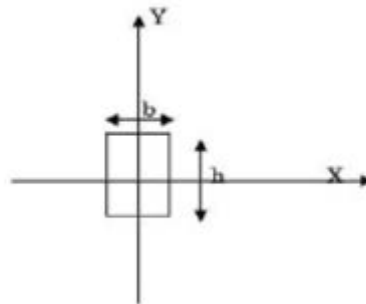
l_f : Longueur de flambement du poteau ($l_f = 0.7 \times l_0$) (**BAEL99/ B.8.3, 31**) ;

$L_0 = h_e$ = Longueur libre du poteau.

i : Rayon de giration ($i = \sqrt{\frac{I}{S}}$) (**artB.84.1 CBA.93pages 157**)

I : Moment d'inertie du poteau : $I_{xx} = \frac{b \times h^3}{12}$ et $I_{yy} = \frac{h \times b^3}{12}$ avec $b=h$

$$\Rightarrow I = I_{xx} = I_{yy} = \frac{b \times h^3}{12}$$



FigureII.12 : Coupe du poteau

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

Donc :

$$\lambda = \frac{l_f}{\sqrt{\frac{I}{S}}} = \frac{0.7L_0}{\sqrt{\frac{b^2}{12}}} = 0.7L_0 \frac{\sqrt{12}}{b}$$

Finalemment :

$$\lambda = 2,42 L_0 / b$$

✓ **Les résultats sont dans le tableau suivant :**

Section du poteau [cm ²]	Longueur libre [m]	élancement λ	Vérification
(35×35) : du 7 ^{ème} au 9 ^{ème}	3.06	21.20	$\lambda = 21.20 \leq 50 \dots CV$
(40×40) : du 4 ^{ème} au 6 ^{ème}	3.06	21.20	$\lambda = 21.20 \leq 50 \dots CV$
(45×45) : du 1 ^{ème} au 3 ^{ème}	3.06	18.55	$\lambda = 18.55 \leq 50 \dots CV$
(45×45) : RDC	3.59	21.76	$\lambda = 16.49 \leq 50 \dots CV$

Tableau II.13 : vérification au flambement.

Conclusion :

A ce niveau on a pré-dimensionné tout les éléments structuraux de cet ouvrage, mais les sections trouvées ne sont pas définitives car on peut les changer après l'étude dynamique.

Donc, on a opté pour le pré-dimensionnement suivant :

- **Plancher à corps creux :**
RDC : (16+4) cm
Etage courant : (16+4) cm
- **Dalles pleines :** épaisseur de 16 cm.
- **Poutres:**
Poutres principales : (30x40) cm².
Poutres secondaires : (30x35) cm².
- **Poteaux :**
(45x45) cm² pour le RDC ,1^{ème}, 2^{ème} et 3^{ème} étages
(40x40) cm² pour le 4^{ème}, 5^{ème} et 6^{ème} étages.
(35x35) cm² pour le 7^{ème}, 8^{ème} et 9^{ème} étages.
- **Voiles :**
Épaisseur de 20 cm. Longueur minimale égale à 80 cm

III.1. L'acrotère :

L'acrotère est un élément secondaire de protection qui se trouve au niveau supérieure de l'ouvrage sur tout le périphérique, il forme une paroi, contre toute chute, il sera calculé comme une console encastree au niveau du plancher terrasse.

L'acrotère est réalisé en béton arme assimilé à une console encastree au niveau du plancher terrasse, il est soumis à son poids propre G donnant un effort normal N et une charge d'exploitation horizontale ($Q = 1 \text{ KN/ml}$) non pondérée due à l'application de la main courante qui engendre un moments de flexion (M) dans la section d'encastrement.

Donc le calcul de l'acrotère se fait en flexion composée à L'ELU et L'ELS pour une bande de 1m de largeur.

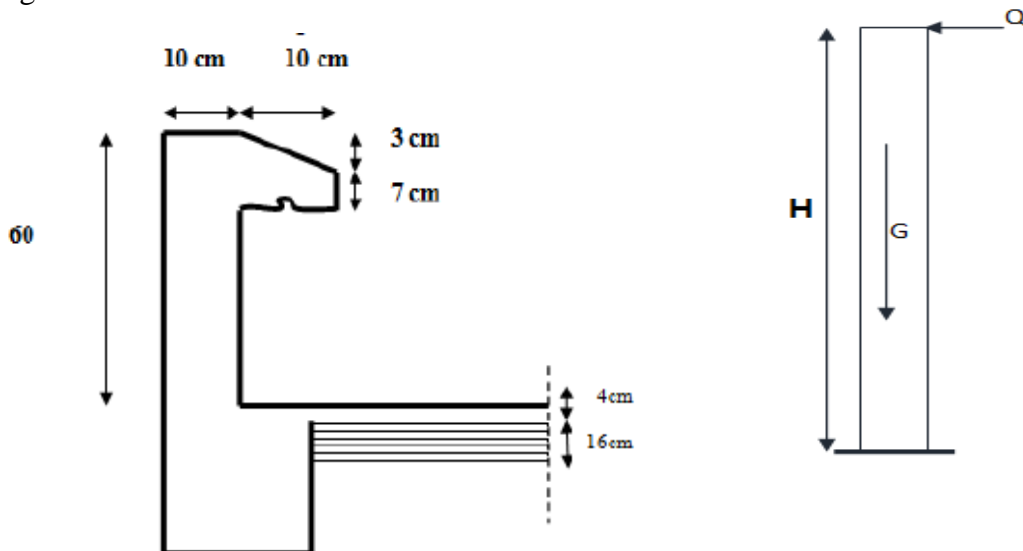


Figure III.1 : Coupe transversale de l'acrotère.

III.1.1. Détermination des sollicitations :

❖ Le chargement :

- La charge permanente de l'acrotère est déterminée comme suit :

$$G = \rho \times S$$

Avec : ρ : masse volumique du béton.

S : section longitudinale de l'acrotère.

$$G = 25 \left[0.6 \times 0.1 + 0.1 \times 0.07 + \frac{0.03 \times 0.1}{2} \right] = 1.71 \text{ KN/ml}$$

- Surcharge d'exploitation horizontale :

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

❖ Calcul des sollicitations :

- Effort tranchant dû à la poussée latérale T :

$$T = Q \times 1 \text{ ml} = 1 \text{ KN}$$

- Effort normal dû au poids propre G :

$$N_G = G \times 1 = 1.71 \text{ KN}$$

- Moment de renversement dû à Q :

$$M_Q = Q \cdot H = 1 \times 0.6 = 0.6 \text{ KN.m}$$

- ❖ **Diagramme des efforts :**

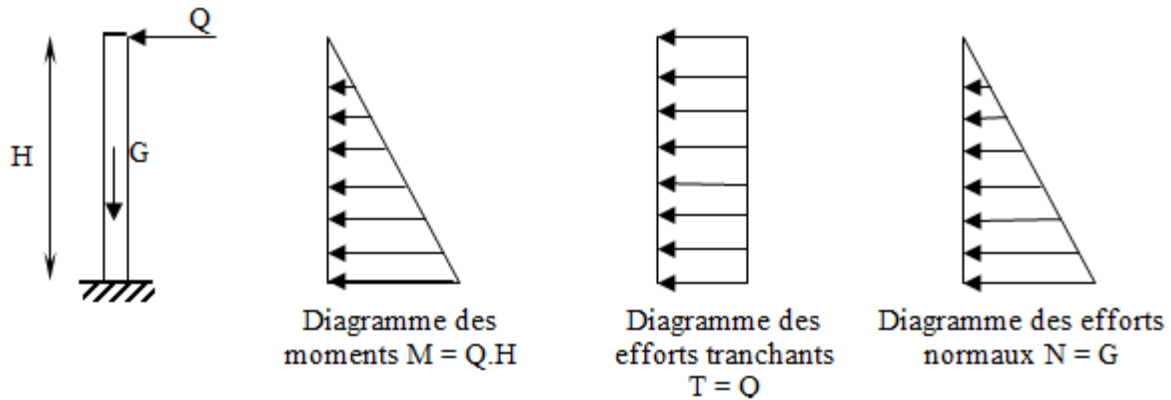


Figure III.1.2: Diagrammes des efforts internes.

III.1.2. Combinaisons de charges :

ELU :

La combinaison de charge est : $1.35 G + 1.5 Q$

- Effort normal:

$$N_u = 1.35 N_G + 1.5 N_Q = 1.35 \times 1.675 = 2.313 \text{ KN}$$

- Moment de renversement:

$$M_u = 1.35 M_G + 1.5 M_Q = 1.5 \times 0.6 = 0.9 \text{ KN.m}$$

- Effort tranchant :

$$T_u = 1.5 T = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ KN}$$

ELS :

La combinaison de charge est : $G + Q$

- Effort normal:

$$N_s = N_G + N_Q = 1.713 \text{ KN}$$

- Moment de renversement:

$$M_s = M_G + M_Q = M_Q = 0.60 \text{ KN.m}$$

- Effort tranchant :

$$T_s = T = 1 \text{ KN}$$

III.1.3.Ferrailage :

Il consiste en l'étude d'une section rectangulaire soumise à la flexion composée à l'ELU sous (N_u) et (M_u), puis passer à une vérification de la section à l'ELS sous (N_s) et (M_s).

Le calcul se fera pour une bande d'un mètre.

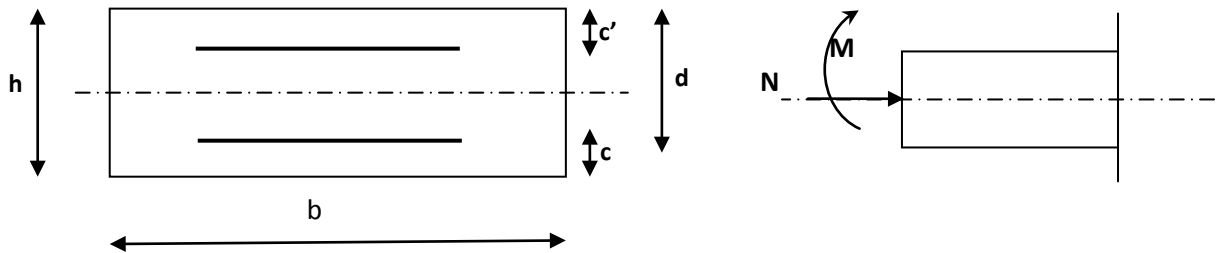


Figure III.1.3: la section d'armature.

Avec :

h : Epaisseur de la section ($h = 10$ cm).

b : Largeur de la section ($b = 100$ cm).

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

d : Hauteur utile ($h - c = 10 - 2 = 8$ cm).

M_f : Moment fictif calculé par rapport au CDG des armatures tendues.

III.1.3.1.Calcul des armatures à l'ELU :❖ **Calcul de l'excentricité à l'ELU :**

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9}{2.313} = 0.389 \text{ m} = \mathbf{38.9 \text{ cm}}$$

$$\frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 2 = \mathbf{3 \text{ cm}}$$

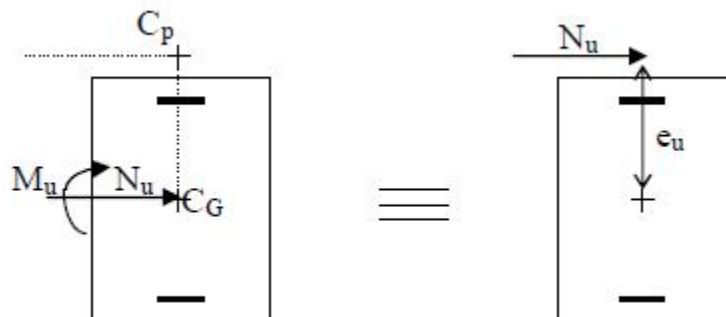


Figure III.1.4 : section rectangulaire soumise à la flexion composée.

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

❖ **Calcul de la section d'armatures en flexion simple :****a. Calcul du moment fictif :**

$$M_{fu} = N_u \cdot a$$

Avec :

a : distance entre « C_p » et le centre de gravité des armatures inférieures tendues.

$$a = e_u + \frac{h}{2} - c$$

$$a = 0.389 + \frac{0.10}{2} - 0.02 = \mathbf{0.419 \text{ m}}$$

$$M_{fu} = N_u \cdot a = 2.313 \times 0.419 = \mathbf{0.969 \text{ KN.m}}$$

Calcul de μ :

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

$$\text{Avec : } f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = \mathbf{14.2 \text{ MPa}}$$

$$\mu = \frac{0.969 \cdot 10^3}{100 \times 8^2 \times 14.2} = \mathbf{0.0106}$$

$$\mu = 0.0107 < \mu_l = 0.392 \quad \longrightarrow \text{SSA.}$$

Remarque :

La section est simplement armée (SSA), les armatures comprimées ne sont pas nécessaires

Asc = 0.

Donc on a uniquement des armatures tendues.

A partir des abaques, on tire la valeur de β correspondante : $\mu = 0.0106 \rightarrow \beta = 0.9954$ **b. Armatures fictives :**

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

$$\text{Avec : } \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = \mathbf{348 \text{ MPa}}$$

$$A_f = \frac{0.969 \times 10^3}{0.994 \times 8 \times 348} = \mathbf{0.35 \text{ 0cm}^2}$$

c. La section des armatures réelles : (en flexion composée)

$$A_U = A_F - \frac{N_u}{\sigma_{st}}$$

$$A_U = 0.350 - \frac{2.313 \times 10}{348} = \mathbf{0.284 \text{ cm}^2}$$

III.1.3.2. Vérifications à l'ELU :

1. Vérification de la condition de non fragilité (A.4.2,1BAEL91modifié 99) :

$$A_U \geq A_{MIN}$$

$$A_{MIN} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} \left[\frac{e_s - 0.445 \cdot d}{e_s - 0.185 \cdot d} \right]$$

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

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.6}{1.713} = 0.35 \text{ m} = 35 \text{ cm}$$

D'où :

$$A_{MIN} = \frac{0.23 \times 100 \times 8 \times 21}{400} \left[\frac{35 - 0.445 \times 8}{35 - 0.185 \times 8} \right] = 0.904 \text{ cm}^2$$

$$\underline{A_U = 0.28 \text{ CM}^2 < A_{MIN} = 0.904 \text{ CM}^2}$$

La condition de non fragilité n'étant pas vérifiée alors on adoptera la section minimale :

$$A_u = A_{min} = 0.904 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{adoptée} = 5\text{HA}8 = 2.51 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Avec : un espacement : $S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$

❖ **Armatures de répartition :**

$$A_R = \frac{A_{adoptée}}{N_s}$$

$$A_R = \frac{2.01}{4} = 0.50 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_R = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$

Avec : un espacement : $S_t = 15 \text{ cm}$

2. Vérification de l'effort tranchant (contrainte cisaillement):
(A.5.1,2/BAEL91modifié 99)

La fissuration est prise comme état préjudiciable ; on doit vérifier.

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d}$$

Avec : V_u : effort tranchant.

$$V_u = 1.5 \times Q = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{1.5 \times 10^3}{1000 \times 80} = 0.018 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left\{0.15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right\}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left\{0.15 \times \frac{25}{1.5}; 5 \text{ MPa}\right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0.018 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \rightarrow$ La condition est vérifiée

Donc le béton seul peut reprendre l'effort de cisaillement les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

3. Vérification de l'adhérence et d'entraînement des barres (Art. A.6.1, 3 BAEL /91 modifié 99):

On doit vérifier :

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 \cdot d \sum \mu_i}$$

Avec :

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

$$\sum u_i = 5\pi\phi = 4 \times \pi \times 0.8 = 12.56 \text{ cm}, n : \text{nombre de barres.}$$

$$\tau_{se} = \frac{1.5 \cdot 10^3}{0.9 \times 80 \times 12.5} = 1.65 \text{ MPa}$$

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

Avec : ψ_s : Coefficient de scellement, $\psi_s = 1.5$ (Acier de haute adhérence).

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

$\tau_{se} = 1.65 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa}$ La condition est vérifiée.

Il n'y a pas de risque d'entraînement des barres, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

4. Ancrage des barres (A.6.1, 23..BAEL91 / modifiée 99) :

Longueur de scellement (L_s) droit est donnée par :

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

$$\text{Avec : } \bar{\tau}_s = 0.6 \Psi^2 \cdot f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

D'où :

$$l_s = 35,3 \varphi = 35,3 \times 0,8 = 28,24 \text{ cm}$$

$$0,6 l_s = 0,6 \times 28,24 = 16,944 \text{ cm}$$

• Les barres étant comprimées, un scellement d'une longueur de $0,6 l_s = 20 \text{ cm}$ et un crochet normal suffiraient largement pour garantir son ancrage.

Avec :

- σ_{bc} : Contrainte dans le béton comprimé.
- $\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte limite dans le béton comprimé.
- σ_{st} : Contrainte dans les aciers tendus.
- $\bar{\sigma}_{st}$: Contrainte limite dans les aciers tendus.

1) **la contrainte dans acier :**

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

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

Avec : $\eta = 1.6$: coefficient de fissuration.

$$\bar{\sigma}_{st} \leq \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400 ; 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right\} = \{266.67; 201.63\} = \mathbf{201.633 \text{ MPa}}$$

Avec

$$f_{t28} = \mathbf{2.1 \text{ MPa}}$$

$$f_e = 400 \text{ MPa}$$

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

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

Avec :

$$M_s = \mathbf{0.6 \text{ KN.m}}$$

$$A_u = \mathbf{2.01 \text{ cm}^2}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 2.51}{100 \times 8} = \mathbf{0.313}$$

$$\rho_1 = \mathbf{0.313} \rightarrow \beta_1 = \mathbf{0.9125} \rightarrow K_1 = \mathbf{42.147}$$

$$\sigma_{st} = \frac{0.6 \times 10^6}{0.9125 \times 80 \times 2.51 \times 100} = \mathbf{32.74 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_{st} = \mathbf{32.74 \text{ MPa}} \leq \bar{\sigma}_{st} \mathbf{201.63 \text{ MPa}}$$

La condition est vérifiée.

2) **la contrainte dans le béton :**

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

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

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

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \sigma_{st} = 0.023$$

$$\sigma_{bc} = 0.023 \times 32.74 = 0.75 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0.75 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \text{ La condition est vérifiée.}$$

III.1.3.4 Vérification de l'acrotère au séisme (RPA 99. Art 6.2.3) :

Cette vérification concerne les éléments non structuraux.

Le RPA préconise de calculer l'acrotère sous l'action des forces horizontales sismiques suivant la formule :

$$F_p = 4 \cdot A \cdot C_p \cdot W_p$$

AVEC :

- **A** : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4-1) du RPA99 suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

$$A = 0.15 (\text{ZONE II, GROUPE D'USAGE 2}).$$

- **C_p** : Facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8
Soit : **C_p = 0.3**
- **W_p** : Poids propre de l'acrotère **W_p = 1.713 KN/mL**

D'où :

$$F_p = 4 \times 0.1 \times 0.3 \times 1.713 = 0.822 \text{ KN/ml}$$

$$F_p < Q = 1 \text{ KN/ml}$$

Conclusion :

Condition vérifiée, donc l'acrotère est calculé avec un effort horizontal $Q = 1 \text{ KN/ml}$ supérieur à la force sismique, d'où le calcul au séisme est inutile.

On adopte donc pour le ferrailage celui choisi précédemment.

- Les conditions étant vérifiées; donc le ferrailage calculé à L'ELU est vérifié à L'ELS.

Ferrailage adopté :

- ❖ Armatures principales : **5HA8/ml = 2.51 cm²** avec : **S_t = 20cm**
- ❖ Armatures de répartition : **2x4HA8 = 2.01 cm²** avec : **S_t = 15cm**

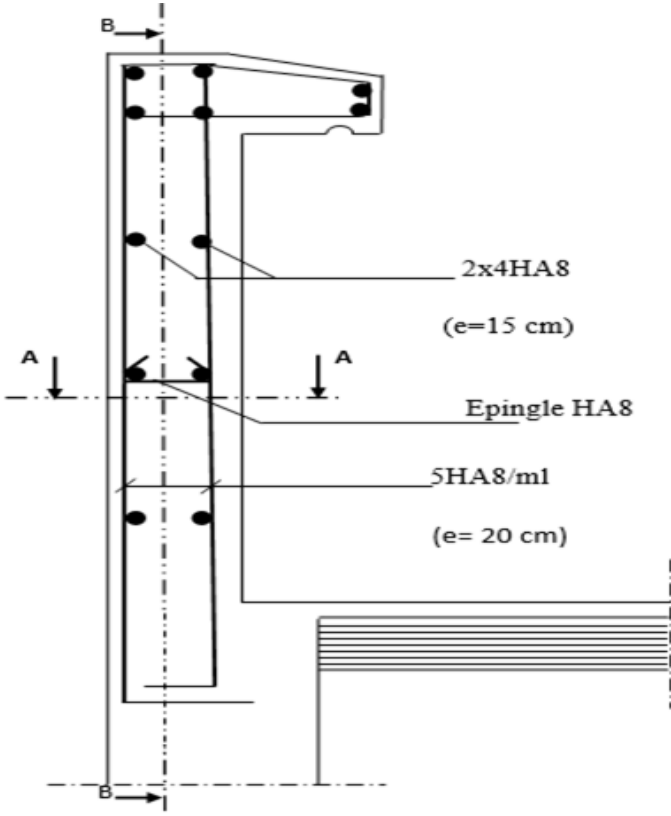
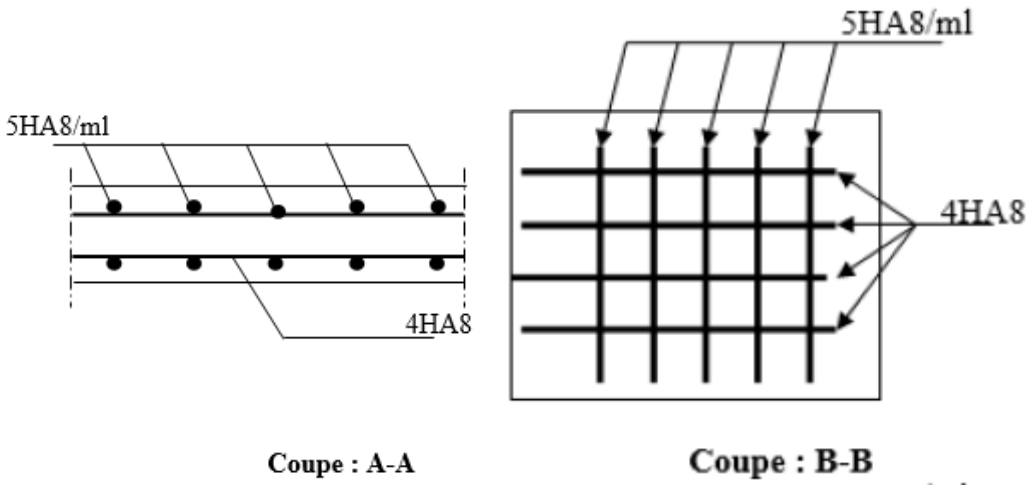


Fig.III.1.4 Ferrailage de l'acrotère

III.2. BALCON :

Le balcon est assimilé à une console encastrée à une extrémité, réalisé en dalle pleine.
Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur sous les sollicitations suivantes :

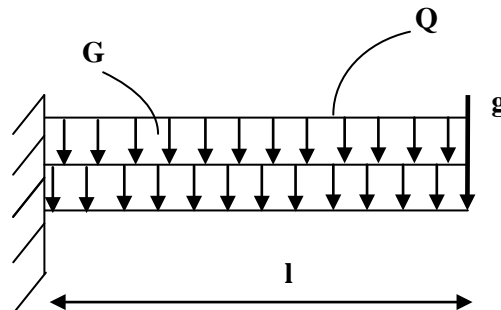


Figure III.2.1 : Schéma statique du balcon

Avec :

- **G** : charge permanente uniformément répartie due au poids propre de la dalle pleine.
- **Q** : surcharge d'exploitation verticale revenant au balcon.
- **g** : charge verticale concentrée due à l'effet du poids propre du garde-corps en brique creuse de 10 cm d'épaisseur.

III.2.1. Dimensionnement du balcon :**III.2.1. Pour un balcon de $l = 1.5\text{m}$:**

L'épaisseur de la dalle pleine est :

$$e_p = 15 \text{ cm} \quad (\text{Déterminer dans le chapitre II})$$

III.2.2. Détermination des charges et surcharges du balcon :➤ **Charge permanente :**

$$G = 5.74 \text{ KN} / \text{m}^2 \quad (\text{déterminer dans le chapitre II})$$

➤ **Charge concentrée :**

N°	Désignation	Épaisseur (m)	pds volumique (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Brique	0.1	9	0.9
2	Enduit de ciment	0.02 x 2	18	0.72
G total				1.62

Tableau III.2.1 : Charge concentrée sur le balcon due au poids propre du garde-corps.

➤ **Surcharge d'exploitation :**

D'après le DTR : $Q = 2.5 \text{ KN/ m}^2$

III.2.3. Combinaisons de charges :

A l'ELU :

➤ **Dalle:**

$$q_u = (1.35G + 1.5Q) \times 1\text{m} = (1.35 \times 5.74 + 1.5 \times 2.5) \times 1\text{m} = 11.499\text{KN/ml}$$

➤ **Garde-corps:**

$$g_u = (1.35 g) \times 1\text{m} = (1.35 \times 1.62) \times 1\text{m} = 2.19 \text{ KN/ml}$$

A l'ELS :

➤ **Dalle :**

$$q_s = (G + Q) \times 1\text{m} = (5.74 + 2.5) \times 1\text{m} = 8.24 \text{ KN/ml}$$

➤ **Garde-corps :**

$$g_s = g \times 1\text{m} = 1.62 \times 1 = 1.62 \text{ KN/ml}$$

III.2.2.4. Calcul des efforts internes :

A l'ELU :

• **moments fléchissant :**

$$M_U = \frac{Q_U l^2}{2} + G_U \cdot l$$

$$M_U = \frac{11.499 \times (1.5)^2}{2} + 2.19 \times 1.5 = 16.21 \text{ KN.m}$$

• **L'effort tranchant :**

$$V_u = q_u \cdot l + g_u$$

$$V_u = 11.499 \times 1.5 + 2.19 = 19.42 \text{ KN}$$

A l'ELS :

• **moments fléchissant :**

$$M_S = \frac{Q_S l^2}{2} + G_S \cdot L$$

$$M_S = \frac{8.24 \times (1.5)^2}{2} + 1.62 \times 1.5 = 11.7 \text{ KN.m}$$

• **L'effort tranchant :**

$$V_s = q_s \cdot l + g_s$$

$$V_s = 8.24 \times 1.5 + 1.62 = 13.98 \text{ KN}$$

III.2.5. Calcul al'ELU:❖ **Ferrailage :**

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

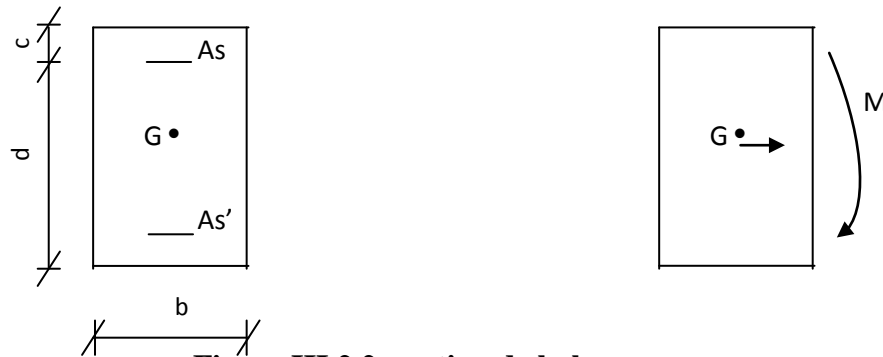


Figure III.2.2: section de balcon.

Avec :

- h** : Epaisseur de la section (h = 16 cm).
- b** : Largeur de la section (b = 100 cm).
- c** : Enrobage (c = c' = 2 cm).
- d** : Hauteur utile (h - c = 16 - 2 = 14 cm).

a. **Armature principal :**

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}}$$

$$\mu = \frac{16.21 \times 10^3}{100 \times 14^2 \times 14.2} = 0.0582$$

$\mu = 0.0582 < \mu_1 0.392$ La section est simplement armée.

À partir des abaques, on tire la valeur de β correspondant : $\mu = 0.0548 \rightarrow \beta = 0.970$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}}$$

$$A_s = \frac{16.21 \times 10^3}{0.970 \times 14 \times 348} = 3.43 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_s = 4\text{HA}12 = 4.52 \text{ cm}^2$

Avec : un espacement : $St = 25\text{cm}$

b. **Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_r = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$

Avec : un espacement : $St = 25 \text{ cm}$

❖ **Vérification :****a. Condition de non fragilité (A.4.2.1/BAEL 91 modifier 99) :**

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

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

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

$$A_{\text{min}} = \frac{0.23 \times 100 \times 14 \times 2.1}{400} = 1.69 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A = 4.52 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 1.69 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

b. vérification de l'effort tranchant (contrainte cisaillement):

(A.5.1,2/BAEL91modifié 99)

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

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15}{\gamma_b} f_{c28}; 4 \text{ MPa} \right\} \text{ (fissuration préjudiciable).}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15}{1.5} 25 ; 4 \text{ MPa} \right\} = \min \{ 2.5; 4 \} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d}$$

$$\tau_u = \frac{19.42}{100 \times 14} \times 10 = 0.138 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.138 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

c. Verification de l'adhérence et d'entraînement des barres (ART A.6.1,3 BAEL 91 modifiées99) :

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

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

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{0.9 d \sum \mu_i}$$

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

$$\sum u_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 4 \times \pi \times 1.2 = 15.07 \text{ cm} \quad \text{avec } n : \text{ nombre de barres.}$$

$$\tau_u = \frac{19.42}{0.9 \times 14 \times 15.07} \times 10 = 1.02 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.02 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3.14 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée.}$$

d. Vérification de l'espacement (Art A.8.2,42/BAEL91 modifié99) :

- **Pour les armatures principales :**

$$S_t \leq \min(3h ; 33\text{cm})$$

$$S_t \leq \min(3 \times 16 ; 33\text{cm}) = \min(48 ; 33) = 33 \text{ cm}$$

$$S_t = 25\text{cm} < 33\text{cm}. \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- **Pour les armatures de répartition :**

$$S_t \leq \min(4h ; 45\text{cm})$$

$$S_t \leq \min(4 \times 16 ; 45\text{cm}) = \min(64 ; 45) = 45 \text{ cm}$$

$$S_t = 25 \text{ cm} < 45 \text{ cm}. \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Longueur de scellement :

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

$$\text{Avec : } \bar{\tau}_s = 0.6 \Psi^2 \cdot f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.84 \text{ MPa}$$

$$l_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.84} = 42.25 \text{ cm}$$

Soit : $l_s = 45 \text{ cm}$

Pour des raisons de pratique on adopte un crochet normal.

La longueur de recouvrement d'après l'article (A.6.1, 253/BAEL91 modifié 99) est fixée pour les barres à haute adhérence à :

$$l_r = 0.4 l_s = 0.4 \times 45 = 18 \text{ cm}$$

III.2.6. Vérification à l'E.L.S :**a. Etat limite d'ouverture des fissurations (Art. B.6.3 /BAEL91 modifiées 99) :**

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

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

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

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

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

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_s = \frac{1}{K_1} \times \sigma_s$$

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

Avec :

$$M_s = 11.7 \text{ KN.m}$$

$$A_s = 4.52 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 4.52}{100 \times 14} = 0.323$$

$$\rho_1 = 0.323 \rightarrow \beta_1 = 0.911 \rightarrow K_1 = 47.18$$

$$\sigma_{st} = \frac{11.7 \times 10^3}{0.911 \times 14 \times 4.52} = 202.9 \text{ MPa}$$

$$\text{Donc : } \sigma_{bc} = \frac{1}{41.18} \times 202.9 = 4.3 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 4.3 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

e. Vérification de la flèche (Art B.6.5, 2 BAEL91 modifiée 99) :

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

$$\checkmark \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$$

$$\frac{16}{150} = 0.106 > \frac{1}{16} = 0.063 \text{ Condition vérifiée.}$$

$$\checkmark \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}$$

$$\frac{h}{l} = \frac{16}{150} = 0.106 > \frac{16.21}{10 \times 16.21} = 0.1 \text{ Condition vérifiée.}$$

$$\checkmark \frac{A_t}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

$$\frac{4.52}{100 \times 14} = 0.0030 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \text{ Condition vérifiée.}$$

Remarque :

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

Conclusion :

Le balcon est ferrailé comme suit :

- ❖ Armatures principales : 4HA12 avec $S_t=25$ cm.
- ❖ Armatures secondaires : 4HA8 avec $S_t=25$ cm.

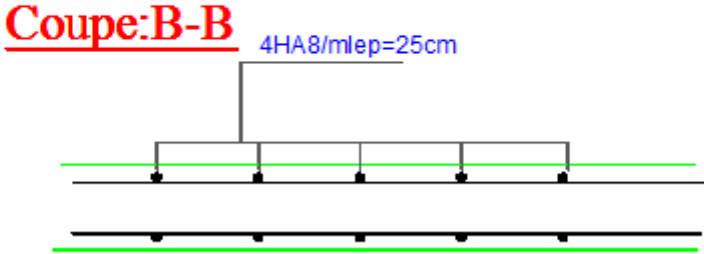
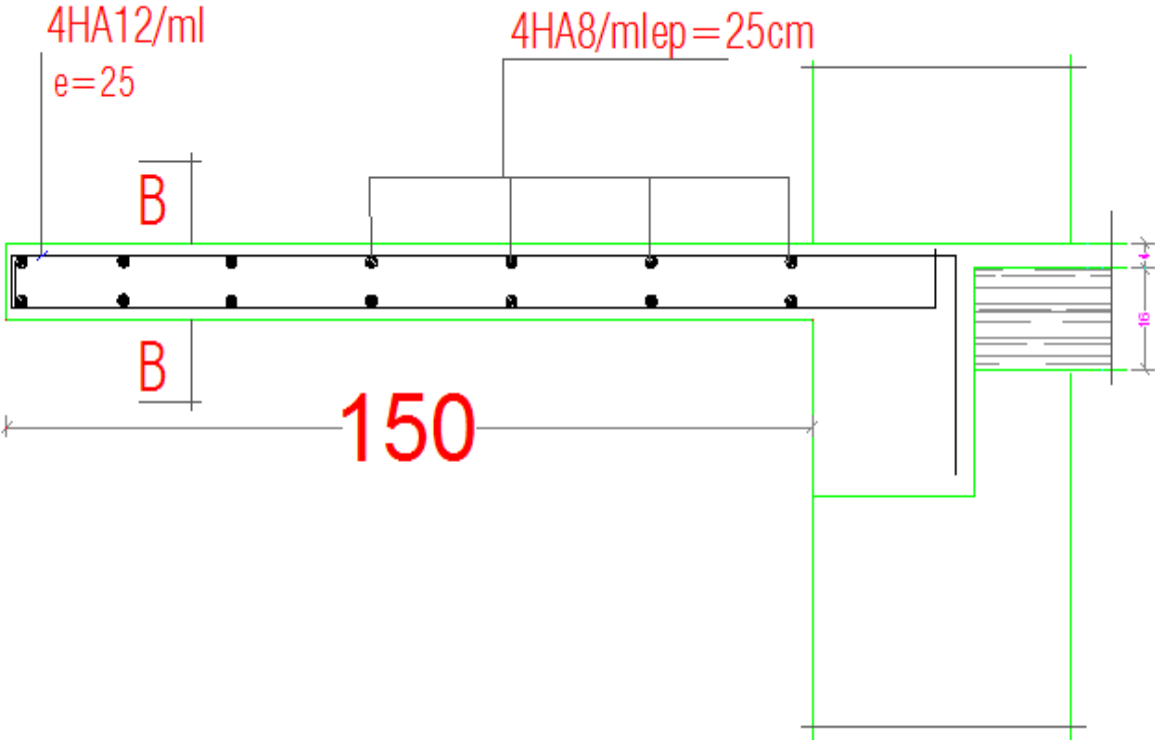


Figure III-3.3 : Ferrailage du balcon

III.4. Calcul de l'escalier :

Le RDC comporte deux volées identiques, donc le calcul se fera pour une seule volée.

Le pré dimensionnement d'escalier consiste à déterminer :

- Le nombre des marches (n).
- La hauteur de la marche (h), le giron(g).
- L'épaisseur de la paillasse (e).

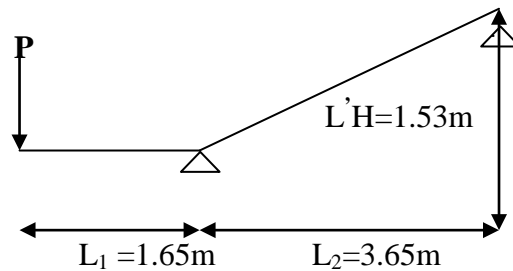


Figure III.4.1 : Schéma statique de l'escalier.

A. Calcul du nombre de contre marches :

$$16.5\text{cm} \leq h \leq 17.5\text{cm}$$

Soit : $h = 17 \text{ cm}$

$$n = \frac{H_t}{h} = \frac{204}{17} = 12$$

$n = 12$ contre marches.

B. Calcul du nombre de marches :

$$m = n - 1 = 12 - 1 = 11 \text{ marches.}$$

C. Calcul de la hauteur de la contre marche :

$$h = \frac{H_t}{n} = \frac{204}{12} = 17 \text{ cm}$$

D. Calcul de la hauteur du giron :

$$27 \text{ cm} \leq g \leq 30 \text{ cm}$$

$$g = 30 \text{ cm}$$

E. Vérification de la relation de BLONDEL :

$$59 \leq g + 2h \leq 64 \text{ cm}$$

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

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

On a : $h = 17 \text{ cm}$ Les relations de BLONDEL sont vérifiées.

F. Epaisseur de la paillasse et du palier :

L'épaisseur de la paillasse et du palier (e_p) est donnée par la relation :

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

Avec :

L_0 : longueur réelle de la paillasse projetée et du palier (entre appuis) : $L_0 = L' + L_2$

L' : longueur de la paillasse projetée.

L_2 : longueur du palier.

- **Application :**

$$\text{tg} \alpha = \begin{cases} \frac{h}{g} = \frac{17}{30} = 0.567 \Rightarrow \alpha = 29.55^\circ \\ L' = \frac{L_1}{\cos \alpha} = \frac{240}{\cos(29.55)} = 275 \text{ cm} \\ L_0 = L' + L_3 = 2.75 + 1.86 = 4.61 \text{ m} = 461 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\text{D'où : } \frac{461}{30} \leq e_p \leq \frac{461}{20} \Rightarrow 15.36 \leq e_p \leq 23.05$$

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

N.B : On prend la même épaisseur pour la volée et le palier.

III.4.2. Détermination des charges et surcharges :

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

A. Les charges permanentes :

On a opté pour les mêmes charges permanentes pour le palier et le volée par ce que ils ont la même épaisseur $e_p = 20 \text{ cm}$.

- **La charge concentrée :**

Une charge concentrée sur l'extrémité du palier dû à la charge du mur extérieur (**P**).

$$P = (3.06 - 0.2) \times 2.36 \times 1 \text{ m} = 6.75 \text{ KN}$$

B. Surcharges d'exploitations :

La surcharge d'exploitation est définie à partir des descriptions du DTR, qui est la même pour la paillasse et le palier : $Q = 2.5 \text{ KN} / \text{m}^2$.

III.4.3. Combinaison des charges :

$$\text{ELU: } q_u = (1.35 G + 1.5 Q) \times 1 \text{ m}$$

- ✓ **Palier :** $q_u = (1.35 \times 6.38 + 1.5 \times 2.5) \times 1 \text{ m} = 12.36 \text{ KN} / \text{ml}$.
- ✓ **Volée :** $q_u = (1.35 \times 9.445 + 1.5 \times 2.5) \times 1 \text{ m} = 16.5 \text{ KN} / \text{ml}$.
- ✓ **Mur extérieure :** $P = 1.35 \times 6.75 = 9.11 \text{ KN}$.

ELS: $q_s = (G + Q) \times 1 \text{ m}$.

- ✓ Palier : $q_s = (6.38 + 2.5) \times 1 \text{ m} = 8.88 \text{ KN / ml}$.
- ✓ Volée : $q_s = (9.445 + 2.5) \times 1 \text{ m} = 11.945 \text{ KN / ml}$.
- ✓ Mur extérieure : $P = 6.75 \text{ KN}$.

III.4.4. Calculs à l'ELU :

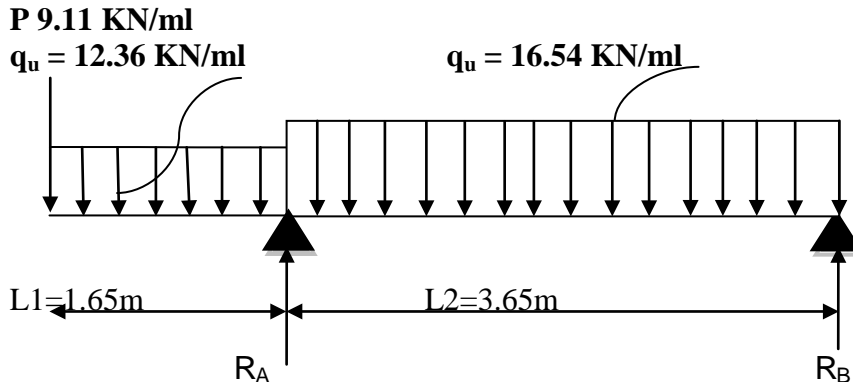


Figure III.4.2: Schéma statique de l'escalier à l'ELU.

• Calcul des efforts internes :

- ✓ Réactions d'appuis :

$$\sum F/y=0 \quad \Longrightarrow \quad R_A + R_B = 9.11 + 12.36 \times 1.65 + 16.5 \times 2.6 + 12.36 \times 1.05$$

$$R_A + R_B = 85.49$$

$$\sum M/B=0 \quad \Longrightarrow$$

$$3.8R_A = (-9.11 \times 5.3) - (12.36 \times 1.65 \times 4.475) - (16.54 \times 2.6 \times 2.35) - (12.36 \times 1.05 \times 0.525) + (R_A \times 3.65)$$

$$\text{D'où:} \quad \begin{cases} R_A = 67.8 \text{ KN} \\ R_B = 17.7 \text{ KN} \end{cases}$$

- Calcul des moments et efforts tranchants à l'ELU :

Tronçon (m)	Effort tranchant	Moment fléchissant	X (m)	T _y (KN.m)	M _z (KN.m)
$0 \leq x \leq 1.65$	$12.36 x + 9.11$	$-6.18x^2 - 9.11x$	0	9.11	0
			1.65	29.51	-31.86
$0 \leq x \leq 3.65$	$+16.54x - 17.7$	$-8.27x^2 + 17.7x$	0	-38.92	0
			3.65	21.46	31.86

Tableau III.4.1: Les efforts internes à l'ELU.

Le moment M_z est maximal pour $T_y = 0$

Tronçon :

$$T_y = 0 \Rightarrow x = 4m$$

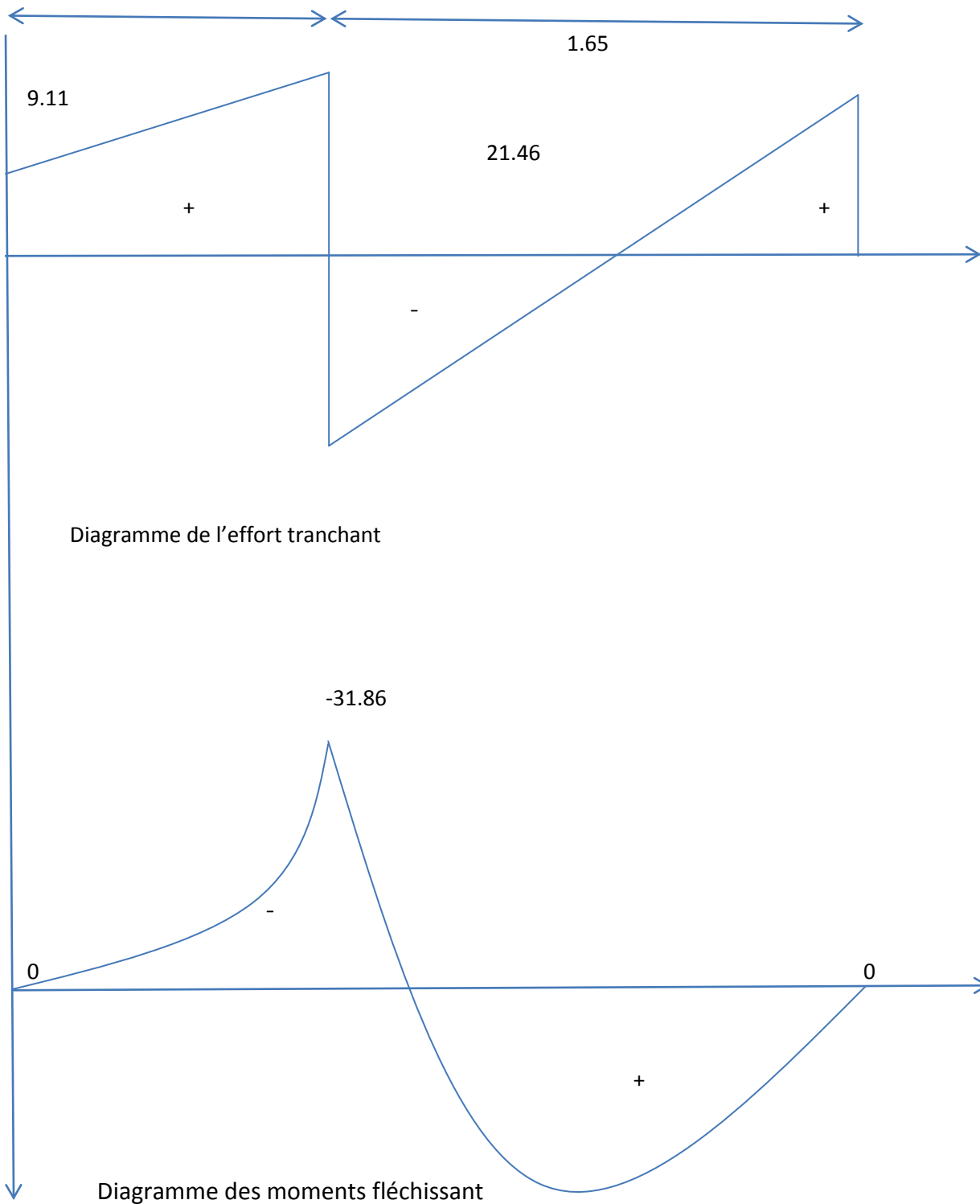
Donc : $M_z^{\max} = 13.92 \text{KN.m}$

Les moments aux appuis et en travées seront affectés des coefficients 0.85 et 0.3 respectivement, afin de tenir compte des semi-encastremets.

	Expression	Moment (KNm)
Moment aux appuis B (M_a)	$(-0.3) \times 13.92$	-4.176
Moment en travée (M_t)	$(0.85) \times 13.92$	11.832

Tableau III.4.2: Les moments corrigés à l'ELU.

• **Diagramme des sollicitations à L'ELU:**



III.4.5.Ferrailage à l'ELU :

Etude d'une section rectangulaire, soumis à la flexion simple.

$$b = 100 \text{ cm}; \quad h = 20 \text{ cm}; \quad c = 2 \text{ cm}; \quad d = 18 \text{ cm}.$$

✓ **Armatures aux appuis :****Aux appuis :**• **Armatures principales:**

$$M_A = - 4.176 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_b}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$

$$\mu_b = \frac{4.176 \cdot 10^2}{100 \times 18^2 \times 1.42} = 0.009$$

$$\mu_b = 0.009 < \mu_l = 0.392 \text{ La section est simplement armée.}$$

Remarque :

La section est simplement armée (SSA), les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $A_{sc} = 0$. Donc on a uniquement des armatures tendues.

A partir des abaques, on tire la valeur de β correspondante.

$$\mu_b = 0.009 \longrightarrow \beta = 0.9955$$

$$A_b = \frac{M_b}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$

$$\text{Avec : } \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_b = \frac{4.176 \times 10^2}{0.9955 \times 18 \times 34.8} = 0.67 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 5\text{HA}12 = 5.65 \text{ cm}^2 \quad \text{avec un espacement } S_t = 20 \text{ cm}$$

• **Armatures de répartitions :**

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

$$\text{Soit } 4\text{HA } 10/\text{ml} = 3.14 \text{ cm}^2 \quad \text{avec un espacement } S_t = 25 \text{ cm}$$

En travée :• **Armatures principales :**

$$M_t = 11.832 \text{ KN.m}$$

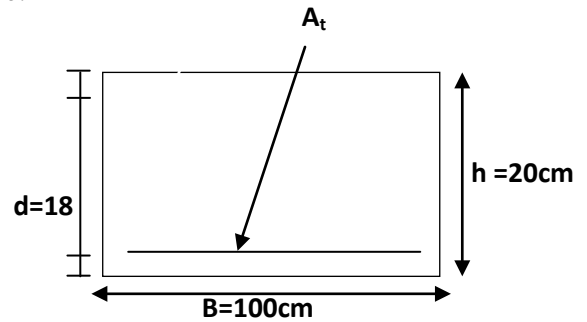
$$\mu_b = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$

$$\mu_b = \frac{11.832 \cdot 10^2}{100 \times 18^2 \times 1.42} = 0.026$$

$$\mu_b = 0.026 < \mu_l = 0.392 \text{ La section est simplement armée.}$$

A partir des abaques, on tire la valeur de β correspondant

$$\mu_b = 0.026 \longrightarrow \beta = 0.987$$



$$A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$

$$A_t = \frac{11.832 \times 10^2}{0.987 \times 18 \times 34.8} = 1.91 \text{ cm}^2$$

Soit : 5HA12 = 5.65 cm² avec un espacement S_t = 20 cm

• **Armatures de répartitions :**

$$A_r = \frac{A_t}{4} = 1.92 \text{ cm}^2$$

Soit 4 HA 10/ml = 3.14 cm² avec un espacement S_t = 25 cm

III.4.6. Vérification à l'ELU :

a. Condition de non fragilité (BEAL 91 modifie 99 / Art. A.4.2.1) :

$$A_{\min} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 18 \times 2.1}{400} = 2.173 \text{ cm}^2$$

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

➤ **Aux appuis :**

$$AA = 3.39 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.173 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **En travées :**

$$At = 4.52 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.173 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

b. Espacement des barres :

➤ **Armatures principales :**

$$S_{\max} = 20 \text{ cm} < \text{Min} \{3 h, 33 \text{ cm}\} = 33 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Armatures répartitions :**

$$S_{\max} = 25 \text{ cm} < \text{Min} \{4 h, 45 \text{ cm}\} = 45 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

c. Vérification de la section du béton à l'effort tranchant (BAEL 99, Art-5.1.2.1) :

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

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} \quad \text{La fissuration est préjudiciable}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \times \frac{25}{1.5} ; 5 \text{ MPa} \right\} = \bar{\tau}_u = \min \{2.5 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}\} = 2.5 \text{ MPa}$$

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

Avec : T_{max} : effort tranchant.

$$T_{\max} = 38.91 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{38.91 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0.0216 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.0216 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Donc : les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

d. Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis (BAEL 99, Art5-1-3) :

➤ **Influence sur le béton :**

$$\text{On doit vérifier que :} \quad T_{\max} \leq 0.4 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times a \times b$$

Avec :

T_{\max} : Effort tranchant.

$$T_{\max} = 38.91 \text{ KN}$$

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

$$T_{\max} \leq 0.4 \times \frac{25}{1.5} \times 10^3 \times 0.9 \times 0.18 \times 1 = 1080 \text{ KN}$$

$$T_{\max} = 38.91 \leq 1080 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Influence sur les armatures longitudinales inférieures :**

$$\text{On doit vérifier que :} \quad \left(T_{\max} + \frac{M_{\max}}{0.9d} \right) \frac{\gamma_s}{f_e} < A$$

Avec :

$$M_a = -4.176 \text{ KN.m}$$

$$T_{\max} = 38.91 \text{ KN}$$

$$\left(38.91 + \frac{-4.176}{0.9 \times 18} \right) \frac{1.15}{400} = 0.11 \text{ cm}^2 < A_a = 3.39 \text{ cm}^2 \text{ condition vérifiée.}$$

e. Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement (ART A.6.1,3 BAEL 91 modifiées99) :

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

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

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

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

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

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

Appui A : 3 HA 12

$\sum u_i = n\pi\phi = 3 \times \pi \times 12 = 113.04 \text{ mm}$; **n** : nombre de barres.

$$\tau_u = \frac{38.91 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 113.04} = 2.12 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 2.12 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée.}$$

Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales.

f. **Ancrage des barres aux appuis (BAEL91 modifié 99, Art A6.1.2.1) :**

La longueur de scellement doit être : $L_s = \frac{\phi f_e}{4\bar{\tau}_s}$

$$\text{Avec : } \bar{\tau}_s = 0.6 \psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.84 \text{ MPa.}$$

$$\text{D'où : } L_s = \frac{\phi \times 400}{4 \times 2.84} = 42.32 \phi \text{ cm}$$

$$\text{Soit : } L_s = 42.32 \phi \text{ cm}$$

Remarque :

Vu que l_s dépasse la longueur de la poutre dans laquelle seront ancrées les armatures, On calculera un crochet normal dont la longueur d'ancrage est fixée à $0,4L_s$.

Appui A:

$$L_a = 0.4 \times l_s = 0.4 \times 42.32 = 16.93 \text{ cm}$$

On prend : $L_a = 17 \text{ cm}$

III.4.7. Calculs à l'ELS :

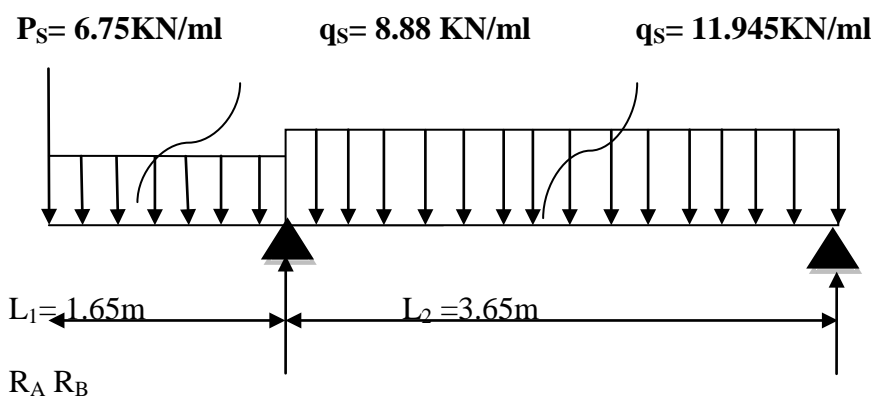


Figure III.4.11: Schéma statique d'escalier à l'ELS.

• **Calcul des efforts internes :**

✓ **Réactions d'appuis :**

$$\sum F/y=0 \quad \Longrightarrow \quad R_A + R_B = 6.75 + 8.88 \times 1.65 + 11.945 \times 3.65$$

$$R_A + R_B = 65$$

$$\sum M/B=0 \quad \Longrightarrow$$

$$3.8 R_A = (6.75 \times 5.3) + (8.88 \times 1.65 \times 4.475) + (11.945 \times 3.65 \times 1.825) = 0$$

$$\text{D'où : } \begin{cases} R_A = 47.61 \text{ KN} \\ R_B = 17.39 \text{ KN} \end{cases}$$

- Calculs des moments et efforts tranchants à l'ELS :

Tronçon (m)	Effort tranchant	Moment fléchissant	X (m)	T _y (KN.m)	M _z (KN.m)
$0 \leq x \leq 1.65$	$-88.8x - 6.75$	$-4.44 x^2 - 6.75x$	0	-6.75	0
			1.65	-21.4	-23.22
$0 \leq x \leq 3.65$	$11.945 x + 47.848$	$5.97x^2 - 48.09x + 63.59$	0	15.44	0
			3.65	-28.16	-23.23

Tableau III.4.9 : Les efforts internes à l'ELS

Le moment M_z est maximal pour $T_y = 0$

$$M_y = 0 \Rightarrow x = 4 \text{ m}$$

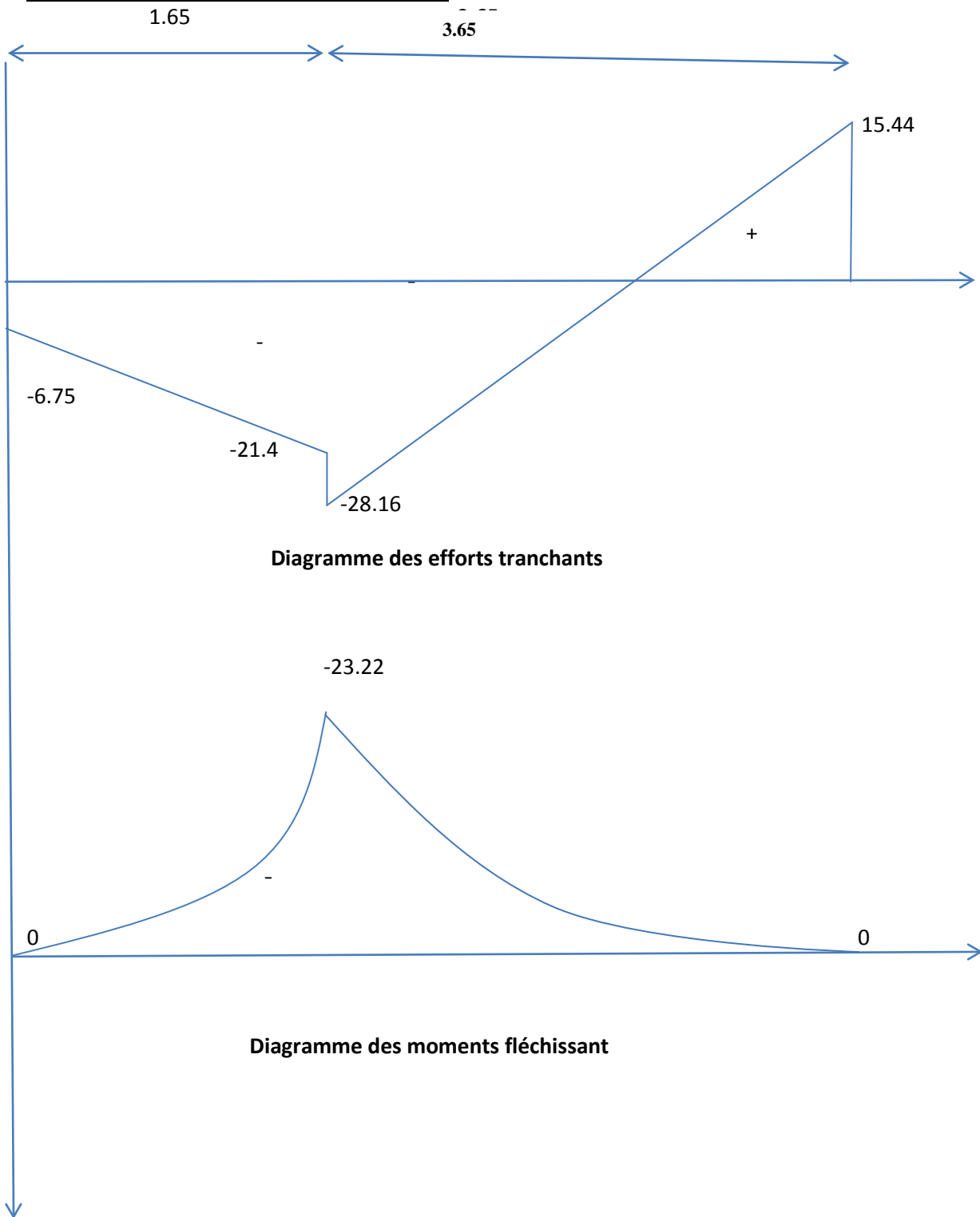
$$\text{Donc : } M_z^{\max} = 9.97 \text{ KN.m}$$

Les moments aux appuis et en travées seront affectés des coefficients 0.85 et 0.3 respectivement, afin de tenir compte des semi-encastremets.

$$\text{Moment aux appuis } M_a : (-0.3) \times 9.97 = -3 \text{ KN.m}$$

$$\text{Moment en travée } M_t : 0.85 \times 9.97 = 8.47 \text{ KN.m}$$

Diagramme des sollicitations à L'ELS:



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

a. Etat limite de compression du béton (Art A.4.5.2)

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

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

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

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \times \sigma_{st} \quad \text{et} \quad \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}}$$

Appui A:**Avec :**

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

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 3.39}{100 \times 18} = 0.118$$

$$\rho_1 = 0.118 \rightarrow \beta_1 = 0.929 \rightarrow K_1 = 55.42$$

$$\sigma_{st} = \frac{3 \times 10^3}{0.929 \times 18 \times 3.39} = 52.92 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{55.42} \times 52.92 = 0.95 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0.95 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

La condition est vérifiée**En travée:****Avec :**

$$M_s = 8.47 \text{ KN.m}$$

$$A_u = 4.52 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 4.52}{100 \times 18} = 0.25$$

$$\rho_1 = 0.37 \rightarrow \beta_1 = 0.920 \rightarrow K_1 = 47.5$$

$$\sigma_{st} = \frac{8.47 \times 10^3}{0.920 \times 18 \times 4.52} = 113.16 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{47.5} \times 113.16 = 2.38 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2.38 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

La condition est vérifiée.

d. Etat limite de déformation (BAEL91/ARTB.6.5.2) :

Les règles (Art.B.6.5, 2 / BAEL 91 modifié 99), précisent qu'on peut se dispenser de vérifier à l'ELS l'état limite de déformation pour les poutres associées aux hourdis si les conditions suivantes sont satisfaites :

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

$$\text{a. } \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0.2}{5.3} = 0.046 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \text{condition non vérifiée.}$$

$$\text{b. } \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}$$

$$\text{c. } \frac{A_t}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

Avec :

L : Longueur libre de la Section.

h : Hauteur de la poutre.

f_e : Limite d'élasticité de l'acier.

A : Section d'armature en travée.

M_t : Moment max en travée.

M₀ : Moment max isostatique.

La première condition n'est pas vérifiée, donc le calcul de la flèche s'impose.

Calcul de la flèche :

On doit vérifier que :

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

Avec :

\bar{f} : La flèche admissible.

E_v : Module de déformation différée.

$$E_v = 3700^3 \sqrt{f_{c28}} = 3700^3 \sqrt{25} = 10818.87$$

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

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

I₀ : Moment d'inertie de la section homogène, par rapport au centre de gravité.

$$I_0 = \frac{b}{3} (V_1^2 + V_2^3) + 15 A_t (V_2 - C)^2$$

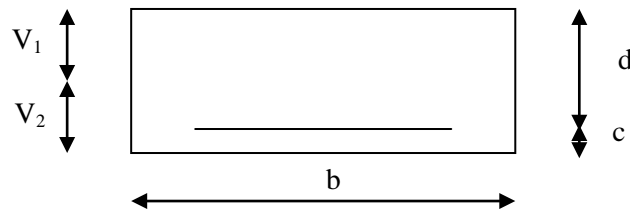


Figure III.4.7 : la section de la paille.

$$V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0}$$

S_{xx} : Moment statique de la section homogène

$$S_{xx} = \frac{b \times h^2}{2} + 15 A_t d$$

$$S_{xx} = \frac{100 \times 20^2}{2} + 15 \times 5.65 \times 18 = 21525.5$$

B_0 : Surface de la section homogène.

$$B_0 = b h + 15A_t = (100 \times 20) + (15 \times 5.65) = 2084.75 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{21525.5}{2084.75} = 10.32 \quad ; \quad V_2 = h - V_1 = 20 - 10.32 = 9.68 \text{ cm}$$

Donc le moment d'inertie de la section homogène :

$$I_0 = \frac{100}{3} (10.32^3 + 9.68^3) + 15 \times 4.52 \times (9.68 - 2)^2$$

$$I_0 = 70870,47$$

$$f = \frac{5 \times q_{\max} \cdot l^4}{384 \times E_v \times I_{fv}} = \frac{5 \times (5.3)^4 \times 11.975 \times 10^3}{384 \times 10818.87 \times 70870.47 \times 10^{-2}} = 0.016 \text{ cm}$$

$$f = 0.016 [\text{cm}] < \bar{f} = \frac{1}{500} = \frac{530}{500} = 1.06 \text{ cm Condition vérifiée.}$$

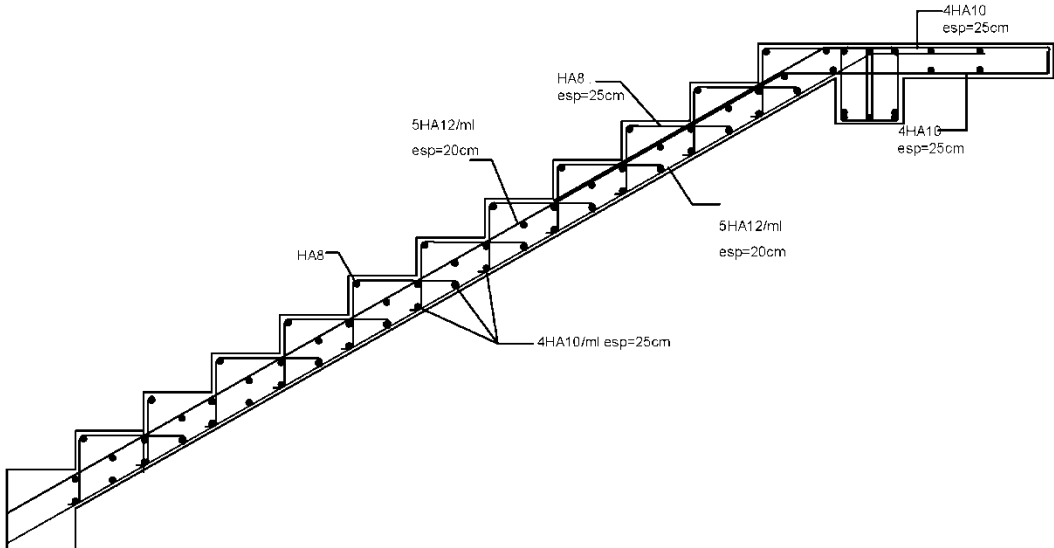


Figure III-4 : ferrailage des escaliers

III.5. Calcul de la poutre palière :

Introduction :

Les paliers intermédiaires de l'escalier reposent sur une poutre palière destinée à supporter son poids propre, le poids du mur en maçonnerie, et la réaction de la paillasse, semi encasté à ces extrémités dans les poteaux sa portée max est de 2.65m (entre nu d'appuis).

III.4.1. Pré dimensionnement :

a) Hauteur :

La hauteur de la poutre est donnée par la formule suivante

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

Avec :

L_{max} : longueur libre de la poutre entre nœuds d'appuis.

h_t : hauteur de la poutre.

$$L_{max} = 2,65m \Rightarrow \frac{265}{15} \leq h_t \leq \frac{265}{10}$$

Donc : $17,66cm \leq h_t \leq 26,5cm$

Compte tenu des exigences du **RPA (Art 7.5.1)**, On opte pour $h_t = 35 \text{ cm}$

b) Largeur :

La largeur de la poutre est donnée par :

$$0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t \quad \text{D'où : } 14cm \leq b \leq 24.5 \text{ cm}$$

D'après les exigences du RPA, on prend $b = 30cm$

c) Vérification aux exigences de RPA (Art7.5.1.RPA 99) :

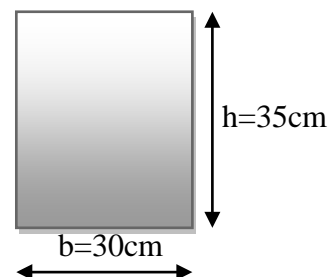
$$b \geq 20cm \dots\dots\dots 30 > 20 \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

$$h_t \geq 30cm \dots\dots\dots 35 > 30cm \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{h_t}{b} \leq 4 \dots\dots\dots \frac{35}{30} = 1,16cm < 4cm \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

Donc la poutre palière à pour dimensions :

$$(b \times h) = (30 \times 35) \text{ cm}^2$$



III.5.2. Détermination des charges revenant à la poutre :

Poids propre de la poutre : $G = 25 \times 0,30 \times 0,35 = 2.625 \text{ KN/ml}$

Réaction de l'escalier sur la poutre :

$$\left\{ \begin{array}{ll} \text{ELU} & R_u = 70,01 \text{ KN} \\ \text{ELS} & R_s = 51,15 \text{ KN} \end{array} \right.$$

Combinaison de charges :

$$I' \text{ ELU : } q_u = 1.35 G + R_u = (1.35 \times 2.625) + 70,01 = 73,55 \text{ KN/ml}$$

$$q_u = 73,55 \text{ KN/ml}$$

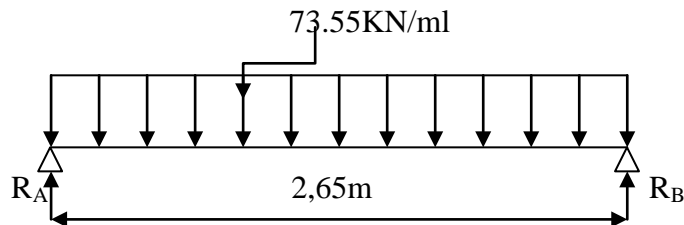


Fig.III.5.1 : Schéma statique de la poutre palière à l'ELU.

III.5.3 Calcul des efforts à l'ELU :**a) Les réactions d'appuis :**

$$R_A = R_B = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{73,55 \times 2,65}{2} = 97,45 \text{ KN}$$

b) Moment isostatique

$$M_{0u} = M_u^{\max} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{73,55 \times 2,65^2}{8} = 64,75 \text{ KN.m}$$

c) Effort tranchant

$$T_u = T_u^{\max} = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{73,55 \times 2,65}{2} = 97,74 \text{ KN}$$

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

$$\text{Aux appuis : } M_a = -0,3 \times M_u^{\max} = -0,3 \times 64,75 = -19,425 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0,85 \times M_u^{\max} = 0,85 \times 64,75 = 55,03 \text{ KN.m}$$

Les résultats ainsi trouvés sont mentionnés dans le diagramme suivant :

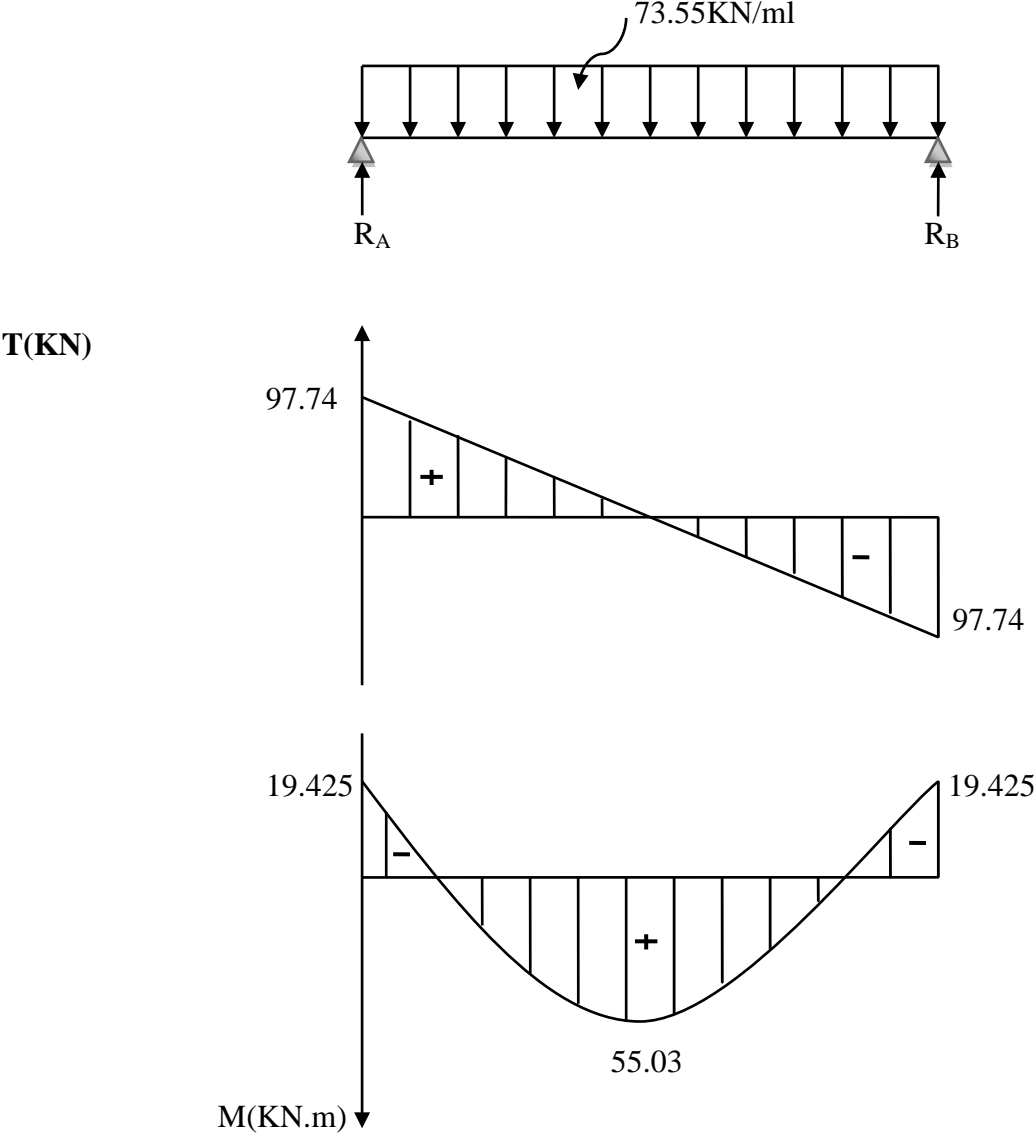


Fig.III.5.2: Diagramme des efforts tranchants et les moments fléchissant

III.5.4. Calcul des armatures➤ **Armature principale :**• **En travée**

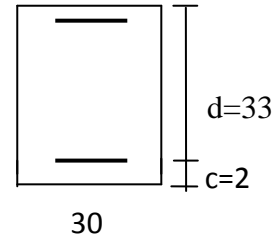
$$\mu_b = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{55.03 \times 10^3}{30 \times (33)^2 \times 14,2} = 0,118$$

$$\mu_b = 0,118 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow \text{Section simplement armée}$$

$$\beta = 0,937$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{55.03 \times 10^3}{0,937 \times 33 \times 348} = 5,11 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **5H12 = 5.65 cm²**

• **Aux appuis**

$$\mu_b = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{19.425 \times 10^3}{30 \times (33)^2 \times 14,2} = 0,041$$

$$\mu_b = 0,041 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow \text{Section simplement armée}$$

$$\beta = 0,979$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{19.425 \times 10^3}{0,979 \times 33 \times 348} = 1,72 \text{ cm}^2$$

On opte pour **3 HA10 = 2.35 cm²**.

III.5.5. Vérifications à l'ELU**a) Condition de non fragilité : (BAEL91.Art. A.4.2.1)**

$$A_{\min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_c} = 0,23 \times 30 \times 33 \times \frac{2,1}{400} = 1,195 \text{ cm}^2.$$

$$A_a = 2.35 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,195 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 5.65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,195 \text{ cm}^2$$

➡ **Condition vérifiée**

b) Vérification de la contrainte tangentielle : (BAEL91.Art. A.5.2.2)

$$T_u^{\max} = 97.74 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} = \frac{97.74 \times 10}{30 \times 33} = 0,98 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\{0,13f_{c28} ; 5 \text{ MPa}\} = 3,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,98 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

c) Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement(BAEL91.Art.A.6.1.3)

Il faut vérifier que : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0,9d \cdot \sum u_i} \quad \text{avec : } \sum u_i = n \cdot \pi \cdot \phi$$

$$\tau_{se} = \frac{97.74 \times 10}{0,9 \times 33 \times 5(1,2) \times 3,14} = 1,74 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1,74 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales

d) Ancrage des barres (BAEL91/Art.6.1,23)

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

$$L_s = \frac{\Phi \times f_e}{4 \times \tau_s} = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42 \text{ cm}$$

La longueur d'ancrage mesurée hors crochets : $L_C = 0,4L_s$

$$L_C = 0,4 \times 42 = 16,8 \text{ cm}$$

e) L'influence de l'effort tranchant aux niveaux des appuis :

• **Sur le béton :**

On doit vérifier que :

$$T_U^{\max} < \frac{0,4 f_{c28}}{\gamma_b} \times 0,9 \times d \times b$$

$$T_U^{\max} < \frac{0,4 \times 25 \times 10^3}{1,5} \times 0,9 \times 0,33 \times 0,30 = 594 \text{ KN}$$

$$T_U^{\max} = 97.74 \text{ KN} < 594 \text{ KN} \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

• **Sur l'acier :**

On doit vérifier que :

$$A_a \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(T_U^{\max} - \frac{M_a}{0,9 \times d} \right)$$

$$A_a \geq \frac{1,15}{400} \left(97.74 \times 10^3 - \frac{19,42 \times 10^6}{0,9 \times 330} \right) \times 10^{-2} = 0,09 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 2,35 \text{ cm}^2 > 0,09 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

➤ **Les armatures transversales :**

Les diamètres des armatures transversales doivent être :

$$\varphi_t \leq \min \left\{ \varphi_1^{\max} ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} \right\} = \min \{12; 10 ; 30\} = 10\text{cm}$$

On choisit un diamètre : $\varphi = 8\text{mm}$

Donc on adopte **4HA8 = 2.01cm²** → (1 cadre + 1 étrier) $\varphi 8$

➤ **Espacement des armatures :**

$$S_t \leq \min \{0,9d ; 40\text{cm}\} = \min \{29,7 ; 40\text{cm}\} = 29,7\text{cm} \quad \text{Soit : } S_t = 25\text{ cm.}$$

La section d'armature transversale doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq 0,4\text{MPa} \quad ; \quad \frac{2,01 \times 400}{30 \times 25} = 1,07\text{MPa} \geq 0,4\text{MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Selon (RPA 99 version 2003/Art ; 7.5.2.2) ; l'espacement doit vérifier

• **Sur appuis :**

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\Phi_L \right\} = \min \left\{ \frac{35}{4} ; 12 \times 1,2 \right\} = 8,75\text{cm}$$

Soit $S_t = 7\text{cm}$

• **En travées :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{35}{2} = 17,5\text{cm}$$

Soit $S_t = 15\text{cm}$

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

III.5.6. Calcul à L'ELS :

• **Combinaison de charges :**

l'ELS : $q_s = G + R_s = 2,625 + 51,15 = 53,77\text{ KN/ml}$

$q_s = 53,77\text{ KN/ml}$

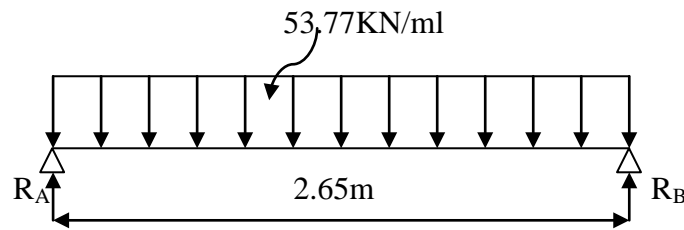


Fig. III.5.3 : Schéma statique de la poutre palière à l'ELS.

a) Les réactions d'appuis :

$$R_A = R_B = \frac{q_s \times l}{2} = \frac{53,77 \times 2,65}{2} = 71,24 \text{ KN}$$

b) Moment isostatique

$$M_{0s} = M_s^{\max} = \frac{q_s \times l^2}{8} = \frac{53,77 \times (2,65)^2}{8} = 47,19 \text{ KN.m}$$

c) Effort tranchant

$$T_s = T_s^{\max} = \frac{q_s \times l}{2} = \frac{53,77 \times 2,65}{2} = 71,24 \text{ KN}$$

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

Aux appuis : $M_a = -0,3 \times M_s^{\max} = -0,3 \times 47,19 = -14,157 \text{ KN.m}$

En travée : $M_t = 0,85 \times M_s^{\max} = 0,85 \times 47,19 = 40,11 \text{ KN.m}$

Les résultats ainsi trouvés sont mentionnés dans le diagramme suivant :

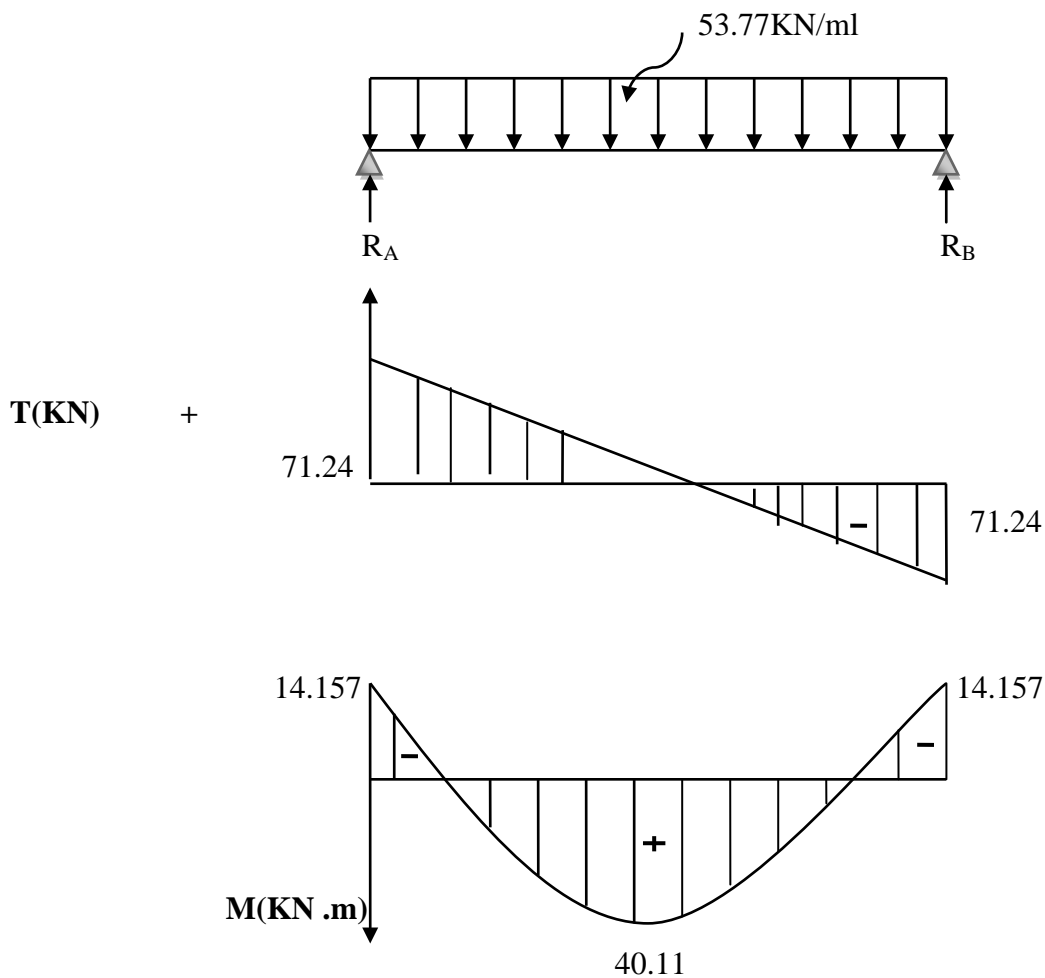


Fig. III.5.4 : Diagramme des efforts tranchants et les moments fléchissant

III.5.7 Vérifications à l'ELS :

a) Etat limite d'ouverture des fissures : (BAEL91/Art A.4.5, 3)

Les fissurations étant peu nuisibles, aucune vérification n'est à effectuer.

b) Etat limite de résistance à la compression du béton : (BAEL91/Art A.4.5, 2)

Il faut vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s}$$

En travée : Ast = 5.65 cm²

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{bd} = \frac{100 \times 5.65}{30 \times 33} = 0,57 \implies \beta_1 = 0,887 \implies K_1 = 29,25$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s} = \sigma_s = \frac{40,11 \times 10^6}{0,887 \times 330 \times 5.65} = 242,53 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{242,53}{29,25} = 8,29 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 8,29 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

Sur appuis : $A_a = 2,35 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{bd} = \frac{100 \times 2,35}{30 \times 33} = 0,223 \longrightarrow \beta_1 = 0,922 \longrightarrow K_1 = 49,10$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s} = \sigma_s = \frac{14,157 \times 10^3}{0,922 \times 33 \times 2,35} = 197,99 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{197,99}{49,10} = 4,03 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 4,03 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

III.5.8 .Vérification de la flèche (BAEL91/B.6.5.1) :

$$\frac{h}{L} = \frac{35}{265} = 0,13 > \frac{1}{16} = 0,0625 \implies \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} = 0,13 \geq \frac{M_{tr}}{10M_0} = \frac{40,11}{10 \times 55,03} = 0,07 \implies \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_t}{b.d} = \frac{5,65}{30 \times 33} = 0,0057 \leq \frac{4,2}{f_c} = 0,0105 \implies \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion :

On se dispense du calcul de la flèche car les 3 conditions sont vérifiées.

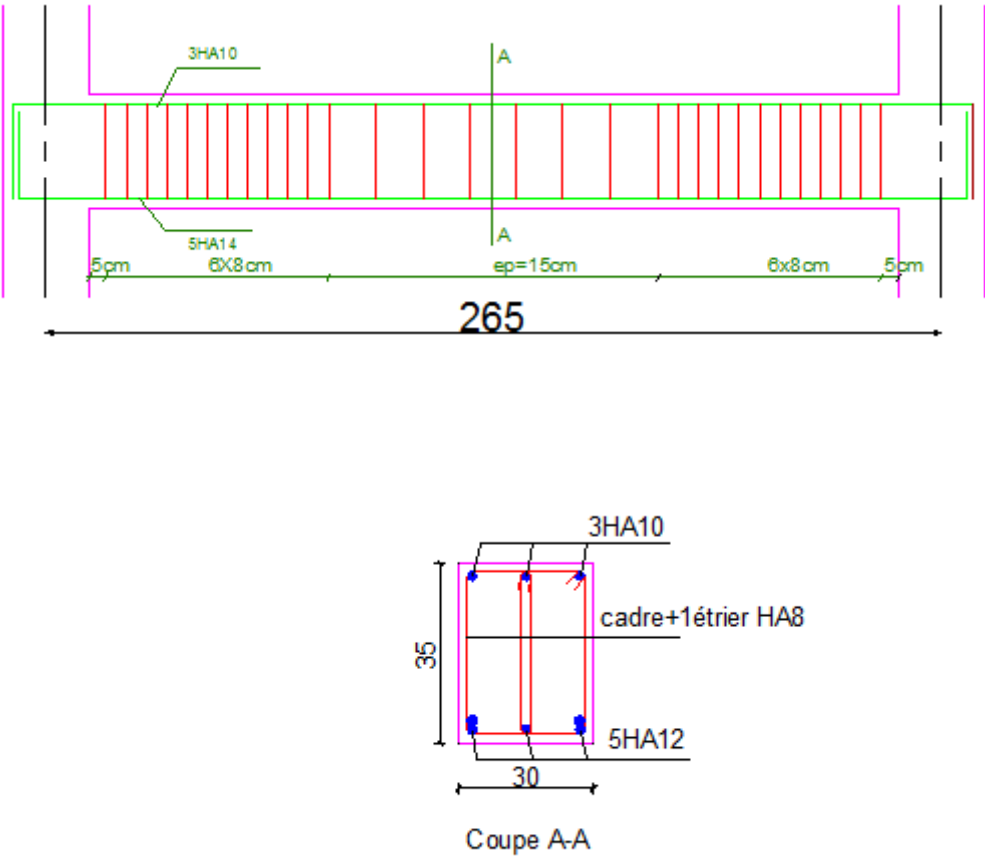


Fig.III.5.5 Ferrailage de la poutre palière

III.6.PLANCHERS**Plancher en corps creux**

Le plancher est constitué de corps creux qui est utilisé comme coffrage perdu et d'une dalle de compression (16+4) reposant sur des Poutrelles préfabriquées de section en T; elles sont disposées suivant la petite portée, distantes de 65cm (entre axes). Et possèdent des armatures en attente qui sont liées à celles de la dalle de compression.

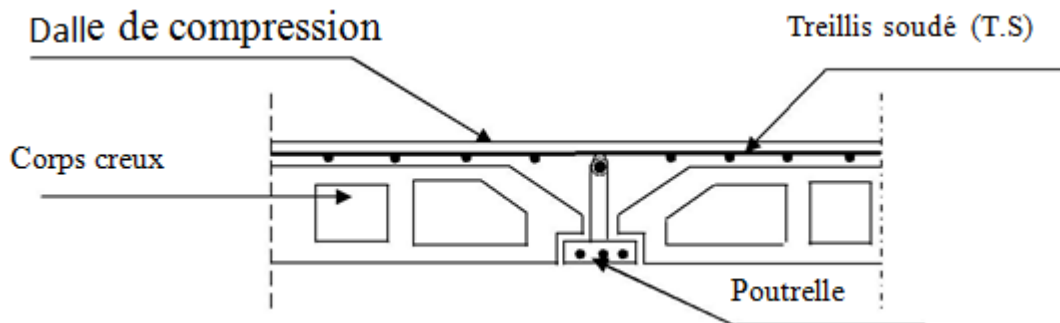


Figure III.6.1 : Coupe transversale du plancher

III.6.1.Calcul et ferrailage de la dalle de compression :

La dalle de compression est coulée sur place en béton armé. Elle est d'une épaisseur de 4cm, armée d'un quadrillage de treillis soudé de nuance (TLE520).

Les dimensions des mailles de treillis soudés ne doivent pas dépasser les valeurs suivantes, données par le **B.A.E.L 91** (Art B.6.8.423) :

- ✓ 20 cm pour les barres perpendiculaire aux poutrelles.
- ✓ 33 cm pour les barres parallèle aux poutrelles.

Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

L : entre axes des poutrelles qui est égale à 65cm (50cm<L<80cm)

Donc :

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

$$\text{D'où : } A_{\perp} \geq \frac{4 \times 65}{520} \geq 0.5 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adoptera $A_{\perp} = 5T5 / \text{ml} = 0.98 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ avec un espacement $St = 20 \text{ cm}$.

Armatures parallèles aux poutrelles :

$$A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0.98}{2} = 0.45 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adoptera $A_{//} = 5T5 / \text{ml} = 0.98 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ avec un espacement $St = 20 \text{ cm}$.

Conclusion:

Nous adoptons pour le ferrailage de la dalle de compression un treillis soudé (TLE 520) de dimension $(5 \times 5 \times 200 \times 200) \text{ mm}^2$.

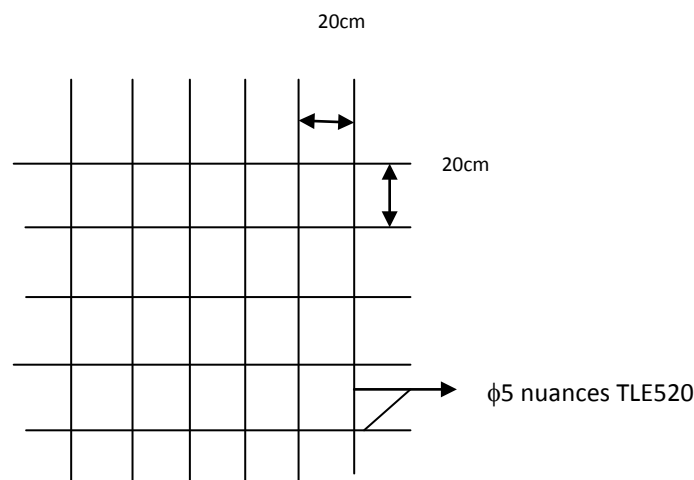


Figure : III.6.2 Treillis soudées de $(20 \times 20) \text{ cm}^2$

III. 1.2. Etude des poutrelles :

La poutrelle pré fabriqué est considérée comme une poutre de section rectangulaire de dimension $(12 \times 4) \text{ cm}^2$

Dimensionnement des poutrelles :

Les poutrelles sont sollicitées par un chargement uniformément réparti dont la largeur est déterminée par l'entre axe de deux poutrelles consécutives comme le montre la figure ci-dessous :

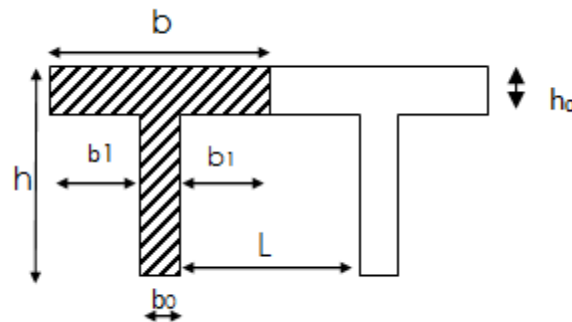


Figure III.6.3 : Surfaces revenant aux poutrelles

$b = 65\text{cm}$: distance entre axes de deux poutrelles

$h = (16+4)$: hauteur du plancher en corps creux

$b_0 = 12\text{cm}$: largeur de la poutrelle

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

b_1 : est le débord

$$b_1 = \frac{(b - b_0)}{2} = \frac{(65 - 12)}{2} = 26.5\text{ cm}$$

Le calcul se fait en deux étapes à savoir avant coulage de la dalle de compression et après coulage de la dalle de compression :

III.6.2.1.1ère étape : Avant coulage de la dalle de compression :

La poutrelle est considérée comme simplement appuyée sur les poutres principales.

Elle travaille en flexion simple, elle est conçue de manière à supporter au-delà de son poids propre, le poids du corps creux et le poids de la main d'œuvre.

a)- Chargement :

Poids propre de la poutrelle : $0.12 \times 0.04 \times 25 = 0.12\text{ kN/ml}$;

Poids du corps creux : $0.65 \times 0.95 = 0.62\text{ kN/ml}$

Surcharge due à l'ouvrier : 1.00 kN/ml .

➤ **Poids de la dalle de compression :**

$$G_3 = 25(0,65 \times 0,5) = 8,125 \text{ KN/ml}$$

➤ **Poids total:**

$$G_{\text{tot}} = G_1 + G_2 + G_3 = 0,12 + 0,62 + 8,125 = 8,86 \text{ KN/ml.}$$

➤ **Surcharge de l'ouvrier**

$$Q = 1 \text{ KN/ml.}$$

b)- Ferrailage à l'état limite ultime :

Le calcul se fera pour la travée la plus défavorable (la plus longue travée).

Combinaisons de charges :

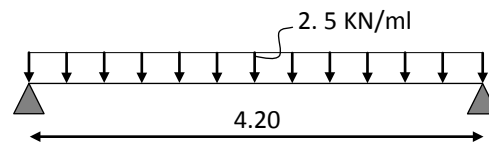


Figure .III.6.4. schéma statique de la poutrelle

$$q_u = 1.35 G + 1.5 Q$$

$$q_u = 1.35 \times (0.12 \times 0.62) + 1.5 \times 1 = 2.5 \text{ kN/ml}$$

Calcul du moment en travée :

$$M_u = \frac{q_u \times L^2}{8} = 5.51 \text{ kN.m} \Rightarrow M_u = \mathbf{5.51 \text{ kN.m}}$$

$$\text{Calcul de l'effort tranchant sur appuis : } T = \frac{q_u \times L}{2} = 5.25 \text{ kN}$$

$$\Rightarrow T = \mathbf{5.25 \text{ kN}}$$

Calcul des armatures :

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

Hauteur utile : $d = h - c = 4 - 2 = 2 \text{ cm.}$

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

$$\mu_u = \frac{5.51 \times 10^6}{120 \times 20^2 \times 14.2} = \rightarrow \mu_u = 8.08 \gg \mu_1 = 0.392 \Rightarrow \text{SDA.}$$

Conclusion :

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 afin d'aider les poutrelles à supporter les charges et surcharges auxquelles sont soumises avant coulage. Ces étais sont en général distants de (0.80 à 1.20) m.

III.6.2.2. 2ème étape : Après coulage de la dalle de compression:

Après coulage de la dalle de compression, le calcul sera conduit en considérant que la poutrelle travaille comme une poutre continue reposant sur plusieurs appuis.

Les appuis de rive sont considérés comme des encastremets partiels et les autres comme appuis simples. On note que la longueur de chaque travée est prise entre nue d'appuis

Nous avons 3cas à étudier :

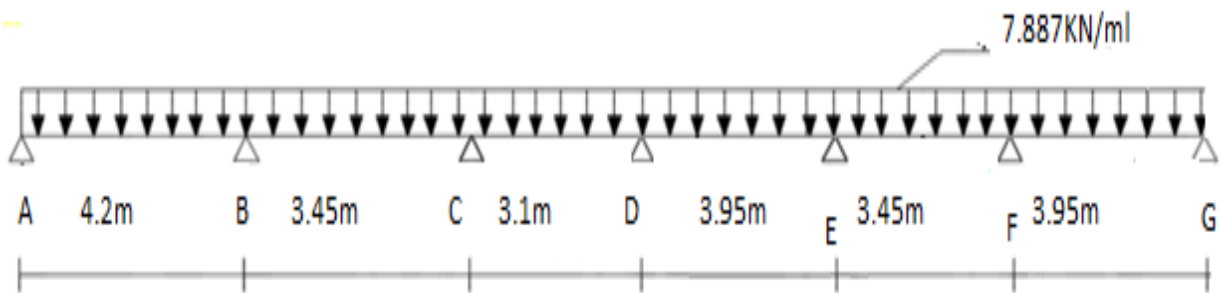
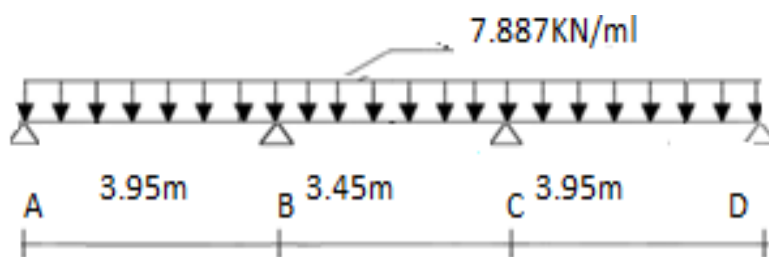
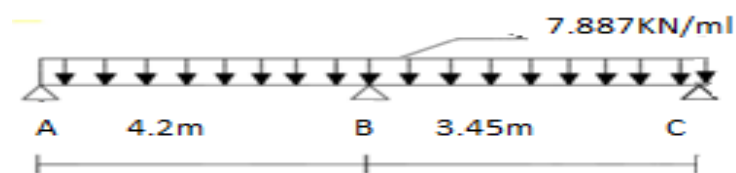
1°cas2°cas :3°cas

Figure III.1.5 : les poutrelle à étudier

a)- **Chargement :**

La poutrelle doit reprendre son poids propre, le poids du corps creux et celui de la dalle de compression ainsi que les charges et les surcharges revenant au plancher.

- ❖ Le poids du plancher :
- Plancher étage courant

Charges permanentes : $G = 5.1 \times 0.65 = 3.315 \text{ kN/m}$

Charges d'exploitations : $Q = 1.5 \times 0.65 = 0.975 \text{ kN/ml}$

- **Plancher RDC(à usage local)**

Charges permanentes : $G = 5.1 \times 0.65 = 3.315 \text{ kN /m}$

Charges d'exploitations : $Q = 3.5 \times 0.65 = 2.275 \text{ kN/ml}$

- **Plancher terrasse inaccessible**

Charges permanentes : $G = 5.72 \times 0.65 = 3.718 \text{ N /m}$

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

➤ **Les combinaisons des charges :**

- **Plancher étage courant**

- ❖ ELU : $q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35(3.315) + 1.5(0.975) = 5.973 \text{ KN /ml.}$
- ❖ ELS : $q_s = G + Q = 3.315 + 0.975 = 4.29 \text{ KN/ml.}$

- **Plancher RDC(à usage local)**

- ❖ ELU : $q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35(3.315) + 1.5(2.275) = 7.887 \text{ KN /ml.}$
- ❖ ELS : $q_s = G + Q = 3.315 + 2.275 = 5.59 \text{ KN/ml.}$
- ❖

- **Plancher terrasse inaccessible :**

- ❖ ELU : $q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35(3.718) + 1.5(0.65) = 5.99 \text{ KN /ml.}$
- ❖ ELS : $q_s = G + Q = 3.718 + 0.65 = 4.368 \text{ KN/ml.}$

Remarque :

On remarque que le chargement du plancher RDC est le plus **défavorable** ; donc on l'utilisera pour le calcul du ferrailage.

b)- Choix de la méthode :

Les efforts internes sont déterminés, selon le type de plancher ; à l'aide des méthodes suivantes :

*Méthode forfaitaire.

*Méthode des trois moments.

*Méthode de Caquot.

b.1 Méthode forfaitaire :**❖ Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire : (BAEL 91 .Art B.6.2, 210)****❖ Condition 1**

1. La méthode s'applique aux planchers à surcharge d'exploitation modéré. La surcharge d'exploitation au plus égale à 2 fois la charge permanente ou 5 kN/ m².
 $Q \leq \max \{2G; 5 \text{ kN/ml} \}$

$Q = 3.5 \leq \max \{2 \times 5.1 = 10.2 ; 5 \} \rightarrow$ **La condition est vérifiée.**

❖ Condition 2

2. Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées \rightarrow **La condition est vérifiée.**

❖ Condition 3

3. Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25:

$$0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25$$

$$0.8 \leq \frac{4.2}{3.45} = 1.21 \leq 1.25 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$0.8 \leq \frac{3.45}{3.10} = 1.11 \leq 1.25 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$0.8 \leq \frac{3.10}{3.95} = 0.78 \leq 1.25 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$0.8 \leq \frac{3.95}{3.45} = 1.14 \leq 1.25 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$0.8 \leq \frac{3.45}{3.95} = 0.87 \leq 1.25 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

❖ Condition 4

4. La fissuration est considérée comme non préjudiciable \rightarrow **La condition est vérifiée.**

Conclusion

Toutes les conditions **sont vérifiées** donc la méthode forfaitaire est applicable.

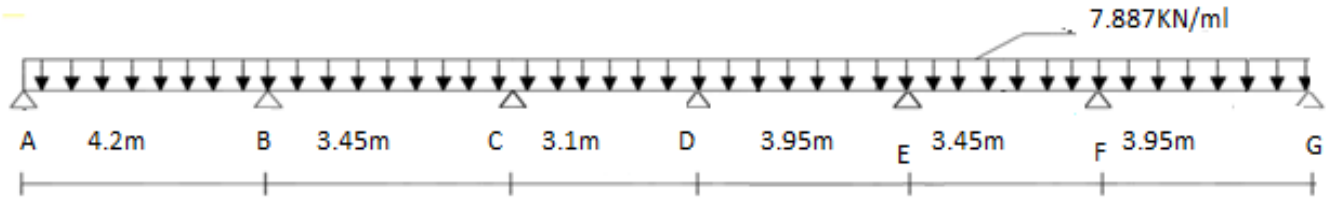
❖ Application de la méthode❖ 1^{er} cas❖ Calcul à l'ELU:

Figure III.1.6: Schéma statique de la poutrelle

➤ à l'ELU : $q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 7.887 \text{ kN/ml}$

Calcul du rapport de charge α :

$$\alpha = \frac{Q}{Q + G} = \frac{3.5}{3.5 + 5.1} = 0.406 \text{ kN/m} \leq \frac{2}{3}$$

Nous aurons besoin pour nos calculs, les valeurs suivantes :

$$\Rightarrow \begin{cases} 1 + 0.3 \alpha = 1.121 & \frac{1+0.3\alpha}{2} = 0.560 \text{ (travée intermédiaire)} \\ \frac{1.2+0.3\alpha}{2} = 0.660 & \text{(travée de rive)} \end{cases}$$

a- Calcul des moments isostatiques: $M_0 = \frac{q l^2}{8}$

$$M_{0AB} = \frac{7.887 \times 4.2^2}{8} = 17.39 \text{ KN.m}$$

$$M_{0BC} = \frac{7.887 \times 3.45^2}{8} = 11.73 \text{ KN.m}$$

$$M_{0CD} = \frac{7.887 \times 3.10^2}{8} = 9.474 \text{ KN.m}$$

$$M_{0DE} = \frac{7.887 \times 3.95^2}{8} = 15.382 \text{ KN.m}$$

$$M_{0EF} = \frac{7.887 \times 3.3.45^2}{8} = 11.73 \text{ KN.m}$$

$$M_{0FG} = \frac{7.887 \times 3.95^2}{8} = 15.382 \text{ KN.m}$$

b-Aux appuis : $M_{\text{appui}} = \beta M_0^{\text{max}}$

$$M_A = 0.3M_0 = 5.217 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 0.5M_0 = 8.695 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0.4M_0 = 4.692 \text{ KN.m}$$

$$M_D = 0.4M_0 = 6.152 \text{ KN.m}$$

$$M_E = 0.4M_0 = 6.152 \text{ KN.m}$$

$$M_F = 0.5M_0 = 7.692 \text{ KN.m}$$

$$M_G = 0.3M_0 = 4.614 \text{ KN.m}$$

c-Calcul des moments en travées :

➤ **Travée de rive :**

$$\begin{cases} M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max[(1 + 0.3\alpha)M_0; 1.05M_0] \\ M_t \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0 \end{cases}$$

• Travée A-B :

$$\begin{cases} M_{tAB} \geq -\frac{5.217 + 8.695}{2} + 19.494 = \mathbf{12.538} \text{ kN.m} \\ M_{tAB} \geq 0.66 \times 17.39 = \mathbf{11.477} \text{ kN.m} \end{cases}$$

Donc : $M_{tAB} = 12.538 \text{ kN.m}$

- Travée EF

$$\begin{cases} M_{tFG} \geq -\frac{7.692 + 4.614}{2} + 17.243 = \mathbf{11.09} \text{ kN.m} \\ M_{tFG} \geq 0.66 \times 15.382 = \mathbf{10.152} \text{ kN.m} \end{cases}$$

Donc : $M_{tFG} = \mathbf{11.09 \text{ KN.m}}$

➤ Travée intermédiaire :

$$\begin{cases} M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max[(1 + 0.3\alpha)M_0; 1.05M_0] \\ M_{tAB} \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0 \end{cases}$$

- Travée B-C

$$\begin{cases} M_{tBC} \geq -\frac{4.692 + 8.695}{2} + 13.149 = \mathbf{6.455} \text{ kN.m} \\ M_{tBC} \geq 0.560 \times 11.73 = \mathbf{6.56} \text{ kN.m} \end{cases}$$

Donc : $M_{tBC} = \mathbf{6.56 \text{ KN.m}}$

-Travée C-D

$$\begin{cases} M_{tCD} \geq -\frac{4.6956 + 6.152}{2} + 10.620 = \mathbf{5.198} \text{ kN.m} \\ M_{tCD} \geq 0.560 \times 9.474 = \mathbf{5.305} \text{ kN.m} \end{cases}$$

Donc: $M_{tCD} = \mathbf{5.305 \text{ KN.m}}$

-Travée D-E

$$\begin{cases} M_{tDE} \geq -\frac{6.152 + 6.152}{2} + 17.243 = \mathbf{11.09} \text{ kN.m} \\ M_{tDE} \geq 0.560 \times 15.382 = \mathbf{8.613} \text{ kN.m} \end{cases}$$

Donc : $M_{tDE} = 11.09 \text{ KN.m}$

-Travée E-F

$$\begin{cases} M_{tEF} \geq -\frac{6.152 + 7.692}{2} + 13.149 = \mathbf{6.227} \text{ kN.m} \\ M_{tEF} \geq 0.560 \times 11.73 = \mathbf{6.568} \text{ kN.m} \end{cases}$$

Donc : $M_{tEF} = 6.568 \text{ KN.m}$

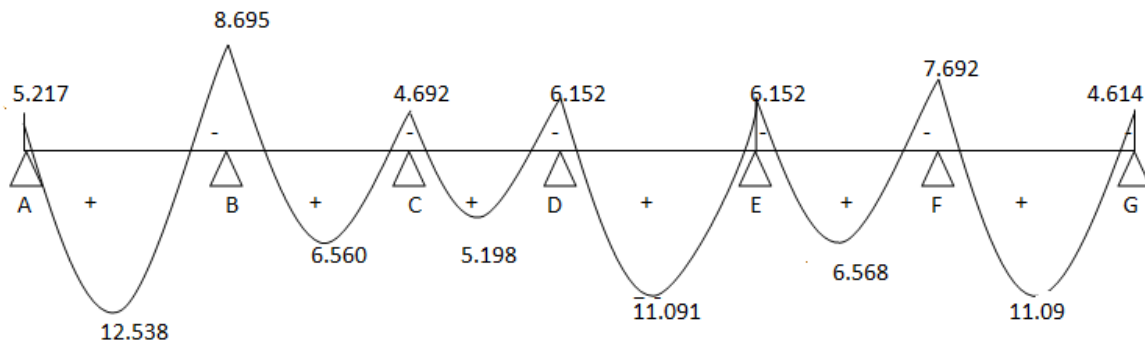
Diagramme des moments :

Figure III.1.7 : Diagramme des moments fléchissants à l'ELU en kN.m

Calcul des efforts tranchant:

L'effort tranchant en tout point d'une poutre est donné par la formule suivante :

$$T(x) = V(x) + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i} \text{ Avec } \begin{cases} V_w = q_u \frac{l}{2} \\ V_e = -q_u \frac{l}{2} \end{cases}$$

Tel que : V_w : effort tranchant à gauche de l'appui

V_e : effort tranchant à droite de l'appui

- **Travée AB :**

$$T_A = q_u \frac{L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} = 7.887 \times \frac{4.2}{2} + \frac{(-8.695) - (-5.217)}{4.2} = \mathbf{15.742 \text{ kN.}}$$

$$T_B = -q_u \frac{L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} = -7.887 \times \frac{4.2}{2} + \frac{(-8.695) - (-5.217)}{4.2} = \mathbf{-17.382 \text{ kN.}}$$

- **Travée BC :**

$$T_B = q_u \frac{L_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{L_{BC}} = 7.887 \times \frac{3.45}{2} + \frac{(-4.692) - (-8.695)}{3.45} = \mathbf{14.765 \text{ kN.}}$$

$$T_C = -q_u \frac{L_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{L_{BC}} = -7.887 \times \frac{3.45}{2} + \frac{(-4.692) - (-8.695)}{3.45} = \mathbf{-12.440 \text{ kN.}}$$

- **Travée CD :**

$$T_C = q_u \frac{L_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{L_{CD}} = 7.887 \times \frac{3.1}{2} + \frac{(-6.152) - (-4.692)}{3.1} = \mathbf{11.753 \text{ kN.}}$$

$$T_D = -q_u \frac{L_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{L_{CD}} = -7.887 \times \frac{3.1}{2} + \frac{(-6.152) - (-4.692)}{3.1} = \mathbf{-12.694 \text{ kN.}}$$

- **Travée DE :**

$$T_D = q_u \frac{L_{DE}}{2} + \frac{M_E - M_D}{L_{DE}} = 7.887 \times \frac{3.95}{2} + \frac{(-6.152) - (-6.152)}{3.95} = \mathbf{15.576 \text{ kN.}}$$

$$T_E = -q_u \frac{L_{DE}}{2} + \frac{M_E - M_D}{L_{DE}} = -7.887 \times \frac{3.95}{2} + \frac{(-6.152) - (-6.152)}{3.95} = \mathbf{-15.576 \text{ kN.}}$$

- **Travée EF :**

$$T_E = q_u \frac{L_{EF}}{2} + \frac{M_F - M_E}{L_{EF}} = 7.887 \times \frac{3.45}{2} + \frac{(-7.692) - (-6.152)}{3.45} = \mathbf{13.159 \text{ kN.}}$$

$$T_F = -q_u \frac{L_{EF}}{2} + \frac{M_F - M_E}{L_{EF}} = -7.887 \times \frac{3.45}{2} + \frac{(-7.692) - (-6.152)}{3.45} = \mathbf{14.046 \text{ kN.}}$$

- **Travée FG :**

$$T_F = q_u \frac{L_{FG}}{2} + \frac{M_G - M_F}{L_{FG}} = 7.887 \times \frac{3.95}{2} + \frac{(-4.614) - (-7.692)}{3.95} = \mathbf{16.355 \text{ kN.}}$$

$$T_G = -q_u \frac{L_{FG}}{2} + \frac{M_G - M_F}{L_{FG}} = -7.887 \times \frac{3.95}{2} + \frac{(-4.614) - (-7.692)}{3.95} = \mathbf{-14.797 \text{ kN}}$$

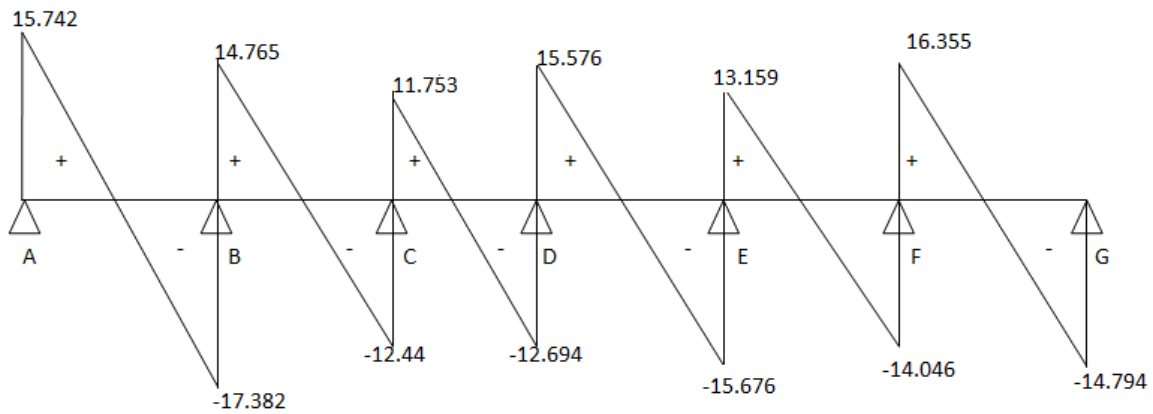


Figure III.6.8 : Diagramme des efforts tranchants en kN

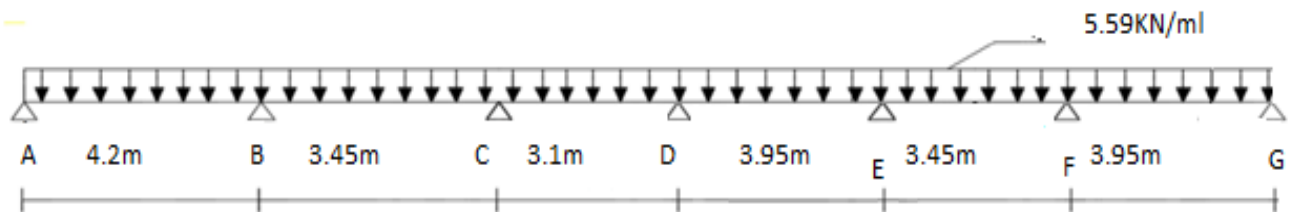
❖ **Calcul à l'ELS:**à l'ELS: $q_s = G + Q = 5.59 \text{ kN/ml}$ 

Figure III.6.9: Schéma statique de la poutre(ELS)

b- **Calcul des moments isostatiques** : $M_0 = \frac{q l^2}{8}$

$$M_{0AB} = \frac{5.59 \times 4.2^2}{8} = 12.325 \text{ KN.m}$$

$$M_{0BC} = \frac{5.59 \times 3.45^2}{8} = 8.316 \text{ KN.m}$$

$$M_{0CD} = \frac{5.59 \times 3.10^2}{8} = 6.714 \text{ KN.m}$$

$$M_{0DE} = \frac{5.59 \times 3.95^2}{8} = 10.90 \text{ KN.m}$$

$$M_{0EF} = \frac{5.59 \times 3.45^2}{8} = 8.316 \text{ KN.m}$$

$$M_{0FG} = \frac{5.59 \times 3.95^2}{8} = 10.90 \text{ KN.m}$$

b-Aux appuis : $M_{\text{appui}} = \beta M_0^{\text{max}}$

$$M_A = 0.3M_0 = 3.697 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 0.5M_0 = 6.162 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0.4M_0 = 3.326 \text{ KN.m}$$

$$M_D = 0.4M_0 = 4.360 \text{ KN.m}$$

$$M_E = 0.4M_0 = 4.360 \text{ KN.m}$$

$$M_F = 0.5M_0 = 5.450 \text{ KN.m}$$

$$M_G = 0.3M_0 = 3.270 \text{ KN.m}$$

c-Calcul des moments en travées :

➤ **Travée de rive :**

$$\begin{cases} M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max[(1 + 0.3\alpha)M_0; 1.05M_0] \\ M_t \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0 \end{cases}$$

• **Travée A-B :**

$$\begin{cases} M_{tAB} \geq -\frac{3.697 + 6.162}{2} + 13.816 = \mathbf{8.887} \text{ kN.m} \\ M_{tAB} \geq 0.66 \times 12.325 = \mathbf{8.134} \text{ kN.m} \end{cases}$$

Donc : $M_{tAB} = \mathbf{8.887} \text{ kN.m}$

• **Travée EF:**

$$\begin{cases} M_{tFG} \geq -\frac{5.45 + 3.27}{2} + 12.218 = \mathbf{7.858} \text{ kN.m} \\ M_{tFG} \geq 0.66 \times 10.9 = \mathbf{7.17} \text{ kN.m} \end{cases}$$

Donc : $M_{tFG} = \mathbf{7.858} \text{ kN.m}$

➤ Travée intermédiaire :

$$\begin{cases} M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max[(1 + 0.3\alpha)M_0; 1.05M_0] \\ M_{tAB} \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0 \end{cases}$$

- Travée B-C

$$\begin{cases} M_{tBC} \geq -\frac{6.162 + 3.326}{2} + 9.322 = \mathbf{4.578 \text{ kN.m}} \\ M_{tBC} \geq 0.560 \times 11.73 = \mathbf{4.656 \text{ kN.m}} \end{cases}$$

Donc : $M_{tBC} = \mathbf{4.656 \text{ KN.m}}$

-Travée C-D

$$\begin{cases} M_{tCD} \geq -\frac{3.326 + 4.36}{2} + 7.526 = \mathbf{3.683 \text{ kN.m}} \\ M_{tCD} \geq 0.560 \times 6.715 = \mathbf{3.759 \text{ kN.m}} \end{cases}$$

Donc: $M_{tCD} = \mathbf{3.759 \text{ kN.m}}$

-Travée D-E

$$\begin{cases} M_{tDE} \geq -\frac{4.36 + 4.36}{2} + 12.218 = \mathbf{7.858 \text{ kN.m}} \\ M_{tDE} \geq 0.560 \times 10.90 = \mathbf{6.104 \text{ kN.m}} \end{cases}$$

Donc : $M_{tDE} = \mathbf{7.858 \text{ KN.m}}$

-Travée E-F

$$\begin{cases} M_{t_{EF}} \geq -\frac{4.36 + 5.45}{2} + 9.322 = 4.417 \text{ kN.m} \\ M_{t_{EF}} \geq 0.560 \times 8.316 = 4.656 \text{ kN.m} \end{cases}$$

Donc : $M_{t_{EF}} = 4.656 \text{ kN.m}$

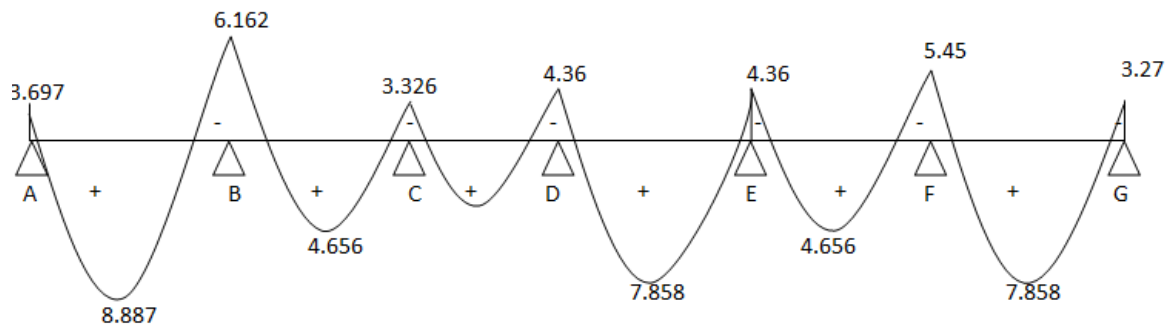
Diagramme des moments :

Figure III.6.10 : Diagramme des moments fléchissant a l'ELS en kN.m

Calcul des efforts tranchant:

L'effort tranchant en tout point d'une poutre est donné par la formule suivante :

$$T(x) = V(x) + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i} \text{ Avec } \begin{cases} V_w = q_u \frac{l}{2} \\ V_e = -q_u \frac{l}{2} \end{cases}$$

Tel que : V_w : effort tranchant à gauche de l'appui

V_e : effort tranchant à droite de l'appui

- Travée AB :

$$T_A = q_u \frac{L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} = 5.59 \times \frac{4.2}{2} + \frac{(-6.162) - (-3.697)}{4.2} = \mathbf{11.153\ kN.}$$

$$T_B = -q_u \frac{L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} = -5.59 \times \frac{4.2}{2} + \frac{(-6.162) - (-3.697)}{4.2} = \mathbf{-12.325\ kN.}$$

- Travée BC :

$$T_B = q_u \frac{L_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{L_{BC}} = 5.59 \times \frac{3.45}{2} + \frac{(-3.326) - (-6.162)}{3.45} = \mathbf{10.464\ kN.}$$

$$T_C = -q_u \frac{L_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{L_{BC}} = -5.59 \times \frac{3.45}{2} + \frac{(-3.326) - (-6.162)}{3.45} = \mathbf{-8.820\ kN.}$$

- Travée CD :

$$T_C = q_u \frac{L_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{L_{CD}} = 5.59 \times \frac{3.10}{2} + \frac{(-4.36) - (-3.326)}{3.1} = \mathbf{8.331\ kN.}$$

$$T_D = -q_u \frac{L_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{L_{CD}} = -5.59 \times \frac{3.10}{2} + \frac{(-4.36) - (-3.326)}{3.1} = \mathbf{-8.997\ kN.}$$

- Travée DE :

$$T_D = q_u \frac{L_{DE}}{2} + \frac{M_E - M_D}{L_{DE}} = 5.59 \times \frac{3.95}{2} + \frac{(-4.36) - (-4.36)}{3.95} = \mathbf{11.04\ kN.}$$

$$T_E = -q_u \frac{L_{DE}}{2} + \frac{M_E - M_D}{L_{DE}} = -5.59 \times \frac{3.95}{2} + \frac{(-4.36) - (-4.36)}{3.95} = \mathbf{-11.04\ kN.}$$

- Travée EF :

$$T_E = q_u \frac{L_{EF}}{2} + \frac{M_F - M_E}{L_{EF}} = 5.59 \times \frac{3.45}{2} + \frac{(-5.45) - (-4.36)}{3.45} = \mathbf{9.327\ kN.}$$

$$T_F = -q_u \frac{L_{EF}}{2} + \frac{M_F - M_E}{L_{EF}} = -5.59 \times \frac{3.45}{2} + \frac{(-5.45) - (-4.36)}{3.45} = \mathbf{-9.957\ kN.}$$

- Travée FG :

$$T_F = q_u \frac{L_{FG}}{2} + \frac{M_G - M_F}{L_{FG}} = 5.59 \times \frac{3.95}{2} + \frac{(-3.27) - (-5.45)}{3.95} = \mathbf{11.59\ kN.}$$

$$T_G = q_u \frac{L_{FG}}{2} + \frac{M_G - M_F}{L_{FG}} = -5.59 \times \frac{3.95}{2} + \frac{(-3.27) - (-5.45)}{3.95} = \mathbf{-10.489\ kN.}$$

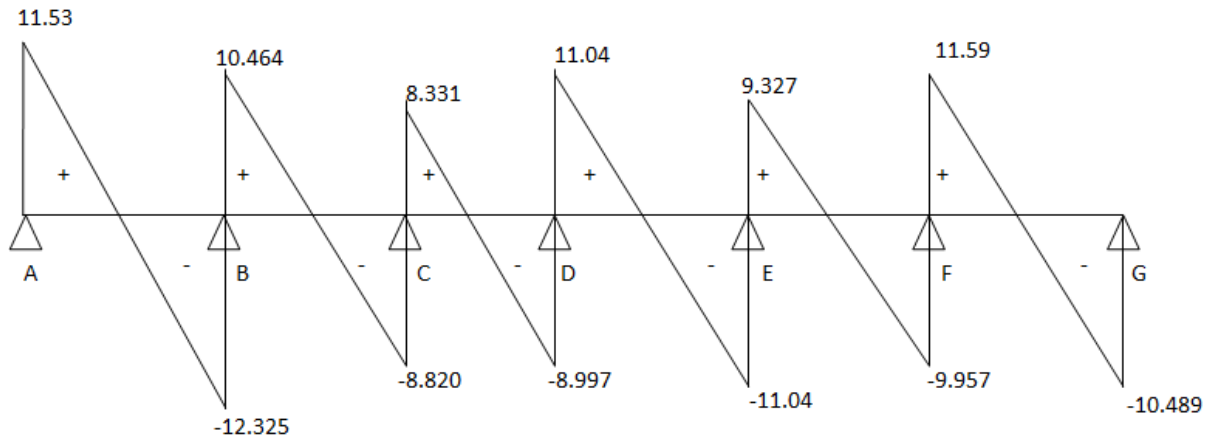


Figure III.6.11 : Diagramme des efforts tranchants en kN (ELS)

- ❖ 2^{ème} cas :
- ❖ Calcul à l'ELU

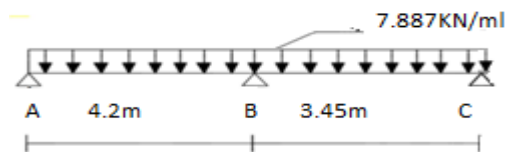


Figure III.6.12: Schéma statique de la poutrelle

➤ à l'ELU : $q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 7.887 \text{ kN/ml}$

Calcul des moments isostatiques : $M_0 = \frac{q l^2}{8}$

$$M_{0AB} = \frac{7.887 \times 4.2^2}{8} = 17.39 \text{ kN.m}$$

$$M_{0BC} = \frac{7.887 \times 3.45^2}{8} = 11.73 \text{ kN.m}$$

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

$$M_A = 0.3 M_0 = 5.217 \text{ kN.m}$$

$$M_B = 0.6 M_0 = 10.434 \text{ kN.m}$$

$$M_C = 0.3 M_0 = 3.519 \text{ kN.m}$$

a- Calcul des moments en travées :**- Travée de rive :**

$$\begin{cases} M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max[(1 + 0.3\alpha)M_0; 1.05M_0] \\ M_t \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0 \end{cases}$$

• Travée A-B :

$$\begin{cases} M_{tAB} \geq -\frac{5.217 + 10.434}{2} + 19.494 = \mathbf{11.669 \text{ kN.m}} \\ M_{tAB} \geq 0.660 \times 17.39 = \mathbf{11.477 \text{ kN.m}} \end{cases}$$

Donc : $M_{tAB} = \mathbf{11.669 \text{ kN.m}}$

• Travée B-C :

$$\begin{cases} M_{tEF} \geq -\frac{10.434 + 3.519}{2} + 13.149 = \mathbf{6.173 \text{ kN.m}} \\ M_{tEF} \geq 0.660 \times 11.73 = \mathbf{7.741 \text{ kN.m}} \end{cases}$$

Donc : $M_{tBC} = \mathbf{7.741 \text{ kN.m}}$

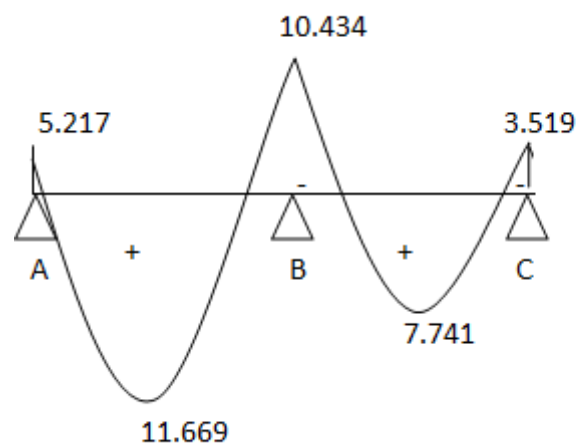


Figure III.6.13 : Diagramme des moments fléchissants à l'ELU en kN.m

Calcul des efforts tranchants:

L'effort tranchant en tout point d'une poutre est donné par la formule suivante :

$$T(x) = V(x) + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i} \text{ Avec } \begin{cases} V_w = q_u \frac{l}{2} \\ V_e = -q_u \frac{l}{2} \end{cases}$$

Tel que : V_w : effort tranchant à gauche de l'appui

V_e : effort tranchant à droite de l'appui

➤ à l'ELU• Travée AB :

$$T_A = q_u \frac{L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} = 7.887 \times \frac{4.2}{2} + \frac{(-10.434) - (-5.217)}{4.2} = 15.320 \text{ kN.}$$

$$T_B = -q_u \frac{L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} = -7.887 \times \frac{4.2}{2} + \frac{(-10.434) - (-5.217)}{4.2} = -17.804 \text{ kN.}$$

• Travée BC :

$$T_B = q_u \frac{L_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{L_{BC}} = 7.887 \times \frac{3.45}{2} + \frac{(-3.519) - (-10.434)}{3.45} = 15.609 \text{ kN.}$$

$$T_C = -q_u \frac{L_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{L_{BC}} = -7.887 \times \frac{3.45}{2} + \frac{(-3.519) - (-10.434)}{3.45} = -11.601 \text{ kN.}$$

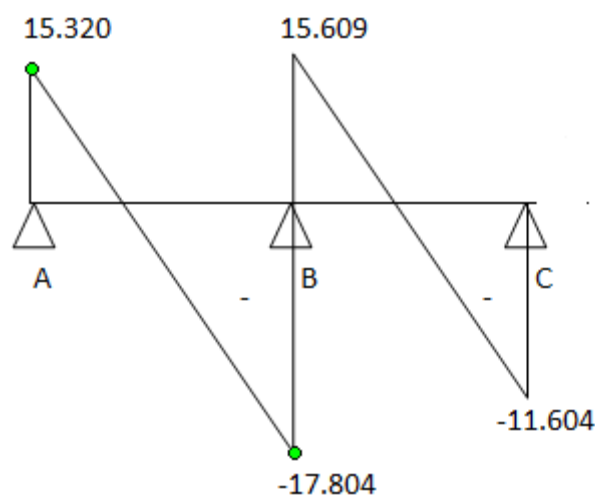


Figure III.6.14: Diagramme des efforts tranchants en kN(ELU)

➤ à l'ELS: $q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 5.59 \text{KN/ml}$

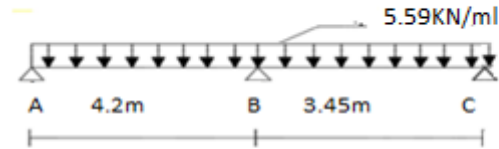


Figure III.6.15: Schéma statique de la poutrelle(ELS)

Calcul des moments isostatiques : $M_0 = \frac{q l^2}{8}$

$$M_{0AB} = \frac{5.59 \times 4.2^2}{8} = 12.325 \text{KN.m}$$

$$M_{0BC} = \frac{5.59 \times 3.45^2}{8} = 8.316 \text{KN.m}$$

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

$$M_A = 0.3 M_0 = 3.697 \text{KN.m}$$

$$M_B = 0.6 M_0 = 7.395 \text{KN.m}$$

$$M_C = 0.3 M_0 = 2.494 \text{KN.m}$$

b- Calcul des moments en travées :

- Travée de rive :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max[(1 + 0.3\alpha)M_0; 1.05M_0] \\ M_t \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0 \end{array} \right.$$

- **Travée A-B :**

$$\begin{cases} M_{tAB} \geq -\frac{7.395 + 3.697}{2} + 13.816 = \mathbf{8.270 \text{ kN.m}} \\ M_{tAB} \geq 0.660 \times 12.325 = \mathbf{8.134 \text{ kN.m}} \end{cases}$$

Donc : $M_{tAB} = \mathbf{8.270 \text{ kN.m}}$

- **Travée B-C :**

$$\begin{cases} M_{tEF} \geq -\frac{7.395 + 2.494}{2} + 9.922 = \mathbf{4.378 \text{ kN.m}} \\ M_{tEF} \geq 0.660 \times 8.316 = \mathbf{5.488 \text{ kN.m}} \end{cases}$$

Donc : $M_{tBC} = \mathbf{5.488 \text{ kN.m}}$

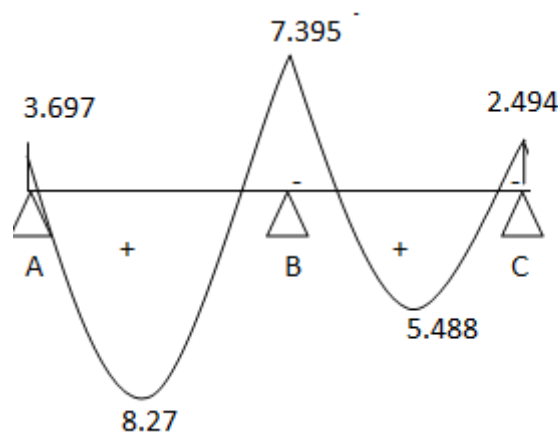


Figure III.6.16 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS en kN.m

Calcul des efforts tranchant:

L'effort tranchant en tout point d'une poutre est donné par la formule suivante :

$$T(x) = V(x) + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i} \text{ Avec } \begin{cases} V_w = q_u \frac{l}{2} \\ V_e = -q_u \frac{l}{2} \end{cases}$$

Tel que : V_w : effort tranchant à gauche de l'appui

V_e : effort tranchant à droite de l'appui

➤ à l'ELU• Travée AB :

$$T_A = q_u \frac{L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} = 5.59 \times \frac{4.2}{2} + \frac{(-7.395) - (-3.697)}{4.2} = \mathbf{10.859 \text{ kN.}}$$

$$T_B = -q_u \frac{L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} = -5.59 \times \frac{4.2}{2} + \frac{(-7.395) - (-3.697)}{4.2} = \mathbf{-12.619 \text{ kN.}}$$

• Travée BC :

$$T_B = q_u \frac{L_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{L_{BC}} = 5.59 \times \frac{3.45}{2} + \frac{(-2.494) - (-7.395)}{3.45} = \mathbf{11.062 \text{ kN.}}$$

$$T_C = -q_u \frac{L_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{L_{BC}} = -5.59 \times \frac{3.45}{2} + \frac{(-2.494) - (-7.395)}{3.45} = \mathbf{-8.222 \text{ kN.}}$$

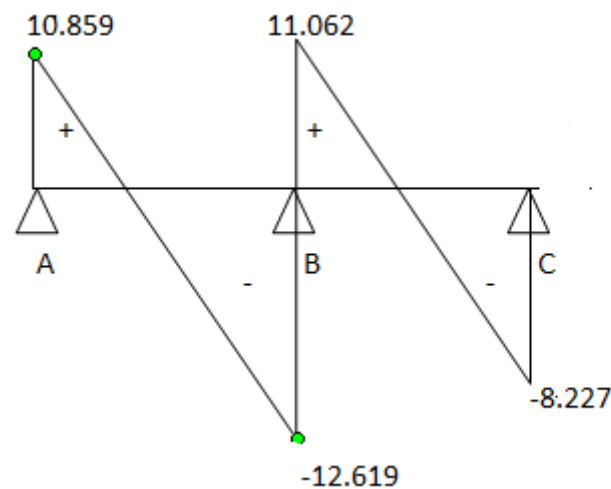


Figure III.6.17 : Diagramme des efforts tranchants en kN

➤ **à l'ELU** : $q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 7.887 \text{ kN/ml}$

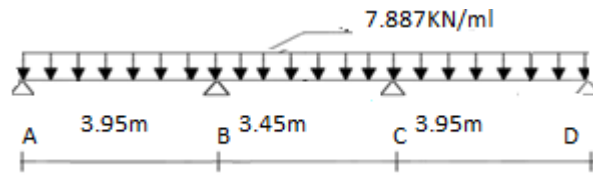


Figure III.6.18: Schéma statique de la poutre

Calcul des moments isostatiques : $M_0 = \frac{q l^2}{8}$

$$M_{0AB} = \frac{7.887 \times 3.95^2}{8} = 15.382 \text{ KN.m}$$

$$M_{0BC} = \frac{7.887 \times 3.45^2}{8} = 11.73 \text{ KN.m}$$

$$M_{0CD} = \frac{7.887 \times 3.95^2}{8} = 15.382 \text{ KN.m}$$

b-Aux appuis : $M_{\text{appui}} = \beta M_0^{\text{max}}$

$$M_A = 0.3 M_0 = 4.614 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 0.5 M_0 = 7.691 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0.5 M_0 = 7.91 \text{ KN.m}$$

$$M_D = 0.3 M_0 = 4.614 \text{ KN.m}$$

c-Calcul des moments en travées :

➤ **Travée de rive :**

$$\begin{cases} M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max[(1 + 0.3\alpha)M_0; 1.05M_0] \\ M_t \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0 \end{cases}$$

• Travée A-B :

$$\begin{cases} M_{tAB} \geq -\frac{4.614 + 7.691}{2} + 17.243 = \mathbf{11.091} \text{ kN.m} \\ M_{tAB} \geq 0.66 \times 15.382 = \mathbf{10.152} \text{ kN.m} \end{cases}$$

Donc : $M_{tAB} = \mathbf{11.091} \text{ kN.m}$

• Travée EF:

$$\begin{cases} M_{tFG} \geq -\frac{7.691 + 7.691}{2} + 13.373 = \mathbf{5.682} \text{ kN.m} \\ M_{tFG} \geq 0.66 \times 11.73 = \mathbf{6.568} \text{ kN.m} \end{cases}$$

Donc : $M_{tFG} = \mathbf{6.568} \text{ kN.m}$

➤ Travée intermédiaire :

$$\begin{cases} M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max[(1 + 0.3\alpha)M_0; 1.05M_0] \\ M_{tAB} \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0 \end{cases}$$

- Travée B-C

$$\begin{cases} M_{tBC} \geq -\frac{4.692 + 8.695}{2} + 13.149 = \mathbf{6.455} \text{ kN.m} \\ M_{tBC} \geq 0.560 \times 11.73 = \mathbf{6.568} \text{ kN.m} \end{cases}$$

Donc : $M_{tBC} = \mathbf{6.568} \text{ kN.m}$

-Travée C-D

$$\begin{cases} M_{tCD} \geq -\frac{7.691 + 4.614}{2} + 17.243 = \mathbf{11.091} \text{ kN.m} \\ M_{tCD} \geq 0.660 \times 15.382 = \mathbf{10.152} \text{ kN.m} \end{cases}$$

Donc: $M_{tCD} = \mathbf{11.091} \text{ kN.m}$

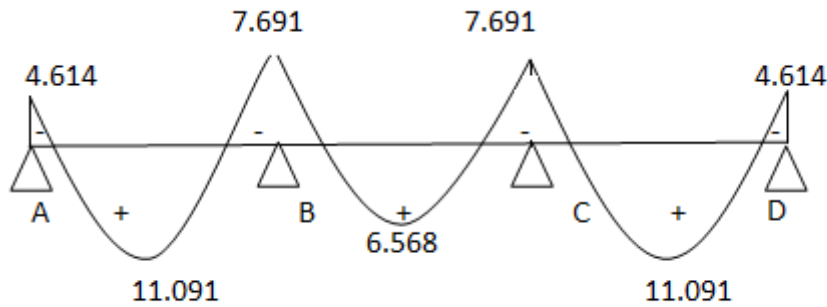
Diagramme des moments :

Figure III.6.19 .Diagramme des moments fléchissants à l'ELU en kN.m

Calcul des efforts tranchant:

L'effort tranchant en tout point d'une poutre est donné par la formule suivante :

$$T(x) = V(x) + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i} \text{ Avec } \begin{cases} V_w = q_u \frac{l}{2} \\ V_e = -q_u \frac{l}{2} \end{cases}$$

Tel que : V_w : effort tranchant à gauche de l'appui

V_e : effort tranchant à droite de l'appui

• Travée AB :

$$T_A = q_u \frac{L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} = 7.887 \times \frac{3.95}{2} + \frac{(-7.691) - (-4.614)}{3.95} = 14.798 \text{ kN.}$$

$$T_B = -q_u \frac{L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} = -7.887 \times \frac{3.95}{2} + \frac{(-7.691) - (-4.614)}{3.95} = -16.354 \text{ kN.}$$

• Travée BC :

$$T_B = q_u \frac{L_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{L_{BC}} = 7.887 \times \frac{3.45}{2} + \frac{(-7.691) - (-7.691)}{3.45} = 13.605 \text{ kN.}$$

$$T_C = -q_u \frac{L_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{L_{BC}} = -7.887 \times \frac{3.45}{2} + \frac{(-7.691) - (-7.691)}{3.45} = -13.605 \text{ kN.}$$

• Travée CD :

$$T_C = q_u \frac{L_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{L_{CD}} = 7.887 \times \frac{3.95}{2} + \frac{(-7.691) - (-4.614)}{3.95} = 14.798 \text{ kN.}$$

$$T_D = -q_u \frac{L_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{L_{CD}} = -7.887 \times \frac{3.95}{2} + \frac{(-7.691) - (-4.614)}{3.95} = -16.354 \text{ kN.}$$

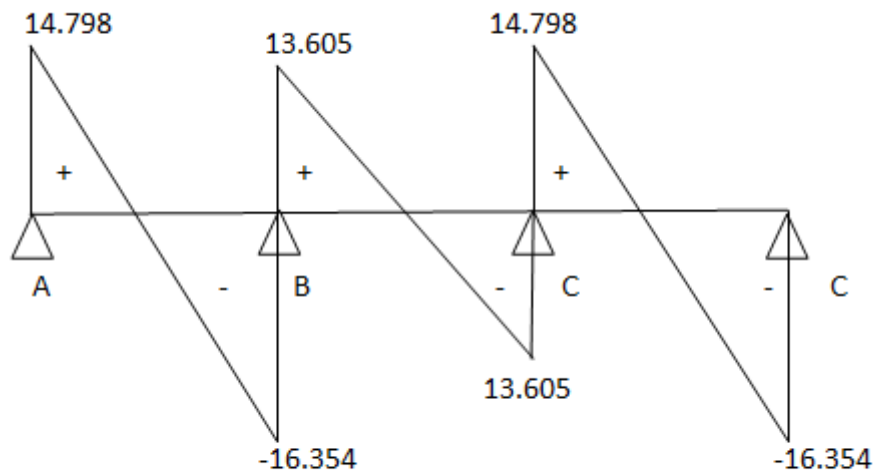


Figure III.6.20.: Diagramme des efforts tranchants en kN

❖ Calcul à l'ELS:

à l'ELS: $q_s = G + Q = 5.59 \text{ kN/ml}$

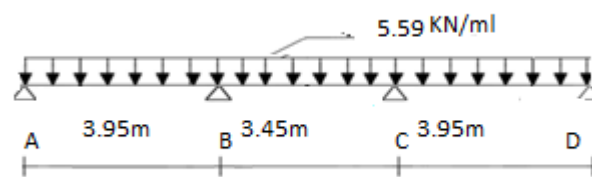


Figure III.6.21: Schéma statique de la poutre(ELS)

Calcul des moments isostatiques: $M_0 = \frac{q l^2}{8}$

$$M_{0AB} = \frac{5.59 \times 3.95^2}{8} = 10.90 \text{ KN.m}$$

$$M_{0BC} = \frac{5.59 \times 3.45^2}{8} = 8.316 \text{ KN.m}$$

$$M_{0CD} = \frac{5.59 \times 3.95^2}{8} = 10.90 \text{ KN.m}$$

-Aux appuis : $M_{\text{appui}} = \beta M_0^{\text{max}}$

$$M_A = 0.3M_0 = 3.27 \text{ m}$$

$$M_B = 0.5M_0 = 5.45 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0.5M_0 = 5.45 \text{ KN.m}$$

$$M_D = 0.3M_0 = 3.270 \text{ KN.m}$$

c-Calcul des moments en travées :

➤ **Travée de rive :**

$$\begin{cases} M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max[(1 + 0.3\alpha)M_0; 1.05M_0] \\ M_t \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0 \end{cases}$$

• **Travée A-B :**

$$\begin{cases} M_{tAB} \geq -\frac{3.27 + 5.45}{2} + 12.218 = 7.858 \text{ kN.m} \\ M_{tAB} \geq 0.66 \times 10.39 = 7.174 \text{ kN.m} \end{cases}$$

Donc : $M_{tAB} = 7.858 \text{ kN.m}$

• **Travée CD:**

$$\begin{cases} M_{tCD} \geq -\frac{3.27 + 5.45}{2} + 12.218 = 7.858 \text{ kN.m} \\ M_{tFG} \geq 0.66 \times 10.90 = 7.194 \text{ kN.m} \end{cases}$$

Donc : $M_{tFG} = 7.858 \text{ N.m}$

➤ **Travée intermédiaire :**

$$\begin{cases} M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max[(1 + 0.3\alpha)M_0; 1.05M_0] \\ M_{tAB} \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0 \end{cases}$$

- Travée B-C

$$\begin{cases} M_{tBC} \geq -\frac{5.45 + 5.45}{2} + 9.322 = \mathbf{4.872 \text{ kN.m}} \\ M_{tBC} \geq 0.560 \times 8.316 = \mathbf{4.656 \text{ kN.m}} \end{cases}$$

Donc : $M_{tBC} = \mathbf{4.656 \text{ KN.m}}$

Diagramme des moments :

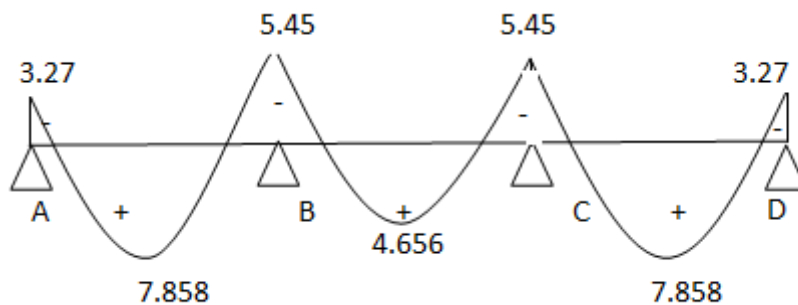


Figure III.6.22: Diagramme des moments fléchissants à l'ELS en kN.m

Calcul des efforts tranchants:

L'effort tranchant en tout point d'une poutre est donné par la formule suivante :

$$T(x) = V(x) + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i} \text{ Avec } \begin{cases} V_w = q_u \frac{l}{2} \\ V_e = -q_u \frac{l}{2} \end{cases}$$

Tel que : V_w : effort tranchant à gauche de l'appui

V_e : effort tranchant à droite de l'appui

- Travée AB :

$$T_A = q_u \frac{L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} = 5.59 \times \frac{3.95}{2} + \frac{(-5.45) - (-3.27)}{3.95} = \mathbf{10.490 \text{ kN}}$$

$$T_B = -q_u \frac{L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} = -5.59 \times \frac{3.95}{2} + \frac{(-5.45) - (-3.27)}{3.95} = \mathbf{-11.59 \text{ kN}}$$

- Travée BC :

$$T_B = q_u \frac{L_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{L_{BC}} = 5.59 \times \frac{3.45}{2} + \frac{(-5.45) - (-5.45)}{3.45} = \mathbf{9.642 \text{ kN}}$$

$$T_C = -q_u \frac{L_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{L_{BC}} = -5.59 \times \frac{3.45}{2} + \frac{(-5.45) - (-5.45)}{3.45} = \mathbf{-9.642}$$

- Travée CD :

$$T_C = q_u \frac{L_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{L_{CD}} = 5.59 \times \frac{3.95}{2} + \frac{(-3.27) - (-5.45)}{3.95} = \mathbf{11.59 \text{ kN}}$$

$$T_D = -q_u \frac{L_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{L_{CD}} = -5.59 \times \frac{3.95}{2} + \frac{(-3.27) - (-5.45)}{3.95} = \mathbf{-10.49 \text{ kN}}$$

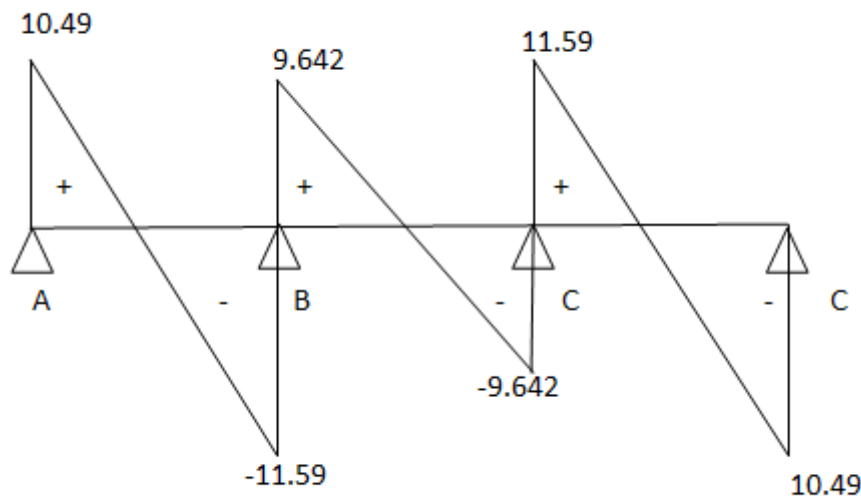


Figure III.6.23 : Diagramme des efforts tranchants en kN

REMARQUE : Après avoir fait les calculs des 3 cas , on a trouvé le cas le plus défavorable en travée dans le 1^{er} cas , et le moment le plus défavorable en appuis dans le 2^{eme} cas et l'effort tranchant le plus défavorable dans le 1^{eme} cas .

III.6.4. Ferrailage a l'ELU :

Le ferrailage a l'ELU sera calculé avec les moments max en travées et aux appuis .

- **Armatures longitudinales:**

Les moments max en travées et aux appuis sont :

$$M_t^{\max} = 12.538 \text{ kN.m}$$

La poutrelle sera calculée comme une section en **Té** dont les caractéristiques géométriques sont : $b = 65\text{cm}$; $b_0=12\text{cm}$; $h = 20\text{cm}$; $d = 18\text{cm}$:

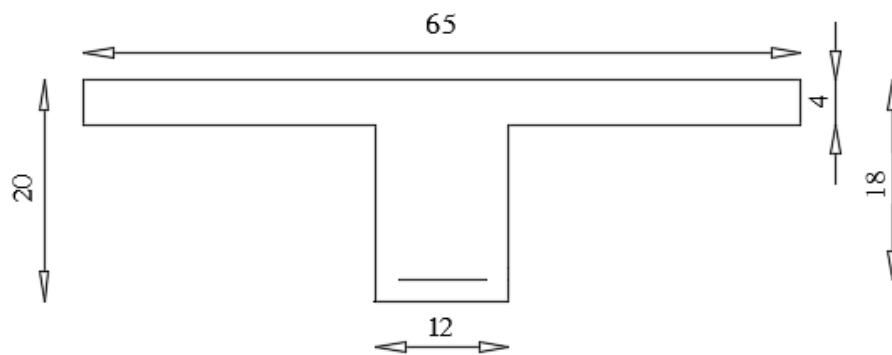


Figure III.6.24: Coupe schématique de la poutrelle

a)- En travées :

• Moment équilibré par la table de compression M_0 :
Position de l'axe neutre :

$$M_0 = b \times h_0 \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right) \times f_{bu} \quad \text{avec : } f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$M_0 = 0.65 \times 0.04 \times \left(0.18 - \frac{0.04}{2}\right) \times 14.2 \times 10^3 = 59.072 \text{ kN.m}$$

$$\begin{cases} M_0 = 59.072 \text{ kN.m} \\ M_t^{\max} = 12.538 \text{ kN.m} \end{cases}$$

$M_0 \gg M_t^{\max}$: donc l'axe neutre se situe dans la table de compression

Conclusion : la section en Té se calcule comme une section rectangulaire de $(65 \times 20) \text{ cm}^2$.

▪ **Sections d'armatures :**

Calcul de μ_u :

$$\mu_u = \frac{M_t \max}{b d^2 f_{bu}} = \frac{12.538 \times 10^6}{650 \times 180^2 \times 14.2} = 0.0420$$

$$\mu_u = 0.0420 < \mu_i = 0.392 \quad (\text{section simplement armée})$$

$$\mu_u = 0.0420 \rightarrow \beta = 0.979$$

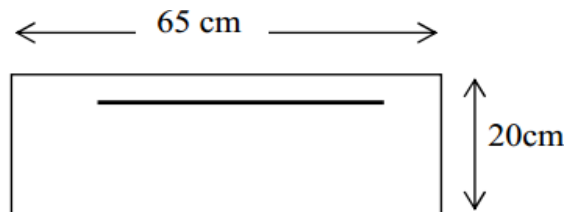


Figure III.6.25: Coupe schématique de la poutrelle (travées)

$$A_{st} = \frac{M_t \max}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{12.538 \times 10^5}{0.979 \times 18 \times 348 \times 10^2} = 2.044 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{st} = 3HA12 = 2.39 \text{ cm}^2$.

b) sur appuis:

La table étant entièrement tendue, et comme elle n'intervient pas dans le calcul de la résistance à la traction, le calcul se fera pour une section rectangulaire de largeur $b_0 = 12 \text{ cm}$ et de hauteur $h = 20 \text{ cm}$.

$$\mu_u = \frac{M_a \max}{b d^2 f_{bu}} = \frac{10.434 \times 10^6}{120 \times 180^2 \times 14.2} = 0.1889$$

$$\mu_u = 0.1889 < \mu_i = 0.392 \quad (\text{section simplement armée})$$

$$\mu_u = 0.1889 \rightarrow \beta = 0.895$$

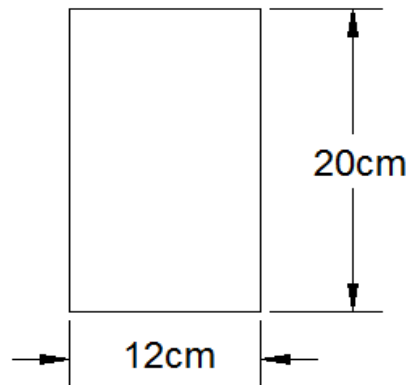


Figure III.6.26: Coupe schématique de la poutrelle (appuis)

$$A_{st} = \frac{M_{a \max}}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{10.434 \times 10^5}{0.895 \times 18 \times 348 \times 10^2} = 1.861 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{sa} = 2HA12 = 2.25 \text{ cm}^2$.

- **Armatures transversales :**

Le diamètre minimal des armatures transversales d'une poutrelle est donnée par le **(BAEL 91 modifiée 99/ art : A.7.22)**

$$\phi_t = \min \left(\frac{h}{35} ; \phi ; \frac{b_0}{10} \right)$$

$$\phi_t = \min \left(\frac{20}{35} ; 1.2 ; \frac{12}{10} \right) = 0.571 \text{ cm}$$

Nous choisissons un cadre de $\phi 8$ avec $A_{st} = 2HA8 = 1.00 \text{ cm}^2$

Espacement d'un cadre : est donné par le règlement **(BAEL 91 modifiée 99/**

Art : A.5.1.22)

$$e \leq \min \{0,9 \times d ; 40 \text{ cm}\} \quad e \leq \min \{0,9 \times 18 ; 40 \text{ cm}\}$$

$$e \leq 16.2 \text{ cm} \rightarrow e = 15 \text{ cm}$$

Conclusion :

En travée : : $A_{st} = 3A12 = 3.39 \text{ cm}^2$.

Aux appuis : : $A_{st} = 2HA12 = 2.26 \text{ cm}^2$.

Les armatures transversales : $2HA8 = 1.00 \text{ cm}^2$.

III.6.5. Vérifications à l'ELU :**III.6.5.1 Condition de non fragilité du béton de la section minimale (Art A.4.2.1**

BAEL 91 modifiée 99) : La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

Calcul de la section minimale :

- Aux appuis :

Nous devons vérifier que : $A_{st}^{min} \geq \frac{0.23 b_0 d f_{t28}}{f_e}$

avec : $f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$

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

$A_{st}^{min} = 0.26 \text{ cm}^2 < A_{ad} = 2.26 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée.

- En travée :

$A_{st}^{min} \geq \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e}$ avec : $f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$

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

$A_{st}^{min} = 1.41 \text{ cm}^2 < A_{ad} = 2.26 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée.

III.6.5. 2 Vérification aux cisaillements (Art 5.1.211 BAEL 91 modifiée 99) :

$\tau_u = \frac{T_{max}}{b_0 d} < \bar{\tau}_u$ Avec : $T_{max} = 16.355 \text{ kN}$.

- Calcul de contrainte de cisaillement admissible :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.20 \frac{f_{c28}}{\gamma b}; 5 \text{ MPa}\right) = \min\left(\frac{0.20 \times 25}{1.5}; 5 \text{ MPa}\right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min(3.33 \text{ MPa}; 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}.$$

- Calcul de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b_0 d} = \frac{16.355 \times 1000}{120 \times 180} = 0.757 \text{ MPa.}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u$ Condition vérifiée, pas de risque de cisaillement.

III.6.5.3 Vérification d'adhérence et d'entraînement des barres (Art 6.1.3 BAEL 91 modifiée 99) :

Pour qu'il n'y aura pas d'entraînement de barres, il faut vérifier que

$$\tau_{se} = \frac{T_{\max}}{0.9 d \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{sc} \text{ avec : } \bar{\tau}_{sc} = \Psi_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_{\max}}{0.9 d \sum U_i}$$

$\Psi_s = 1,5$: Coefficient scellement HA.

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

- Aux appuis :

$$\sum U_i = n \times \pi \times \varnothing = 2 \times 3,14 \times 12 = 75.36 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{16.355 \times 1000}{0.9 \times 180 \times 75.36} = 1.33 \text{ MPa.}$$

$\tau_{se} = 1,33 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{sc} = 3,15 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

- En travée :

$$\sum U_i = n \times \pi \times \varnothing = 3 \times 3,14 \times 12 = 113.04 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{16.355 \times 1000}{0.9 \times 180 \times 113.04} = 0.893 \text{ MPa.}$$

$\tau_{se} = 0.893 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{sc} = 3,15 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

III.6.5.4 Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis (BAEL91/99 Art A 5.1.313) :

- Appuis de rive :

$$\frac{2 T_{max}}{a_0 b_0} \leq \frac{0,8 f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{avec : } a_0 = 0,9 d$$

$$\text{Il faut vérifier que : } T_{max} \leq \frac{0,8 \times 0,9d}{2} \frac{f_{c28} b_0}{\gamma_b} = 0,36 \frac{d f_{c28} b_0}{\gamma_b}$$

$$T \leq \frac{0,36 \times 180 \times 25 \times 120}{1,5} = 129600 \text{ N} = 129,6 \text{ kN}$$

$$T_{max} = 16,355 < T = 129,6 \text{ kN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

- Appuis intermédiaires :

$$\text{Il faut vérifier que : } T_{max} \leq \frac{0,8 \times 0,9d}{2} \frac{f_{c28} b_0}{\gamma_b} = 0,36 \frac{d f_{c28} b_0}{\gamma_b}$$

$$T_{max} = 16,355 \text{ kN} < T = 129,6 \text{ kN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

III.6.5.6 Influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales inférieures (Art A5.1.312 BAEL 91 modifiée 99):

- Appuis de rive :

$$A_{min} \geq \frac{\gamma_s V_u}{f_e} = \frac{1,15 \times 16,355 \times 10}{400} = 0,470 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 3,39 \text{ cm}^2 > A = 0,47 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

- Appuis intermédiaires :

$$A_{min} \geq \frac{\gamma_s V_u}{f_e} = \frac{1,15 \times 16,355 \times 10}{400} = 0,470 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 2,26 \text{ cm}^2 > A = 0,470 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Les armatures calculées sont suffisantes.

III.6.5.7 Ancrage des armatures (longueur de scellement)(Art 6.1.22 BAEL 91 modifiée 99)

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

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}}$$

Avec :

$$\tau_{su} : \text{Contrainte d'adhérence } \tau_{su} = 0.6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 2.835 \text{ MPa}$$

Ψ_s : Coefficient de scellement $\Psi_s = 1.5$ pour HA

$$L_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.32 \text{ cm.}$$

Forfaitairement :

$$L_s = 40 \times \phi = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm} \quad \text{nous prendrons : } L_s = 50 \text{ cm.}$$

Les règles de BAEL 91 admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurer hors crochet « L_c » est au moins égale à : $0.4 \times L_s$ pour les aciers H.A.

$L_c = 0.4 \times 50 = 20 \text{ cm}$; nous adopterons des crochets à 45° avec une longueur $L_c = 20 \text{ cm}$.

III.6.6. Vérifications à l'ELS :

Lorsque la charge est la même sur toute les travées de la poutre, comme dans ce cas, pour obtenir les résultats des efforts internes à l'ELS, il suffit de multiplier les résultats de calcul à l'ELU par le coefficient q_s/q_u .

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{ELU : } q_u = 1.35G + 1.5Q = 7.887 \text{ kN/ml} \\ \text{ELS: } q_s = G + Q = 5.9 \text{ kN/ml} \\ \implies \frac{q_s}{q_u} = 0.74 \end{array} \right.$$

moments max en travées et aux appuis sont :

$$M_t^{\max} = 8.887 \text{ kN.m} \text{ et } M_a^{\max} = 6.162 \text{ kN.m}$$

- **Etat limite de la compression du béton :**
- **En travée :**

La section d'armature adoptée à l'ELU en travée est : $A_{st} = 3HA12 = 3.39\text{cm}^2$

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

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

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

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

Avec : $M_s = 8.17 \text{ KN.m}$

$$A_s = 4.62 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 4.62}{65 \times 18} = 0.395$$

$$\rho_1 = 0.395 \rightarrow \beta_1 = 0.903 \rightarrow K_1 = 36.55$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} = \frac{8.17 \times 10^3}{0.903 \times 18 \times 4.62} = 108.80 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{36.55} \times 108.80 = 2.98 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2.98 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Ms (KNm)	As à l'ELU	ρ_1	β_1	K_1	K	σ_s (Mpa)	σ_{bc} (Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$	obs.
8.887	3.39	1.56	0.837	15.67	0.0638	131.75	8.406	15	vérifiée

- **Aux appuis :**

La section d'armature adoptée à l'ELU aux appuis est : $A_{sa} = 2HA12 = 2.26\text{cm}^2$.

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

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

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

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

Avec :

$$M_s = 7.43 \text{ KN.m}$$

$$A_s = 2.26 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 2.26}{12 \times 18} = 1.05$$

$$\rho_1 = 1.05 \rightarrow \beta_1 = 0.858 \rightarrow K_1 = 20.21$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} = \frac{7.43 \times 10^3}{0.858 \times 18 \times 2.26} = 212.87 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{20.21} \times 212.87 = 10.53 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 10.53 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée.

Appuis	Ms (KNm)	As à l'ELU	ρ_1	β_1	K_1	K	σ_s (Mpa)	σ_{bc} (Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$	obs.
B	6.162	2.26	1.046	0.858	20.21	0.049	178.779	8.760	15	vérifiée

III.6.6.2 Etat limite d'ouverture des fissures :(Art . A.5.3,2 / BAEL 91 modifiée 99)

les formes et dimensions de chaque élément , ainsi que les disposition des armatures , sont conçues de manière à limiter la probabilité d'application des fissures d'une largeur supérieure à celle qui serait tolérable en raison du rôle et de la situation d'ouvrage.

Dans notre cas la fissuration est considérée comme étant non préjudiciable , donc aucune vérification n'est nécessaire.

III.6.6.3 Etat limite de déformation (ArtB.6.5.1/ BAEL 91 modifier 99) :

Lorsqu'il est prévu des étais intermédiaires, on peut cependant se dispenser de donner une justification de la déformabilité des planchers à entre vous à condition que :

$$\left\{ \begin{array}{l} 1) \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15 M_0} \\ 2) \frac{A_{st}}{b_0 d} \leq \frac{3,6}{f_e} \text{ Avec : } M_0 = q_s \frac{l^2}{8} = 5.59 \times \frac{3.6^2}{8} = 9.055 \text{ kN.m.} \\ 3) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \end{array} \right.$$

h : hauteur totale (20cm)

l : longueur de la travée entre nus d'appuis

d : hauteur utile de la section droite

b₀ : largeur de la nervure

M₀ : moment fléchissant maximal de la travée isostatique

M_t : moment fléchissant maximal en travée

A : section d'armatures

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} = \frac{20}{360} = 0,055 > \frac{1}{16} = 0,0625 \end{array} \right. \quad \text{condition non vérifiée}$$

Donc : les conditions ne sont pas toutes vérifiées, le calcul de la flèche est obligatoire.

➤ **Calcul de la flèche :**

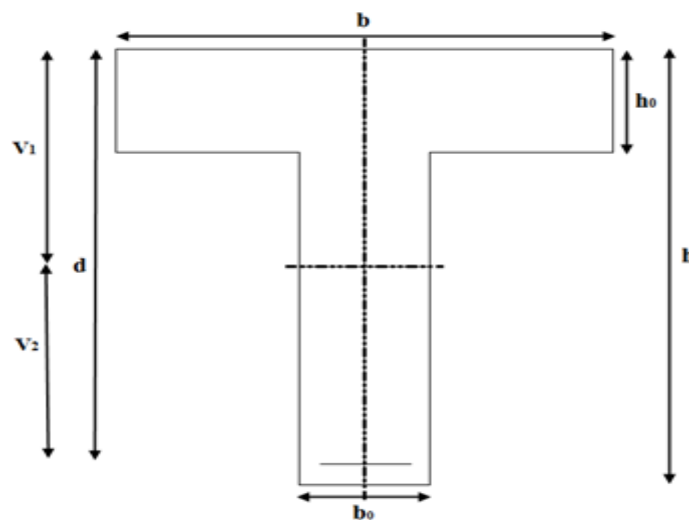


Figure III.6.28: Coupe schématique de la poutrelle .

Il faut vérifier que : $f = \frac{5}{384} \frac{q_s l^2}{E_v I} \leq \bar{f} = \frac{l}{500}$

Avec :

\bar{f} : la flèche admissible

E_v : module de déformation différée; $E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{C28}} = 3700 \sqrt[3]{25}$

$$E_v = 10818,865 \text{ MPa}$$

I_{fv} : inertie fissurée de la section pour les charges de longue durée.

I_{fv} est donné par la formule suivante : $I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + (0.4 \times \mu \times \lambda_v)}$

I_0 : moment d'inertie totale de la section homogène

$$\mu = \max \left(1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{(4 \times \rho \times \sigma_s) + f_{t28}} ; 0 \right)$$

ρ : est le rapport de l'aire A de la section de l'armature tendue à l'aire de la section utile de la nervure : $\rho = \frac{A}{b_0 \times d}$

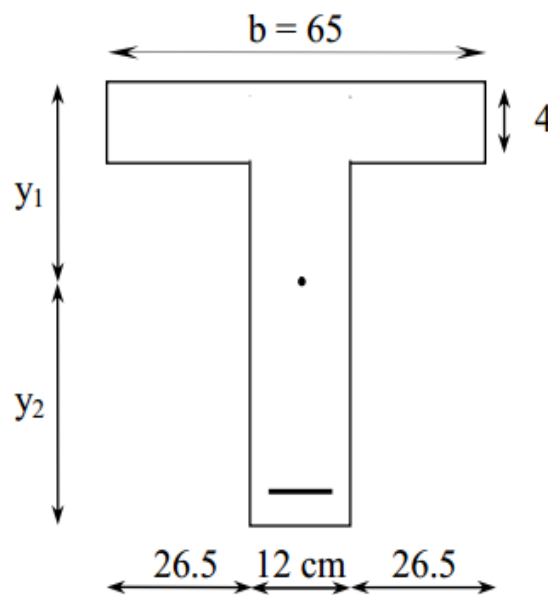
$$\lambda_v = \frac{0.02 \times f_{t28}}{\left(2 + \frac{3b_0}{b}\right) \times \rho}$$

- Calcul des paramètres :

✓ La position de l'axe neutre :

$$\begin{aligned} S_{xx'} &= b_0 \times h \times \frac{h}{2} + (b - b_0) \times h_0 \times \frac{h_0}{2} + (15 \times A_{st} \times d) \\ &= 12 \times 20 \times \frac{20}{2} + (65 - 12) \times 4 \times \frac{4}{2} + (15 \times 3.39 \times 18) \\ &= 3739.3 \text{ cm}^3 \end{aligned}$$

$$B_0 = (b_0 \times h) + (b - b_0) \times h_0 + (15 \times A_{st})$$



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

$$y_1 = \frac{S_{xx'}}{B_0} = \frac{3739.3}{502.85} = 7.44 \text{ cm}$$

$$y_2 = h - y_1 = 20 - 7.44 = 12.56 \text{ cm}$$

- ✓ Calcul du moment d'inertie :

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

$$I_0 = \frac{12}{3} \times (7.44^3 + 12.56^3) + (65-12) \times \frac{4^3}{12} + (65-12) \times 4 \times (7.44 - \frac{4}{2})^2 + 15 \times 3.39 \times (12.56 - 2)^2$$

$$I_0 = 10259.48 \text{ cm}^4.$$

➤ Calcul des coefficients :

$$\rho = \frac{A_{st}}{b_0 \times d} = \frac{3.39}{12 \times 18} = 0.0157$$

$$\mu = \max \left(1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0157 \times 348 + 2.1} ; 0 \right) = 0.846$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 \times 2.1}{\left(2 + \frac{3 \times 12}{65} \right) \times 0.0157} = 1.047$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times 10259.48}{1 + 0.4 \times 0.846 \times 1.047} = 8333.004 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{5.174 \times 3.6^2}{10818.865 \times 10^3 \times 8333.004 \times 10^{-8}} = 0.00096 \text{ m}$$

$$\bar{f} = \frac{1}{500} = \frac{3.6}{500} = 0.0072 \text{ m}$$

f = 0.00096m < \bar{f} = 0.0072m..... Condition vérifiée.

CONCLUSION :

Les conditions sont vérifiées donc pas de risque de flexion; les armatures calculées à l'Etat Limite Ultime sont suffisantes donc ce n'est pas nécessaire de calculer les armatures à l'Etat Limite de Service.

- ❖ Armatures longitudinales :
 - **En travée : 3HA 12 = 3.39cm².**
 - **Aux appuis : 2HA12= 2.26cm².**
- ❖ Les armatures transversales :
 - **Etrier :2HA8 = 1.01 cm²**

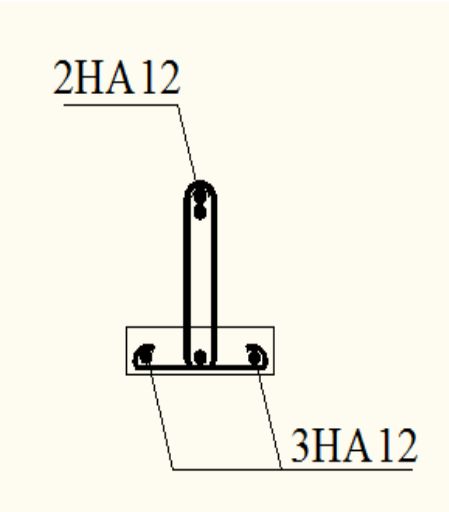
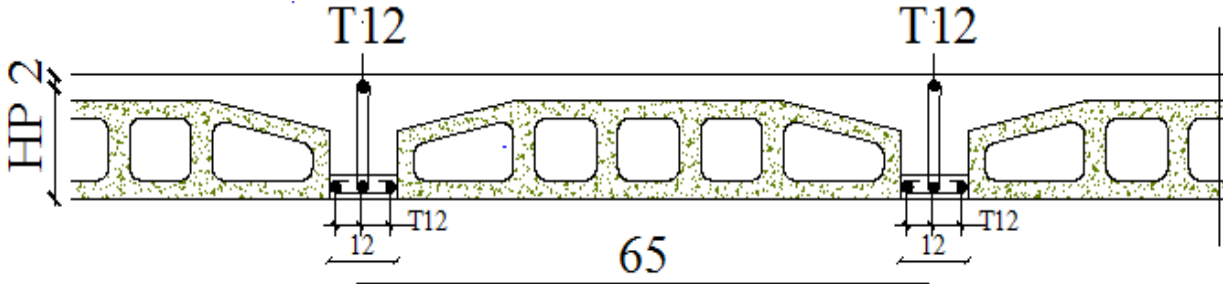


Figure III.6.29.: schéma de ferrailage.

III.7. La salle machine :

L'ascenseur est un appareil servant à déplacer verticalement des personnes ou des charges vers l'ensemble des étages de l'immeuble, c'est souvent un matériel muni de dispositif de sécurité.

La machinerie et le local dans lequel se trouve l'ensemble des organes moteurs assurant le mouvement et l'arrêt de l'ascenseur, en générale elle se trouve au dessus de la gaine.

La cage d'ascenseur (réservation) est munie d'un panneau de dalle isolée de dimensions (1.60x2.00) m² appuyée sur son pourtour (4 cotés) supportant son poids propre et un chargement localisé concentrique (P) agissant sur un rectangle (UxV) engendré par le système de levage.

Cette charge (P) est donnée par la fiche technique de l'ascenseur, N'ayant pas cette fiche à disposition, la charge est arbitrairement prise égale à 9 tonnes (90 kN), cette cage d'ascenseur a une vitesse d'entraînement égale à $V = (1\text{m/s})$.

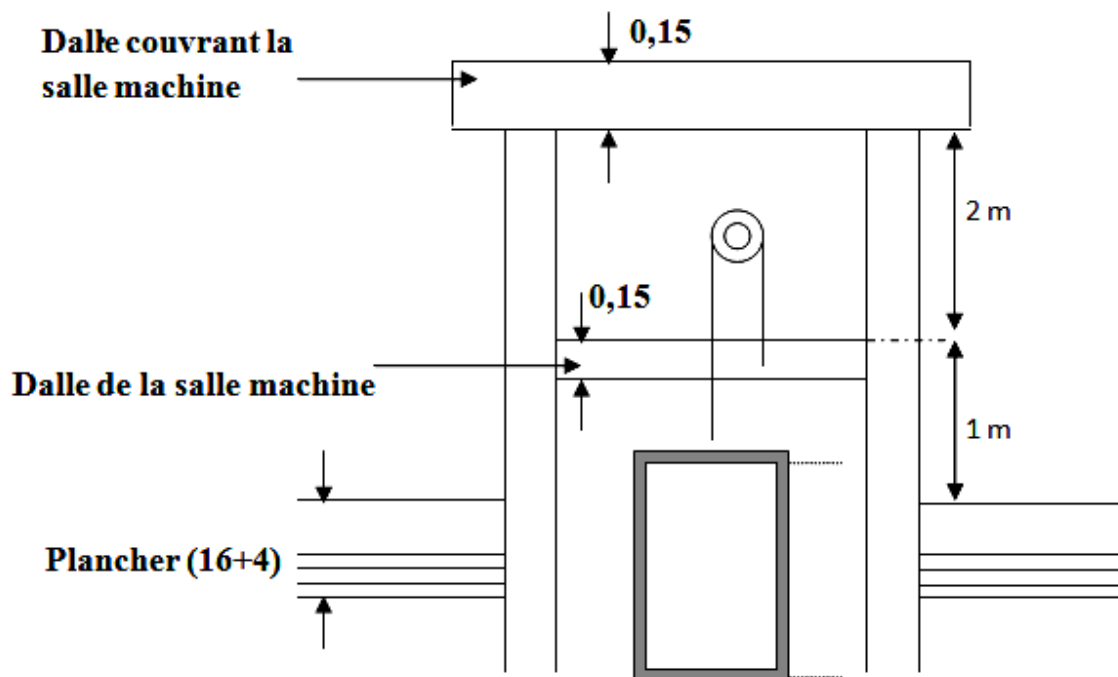


Figure .III.7.1 schéma statique de l'ascenseur

III.7.1 Dimensionnement :

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

$$l_x = 1.60 \quad l_y = 2.00\text{m}$$

Avec une surface : $S = 3.20\text{m}^2$

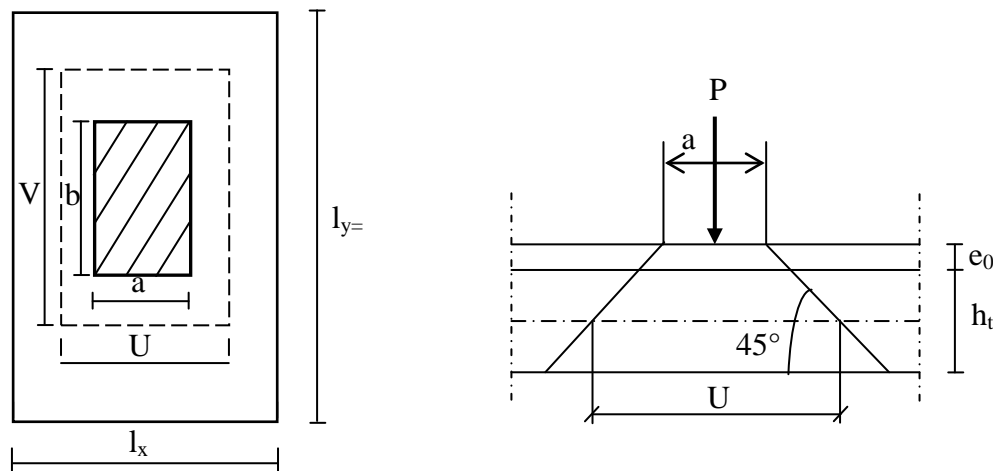


Figure III.7.2. Répartition de la charge localisée sur la dalle

On a $\rho_x = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1.60}{2.00} = 0.8 > 0,4 \Leftrightarrow$ Le panneau de dalle travail dans les deux sens.

On a : $h_t \geq \frac{l_x}{30} = 160/30 = 5.33 \text{ cm}$ (Pratique du BAEL 91, p. 384) [4]

NB : le RPA 2003 exige une hauteur $h_t \geq 12\text{cm}$, ainsi, nous adoptons une hauteur : **$h_t = 15\text{cm}$** .

III.7.2. Détermination des sollicitations :

- **Hypothèse :**

La dalle est soumise aux charges suivantes :

1- Charges uniformément réparties sur toute la surface de la dalle ; dans ce cas les

Moments au centre de la dalle, pour une bande de largeur unité, sont pour expressions :

-Dans le sens de la petite portée : $M_x = \mu_x \times q \times l_x^2$ (Pratique du BAEL 91, p. 385) [4]

-Dans sens de la grande portée : $M_y = \mu_y \times M_x$

Avec : $\mu_x = \frac{M_x}{q l_x^2}$ et $\mu_y = M_y / M_x$

2-Charges concentriques sur un rectangle concentrique de la dalle.

$$M_x = p(M_1 + \nu.M_2)$$

$$M_y = p(\nu.M_1 + M_2)$$

Avec : (M_1 et M_2) : coefficients données par les abaques de PIGEAUD

P : intensité de la charge concentrée.

ν : Coefficient de poisson ; dont les valeurs sont :

$$\nu = 0 \text{ à l'ELU } \nu = 0.2 \text{ à l'ELS}$$

III.7.2.1. Moments engendrés par le système de levage

L'étude se fera à l'aide des tables de PIGEAUD, qui donnent des coefficients permettant de calculer les moments engendrés par la charge localisé.

- **Rectangle d'impact :**

On a: $\begin{cases} U = a + 2\xi e_0 + ht \\ V = b + 2\xi e_0 + ht \end{cases}$ (Pratique du BAEL 91, p. 385) [4]

Où :

$\xi = 1$ pour un revêtement en béton.

$\xi = 0.75$ pour un revêtement moins résistant.

Dans notre cas : $\begin{cases} U = a + 2e_0 + ht \\ V = b + 2e_0 + ht \end{cases}$

Avec: $\xi = 1$ car le revêtement est en béton.

$e_0 = 5\text{cm}$ étant l'épaisseur du revêtement.

$h_t = 15\text{cm}$ épaisseur de la dalle.

$a = b = 80\text{ cm}$: Cotés du rectangle sur lequel agit la charge **P**.

$$\rightarrow \begin{cases} U = 80 + 2 \times 5 + 15 = 105 \text{ cm} \\ V = 80 + 2 \times 5 + 15 = 105 \text{ cm} \end{cases}$$

- **Calcul des moments fléchissants M_x et M_y :**

$$M_x = P. (M_1 + \nu M_2)$$

$$M_y = P. (M_2 + \nu M_1)$$

M_1 et M_2 coefficients donnés en fonction de $(\rho_x; \frac{U}{l_x}; \frac{V}{l_y})$ à partir des abaques de PIGEAUD.

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho = 0.8 \\ \frac{U}{l_x} = \frac{105}{160} = \mathbf{0.656} \end{array} \right.$$

$$\frac{V}{l_y} = \frac{105}{200} = \mathbf{0.525}$$

Après interpolation : $M_1 = 0.088$; $M_2 = 0.062$

Donc :

· À l'ELU ($v=0$)

$$Q_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$Q_u = 1.35G = 121.5 \text{ KN}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{xu} = 1.35.P(M_1) = 1.35 \times 90 \times 0.088 = \mathbf{10.692 \text{ kN.m.}} \\ M_{yu} = 1.35.P(M_2) = 1.35 \times 90 \times 0.062 = \mathbf{7.533 \text{ kN.m.}} \end{array} \right.$$

À l'ELS ($v=0.2$)

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{xs} = P.(M_1 + 0.2M_2) = 90 \times (0.088 + 0.2 \times 0.062) = \mathbf{9.036 \text{ kN.m.}} \\ M_{ys} = P.(M_2 + 0.2M_1) = 90 \times (0.062 + 0.2 \times 0.088) = \mathbf{7.164 \text{ kN.m.}} \end{array} \right.$$

III.7.2.2. Moments dues au poids propre de la dalle pleine

Au centre du panneau et pour une bande de largeur unitaire (1 m) la valeur des moments est :

· Sens l_x (Petite portée) : $M_{ox} = \mu_x \cdot p \cdot l_x^2$

· Sens l_y (Grande portée) : $M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox}$

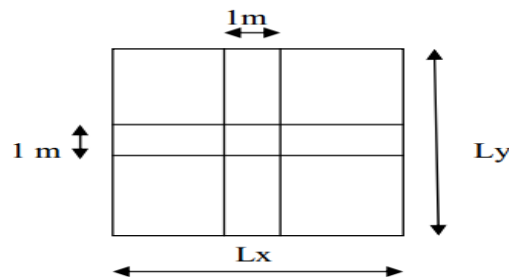


Figure III.7.3 panneau de dalle

Où :

μ_x et μ_y : Coefficients données par le tableau de (l'annexe E.3 du BAEL 91) [1] en fonction du rapport $\alpha = \rho_x = \frac{l_x}{l_y}$, donc :

Pour $\frac{l_x}{l_y} = 0.8 \rightarrow \mu_x = 0.0565$ et $\mu_y = 0.595$

Poids propre de la dalle pleine : $G = (25 \times 0.15 + 22 \times 0.05) \times 1 = \mathbf{4.85 \text{ kN/ml.}}$

Surcharge d'exploitation : $Q = \mathbf{1 \text{ kN/ml.}}$

$$Q_u = [1.35 \times 4.85 + 1.5 \times 1] \times 1 = \mathbf{8 \text{ kN/ml}}$$

$$Q_s = [4.85 + 1] \times 1 = \mathbf{4.85 \text{ kN/ml}}$$

• À l'ELU

$$\begin{cases} M_{xU}' = \mu_x \cdot p \cdot l_x^2 = 0.0565 \times (1.35 \times 4.85 + 1.5 \times 1) \times 1.60^2 = \mathbf{1.163 \text{ kN.m.}} \\ M_{yU}' = \mu_y \cdot M_{ox} = 0.595 \times 1.163 = \mathbf{0.691 \text{ kN.m.}} \end{cases}$$

À l'ELS (Pour $\frac{l_x}{l_y} = 0.8 \rightarrow \mu_x = 0.0632$ et $\mu_y = 0.710$)

$$\begin{cases} M_{xS}' = \mu_x \cdot p \cdot l_x^2 = 0.0632 \times (4.85 + 1) \times 1.6^2 = \mathbf{0.946 \text{ m.}} \\ M_{yS}' = \mu_y \cdot M_{ox} = 0.710 \times 0.846 = \mathbf{0.600 \text{ kN.m.}} \end{cases}$$

• Superposition des moments :

• À l'ELU

$$\begin{cases} M_x = M_{xU}' + M_{xS}' = 10.692 + 1.163 = \mathbf{12.16 \text{ kN.m.}} \\ M_y = M_{yU}' + M_{yS}' = 7.533 + 0.691 = \mathbf{8.224 \text{ kN.m.}} \end{cases}$$

• À l'ELS

$$\begin{cases} M_x = M_{xS} + M_{xS}' = 9.036 + 0.946 = \mathbf{9.982 \text{ kN.m.}} \\ M_y = M_{yS} + M_{yS}' = 7.164 + 0.600 = \mathbf{7.764 \text{ kN.m.}} \end{cases}$$

III.7.2.3. Correction des moments

Afin de tenir compte du semi-encastrement du panneau au niveau de son pourtour, les moments calculés seront minorés de **15%(0.85)** en travée et **70%(0.3)** aux appuis.

-À l'ELU

. En travée

$$\begin{cases} M_x^t = 0.85 \times 12.16 = \mathbf{10.336 \text{ kN.m.}} \\ M_y^t = 0.85 \times 8.224 = \mathbf{6.990 \text{ kN.m.}} \end{cases}$$

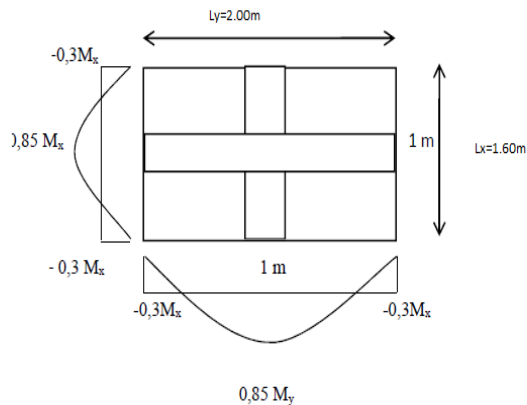


Figure III.7.4. diagramme des moments de panneau de dalle en travée et aux appuis

. Aux appuis

$$\left\{ \begin{array}{l} M_x^a = 0.3 \times 12.16 = -3.648 \text{ kN.m.} \\ M_y^a = 0.3 \times 8.224 = -2.467 \text{ kN.m.} \end{array} \right.$$

. À l'ELS

. En travée

$$\begin{aligned} M_x^t &= 0.85 \times 9.982 = 8.484 \text{ kN.m.} \\ M_y^t &= 0.85 \times 7.764 = 6.60 \text{ kN.m.} \end{aligned}$$

. Aux appuis

$$\begin{aligned} M_x^a &= -0.3 \times 9.982 = -3 \text{ kN.m.} \\ M_y^a &= -0.3 \times 7.764 = -2.329 \text{ kN.m.} \end{aligned}$$

III.7.2.4 Calcul des armatures :

Le calcul se fait à l'ELU en flexion simple pour une bande de longueur unité (1m) avec :

$$\mu = \frac{M}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{M \cdot 10^6}{1000 \times 130^2 \times 14.2}$$

. À partir des abaques la valeur de β est déterminée en fonction de μ .

$$A = \frac{M}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{M \cdot 10^6}{\beta \times 130 \times 348}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Zone	Sens	M_u [kN.m]	μ	β	A [cm ²]	A adoptée [cm ²]	S_t [cm]	
En travée	x-x	10.336	0.043	0.9795	2.31	4HA 12	4.52	25
	y-y	6.990kN	0.029	0.9865	1.56	4HA 12	4.52	25
Aux appuis	x-x	- 3	0.012	0.994	0.667	4HA10	3.14	25
	y-y	- 2.329	0.009	0.996	0.482	4HA10	3.14	25

Tableau III.7.1 : Résultats du calcul des armatures du panneau de dalle de la salle machine

III.7.3. Vérifications à l'ELU :

a. Condition de non-fragilité (BAEL 91 / Art. B.7.4)

• Armatures inférieures (suivant X-X) :

$$\omega_x = \frac{A_{\min}^x}{b h} \geq \omega_0 \frac{3 - \frac{L_x}{L_y}}{2} \Rightarrow A_{\min}^x \geq \omega_0 \frac{3 - \rho}{2} b h$$

Avec : $\omega_0 = 0.0008$ pour fe 400

ω_x : Taux minimal d'acier en travée dans le sens x - x.

A_{\min} : section minimale d'armatures.

$$A_{\min}^x \geq 0.0008 \frac{3 - 0.8}{2} \times 100 \times 15 = 1.32 \text{ cm}^2$$

$A_{tx} = 4.52 \text{ cm}^2 > A_{\min}^x = 1.32 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ condition vérifiée.

• Armatures supérieures (suivant Y - Y) :

$$\omega_x = \frac{A_{\min}^x}{b h} \geq \omega_0 = 0.0008 \Rightarrow A_y^{\min} \geq 0.0008 \times 100 \times 15 = 1.2 \text{ cm}^2$$

ω_y : Taux minimal d'acier dans le sens y-y.

$$A_{\min} = 0.0008 \times (15 \times 100) = 1.2 \text{ cm}^2$$

$A_{ty} = 4.52 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.2 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ condition vérifiée.

Conclusion : la condition de non fragilité est vérifiée dans les deux sens.

b. Diamètre maximal des barres (BAEL 91 / Art. A.7.2,1)

D'après l'article, le diamètre des barres employées comme armatures de dalles doit être au plus égale au dixième de l'épaisseur de l'élément, donc :

$$\varphi_{\max} \leq \frac{h}{10} = \frac{150}{10} = 15 \text{ mm.}$$

$$\varphi_{\text{adopté}} = 10 \text{ mm} < 15 \text{ mm.} \rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

c. Espacements des barres (BAEL 91/ Art. A.8.2, 42)

Pour des charges concentrées et une fissuration non préjudiciable :

Direction la plus sollicitée (x-x) : $S_t = 20 \text{ cm} < \min(2h ; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm.}$

Direction perpendiculaire à la plus sollicitée (y-y) : $S_t = 20 \text{ cm} < \min(3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$

→ **Conditions vérifiées**

d. Poinçonnement (BAEL 91 / Art. A.5.2, 42)

$$Q_u \leq 0,045 \cdot \mu_c \cdot h_t \cdot \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

Avec :

- . Q_u : La charge de calcul vis-à-vis de l'état limite ultime,
- . h_t : L'épaisseur totale de la dalle,
- . μ_c : Le périmètre du contour au niveau du feuillet moyen

$$U_c = 2[U+V] = 2[1.05+1.05] = 4.2 \text{ m.}$$

Donc :

$$Q_u = 1.35 \times 90 = 121.5 \text{ kN.}$$

$$0,045 \cdot \mu_c \cdot h_t \cdot \frac{f_{cj}}{\gamma_b} = 0,045 \cdot 4,2 \cdot 0,15 \cdot \frac{25000}{1.5} = 472.5 \text{ kN.}$$

$Q_u = 121.5 \text{ kN} < 472.5 \text{ kN.}$ **La condition est vérifiée, donc, les armatures transversales ne sont pas requises.**

e. Justification des armatures d'effort tranchant (BAEL 91 / Art. A.5.2,2) [14]

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \cdot d} \text{ est au plus égale à } \bar{\tau}_u = 0,07 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}.$$

$$p_u = 1.35G = 1.35 \times 90 = 121.5 \text{ KN}$$

. Dans le cas où $U < V$:

$$\cdot \text{ Au milieu de U : } T_u = \frac{P}{2U+V}$$

(Pratique du BAEL 91, p. 357)

$$\cdot \text{ Au milieu de V : } T_v = \frac{P}{3U}$$

Avec :

$$V_u = \frac{121.5}{2.1.05 + 1.05} = 38.57 \text{ kN.}$$

$$V_v = \frac{121.5}{3.1.05} = 38.57 \text{ kN.}$$

D'où :

$$\tau_u = \frac{38.57.10^3}{1000 \times 130} = 0.296 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_u = 0,07 \frac{25}{1.5} = 1.167 \text{ MPa.}$$

$\tau_u = 0.296 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1.167 \text{ MPa}$. La condition est vérifiée, donc, aucune armature d'effort tranchant n'est requise.

III.7.4. Vérifications à l'ELS :

1. Etat limite de compression du béton :

· Sens x-x

En travée

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

$$\cdot \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

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

$$\rho = \frac{100.A}{b.d} = \frac{100 \times 4.52}{100 \times 13} = 0.347$$

· Des abaques et pour une valeur de $\rho = 0.347$: $\beta_1 = 0.9085$; $K_1 = 39.6$

Donc :

$$\sigma_{st} = \frac{8.484 \times 10^6}{0.9085 \times 130 \times 452 \times 10^2} = 158.92 \text{ MPA}$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{158.92}{39.65} = 4 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bc} = 4 \text{ MPA} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPA.} \rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

· **Sur appuis**

$$\rho = \frac{100.A}{b.d} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 13} = 0.241$$

. Des abaques et pour une valeur de $\rho = 0.241$: $\beta_1 = 0.9215$; $K_1 = 48.695$

Donc :

$$\cdot \sigma_{st} = \frac{3,41 \cdot 10^6}{0.9215 \cdot 130 \times 3.14 \cdot 10^2} = 90.65 \text{ MPA}$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{90.65}{48.695} = 1.86 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bc} = 1.86 \text{ MPA} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPA.} \rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

Sens y-y :

· **En travée**

$$\rho = \frac{100.A}{b.d} = \frac{100 \times 4.52}{100 \times 13} = 0.347$$

. Des abaques et pour une valeur de $\rho = 0.347$: $\beta_1 = 0.9085$; $K_1 = 39.65$

Donc :

$$\cdot \sigma_{st} = \frac{8,69 \cdot 10^6}{0.9085 \times 130 \times 4.52 \cdot 10^2} = 162.78 \text{ MPA}$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{162.78}{39.65} = 4.1 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bc} = 4.1 \text{ MPA} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPA.} \rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

· **Sur appuis**

$$\rho = \frac{100.A}{b.d} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 13} = 0.241$$

. Des abaques et pour une valeur de $\rho = 0.241$: $\beta_1 = 0.9215$; $K_1 = 48.695$

Donc :

$$\cdot \sigma_{st} = \frac{3.07 \times 10^6}{0.9215 \cdot 130 \times 3.14 \cdot 10^2} = 81.61 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{81.61}{48.695} = 1.67 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1.67 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa.} \rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

2. Etat limite d'ouverture des fissures :

La dalle de la salle machine n'est pas exposé aux intempéries et au milieux agressifs, ce qui veut dire que la fissuration est peu nuisible. Donc aucune vérification n'est nécessaire. (Article A.4.5, 32 du BAEL 91)

3. Etat limite de déformation :

Il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont satisfaites (BAEL 91/ Art. B.7.5)

$$\frac{h}{L_x} \geq \frac{M_{tx}}{20 \cdot M_x} ; \rho_x = \frac{A_x}{b \cdot d} \leq \frac{2}{f_e}$$

D'où :

$$\cdot \frac{h}{L_x} = \frac{15}{185} = 0.081 > \frac{0.85 M_{tx}}{20 \cdot M_x} = \frac{0.85}{20} = 0.042 \rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

$$\cdot \frac{A_x}{b \cdot d} = \frac{4.52}{100 \times 13} = 0.003 < \frac{2}{f_e} = \frac{2}{400} = 0.005 \rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

Les deux conditions sont vérifiées. Donc, le calcul de la flèche n'est pas nécessaire (La flèche est vérifiée).

Conclusion :

Le ferrailage retenu pour la dalle de la salle des machines est le suivant :

· Sens x-x

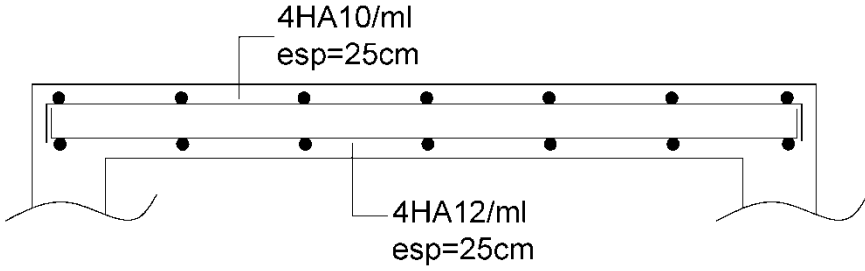
· En travée : 4HA 12/ml = 4.52 cm² (S_t = 25 cm).

· Aux appuis : 4HA 10/ml = 3.14 cm² (S_t = 25 cm).

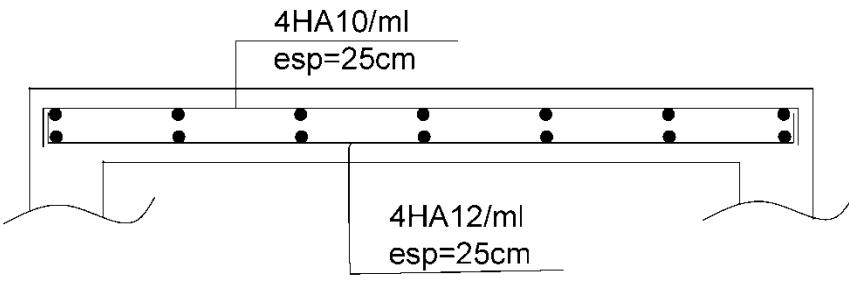
· Sens y-y

· En travée : 4HA 12/ml = 4.52 cm² (S_t = 25 cm).

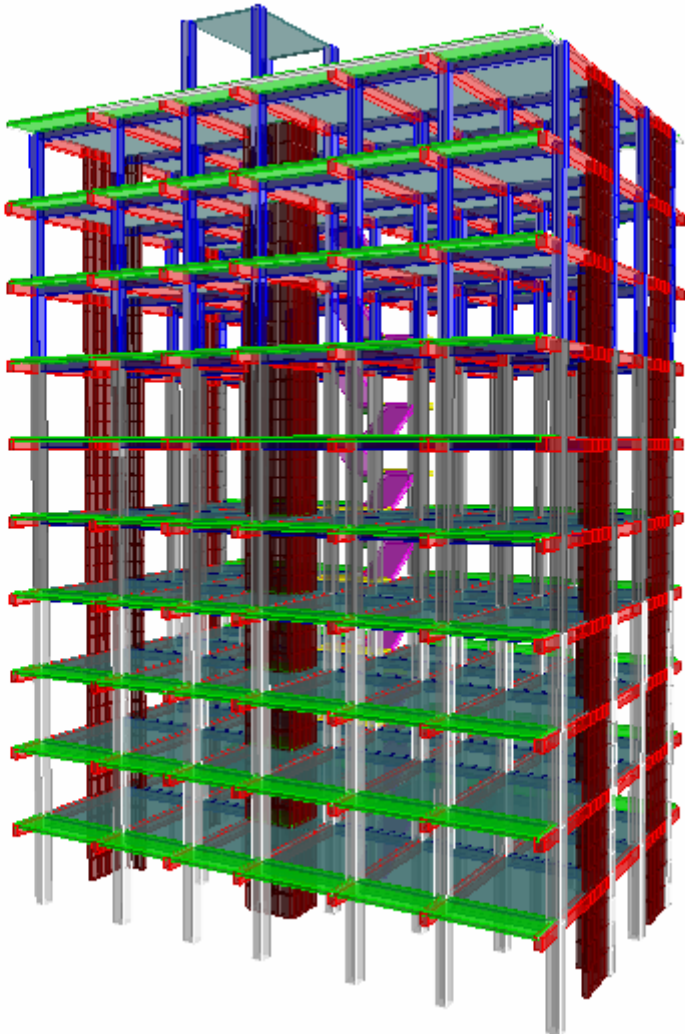
· Aux appuis : 4HA 10/ml = 3.14 cm² (S_t = 25 cm).



ferraillage de la dalle salle machine sens Y-Y



ferraillage de la dalle salle machine sens X-X



I. Introduction :

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente réellement est souvent complexe et demande un calcul très fastidieux, donc le calcul manuel est peu fiable. Pour cela l'utilisation de l'outil informatique est devenu indispensable afin d'avoir des résultats proches des résultats réels dans des délais réduits.

Plusieurs programmes de calcul sont basés sur la méthode des éléments finis (MEF), permettant le calcul automatique de diverses structures, dont ETABS, ROBOT, SAP...etc. Pour notre étude nous avons utilisé ETABS.

II. Description du logiciel ETABS (Extended Three Dimensions Analysis Building System) :

ETABS est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments et des ouvrages de Génie Civil à la fois facile et très efficace pour le calcul vis-à-vis des forces verticales et horizontales dues au séisme, il permet aussi :

- La modélisation de tous types de structures
- La prise en compte des propriétés des matériaux
- Le calcul et le dimensionnement des éléments
- L'analyse des effets dynamiques et statiques
- La visualisation des déformées, des efforts internes, des modes de vibrationetc.
- Le transfert de données avec d'autres logiciels

III. Choix de la Méthode de calcul :

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

- méthode statique équivalente,
- méthode d'analyse modale spectrale,
- méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

Dans notre cas nous utilisons la méthode modale spectrale avec un spectre de réponse défini dans le (RPA99/version 2003).

1). Présentation de la méthode dynamique modale spectrale :

La méthode modale spectrale consiste en l'analyse dynamique de la structure sous l'effet d'un séisme représenté par un spectre de réponse. Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismique.

III. Étapes de modélisation :

Dans notre étude, nous avons utilisé la version ETABS 9.6.

Les étapes de modélisation peuvent être résumer comme suit :

- Introduction de la géométrie du modèle,
- Spécification des propriétés mécaniques des matériaux (béton, acier...etc),
- Spécification des propriétés géométriques des éléments (poteaux, poutres, voile...etc.),
- Définition des charges statiques (G, Q),
- Introduction du spectre de réponse (E) selon le (RPA99 /version2003),
- Définition de la charge sismique E,
- Chargement des éléments,
- Introduction des combinaisons d'actions,
- Déroulement de l'analyse et visualisation des résultats.

1). Introduction de la géométrie du modèle :

a. Choix des unités

La première étape consiste à choisir un système d'unités pour la saisie de données dans l'ETABS En bas de l'écran, l'unité utilisée dans notre cas est (KN.m).



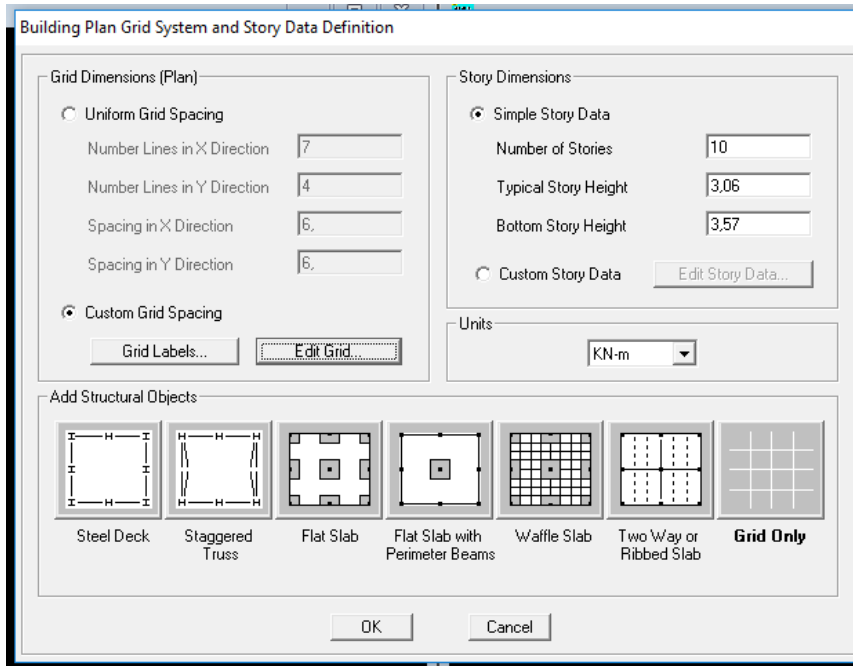
b. Géométrie de base

Dans le menu déroulant en haut de l'écran, nous sélectionnons : **File New model.**

Dans la fenêtre qui apparaît nous cliquons sur : **No.**

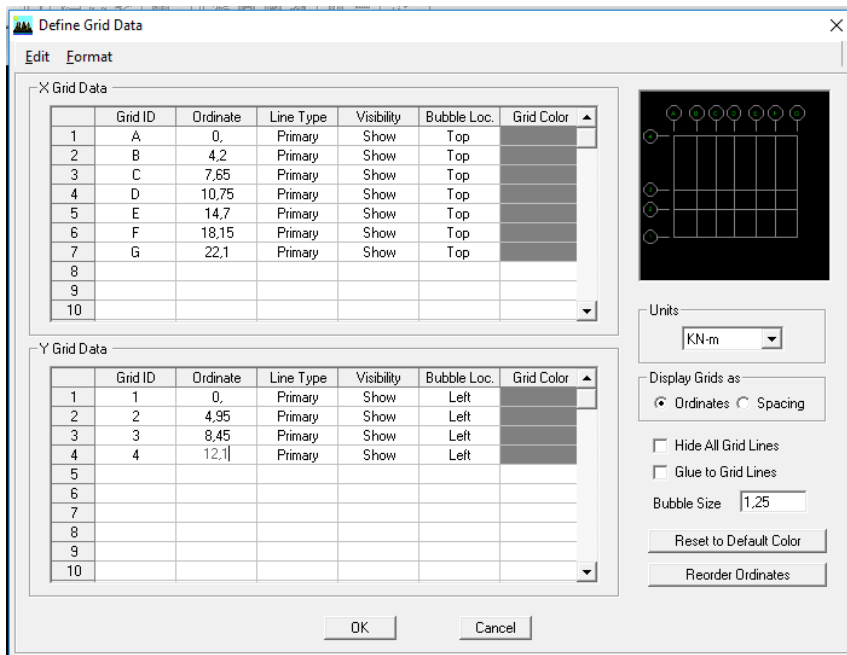
Cette option permet d'introduire :

- Le nombre de portique suivant x-x : 7
- Le nombre de portique suivant y-y : 4
- Le nombre d'étages : 10 niveaux.




C. Modification de la géométrie de base :

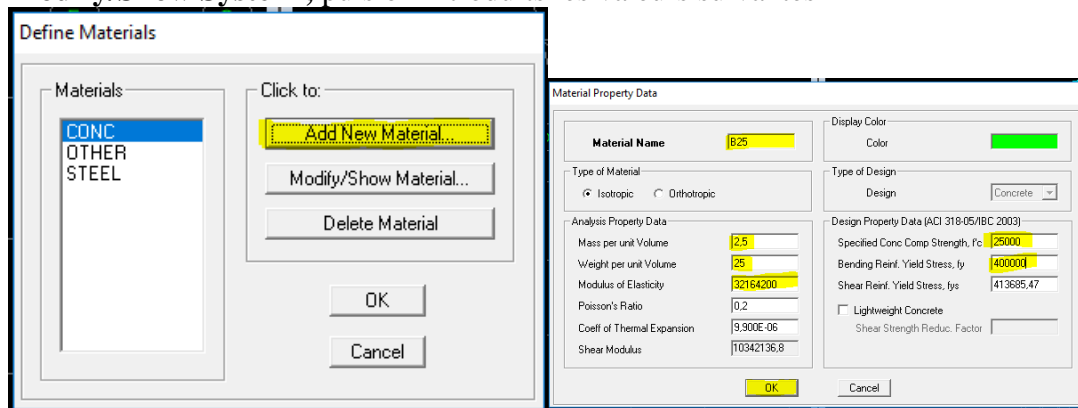
Nous allons procéder à la modification des longueurs des travées et des hauteurs d'étages. Nous cliquons sur **Custom Grid => Edit Grid**



Par la suite nous cliquons sur **Ok**.

2). Spécification des propriétés mécaniques des matériaux :

On clique sur **Define Materials** , on sélectionne **Concrete** (béton) puis on clique Sur **Modify/Show System**, puis on introduits les valeurs suivantes



3). Spécification des propriétés géométriques des éléments :

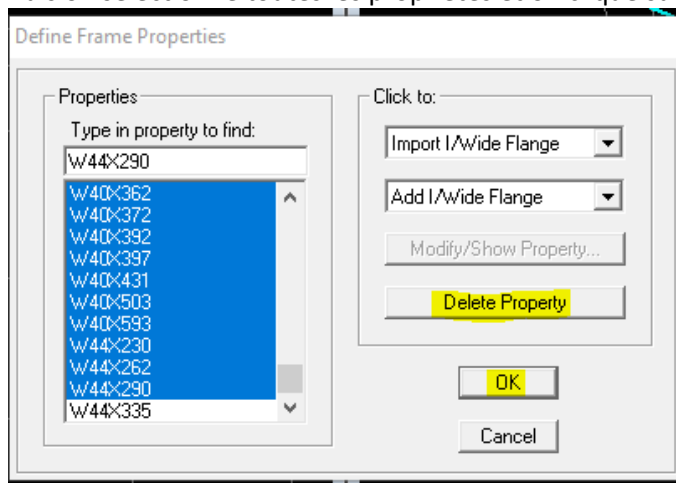
La troisième étape consiste à créer les éléments de la structure puis leur affecter leurs propriétés géométriques.

- Poutres, Poteaux :

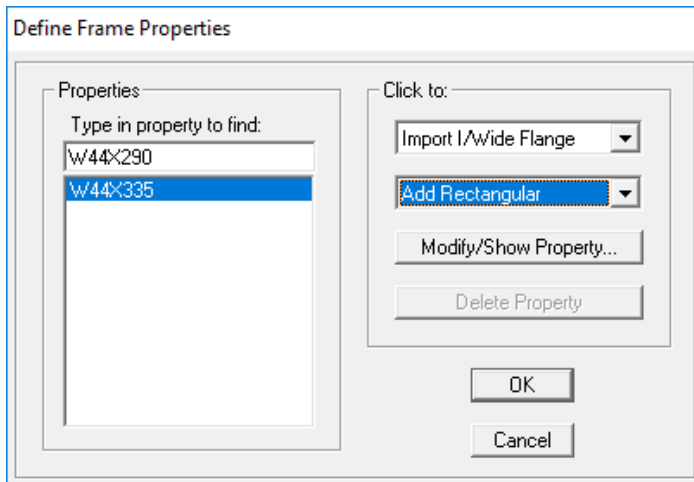
Nous commençons par les poutres principales (PP) ensuite les poutres secondaires (PS).
Nous procédons comme suit :

Define => Frame sections 

Puis on sélectionne toutes les propriétés et on clique sur **delete property** puis sur **OK**.



Puis : **Add I/Wide Flange => AddRectangular**

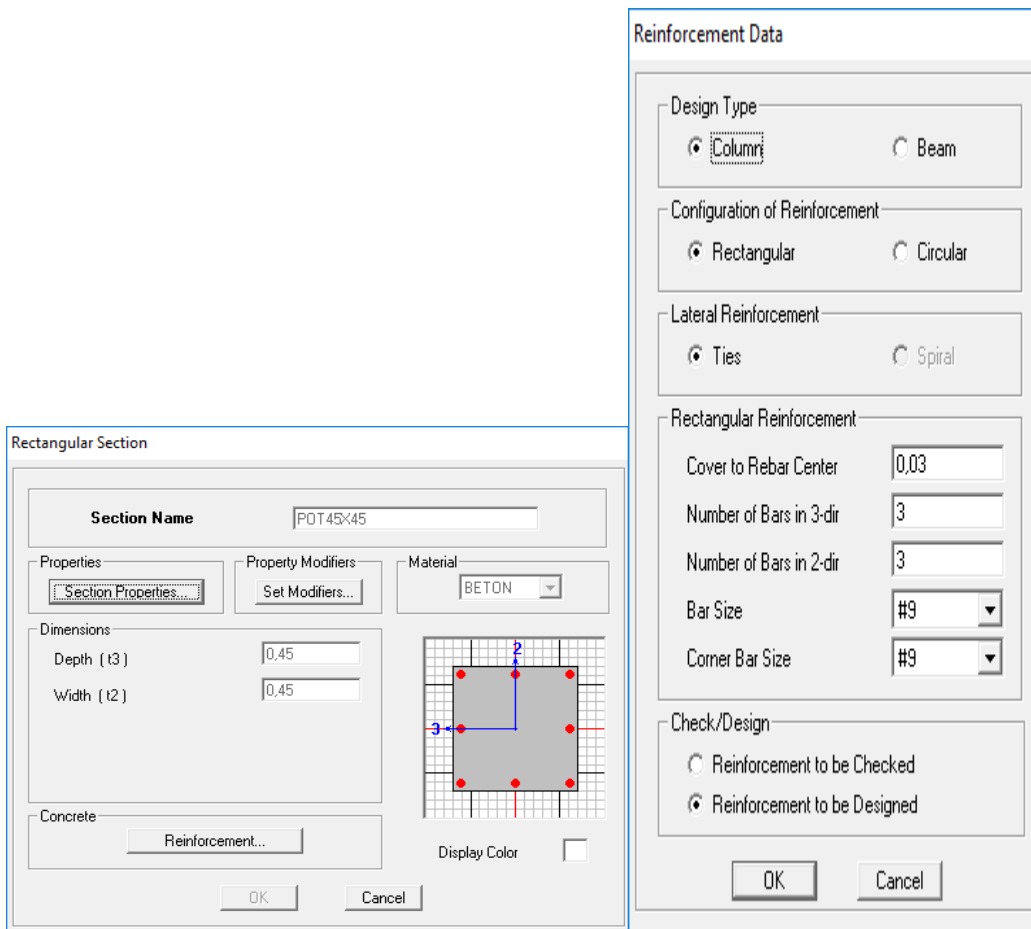


Dans la fenêtre qui s'affiche nous introduisons les dimensions de l'élément :

Puis sur : **Reinforcement =>column .**

On refait la même procédure pour les 3 types de poteaux qu'on a, à voir :

Pot 45X45 , pot 40X40 , pot 35X35



La procédure est la même pour les poutres, nous devons seulement modifier le paramètre **Columnnet** faire la sélection sur **Beem**.

Rectangular Section

Section Name: P.P30x40

Properties: Section Properties...

Property Modifiers: Set Modifiers...

Material: BETON

Dimensions:

- Depth (t3): 0.4
- Width (t2): 0.3

Concrete: Reinforcement...

Display Color:

OK Cancel

Reinforcement Data

Design Type:

- Column
- Beam

Concrete Cover to Rebar Center:

- Top: 0.025
- Bottom: 0.025

Reinforcement Overrides for Ductile Beams:

	Left	Right
Top	0.	0.
Bottom	0.	0.

OK Cancel

Après avoir fini la définition des éléments barres (poteaux, poutres), on passe aux éléments planchers, et voiles.

- **Voiles: Define => wall/slab/deck sections**  => Add new wall (Voile)

Wall/Slab Section

Section Name: VOILE

Material: BETON

Thickness

Membrane: 0,2

Bending: 0,2


Type

Shell Membrane Plate

Thick Plate

Load Distribution

Use Special One-Way Load Distribution

Set Modifiers... Display Color 

OK Cancel

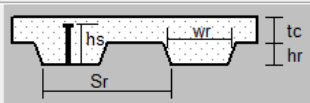
- **Planchers corps creux :**

Deck Section

Section Name: CC

Type

Filled Deck Unfilled Deck Solid Slab



Geometry

Slab Depth (tc): 0,04

Deck Depth (hr): 0,16

Rib Width (wr): 0,12

Rib Spacing (Sr): 0,16

Material

Slab Material: AUTRE

Deck Material:

Deck Shear Thick:

Composite Deck Studs


Diameter: 0,0191

Height (hs): 0,1524

Tensile Strength, Fu: 448159,26

Metal Deck Unit Weight

Unit Weight/Area: 0,1101

Set Modifiers... Display Color 

OK Cancel

Affectation des éléments défini au model :**Pour les poteaux :**

Une boîte de dialogue apparaît et on sélectionne dans Property of Object le type de poteaux à placer selon l'étage correspondant.

Properties of Object		Properties of Object	
Property	POT35X35	Property	POT40X40
Moment Releases	Continuous	Moment Releases	Continuous
Angle	0,	Angle	0,
Plan Offset X	0,	Plan Offset X	0,
Plan Offset Y	0	Plan Offset Y	0

Properties of Object	
Property	POT45X45
Moment Releases	Continuous
Angle	0,
Plan Offset X	0,
Plan Offset Y	0

On place les poteaux dans leur place conformément au plan d'architecte

Pour les poutres :

Une boîte de dialogue apparaît et on sélectionne dans **Property of Object** le type de la poutre à placer :

Properties of Object		Properties of Object	
Type of Line	Frame	Type of Line	Frame
Property	P.P30X40	Property	P.S30X35
Moment Releases	Continuous	Moment Releases	Continuous
Plan Offset Normal	0	Plan Offset Normal	0

Sélectionne les lignes porteuses de cet élément pour qu'il soit placé.

Pour les dalles :

Dans la boîte de dialogue qui apparaît on sélectionne dans Property : **DP15** et **CC**

Properties of Object		Properties of Object	
Property	DP15	Property	CC
Local Axis	0,	Local Axis	0,

Ensuite on se positionne sur le rectangle comportant la dalle pleine/ ou le corps creux et on clique avec le bouton gauche pour placer la dalle.

Pour les voiles :


Dans la boîte de dialogue qui apparaît-on sélectionne dans Property : **VOILE**

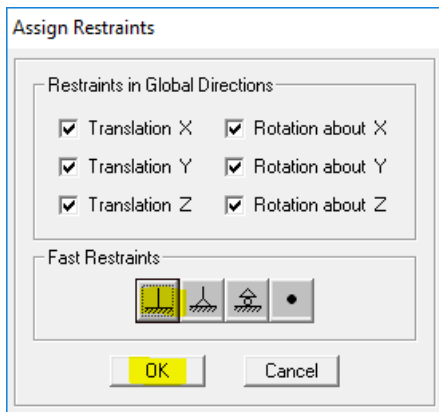
Properties of Object

Type of Area	Pier
Property	VOILE
Plan Offset Normal	0,
Auto Pier/Spandrel IDs?	No

On se positionne sur la travée ou le voile devra être placé et en clique avec le bouton gauche et le voile sera positionné.


Remarque :

On doit définir les appuis (encastrer les poteaux et les voiles à la base du bâtiment) pour ce faire, on se place à la base et on la sélectionne puis on clique sur l'icône  La fenêtre suivante s'affiche :



Définition des charges statiques (G, Q) :

La structure est soumise à des charges permanentes (G), et à des charges

d'exploitation (Q), pour les définir on clique sur : **Define** → **Static Load Cases** .

Charges permanentes : Load Name (Nom de la charge) : G

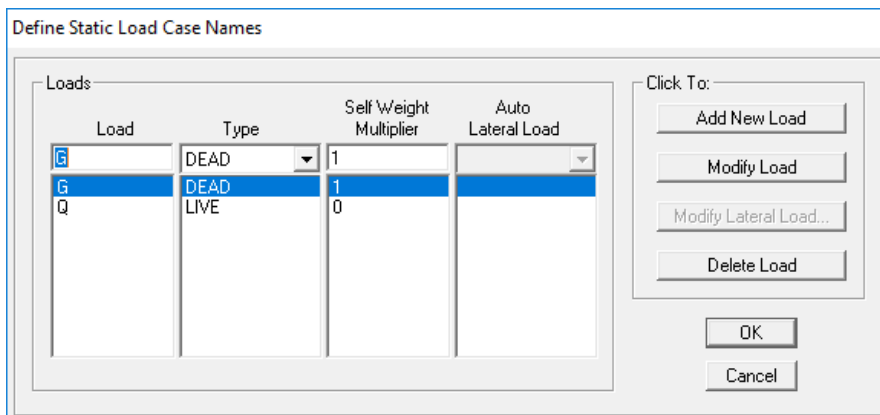
Type : DEAD (permanente)

Self weight multiplier (Coefficient interne poids propre) : 1

Surcharges d'exploitation : Load Name (Nom de la charge) : Q

Type : LIVE (exploitation).

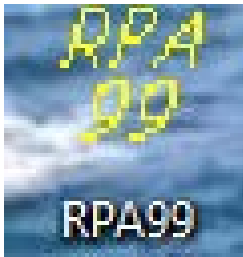
Self weight multiplier (Coefficient interne poids propre) : 0



Introduction du spectre de réponse (E) selon le RPA99 /version2003.

La création du spectre de réponse se fait avec l'utilisation du logiciel de calcul RPA99

On ouvre le logiciel en cliquant sur l'icône



Introduction du spectre de réponse (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 à sismicité moyenne, voir Annexe 1 du RPA 2003)

Groupe d'usage : 2 (bâtiments courants)

Coefficient de comportement : on a supposé un système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques

Site : S3 (relevé du rapport de sol)

Facteur de qualité (Q) : $Q=1+\sum p_{6i}$

→ $Q=1+(p_1+p_2+p_3+p_4+p_5+p_6)$

Critère q »	P_q	
	Observé	N/observé
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0,05
2. Redondance en plan	0	0,05
3. Régularité en plan	0	0,05
4. Régularité en élévation	0	0,05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0,05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0,10

-On ouvre le logiciel

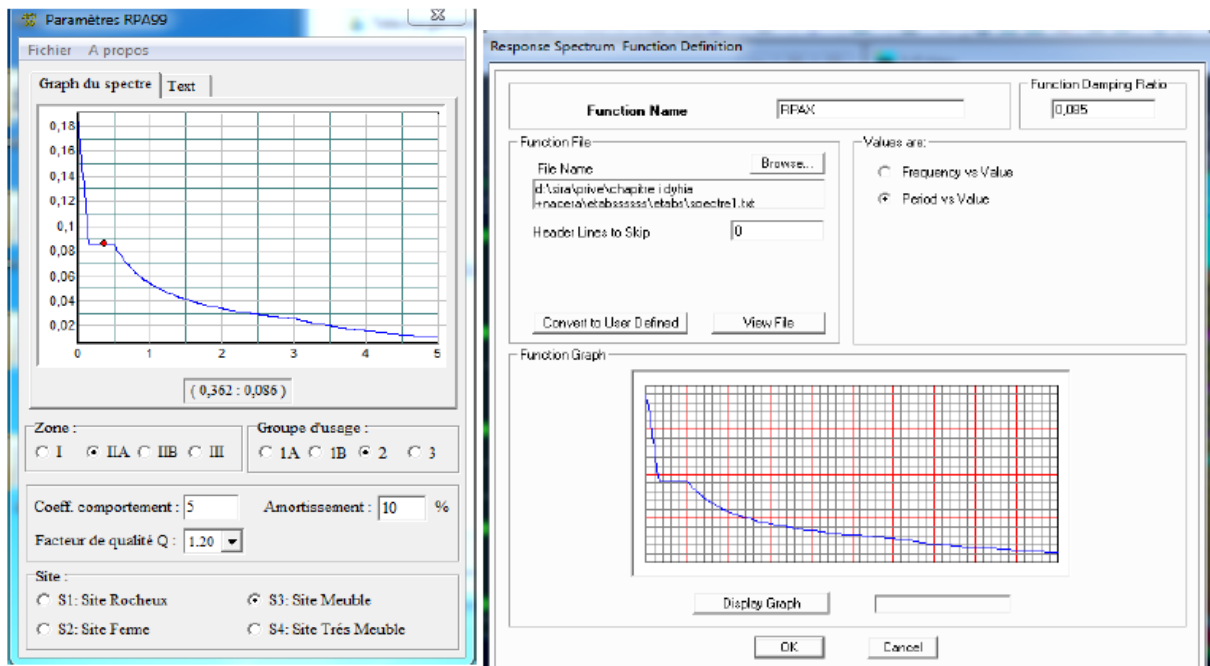
Après avoir introduit les données dans leurs cases respectives, on clique sur l'onglet enregistré.

Pour injecter le spectre dans le logiciel ETABS on clique sur :

Define Response =>Spectrum function =>Spectrum from file

Function Name (nom du spectre) : **RPA.**

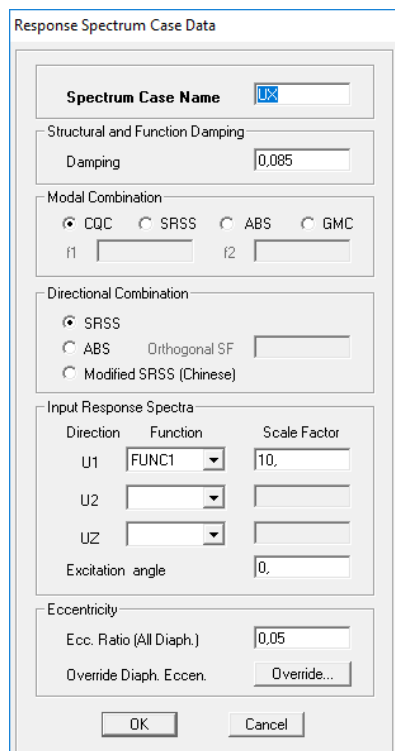
On clique sur **OK** pour valider



Définition de la charge sismique E :

Une fois que le spectre est défini et introduit, nous définissons la charge sismique E comme suit :

Define =>Response spectrum cases =>Add New Spectrum.



Chargement des éléments :

L'affectation des charges se fait par trois méthodes soit on charge les planchers ou bien les poutrelles ou bien les portiques (poutres et poteaux)

Tableau récapitulation des charges permanentes et d'exploitation (chapitre I)

Charger les planchers :


L'ETABS nous permet de spécifier les charges surfaciques sur les éléments bidimensionnels. Les charges sont uniformément réparties par m² selon les axes locaux ou globaux.

Dans notre cas, ces charges surfaciques sont introduites pour les planchers en corps creux

Charger les planchers et les poutres secondaires :

Pour affectation des charges :

On sélectionne les planchers définis en corps creux (**méthode de bardage**) on clique sur : **Assing**→**shell area load**→**uniform surface load**

Quand aux poutres secondaires on les sélectionne et on clique sur l'icône  ou bien **Aissing**→**Frame line /load** →**distribution** →**uniform load**

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.

Introduction des combinaisons d'actions :

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et déformations sont :

Combinaisons courantes :

ELU : $1.35G+1.5Q$

ELS : $G+Q$

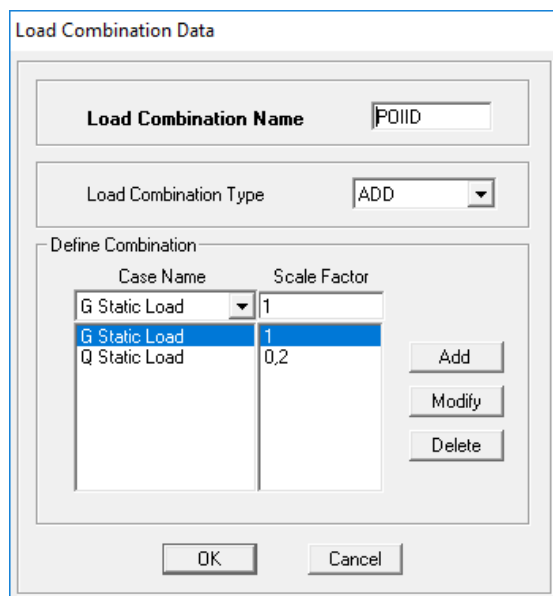
POID : $G+0,2Q$

Combinaisons accidentelles du RPA :

GQE: $G+Q+E$

08GE: $0.8G\pm E$

Define =>Combinations Add=>New Combo



Case Name	Scale Factor
G Static Load	1
G Static Load	1
Q Static Load	0,2

Définir la masse source :

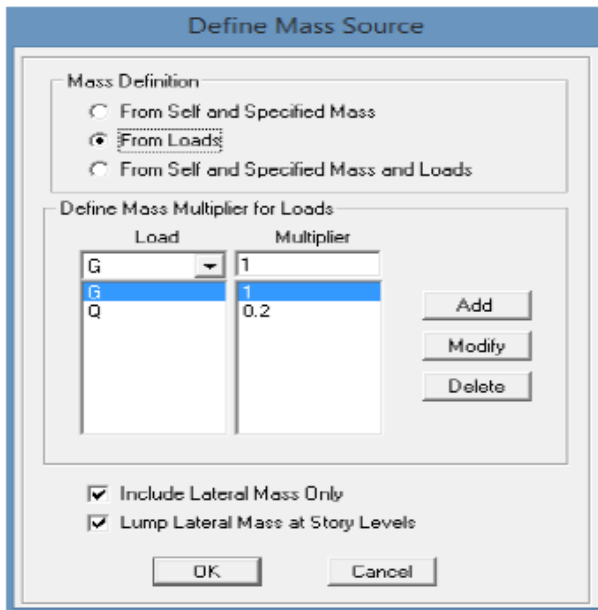
La masse source est la masse revenant à chaque plancher ; dont la valeur est égale à $W_{\text{plancher}} = G_{\text{plancher}} + \beta Q_{\text{plancher}}$

β : Coefficient de pondération, d'après le RPA $\rightarrow \beta=0.2$

L'instruction à suivre :




Define → **masse source** ou bien on clique sur cette icône

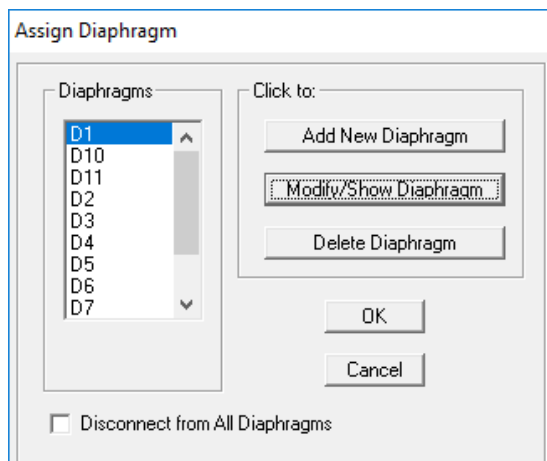
**Diaphragmes :**

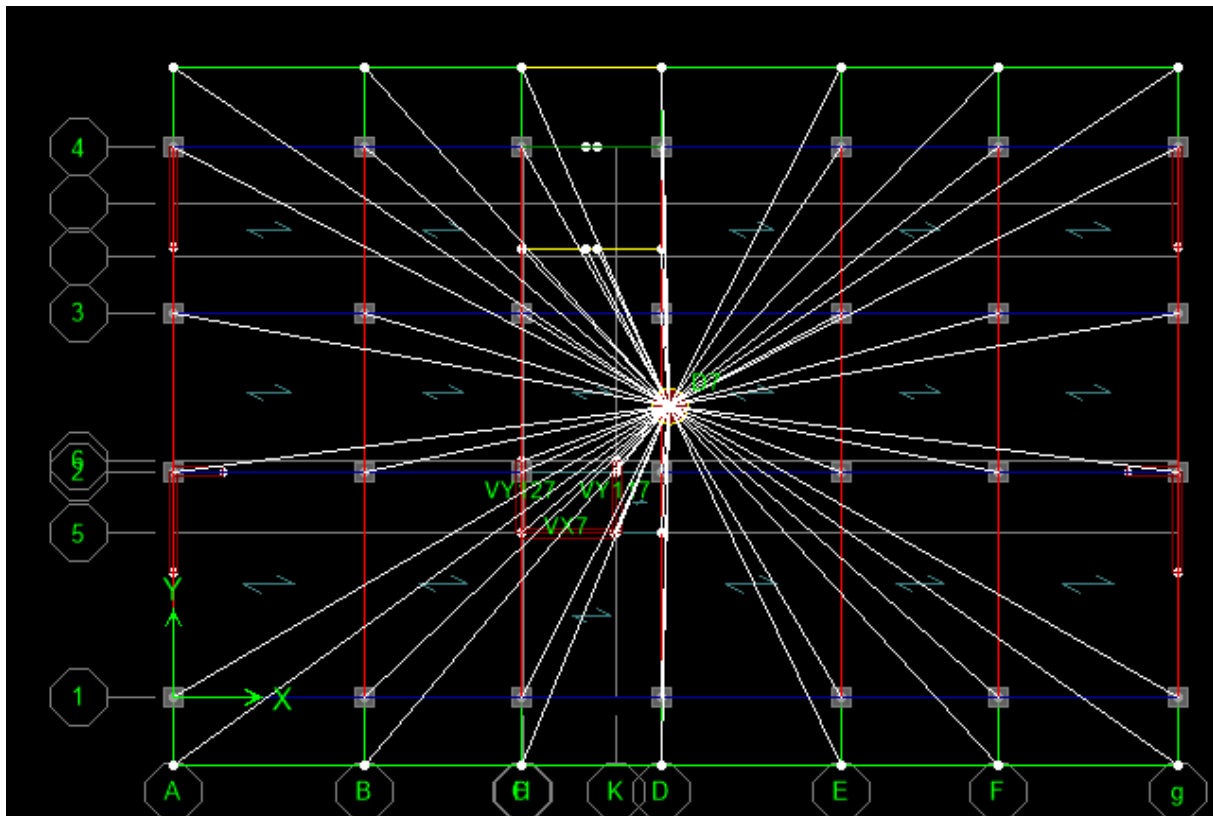
Les masses des planchers sont supposées concentrées en leurs centres de masse et qui sont désignés par la notation de « Nœuds Maitres ». Comme les planchers sont supposés infiniment rigides, on doit relier les nœuds du même plancher à leurs nœuds maitres de telle sorte qu'ils puissent former un diaphragme. Ceci a pour effet de réduire le nombre d'équations à résoudre par *ETABS*.

On sélectionne le premier étage puis on va dans :

Define → **Diaphragms** → **Add New Diaphragm** → **DA1** → **OK**.

Ou bien on clique directement sur l'icône  : **DA1 OK**





Nous procédons de la même manière pour les différents étages. Dans notre structure, nous avons dix planchers ce qui nous donne dix diaphragmes

Système de contreventement Art 3.4/ RPA 99 version 2003

❖ Justification du système de contreventement

Selon les définitions donnés par le RPA99/V2003 pour le choix de système de contreventement, choix du coefficient R on doit calculer le pourcentage des charges verticales et horizontales reprises par les portiques et les voiles.

➤ Sous les charges verticales :

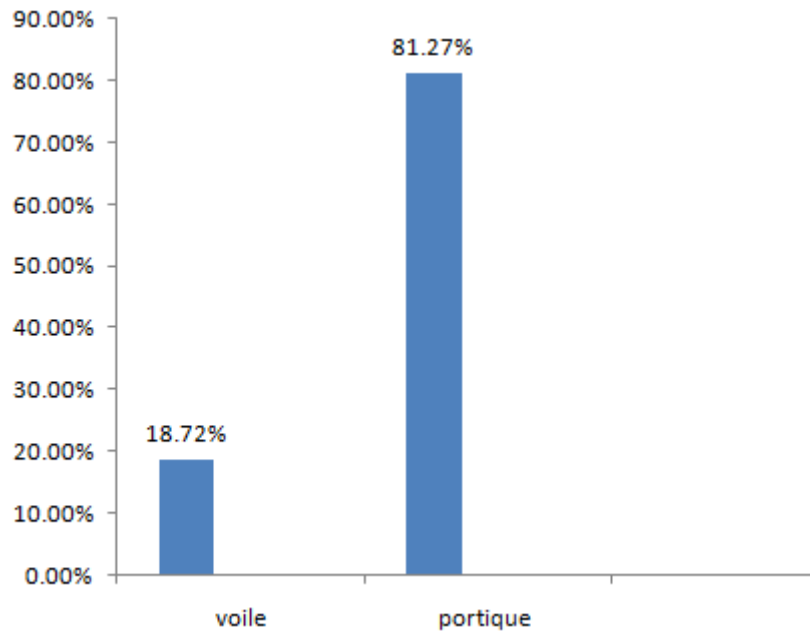
D'après les résultats d'ETABS :

$$\text{On a: } \begin{cases} W_t = \sum F_z = 21089.16[\text{KN}] \Rightarrow 100\% \\ W_{voile} = 3949.77[\text{KN}] \Rightarrow X\% \end{cases}$$

W_t : les charges total

W_{voile} : les charges supporté par les

$$\text{voiles. } \begin{cases} X\% = \frac{(3949.77 \times 100)}{21089.16} = 18.72\% \leq 20\% \\ \% \text{ des portiques} = 100\% - 18.72\% = 81.27\% \end{cases}$$



Pourcentage des charges verticales reprises par les voiles et les portiques

Sous les Charges horizontales

1. Sens Y—Y :

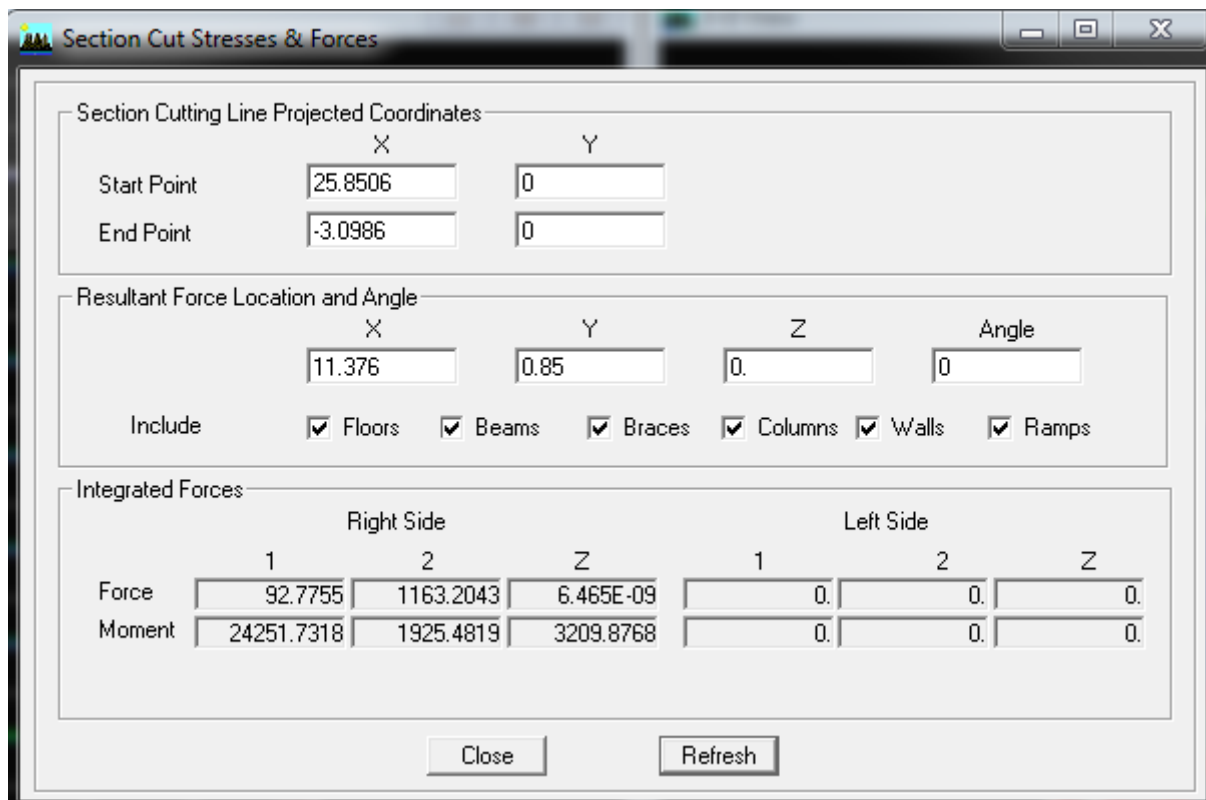


Figure VI-3 : L'effort de la charge E_y repris par les portiques et voiles.

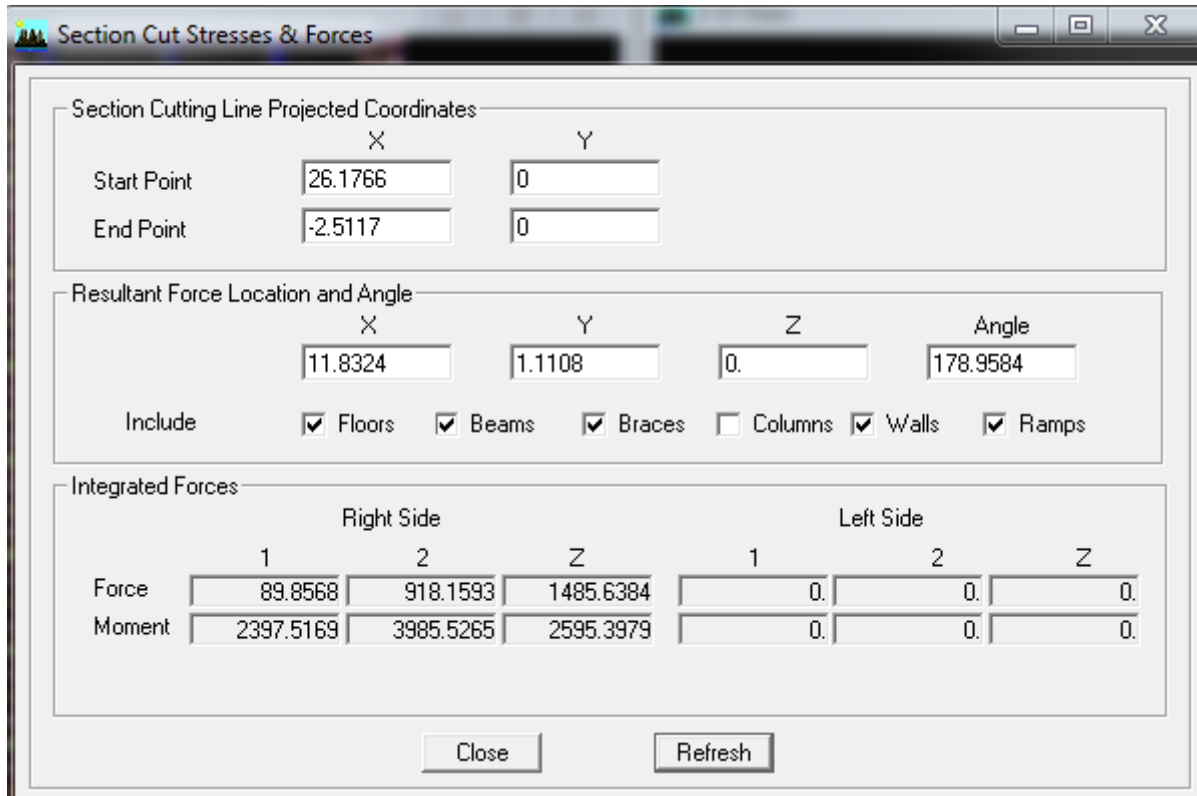


Figure VI-4 : L'effort de la charge E_y repris par les voiles.

	VY (KN)	V2 (KN)	V2/Vy
RDC	1163.20	919.38	79.03
01	1122.57	761.82	67.86
02	1007.27	549.02	54.50
03	961.23	593.07	62.01
04	918.17	546.05	59.47
05	798.10	435.05	54.61
06	609.41	366.58	60.15
07	530.5	203.13	38.29
08	175.5	85.5	48.72
09	8.13	3.934	48.38

$$\sum \frac{V2}{N} \times 100 = \frac{573.02}{10} = 57.3\%$$

VY : effort tranchant de l'étage

V2 : effort tranchant des voiles

N : nombre de niveaux

- ❖ Charge horizontal repris par les voiles dans le sens y-y : 57.3%
- ❖ Charge horizontal repris par les portiques dans le sens y-y : 42.87 %

2. Sens X—X :

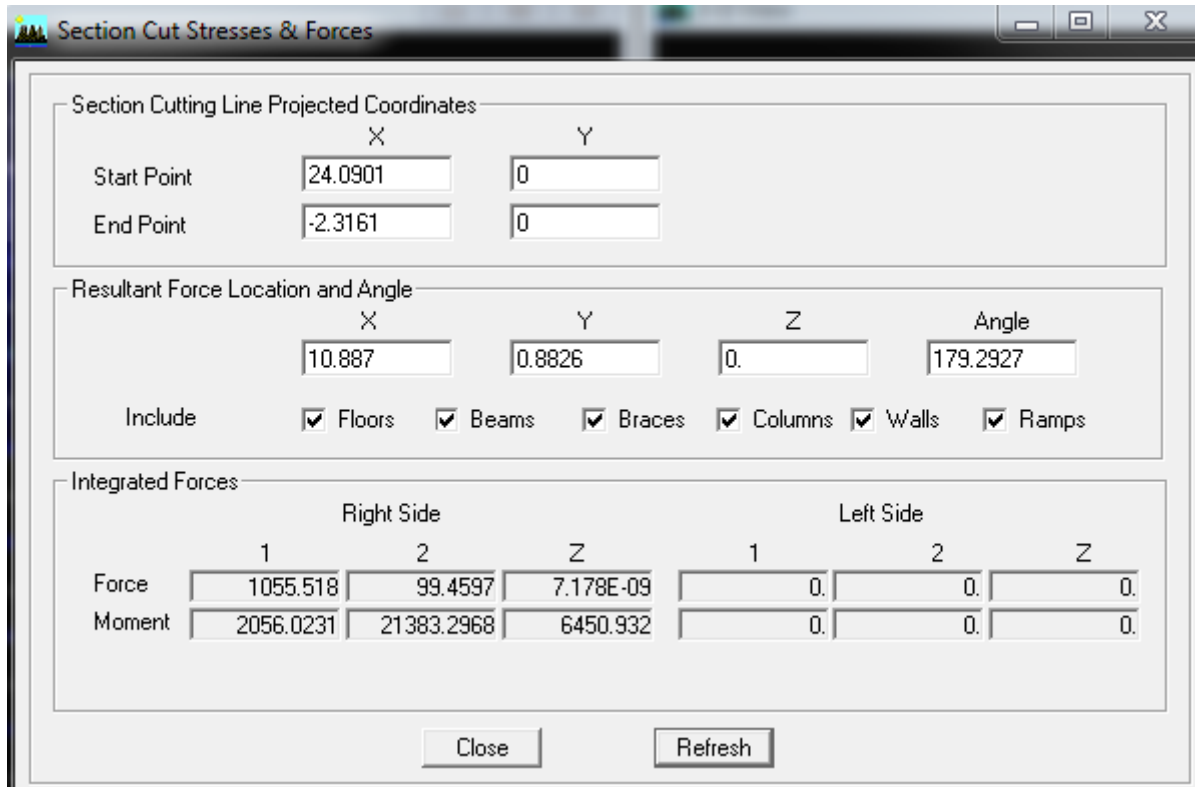


Figure VI-5 : L'effort de la charge Ex repris par portiques et voiles.

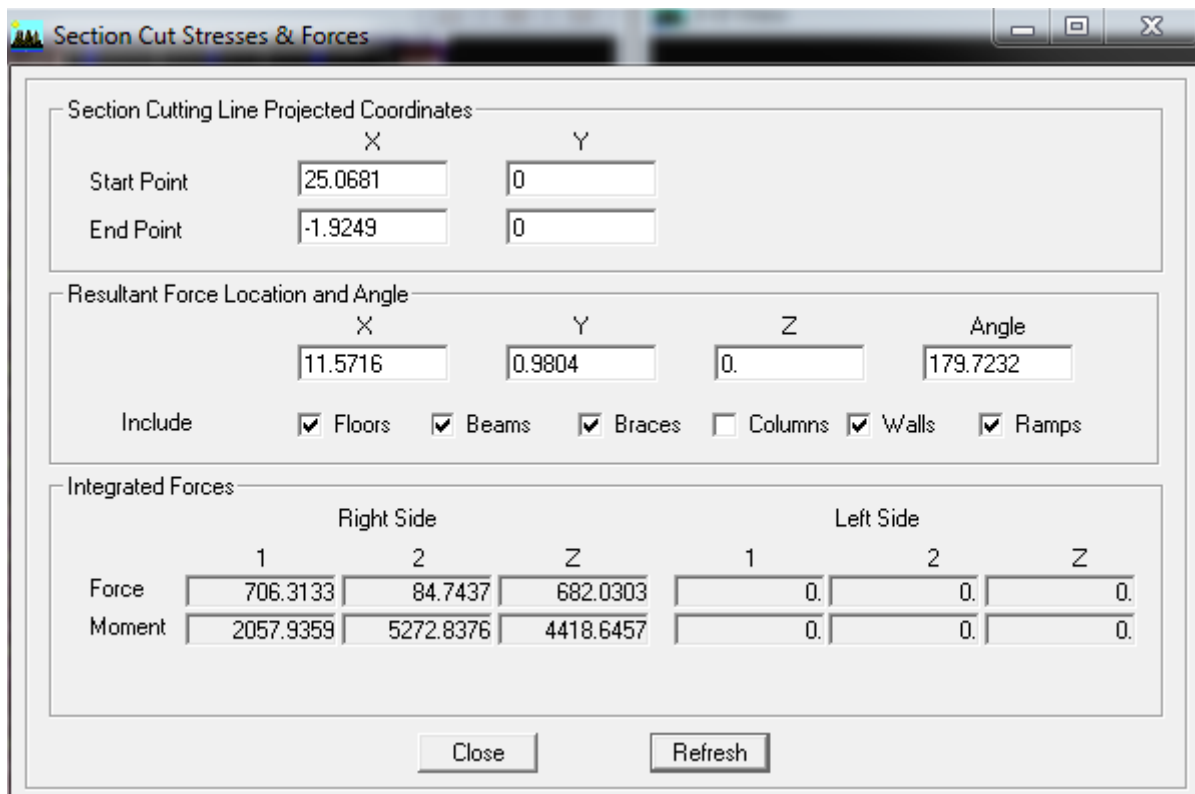
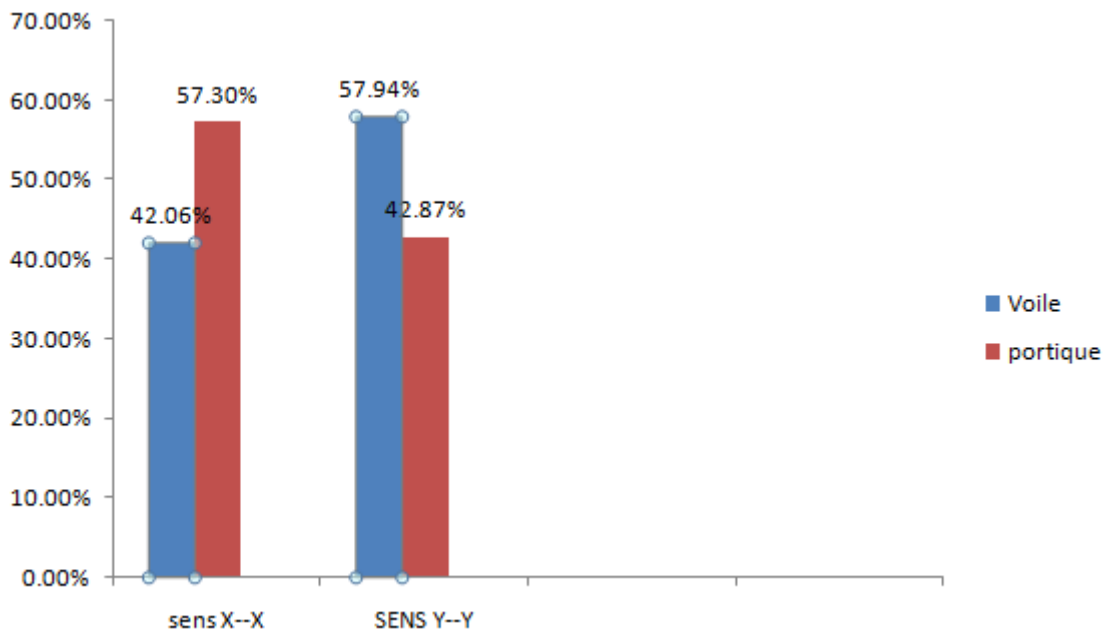


Figure VI-6 : L'effort de la charge Ex repris par les voiles.

	VX	V2	V2/VX
RDC	1055.518	706.75	66.9
01	1004.917	563.54	56.06
02	956.973	466.69	48.76
03	894.179	359.53	40.20
04	815.774	366.84	44.96
05	795.8427	343.65	43.18
06	501.402	196.22	39.13
07	453.257	174.12	38.41
08	202.799	128.6	63.43
09	6.824	1.348	19.64
$\sum \frac{V2}{Vx} \times 100 = \frac{420.67}{10} = 42.06\%$			

- ❖ Charge horizontal repris par les voiles dans le sens x-x : 42.06 %
- ❖ Charge horizontal repris par les portiques dans le sens x-x : 57.94 %

	voile%	Portique %
Sens X--X	42.06	57.3
Sens Y--Y	57.94	42.87



Pourcentage des charges horizontales reprises par les voiles et les portiques dans le sens X—X et Y--Y

Remarque

Pour concevoir une structure contreventée par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portique-voile, le **R.P.A 99/modifiée 2003** recommande ce qui suit :

Le RPA prescrit pour ce genre de système (mixte) les recommandations suivantes :

- Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20 % des sollicitations dues aux charges verticales.
- Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultantes de leurs interactions à tous les niveaux.
- Les portiques doivent reprendre outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant de l'étage.

- **Conclusion :**

Dans notre cas les portiques reprennent plus de 25% des sollicitations dues aux charges verticales donc La structure est mixte.

2) Vérification des résultats du logiciel selon le RPA (2003) :

Avant de passer au ferrailage de la structure, le RPA nous exige de vérifier certaines conditions.

- Vérification de l'effort normal réduit.
- Vérification de la participation de la masse modale
- Estimation de la période fondamentale.
- Vérification de l'excentricité.
- Vérification de l'effort tranchant à la base.
- Vérification des déplacements inter étages.
- Vérification des effets du second ordre (l'effet P-Δ).

a) Vérification de l'effort normal réduit : (RPA99/V2003.Art7.4.3.1)

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$\vartheta = \frac{N_d}{B_c f_{c28}} \leq 0,3$$

avec :

N_d : Effort normal dans les poteaux.

B_c : Section du poteau

f_{c28} : résistance caractéristique du béton.

story	section	Nd	f _{c28}	Nd/(B _c x f _{c28})	Observation
RDC/ET3	45x45	1528.21	2.5	0.30	≤ 0.3 CV
ET4/ET6	40x40	862.33	2.5	0.14	≤ 0.3 CV
ET7/TERRASSE	35x35	430.76	2.5	0.14	≤ 0.3 CV

Conclusion :

Toutes les conditions sont satisfaites, donc on garde les mêmes sections des poteaux.

b) POURCENTAGE DE LA PARTICIPATION DE LA MASSE MODALE :

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales ,le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure .(article 4.3.4 RPA99 version 2003).

Display → show table → modal information → building modal

Information table: modal Participation Mass Ratios et le tableau suivant s'affiche:

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ
1	0.875264	69.1325	0.3788	0.0000	69.1325	0.3788	0.0000	0.5299	98.3542	0.4407
2	0.697328	0.6400	60.8253	0.0000	69.7726	61.2041	0.0000	88.9392	0.8860	6.5156
3	0.652891	0.2616	6.6496	0.0000	70.0342	67.8538	0.0000	9.7209	0.2943	61.6978
4	0.265266	15.3470	0.0773	0.0000	85.3812	67.9311	0.0000	0.0008	0.1519	0.0347
5	0.200778	0.1013	14.4179	0.0000	85.4824	82.3490	0.0000	0.3726	0.0028	1.3989
6	0.184429	0.0000	1.4562	0.0000	85.4825	83.8051	0.0000	0.0449	0.0014	14.3856
7	0.135396	7.1180	0.0390	0.0000	92.6005	83.8442	0.0000	0.0014	0.2561	0.0025
8	0.096357	0.0612	6.5265	0.0000	92.6617	90.3706	0.0000	0.2685	0.0017	0.3302
9	0.090582	1.4082	0.0637	0.0000	94.0699	90.4343	0.0000	0.0020	0.0073	0.2297
10	0.087189	0.3889	0.0051	0.0000	94.4588	90.4394	0.0000	0.0001	0.0029	4.6306
11	0.084299	0.7783	0.7488	0.0000	95.2371	91.1882	0.0000	0.0229	0.0071	0.8817
12	0.083230	1.5704	0.3723	0.0000	96.8076	91.5605	0.0000	0.0103	0.0113	1.2153

La somme des masses modales dans le 8^{ème} mode dépasse 90% de la masse totale du bâtiment dans les deux directions, d'où la condition du RPA (article 4.3.4) est vérifiée.

C) Estimation de la période fondamentale. [Art4. 2. 4] du RPA99 mod 2003 :

La valeur de la période empirique peut être calculée comme suit :

$$T = CT \cdot (hN)^{3/4} \dots \dots \dots \text{ [Formule 4.6 du RPA 99 / version 2003].}$$

Avec :

hN: Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

CT : Coefficient en fonction du système de contreventement et du type de remplissage.

[Tableau 4.6 du RPA 99 / version 2003].


Cas N°	Système de contreventement	CT
1	Portiques auto stables en béton armé sans remplissage en maçonneries	0,075
2	Portiques auto stables en acier sans remplissage en maçonnerie	0,085
3	Portiques auto stables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonneries	0,05
4	Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en B.A	0,05

$$\text{Temp} = 0.05 \times (34.17)^{3/4} = \mathbf{0.70S.}$$

Autrement dit : $<T_{RPA}$

- Après majoration de la période empirique de 30 % on aura :

$T_{RPA} = 0.70 \times 1.3 = 0.91 \text{ s}$

Du logiciel ETABS on tire $T_{LOG} : T_{LOG} \mathbf{0.86}$ 

- Comparaison des résultats :

$T_{RPA} = 0,91\text{s} > T_{LOG} = 0,87\text{s} \dots\dots\dots \mathbf{\text{Condition vérifiée.}}$

d) VERIFICATION DE L'EXCENTRICITE :

D'après le RPA 99 /version 2003 (article 4.3), dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle égale à $\pm 0,05L$. (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

$e_x = |X_{CM} - X_{CR}| \leq 5\%L_x$

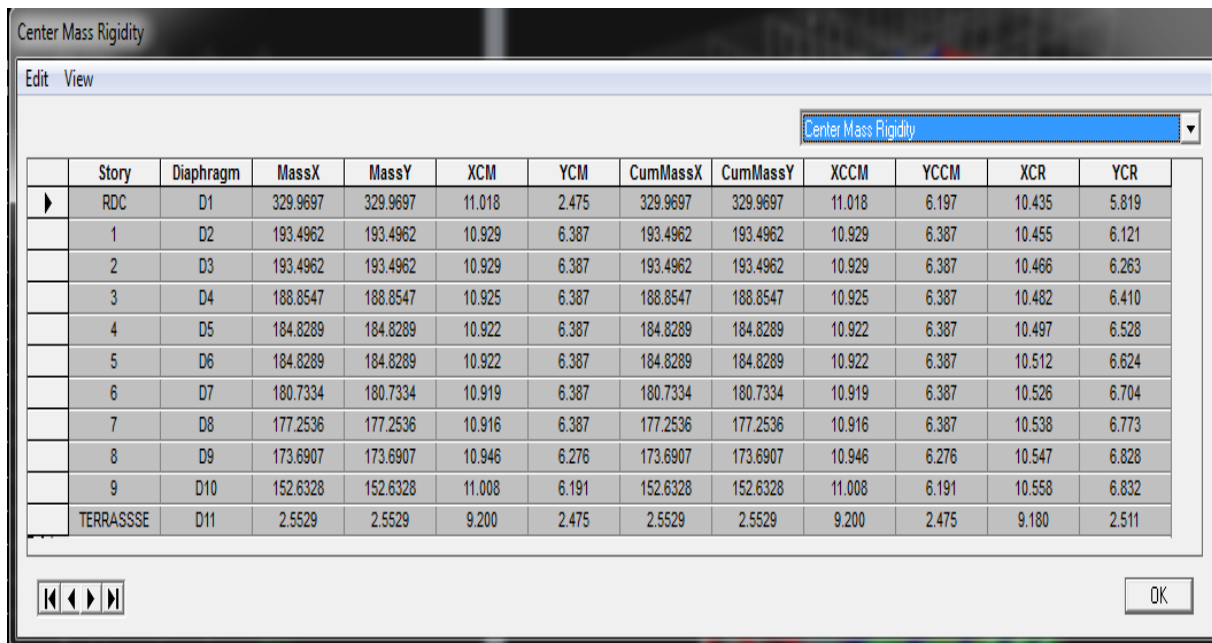
$e_y = |Y_{CM} - Y_{CR}| \leq 5\%L_y$

Avec :

X_{CM} : le centre de masse.

X_{CR} : le centre de torsion.

Display  **show tables**  **building output**  **tab:centre masse rigidity**



	Story	Diaphragm	MassX	MassY	XCM	YCM	CumMassX	CumMassY	XCCM	YCCM	XCR	YCR
	RDC	D1	329.9697	329.9697	11.018	2.475	329.9697	329.9697	11.018	6.197	10.435	5.819
	1	D2	193.4962	193.4962	10.929	6.387	193.4962	193.4962	10.929	6.387	10.455	6.121
	2	D3	193.4962	193.4962	10.929	6.387	193.4962	193.4962	10.929	6.387	10.466	6.263
	3	D4	188.8547	188.8547	10.925	6.387	188.8547	188.8547	10.925	6.387	10.482	6.410
	4	D5	184.8289	184.8289	10.922	6.387	184.8289	184.8289	10.922	6.387	10.497	6.528
	5	D6	184.8289	184.8289	10.922	6.387	184.8289	184.8289	10.922	6.387	10.512	6.624
	6	D7	180.7334	180.7334	10.919	6.387	180.7334	180.7334	10.919	6.387	10.526	6.704
	7	D8	177.2536	177.2536	10.916	6.387	177.2536	177.2536	10.916	6.387	10.538	6.773
	8	D9	173.6907	173.6907	10.946	6.276	173.6907	173.6907	10.946	6.276	10.547	6.828
	9	D10	152.6328	152.6328	11.008	6.191	152.6328	152.6328	11.008	6.191	10.558	6.832
	TERRASSE	D11	2.5529	2.5529	9.200	2.475	2.5529	2.5529	9.200	2.475	9.180	2.511

$L_y = 15.35 \longrightarrow 5\%L_x = 0.767$

$L_x = 22.35 \longrightarrow 5\%L_x = 1.117$

Suivant le sens x-x : On doit vérifier que : $|XCM - XCR| \leq 5\%Lx$

Story	Diaphragm	XCM	XCR	ex	5%LX	obs
RDC	D1	11.074	10.388	0.686	1.117	cv
1	D2	11.012	10.408	0.604	1.117	cv
2	D3	11.012	10.433	0.579	1.117	cv
3	D4	11.01	10.458	0.552	1.117	cv
4	D5	11.009	10.481	0.528	1.117	cv
5	D6	11.009	10.502	0.507	1.117	cv
6	D7	11.007	10.522	0.485	1.117	cv
7	D8	11.006	10.538	0.468	1.117	cv
8	D9	11.038	10.552	0.486	1.117	cv
9	D10	11.066	10.567	0.499	1.117	cv
TERRASSE	D11	9.2	9.204	0.004	1.117	cv

Suivant le sens y-y : On doit vérifier que : $|YCM - YCR| \leq 5\%Ly$

Story	Diaphragm	YCM	YCR	ey	5%Ly	obs
RDC	D1	6.198	6.294	0.096	0.767	cv
1	D2	6.408	6.38	0.028	0.767	cv
2	D3	6.408	6.462	0.054	0.767	cv
3	D4	6.409	6.559	0.15	0.767	cv
4	D5	6.41	6.644	0.234	0.767	cv
5	D6	6.41	6.716	0.306	0.767	cv
6	D7	6.411	6.779	0.368	0.767	cv
7	D8	6.412	6.836	0.424	0.767	cv
8	D9	6.298	6.88	0.552	0.767	cv
9	D10	6.204	6.871	0.667	0.767	cv
TERRASSE	D11	2.475	2.531	0.056	0.767	cv

e) **Vérification de l'effort tranchant à la base (résultante des forces sismiques de calcul) :**
[Art4. 3. 6duRPA99mod2003] :

La résultante des forces sismiques à la base obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente, autrement dit :

$$V_{\text{dyn}} \geq 0,8 \times V_{\text{stat}}$$

Avec :

$$V = \frac{A \times D \times Q \times W_T}{R} \dots \dots \dots \text{[Art4. 2. 3RPA99mod2003]}$$

R

A : coefficient d'accélération de zone.

D : facteur d'amplification dynamique.

R : coefficient de comportement global de la structure.

Q : facteur de qualité

WT : poids total de la structure.

➤ **Déduction des coefficients A, R, Q et D :**

A : dépend de deux paramètres :

{ Groupe d'usage : 2 \longrightarrow **A=0,15 (TAB 4.1 RPA)**
 Zone sismique IIa

R : coefficient de comportement global de la structure fonction de système de contreventement **R = 5** (système mixte) (**Tab 4.3 RPA**)

Q :facteur de qualité $Q = Q_x = Q_y = 1 + \sum P_q$

Critère q	Pénalité p_q
Condition minimale des files porteuses	0.00
Redondance en plan	0.00
Régularité en plan	0.00
Régularité en élévation	0.00
Contrôle de la qualité des matériaux	0.00
Contrôle de la qualité de l'exécution	0.00

D'où $Q = Q_x = Q_y = 1 + \sum P_q = 1.00$

D : Calcul du facteur d'amplification dynamique: [**Art4. 2. 3RPA99mod2003, formule2. 3**]

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & T \geq 3,0s \end{cases}$$

$$\begin{cases} Temp = 0.70 \\ T = \times Temp = 0.91 \quad \text{Donc } T=0.70 \\ T_{LOG} = 0.86 \end{cases}$$

Avec **T2** et **T1** : périodes caractéristique associée à la catégorie du site et donnée par le tableau 4.7 du RPA99/version 2003.

$$T_1=0.15 \text{ s} ; T_2= 0,50s$$

η : facteur de correction d' amortissement, donné par la relation suivante :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+10}} = 0.82 \geq 0.7 ;$$

ζ : Pourcentage d' amortissement critique donnée par le tableau 4.2 (RPA99/version2003)

Dans notre cas $\zeta = 10\%$.

$$\text{Nous avons : } T_2 \leq T = 0.70 \leq 3s \text{ donc } 2.5\eta \left(\frac{0.50}{0.91}\right)^{2/3} = 2.5 \times 0.82 \left(\frac{0.50}{0.91}\right)^{2/3} = 1.38$$

Calcul du poids total de la structure :

$$W = \sum W_i \quad \text{avec } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

W_{Gi} : poids dû aux charges permanentes.

W_{Qi} : la charge d' exploitation

β : coefficient de pondération donné par le tableau 4.1 → Pour un bâtiment d' habitation $\beta = 0.20$

Le poids total de la structure est tiré du logiciel:

$$W_t = 21089.16 \text{ KN.}$$

	A	D	R	Q	W_t
Valeurs	0.15	1.5	5	1	21089.16

On aura donc :

$$V_{stat} = \frac{0.15 \times 1.5 \times 1.00}{5} 21089.16 = 949.012 \text{ KN}$$

➤ **Les résultats des efforts tranchant à la base sont donnés par ETABS comme suit :**

Effort tranchant donné par la Méthode Modale Spectrale

Display → Show tables → building Output → Story Shears →

Select Cases/combo Ex et Ey

	V dynamique (KN)	Vstatique(KN)	0.8Vstat	V dyn >0.8 V stat
Sens X-X	949.012	1055.47	844.376	C.V
Sens y-y	949.012	1176.62	941.296	C.V

f) Vérification du déplacement inter-étages (justification vis-à-vis des déformations) [Art5. 10 du RPA 99 mod 2003] :

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage. Le déplacement relatif au niveau "K" par rapport au niveau "K-1" est égal à :

$$\Delta K = \delta_K - \delta_{K-1} \quad [\text{Art 4. 4. 3}] \text{ du RPA 99 mod 2003}$$

Avec : $\delta_K = R \times \delta_{ek}$

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques.

R : Coefficient de comportement (R=5). Les valeurs de δ_{ek} seront tiré du logiciel ETABS :

Story	Diaphragm m	$\delta kX(m)$	$\delta kY(m)$	$\Delta \delta kX$	$\Delta \delta kY$	$1\%h_k$	Observation
TERRASSE-1	DA11	0.0205	0,0012	0,002	0,0001	0.0306	C.V
TERRASSE	DA10	0.0185	0,0013	0,0016	0,0002	0.0306	C.V
ET8	DA9	0.0169	0,0011	0,0017	0,0011	0.0306	C.V
ET7	DA8	0.0152	0,001	0.002	0,0002	0.0306	C.V
ET6	DA7	0.0132	0,0009	0.002	0,0012	0.0306	C.V
ET5	DA6	0.0112	0,0008	0.0022	0,0002	0.0306	C.V
ET4	DA5	0.0067	0,0006	0.0023	0,0001	0.0306	C.V
ET3	DA4	0.009	0,0005	0.0021	0,0002	0.0306	C.V
ET2	DA3	0.0046	0,0003	0.002	0,0001	0.0306	C.V
ET1	DA2	0.0023	0,0001	0.0016	0,0001	0.0306	C.V
RDC	DA1	0.001	0,0001	0,001	0,0001	0.0357	C.V

Remarque : On n'a pas introduit la valeur du coefficient de comportement R lors de calcul des déplacements, car elle est déjà introduite dans le logiciel lors de la modélisation (on a spécifié le type de contreventement).

G) Vérification de l'effet P - Δ : [Art5. 9 RPA 90 mod 2003]

L'effet P-Delta ou effet de 2ème ordre peut être négligé dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux : $\theta = P_k \frac{\Delta k}{V_k \times h_k} \leq 0.1$

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau «k »

$$P_k = W_{Gi} + 0.2W_{Qi}$$

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 »

		Sens x-x (sous Ex)				Sens y-y (sous Ey)			
Niv	P _k	Δ _k	V _k	V _k x h _k	θ	Δ _k	V _k	V _k xh _k	θ
Ter-1	43.78	0,002	6.57	20.1042	0.0043	0,0001	8.47	25.9182	0.00016
9	1863.58	0,0016	207.08	633.6648	0.0047	0,0002	227.01	694.6506	0.00053
8	3740	0,0017	374.81	1146.9186	0.0055	0,0011	422.68	1293.4008	0.0031
7	5616.43	0.002	510.84	1563.1704	0.0071	0,0002	580.15	1775.259	0,0055
6	7573.18	0.002	630.68	1929.8808	0.0078	0,0012	719.02	2200.2012	0.0041
5	9529.93	0.0022	733.06	2243.1636	0.0084	0,0002	843.05	2579.733	0.00073
4	11486.67	0.0023	821.24	2512.9944	0.01	0,0001	943.71	2887.7526	0.00039
3	13534.46	0.0021	898.03	2747.9718	0.01	0,0002	1024.31	3134.3886	0.00086
2	15582.24	0.002	959.37	2935.6722	0.01	0,0001	1091.06	3338.6436	0.00046
1	17630.03	0.0016	1006.67	3080.4102	0.0091	0,0001	1139.43	3486.6558	0.0005
RDC	21089.16	0,0001	1055.47	3768.9918	0.0005	0,0001	1176.61	4200.4977	0.0005

On constate que θ_{KX} et θ_{KY} sont inférieurs à **0,1**.

Donc : l'effet P-Delta peut être négligé pour le cas de notre structure.

Conclusion :

Toutes les conditions imposées par le règlement parasismique algérien sont vérifiées donc nous pouvons dire que la variante que nous avons fixé, après un calcul adéquat des éléments porteurs, est satisfaisante pour résister à l'action sismique, et nous allons passer au ferrailage de la Structure.

V.1 Introduction :

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts des poutres vers les fondations, sont soumis à un effort normal « N » et à un moment de flexion « M » dans les deux sens longitudinal et transversal. Donc ils sont calculés en flexion composée.

Les armatures seront calculées à l'état limité ultime « ELU » sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et dans les situations suivantes :

Situation	γ_b	F_{c28}	F_{bu}	γ_s	$F_e(\text{MPa})$	$\sigma_s(\text{MPa})$
Durable	1.5	25	14,2	1,15	400	348
accidentelle	1.15	25	21,73	1	400	400

Tableau V.1 : Caractéristiques mécaniques des matériaux

V.2 Combinaisons des charges :

En fonction du type de sollicitation, on distingue les différentes combinaisons suivantes :

ELU : $1,35 G + 1,5 Q$

ELS : $G + Q$

Selon RPA 99 révisé en 2003 (situation accidentelle)

$G + Q \pm E$: RPA 2003

$0,8G \pm E$: RPA 2003

La section d'acier sera calculée pour différentes combinaisons d'efforts internes :

Effort normal maximal et le moment correspondant. (N max : M correspondant)

Effort normal minimal et le moment correspondant. (N min : M correspondant)

Moment fléchissant maximal et l'effort correspondant. (M max : N correspondant)

V.3 Recommandations du RPA99 révisé en 2003 pour la zone IIa:**➤ Armature longitudinales :**

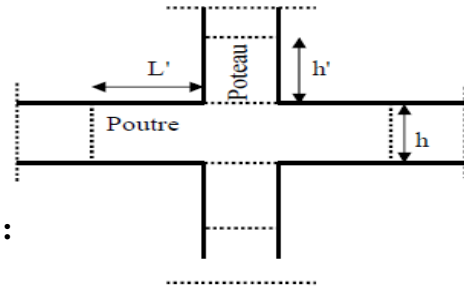
- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochets.
- Leur pourcentage minimal sera de 0,8% (zone IIa).
- Leur pourcentage maximal sera de 4% en zone courante et de 6% en zone de recouvrement.
- Le diamètre minimum est de 12 mm.
- La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ .
- La distance entre les barres verticales dans une surface du poteau ne doit pas dépasser 25 cm.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).
- La zone nodale est définie par L' et h' .

$$L' = 2h$$

$$h' = \max \left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60\text{cm} \right)$$

$(h_1; b_1)$: section du poteau

h_e : hauteur d'étage



• **Ferraillage minimal d'après RPA99 (7.4.2.1) :**

Le pourcentage minimal de l'acier sera de 0.8% :

$$\text{Poteau } (45 \times 45) \rightarrow 0.008 \times 45 \times 45 = 16.2 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau } (40 \times 40) \rightarrow 0.008 \times 40 \times 40 = 12.8 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau } (35 \times 35) \rightarrow 0.008 \times 35 \times 35 = 9.8 \text{ cm}^2$$

• **Ferraillage maximum :**

Le pourcentage maximal de l'acier sera de :

4% en zone courante :

$$\text{Poteau } (45 \times 45) \rightarrow 0.04 \times 45 \times 45 = 81 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau } (40 \times 40) \rightarrow 0.04 \times 40 \times 40 = 64 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau } (35 \times 35) \rightarrow 0.04 \times 35 \times 35 = 49 \text{ cm}^2$$

6% en zone de recouvrement.

$$\text{Poteau } (45 \times 45) \rightarrow 0.06 \times 45 \times 45 = 121.5 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau } (40 \times 40) \rightarrow 0.06 \times 40 \times 40 = 96 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau } (35 \times 35) \rightarrow 0.06 \times 35 \times 35 = 73.5 \text{ cm}^2$$

V.4 Calcul des armatures longitudinales :

➤ **Etape de calcul en flexion composée:**

N : effort de traction

$$\text{Si } e = \frac{M_u}{N_u} > \frac{h}{2} - c \longrightarrow \text{Alors la section est partiellement tendue (S.P.T).}$$

$$\text{Si } e = \frac{M_u}{N_u} < \frac{h}{2} - c \longrightarrow \text{Alors la section est entièrement tendue (S.E.T).}$$

N : effort de compression

$$\text{Si } e = \frac{M_u}{N_u} > \frac{h}{2} - c \longrightarrow \text{Alors la section est partiellement comprimée (S.P.C).}$$

$$\text{Si } e = \frac{M_u}{N_u} < \frac{h}{2} - c \longrightarrow \text{Il faut vérifier la condition supplémentaire suivante :}$$

$$(d - c')N_u - M_f \leq \left(0.337 - 0.81 \frac{c}{h} \right) bh^2 f_{bc} \quad \dots\dots(A)$$

M_f : moment par rapport au centre de gravité des armatures inférieures.

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c \right) \longrightarrow \text{Moment fictif}$$

Si l'égalité est vérifiée, alors la section est partiellement comprimée, et le calcul se fait comme suit :

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2f_{bc}}$$

Si : $\mu \leq \mu_l = 0.392$ —→ la section est simplement armée

Si : $\mu \geq \mu_l = 0.392$ —→ la section est doublement armée, donc il faut calculer A_1 et A_1'

$$A_1 = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s}$$

La section réelle est donnée par :

$$A'_s = A' \quad \text{et} \quad A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s}$$

Si l'inégalité (A) n'est pas vérifiée, donc la section est entièrement comprimée ; il faut donc vérifier l'inégalité suivante:

$$N_u(d - c') - M_f < (0,5 - cb)h \cdot f_{bc} \dots \dots (B)$$

Si l'inégalité (B) est vérifiée ; donc la section a besoin d'armatures inférieures comprimées.

$$A' = \frac{M_f - (d - 0.5h)bf_{bc}}{(d - c')\sigma_s} \quad ; \quad A_s = \frac{N_u - bhf_{bc}}{\sigma_s} - A_s'$$

Si l'inégalité (B) n'est pas vérifiée, la section n'a pas besoin d'armatures inférieures.

$$A_1 = \frac{N - \Psi bhf_{bc}}{\sigma_s} \quad ; \quad A_2 = 0$$

$$\text{Avec : } \Psi = \frac{0.3571 + \frac{N(d - c') - M_f}{bh^2f_{bc}}}{0.8571 - \frac{c'}{h}}$$

Remarque nous allons ferrailer par zone car on peut adopté le même ferrailage pour un certain nombre de niveaux

Zone I : RDC ,1^{er} ;2^{eme} et 3^{eme}

Zone II : 4^{eme} ,5^{eme} et 6^{eme}

Zone III :7^{eme} 8^{eme} et 9^{eme}

➤ **Le calcul de ferrailage est résumé dans le tableau suivant :**

Le ferrailage des poteaux est fait par un calcul **automatique à l'aide du logiciel SOCOTEC.**

zone	Section	Sollicitation	N [KN]	M [KN.m]	nature	A_{inf} [cm ²]	A_{sup} [cm ²]	A_{min} [cm ²]	ferraillage	$A_{adopté}$ [cm ²]
I	45 × 45	$N^{max} - M^{corres}$	-1688.15	-8.058	SEC	0	0	16.2	4HA20+4HA16	20.61
		$N^{min} - M^{corres}$	-117.81	0.395	SEC	0	0			
		$N^{corres} - M^{max}$	-1124.45	-48.15	SEC	0	0			
II	40 × 40	$N^{max} - M^{corres}$	-958.06	40.126	SEC	0	0	12.8	4HA16+4HA14	14.20
		$N^{min} - M^{corres}$	-50.86	0.164	SEC	0	0			
		$N^{corres} - M^{max}$	-638.72	-50.479	SEC	0	0			
III	35 × 35	$N^{max} - M^{corres}$	-479.97	-39.104	SEC	0	0	9.8	4HA14+4HA12	10.67
		$N^{min} - M^{corres}$	-0.17	-2.016	SEC	0.2	0			
		$N^{corres} - M^{max}$	-169.38	-54.381	SEC	2.9	0			

Tableau V.2: Ferraillage des poteaux.

V.5.verification a l'ELU :**➤ Les armatures transversales:**

Les armatures transversales sont disposées de manière à empêcher tout mouvement des aciers longitudinaux vers les parois du poteau, leurs buts consiste essentiellement à :

- Reprendre les efforts tranchants sollicitant les poteaux aux cisaillements
- Empêcher le déplacement transversal du béton

- **L'espacement des armatures transversales**

- **En zone nodale :**

$$S_t \leq \text{Min} (10\phi_1^{\text{min}}, 15 \text{ cm}) = \text{Min} (10 \times 1,2 ; 15 \text{ cm}) = 12 \text{ cm}$$

Nous adoptons : $S_t = 10 \text{ cm}$

- **En zone courante :**

$$S_t \leq 15 \phi_1^{\text{min}} = 18 \text{ cm}$$

Nous adoptons : $S_t = 15 \text{ cm}$

Avec : ϕ_1^{min} : Diamètre minimal des armatures longitudinales.

➤ Diamètre des armatures : (Art A.8.1,3/BAEL91 modifiées 99) :

Le diamètre des armatures transversales est au moins égal à la valeur normalisée la plus proche du tiers du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent.

$$\phi_t \geq \frac{\phi_1^{\text{max}}}{3} \rightarrow \phi_t \geq \frac{20}{3} = 6.67 \text{ mm} \quad \text{Soit } \phi_t = 10 \text{ mm}$$

ϕ_1^{max} : Diamètre max des armatures longitudinales. (Art 7.5.2.2 RPA99 version 2003).

$$\text{Soit : } A_{ad} = 3,14 \text{ cm}^2 = 4\text{HA}10 \text{ (ZONE I)}$$

$$A_{ad} = 2.01 = 4\text{HA}8 \text{ (ZONE II,III)}$$

➤ Quantité d'armatures transversales minimales du RPA :

Pour $\lambda_g \geq 5$, la quantité d'armatures transversales est donnée comme suit :

$$A_t^{\text{min}} = 0,3 \% \cdot S_t \cdot b$$

$$A_{t \text{ min}} = 0,3\% b s_t = 0,003 \times 45 \times 10 = 1.35 \text{ cm}^2 < A_{ad} = 3,14 \text{ cm}^2$$

$$A_{t \text{ min}} = 0,3\% b s_t = 0,003 \times 45 \times 15 = 2.025 \text{ cm}^2 < A_{ad} = 3,14 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Poteaux	A ^{min}		A _{adoptée} Cm ²	Observations	
	Zone courante	Zone nodale		Zone courante	Zone nodale
	St=15cm	St=10cm			
45X45	2.025	1.35	3.14	cv	cv
40X40	1.8	2.01	2.01	cv	cv
35X35	1.575	1.05	2.01	cv	cv

Tableau V.3 quantité minimale d'armatures transversales

➤ **.Vérification des contraintes tangentielles (art7.4.3.2 RPA2003)**

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton τ_{bu} sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\tau_b = \frac{V_u}{bd} \leq \tau_{bu} = \rho f_c 28$$

$$\rho = 0.075 \quad \text{si } \lambda \geq 5$$

$$\rho = 0.4 \quad \text{si } \lambda < 5$$

Selon BEAL :

$$\tau_{bu} = \left[\frac{0.2 f_c 28}{\gamma_b}, 5 \text{Mpa} \right] \text{ art 5.1 ; 211/Beal91}$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

SECTION	V (KN)	τ_{bu}	ρ	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPa) BEAL	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPa) RPA	Observation
45X45	61.43	0.032	0.075	3.33	1.875	CV
40X40	34.96	0.023	0.075	3.33	1.875	CV
35X35	40.64	0.036	0.075	3.33	1.875	CV

Tableau V.4.vérification de la contrainte tangentielle

➤ **.Longueur d’ancrage (BAEL .91 Art.6.1.221)**

➤ Pour les HA12 :

$$L = 40 \times \emptyset = 40 \times 1,2 = 48\text{cm}$$

➤ Pour les HA14 :

$$L = 40 \times \emptyset = 40 \times 1,4 = 56\text{cm}$$

➤ Pour les HA16 :

$$L = 40 \times \emptyset = 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm.}$$

➤ Pour les HA20 :

$$L = 40 \times \emptyset = 40 \times 2 = 80 \text{ cm.}$$

➤ **.Condition de non fragilité .:** $A_{adoptée} > A_{min} = \frac{0.23ft_{28}}{f_e} XbXd$ avec $f_{t28}=2.1\text{MPa}$

Les vérifications seront résumées dans le tableau suivant :

Zone	Section	Sollicitations	Ns KN	Ms KN.m	Amin Cm ²	Aadoptée Cm ²	Observation
I	45X45	N ^{max} _	-334.6	-28.293	2.84	16.2	CV
		M ^{corres}					
		N ^{min} _	-1.43	-4.506			
II	40X40	M ^{corres}			1.79	12.8	CV
		N ^{corres} _	-121.4	-39.27			
		M ^{max}					
III	35X35	N ^{max} _	-	-5.738	1.35	10.67	CV
		M ^{corres}	1214.94				
		N ^{min} _	-186.17	0.995			
		M ^{corres}					
		N ^{corres} _	-458.76	-36.526			
		M ^{max}					
		N ^{max} _	-	-5.738	1.35	10.67	CV
		M ^{corres}	1214.94				
		N ^{min} _	-186.17	0.995			
		M ^{corres}					
		N ^{corres} _	-808.16	-34.828			
		M ^{max}					

Tableau V.5 vérification de la condition de non fragilité

V.6.Vérification à L'ELS:**b. État limite d'ouvertures des fissures:**

Aucune vérification n'est nécessaire car la fissuration est peu nuisible.

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

Les sections adoptées seront vérifiées à l'ELS ; pour cela on détermine les contraintes max du béton afin de les comparer aux contraintes admissibles.

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa pour l'acier}$$

Remarque :

Aucune vérification n'est nécessaire pour l'acier (fissuration peu nuisible).

Tableau récapitulatif des vérifications de contraintes calculées en utilisant le logiciel [SOCOTEC]

Zone	Section	Solicitation	Ns (KN)	Ms (KN.m)	σ_{bsup}	σ_{binf}	$\bar{\sigma}_b$
I	45×45	N ^{max} – M ^{corres}	-1214.94	-5.738	5.05	5.64	15
		N ^{min} – M ^{corres}	-186.17	0.995	0.87	0,77	
		N ^{corres} – M ^{max}	-808.16	-37.828	1,76	5.35	
II	40×40	N ^{max} – M ^{corres}	-688.4	-29.034	1.67	6.16	15
		N ^{min} – M ^{corres}	-82.64	0.591	0.52	0,42	
		N ^{corres} – M ^{max}	-458.76	-36.526	0	5.44	
III	35×35	N ^{max} – M ^{corres}	-334.6	-28.293	0	5.84	15
		N ^{min} – M ^{corres}	-1.43	-4.506	0	0,83	
		N ^{corres} – M ^{max}	-121.4	-39.27	0	6.05	

Tableau V.6 vérification de l'état de compression du béton et dans l'acier

Conclusion

Après tout calculs faits et vérifications faites le ferrailage adopté pour les poteaux est comme suit :

Zone	Section (cm ²)	A _{adoptée}
I	45X45	4HA20+4HA16=20.6cm ²
II	40X40	4HA16+4HA14=14.20cm ²
III	35X35	4HA14+4HA12=10.67cm ²

Tableau V.7.: ferrailage des poteaux

Introduction :

Les poutres sont des éléments structuraux qui ont pour rôle la transmission des efforts des planchers vers les poteaux. Chaque poutre est soumise à un effort tranchant **T** et à un moment fléchissant **M**, qui sont extraits à partir de logiciel *ETABS* ils sont donc calculés en flexion simple.

VI-Recommandations du RPA :

- **Armatures longitudinales: (R.P.A Art.7.5.2.1).**
 - Le diamètre minimal est de **12mm**.
 - La longueur minimale de recouvrement est de 40ϕ en zone Π_a .
 - L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90° .

On doit avoir un espacement maximum de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœud.

Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de

$A_{\max} = 4\% b h$ en zone courante.

$A_{\max} = 6\% b h$ en zone de recouvrement

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

$A_{\min} = 0,5\% b h$

Section	0,5% b h (cm ²)	4% b h (cm ²)	6% b h (cm ²)
Poutre principale 30*40	6	48	72
Poutre secondaire 30*35	5,25	35	52,5

Tableau V-1 : Les recommandations du RPA.

VI-2-Hypothèse de calcul :

Le ferrailage des poutres se fait en flexion simple (un effort tranchant et le moment de flexion).

Les combinaisons considérées pour les calculs sont :

$$\left\{ \begin{array}{l} 1.35G+1.5Q \rightarrow \text{à l'ELU} \\ G+Q \rightarrow \text{à l'ELS} \\ G+Q\pm E \rightarrow \text{RPA99 révisée 2003.} \\ 0.8G\pm E \rightarrow \text{RPA99 révisée 2003} \end{array} \right.$$

VI-3-Calcul de ferrailage :

✓ **Calcul des armatures longitudinales (Flexion simple):**

Les résultats de ferrailage à ELU se résument dans le tableau suivant

a) Poutres principales : (30*40)**➤ En travée :**

Niveau	comb	M_u (KN.m)	μ	OBS	B	A_s (cm ²)	Amin	Ferraillage	A adopter (cm ²)
RDC au 3 ^{eme} étage	ELU	41.15	0.067	SSA	0.96 65	3.21	6	3HA14+3HA12	8.01
4 5 6	ELU	24.27	0.039	SSA	0.98 0	1.87		3HA14+3HA12	8.01
7 8 9	ELU	28.11	0.046	SSA	0.97 6	2.17		3HA14+3HA12	8.01

Tableau VI-2 : Ferraillage des poutres principales en travée.**➤ aux appuis :**

Niveau	Comb	M_u (KN.m)	μ	OBS	B	A_s (cm ²)	Amin	Ferraillage	A adopter (cm ²)
RDC au 3 ^{eme} étage	GQE	61.301	0.1	SSA	0.974	4.75	6	3HA14+3HA12	8.01
4 5 6	GQE	60.025	0.09 7	SSA	0.948	4.78		3HA14+3HA12	8.01
7 8 9	GQE	67.03	0.10 8	SSA	0.943	5.37		3HA14+3HA12	8.01

Tableau VI-3 : Ferraillage des poutres principales aux appuis .

B) poutres secondaires (30X35) :➤ **En travée :**

Niveau	Comb	M_u (KN.m)	μ	OB S	β	A_s (cm ²)	Ami n	Ferraillage	A adopte r (cm ²)
RDC au 3 ^{eme} étage	ELU	12.30	0.026	SSA	0.98 7	1.17	5.25	3HA14+3HA12	8.01
4 5 6	ELU	19.08	0.041	SSA	0.98 4	1.85		3HA14+3HA12	8.01
7 8 9	ELU	22.97	0.049	SSA	0.97 5	2.25		3HA14+3HA12	8.01

Tableau VI-4: Ferraillage des poutres secondaires en travée.➤ **Aux appuis :**

Niveau	Comb	M_u (KN.m)	μ	OB S	B	A_s (cm ²)	Ami	Ferraillage	A adopte r (cm ²)
RDC 1 2 3	GQE	18.45	0. 04	SSA	0.980	1.8	5.25	3HA14+3HA12	8.01
4 5 6	GQE	25.93	0. 05 6	SSA	0.71	2.55		3HA14+3HA12	8.01
7 8 9	GQE	30.34	0. 06 6	SSA	0.966	3.05		3HA14+3HA12	8.01

Tableau VI-5 : Ferraillage des poutres secondaires aux appuis

Exemple de calcul: Poutre principale (30x40) travée pour LE RDC au 3^{ème} étage

$$M_{ELU} = 61.301 \text{ kN.m}$$

- **Calcul du moment réduit :**

$$\mu = \frac{Mu}{b \times d \times f_{bc}}$$

$$\mu = \frac{61.301 \cdot 10^6}{300 \cdot 380 \cdot 14.2} = 0.1 \leq \mu_1 = 0.392 \text{ (SSA)}$$

$$f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = \frac{0.85 \cdot 25}{1 \cdot 1.5} = 14.2 \text{ MPa} \quad \text{et} \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s} = \frac{61.301 \cdot 10^5}{0.974 \cdot 38 \cdot 348} = 4.75 \text{ cm}^2$$

VI-4-Vérification a l'ELU :

Les vérifications à effectuées sont les suivantes ;

- a) **Condition de non fragilité : (BEAL 91 ; Art 4.2.1)**

$$A_{\text{adopté}} \geq A_{\text{min}} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e}$$

- **Poutre principale :(30X40)**

$$A_{\text{min}} = \frac{0,23 \times 30 \times 38 \times 2,1}{400} = 1.37 \text{ cm}^2$$

$A_{\text{adoptée}} \geq A_{\text{min}}$ Condition vérifiée.

- **Poutre secondaire :(30X35)**

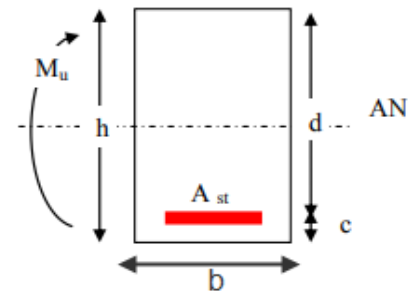
$$A_{\text{min}} = \frac{0,23 \times 30 \times 33 \times 2,1}{400} = 1.19 \text{ cm}^2$$

$A_{\text{adoptée}} \geq A_{\text{min}}$ Condition vérifiée.

- b) **Vérification de la contrainte tangentielle du béton (Art A.5.1.211/BAEL 99) :**

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

$$\tau_u = \frac{T_u^{\text{max}}}{b \times d} \quad ; \quad T_u^{\text{max}} : \text{Effort tranchant max à L'ELU.}$$



$\tau_u = \frac{T_{\max}}{bd} < \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{MPa} \right\}$			
fissurations peu nuisibles.	$\bar{\tau}_u = \min \{3,33 \text{MPa} ; 5 \text{MPa}\}$		=3,33MPa
/	T_{\max} (KN)	τ_u	Observation
Poutre principales	90.43	0.8MPa	Condition vérifiée
Poutre secondaire	20.69	0.20 MPa	Condition vérifiée

Influence de l'effort tranchant sur béton au niveau des appuis :• **Influence sur le béton :**

$T_{\max} \leq 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} a \cdot b$ avec : $a=0,9*d$			
	T_{\max} (KN)	$0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} a \cdot b$	observation
Poutre principales	90.43	760KN	Condition vérifiée.
Poutre secondaire	20.69	594KN	Condition vérifiée.

• **Influence sur les armatures :**

Lorsqu'au droit d'un appui : on doit prolonger au-delà de l'appareil de l'appui, une section d'armatures pour équilibrer un moment égale à $T_u - \frac{M_u}{0.9d}$

$$D'où : A_s = \frac{1.15}{f_e} \left(V_u - \frac{M_u}{0.9d} \right)$$

$$A_s \geq \frac{1.15}{f_e} \left[T_u + \frac{M_u}{0.9 \times d} \right] \text{ Avec : } M_u \text{ en valeur algébrique.}$$

Si: $\left[T_u + \frac{M_u}{0.9 \times d} \right] < 0 \Rightarrow$ la vérification n'est pas nécessaire.

- Pour les poutres principales: $T_u - \frac{M_u}{0.9 \times d} = 90.43 - \frac{67.03}{0.9 \times 0.38} = -105.56 < 0$

- Pour les poutres secondaires : $T_u - \frac{M_u}{0.9 \times d} = 20.69 - \frac{30.34}{0.9 \times 0.33} = -81,46 < 0$

C) Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres BAEL [Art A.6.1.3] :

L'adhérence des barres doit vérifier la relation : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$

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

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9 \times d \times \sum U_i}$$

$\psi_s = 1,5$: Coefficient de scellement **HA**

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

• **Poutres principales :**

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = (3 \times 1,4 + 3 \times 1,2) \times 3,14 = 24,492 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{90,43 \times 10^3}{0,9 \times 380 \times 244,92} = 1,07 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_{se} = 1,07 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{C. V.}$$

• **Poutres Secondaires :**

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = (3 \times 1,2 + 3 \times 1,4) \times 3,14 = 24,492 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{20,69 \times 10^3}{0,9 \times 330 \times 244,92} = 0,28 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_{se} = 0,28 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{C. V.}$$

c) **Longueur de scellement droit des barres (ART A.6.1.23/BAEL91 modifiées99) :**

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4 \bar{\tau}_s} \text{ Avec } : \bar{\tau}_s = 0,6 \Psi^2 \cdot f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,84 \text{ MPa}$$

- Pour $\phi 14$: $L_s = 49,42 \text{ cm}$ soit : $L_s = 50 \text{ cm}$.

- Pour $\phi 12$: $L_s = 42,36 \text{ cm}$ soit : $L_s = 45 \text{ cm}$.

Le règlement **BAEL99** admet que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurer hors crochet " L_c " est au moins égale à $0,4L_s$ Pour $\phi 14$: $L_c = 20 \text{ cm}$.

Pour $\phi 12$: $L_c = 18 \text{ cm}$.

e) **Calcul des armatures transversales :**

1) **Diamètre des armatures transversales :(Art A.8.1,3/BAEL91 modifiées 99) :**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_1\right) \quad \phi_t \leq \min\left(\frac{40}{35}; \frac{30}{10}; 1,4\right) = (1,14; 3; 1,4) = 1,14 \text{ cm}.$$

Soit : $\phi_t = 8 \text{ mm}$.

2) **La section d'armature transversale :**

$$A_t = \frac{4\pi\phi_t^2}{4} = \frac{4 \times 3,14 \times 0,8^2}{4} = 2,01 \text{ cm}^2$$

On choisira un cadre et un étrier : $A_t = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$.

f) **Espacement des armatures transversales :BAEL/Art.A.8.2 ;42**

1) **Zone nodale**

$$S_t \leq \min\left(\frac{ht}{4}; 12\phi_t 30 \text{ cm}\right)$$

- ✓ Poutre principale (30X40) : $s_t=10\text{cm}$ soit $s_t=8\text{cm}$
- ✓ Poutre secondaire (30X35) : $s_t=8.75\text{cm}$ soit $s_t=7\text{cm}$

2) Zone courante :

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

- ✓ Poutre principale (30X40) : $s_t=20\text{cm}$ soit $s_t=15\text{cm}$
- ✓ Poutre secondaire (30X35) : $s_t=17.75\text{cm}$ soit $s_t=15\text{cm}$

❖ Selon RPA 99 : la section d'armatures transversale doit vérifié :

- Poutre principale (30X40)

$$A_t \geq A_{t=0.003}^{\min} \times S_b \times b = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{cm}^2$$

$$A_t = 2.1 \text{cm}^2 > 1.35 \text{cm}^2$$

- Poutre secondaire (30X35)

$$A_t \geq A_{t=0.003}^{\min} \times S_b \times b = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{cm}^2$$

$$A_t = 2.1 \text{cm}^2 > 1.35 \text{cm}^2$$

VI-5-Vérifications à L'ELS :

- d) Etat limite d'ouverture des fissurations (Art. B.6.3 /BAEL 99) :

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

- Etat limite de compression du béton : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\sigma_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{MPa}$$

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

$$\text{Avec : } \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} \text{ et } \rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d}$$

a) Poutres principales : (30*40)

Poutre		M_{smax}	A adopté	ρ_1	β_1	$k_{,1}$	σ_s [Mpa]	σ_{bc}	σ_{bc}^{bar}	obs
RDC 1 2 3	appuis	44.43	8.01	0.702	0.83168	24.039	175.51	7.30	15	vérifiée
	travée	29.79	8.01	0.702	0.83168	24.039	117.67	4.89	15	
4 5 6	appuis	42.8	8.01	0.702	0.83168	24.039	169.01	7.03	15	vérifiée
	travée	17.6	8.01	0.702	0.83168	24.039	69.52	2.89	15	
7 8 9	appuis	47.79	8.01	0.702	0.83168	24.039	188.78	7.85	15	vérifiée
	Travée	20.28	8.01	0.702	0.83168	24.039	80.11	3.33	15	

Poutre secondaire: (30*35)

Poutre		M _{smax}	A adopté	ρ ₁	β ₁	k ₁	σ _s [Mpa]	σ _{bc}	σ _{bc} ^{bar}	obs
RDC 1 2 3	Appuis	13.29	8.01	0.809	0.83168	24.039	60.45	2.51	15	vérifiée
	Travée	8.72	8.01	0.809	0.83168	24.039	39.66	1.4	15	
4 5 6	Appuis	18.64	8.01	0.809	0.83168	24.039	84.78	3.52	15	vérifiée vérifiée
	Travée	13.55	8.01	0.809	0.83168	24.039	61.63	2.56	15	
7 8 9	Appuis	21.8	8.01	0.809	0.83168	24.039	99.16	4.12	15	vérifiée vérifiée
	Travée	16.34	8.01	0.809	0.83168	24.039	74.32	3.09	15	

➤ **Etat limite de déformation :**

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

$$f < \bar{f} = \frac{L}{500}$$

f: La valeur de la flèche trouvée par ETABS

- Poutre principale :

$$f < \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{495}{500} = 0.99\text{cm}$$

-

$$f = 0.186\text{cm} < \bar{f} = 0.84\text{cm} \text{ Condition vérifiée.}$$

- Poutre secondaire

$$f = 0.320\text{cm} = < \bar{f} = 0.320\text{cm} \text{ Condition vérifiée.}$$

✓ **Disposition des armatures :**

Lors de la détermination de la longueur des chapeaux, il y'a lieu d'observer les Recommandations qui stipulent que la longueur des chapeaux à partir des nus d'appuis doit être 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.
- $\frac{1}{4}$ 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 prolongée 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 porté.

	Armatures longitudinale		Armature transversale	
	Travée	Appuis	Zone courante	Zone nodale
Poutres principales	3HA14+3chap HA12	Sup =3HA14+3chap HA12	Cad+etrT8	Cad+etrT8
		Inf=3HA14+3chap HA12	Cad+etrT8	Cad+etrT8
Poutres secondaires	3HA14+3chap HA12	Sup=3HA14+3chap HA12	Cad+etrT8	Cad+etrT8
		Inf=3HA14+3chap HA12	Cad+etrT8	Cad+etrT8

Introduction :

Le ferrailage d'un voile consiste à déterminer ses armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales (G et Q) et horizontales dues au séisme.

Pour faire face à ces sollicitations, on doit prévoir trois types d'armatures : Armatures verticales, Armatures horizontales et les Armatures transversales.

Selon le BAEL 99

$1.35G+1.5Q$

$G+Q$

Selon le RPA version 2003 :

$G+Q+E$

$0.8G+E$

Dans le but de faciliter la réalisation et alléger les calculs, on décompose le bâtiment en trois zones :

- ✓ **Zone I** :RDC. 1^{ER}, 2^{eme} et 3^{em}
- ✓ **Zone II** :du 4^{eme} au 6^{eme} étage.
- ✓ **Zone III** :du 7^{eme} au 9^{eme} étage.

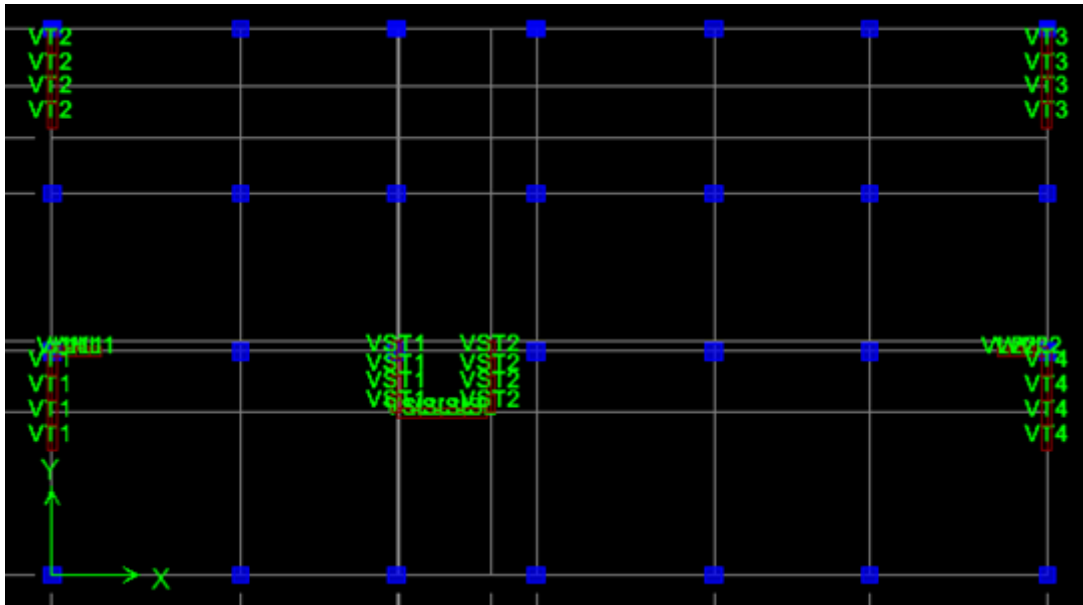
On classe nos voiles par groupes en fonction de leurs caractéristiques géométriques, et on adoptera le ferrailage du voile le plus défavorable pour chaque groupe.

Groupe I : VL1 ; VL2

Groupe II : VSL1 ; VSL2

Groupe III : VST1

Groupe IV : VT1 ; VT2 ; VT3 ; VT4



FigureVII.1 : Disposition des voiles dans la structure

➤ **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 :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M.V'}{I}$$

B : La section horizontale du voile ($B = e.L$).

I : Moment d'inertie du voile.

V, V' : Bras de levier (la distance entre l'axe neutre et la fibre la plus tendue ou la plus comprimée) $\left(V = V' = \frac{L}{2} \right)$.

L : La longueur du voile.

Le découpage de diagramme des contraintes en bandes de largeur (d) donnée par :

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}, \frac{2.L_C}{3}\right)$$

Avec : h_e : hauteur entre nus du plancher du voile considéré

L_c : la longueur de la zone comprimée $L_C = \frac{\sigma_{\max}}{(\sigma_{\max} + \sigma_{\min})} . L$

L_T : Longueur de la zone tendue $L_T = (L - L_C)$

Remarque :

Il est nécessaire d'adopter un ferrailage symétrique afin d'assurer la sécurité en cas d'inversion de l'action sismique.

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des Diagrammes des contraintes obtenues.

a) Armatures verticales :

- **Section entièrement comprimée :**

$$\left[N_i = \left(\frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \right) . d . e \right]$$

$$\left[N_{i+1} = \left(\frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \right) . d . e \right]$$

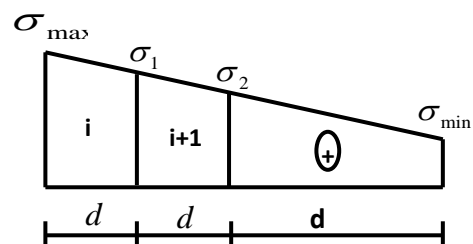


Figure VII.2 : Diagramme des contraintes d'une (S.E.C)

Avec : e : épaisseur du voile.

Détermination des armatures :

$$\left[A_i = \frac{N_i - B . f_{bc}}{\sigma_s} \right]$$

B : section du voile

σ_s : Contrainte de l'acier à 0.2 % = 348 MPa

- **Section partiellement comprimée :**

$$\left[N_i = \left(\frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \right) . d . e \right]$$

$$\left[N_{i+1} = \left(\frac{\sigma_1}{2} \right) . d . e \right]$$

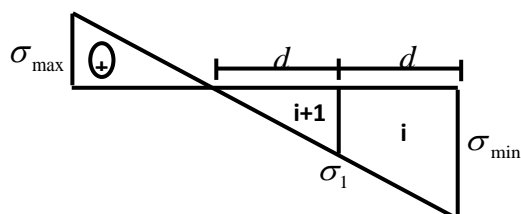


Figure VII.3 : Diagramme des contraintes D'une (S.P.C).

Détermination des armatures :

$$\left[A_i = \frac{N_i}{\sigma_s} \right]$$

σ_s : Contrainte de l'acier à 1 % = 348 MPa

- **Section entièrement tendue :**

$$\left[N_i = \left(\frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \right) d.e \right]$$

$$\left[N_{i+1} = \left(\frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \right) d.e \right]$$

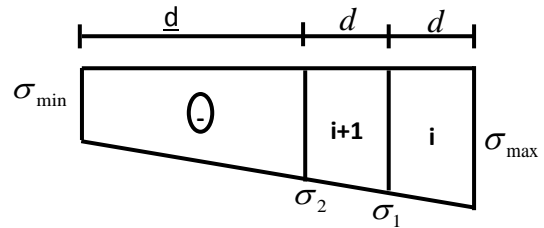


Figure VII.4 : Diagramme des contraintes D'une (S.E.T).

Détermination des armatures :

$$\left[A_i = \frac{N_i}{\sigma_s} \right]$$

σ_s : Contrainte de l'acier à 1 % = 348 MPa

b) Armatures minimales :**Compression du béton :**

$$A_{\min} \geq 4 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Ainsi que : $0,20\% \leq \frac{A_{\min}}{B_c} \leq 0,5\%$ [Art A.8.1, 21 /BAEL 91 modifié 99]

Avec : B : section du béton comprimée.

Traction simple :

$$A_{\min} \geq \frac{B_t \cdot f_{t28}}{f_e}$$

B_t : La section horizontale du béton tendu. **B = d. e**

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. $A_{\min} \geq 0,20\% B_t$

c) Armatures horizontales :

Les armatures horizontales doivent être munies des crochets à 135° ayant une longueur de 10ϕ et disposées de manière à ce qu'elles servent de cadres aux armatures verticales. La section de ces armatures est :

- D'après le RPA99 :

$A_H = 0.15 \% B$ Globalement dans la section du voile.

$A_H = 0.10 \% B$ En zone courante.

- D'après le BAEL91 : $A_H = \frac{A_V}{4}$

Avec :

AH: section d'armatures horizontales

B : section du béton.

Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

d) Armatures transversales :

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends. Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'article 7.7.4.3 du RPA99 révisé 2003.

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingles au mètre carré

e) Armatures de coutures :

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1,1 \cdot \frac{\bar{T}}{f_e}$$

Avec :

\bar{T} : L'effort tranchant majoré à la base du voile. $\bar{T} = 1,4.T$

T : L'effort tranchant au niveau considéré.

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'acier tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

f) Les potelets :

Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile pour former un potelet.

La section totale d'armatures verticales de la zone tendue doit être au moins égale à 0,2% de la section horizontale du béton tendu qui est l'équivalent à au moins 4HA10

Les barres verticales doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux, dont l'espacement ne doit pas dépasser l'épaisseur du voile.

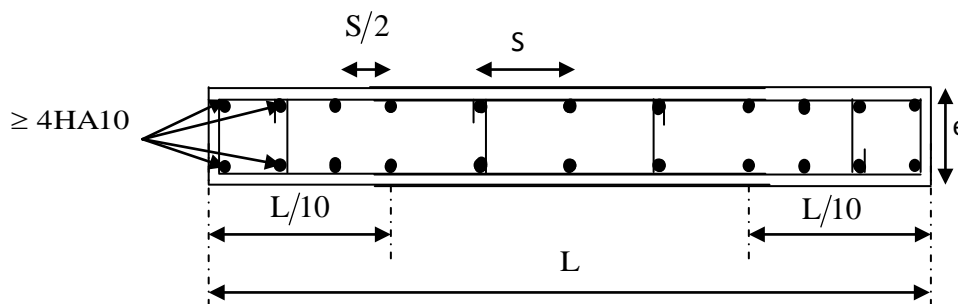
i) Dispositions constructives :

Figure VII.5 : Disposition des armatures verticales dans les voiles.

- **Espacement :**

D'après l'art 7.7.4.3 du RPA révisé 2003, l'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$\begin{cases} S_t \leq 1.5 e \\ S_t \leq 30 \text{ cm} \end{cases} \quad \text{Avec : } e = \text{épaisseur du voile}$$

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $\frac{1}{10}$ de la longueur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à 15 cm

- **Longueur de recouvrement :**

Elles doivent être égales à :

40Φ pour les barres situées dans les zones où le recouvrement du signe des efforts est possible.

20 Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous action de toutes les combinaisons possibles de charges

- **Diamètre maximal :**

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser $\frac{1}{10}$ de l'épaisseur du voile.

$$\Phi_{max} = \frac{e}{10} = 25\text{mm}$$

V-3-2-Vérifications :

- **Vérification à L'ELS:**

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{B + 15.A} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 0,6.f_{c28} \end{array} \right.$$

N_{ser} : Effort normal appliqué sous la combinaison à l'ELS. $N_{ser} = G + Q$

B : Section du béton.

A : Section d'armatures verticales adoptée.

- **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée par les conditions

suivantes : $\tau_b = \frac{T_u}{b.d} = \frac{1,4.T}{b.d}$

$$T = 1,4T_{ucalcul}$$

Avec :

b : Epaisseur du linteau ou du voile

d : Hauteur utile ($d = 0,9 h$)

h : Hauteur totale de la section brute

D'après le RPA99 révisé 2003 :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b$$

$$\bar{\tau}_b = 0,20 \cdot f_{c28}$$

D'après le BAEL 91 : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

Avec :

τ_u : Contrainte de cisaillement.

$$\tau_u = \min \left\{ \frac{0,15}{\gamma_b} \cdot f_{c28} ; 4MPa \right\} \quad \text{Pou}$$

Exemple de calcul :

Soit le ferrailage du voile longitudinal VT1 de la zone I :

➤ **Caractéristiques géométriques :**

$$L = 2.20m \quad ; \quad e = 0,20m$$

$$I_x = 0,102 \text{ cm}^4 \quad ;$$

$$B = 0,44 \text{ m}^2$$

➤ **Les contraintes :**

$$\left. \begin{array}{l} \bullet \sigma_{\max} = 165.53 \text{ KN} / \text{m}^2 \\ \bullet \sigma_{\min} = -2427.55 \text{ KN} / \text{m}^2 \end{array} \right\} \longrightarrow \text{la section est partiellement comprimée.}$$

$$L_c = \left(\frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \right) \cdot L = \left(\frac{165.53}{165.53 + 2427.55} \right) \times 2.20 = 0.14 \text{ m}$$

$$L_t = L - L_c = 2.2 - 0.14 = 2.060 \text{ m}$$

$$\text{D'ou : } d = \frac{L_t}{2} = \frac{2.06}{2} = 1.03 \text{ m}$$

• **Longueur d'extrémité :**

$$L/10 = 2.2/10 = 0.22 \text{ m} = 22 \text{ cm}$$

- **Calcul de N :**

Zone tendue :

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_{\min} \cdot (L_t - d)}{L_t} = \frac{2427.55 \times (2.06 - 1.03)}{2.06} = 1213.775 \text{ KN/m}^2$$

$$N_1 = \frac{2427.55 + 1213.775}{2} \times 0.20 \times 1.03 = 375.05675 \text{ KN}$$

$$N_2 = \frac{1213.775}{2} \times 0.20 \times 1.03 = 125.01 \text{ KN}$$

- **Calcul des armatures :**

Armatures vertical :

$$A_{V1} = \frac{N_1}{\sigma_{st}} = \frac{375.05675}{40} = 9.37 \text{ cm}^2$$

$$A_{V2} = \frac{N_2}{\sigma_s} = \frac{125.01}{40} = 3.12 \text{ cm}^2$$

- **Armatures minimales :**

$$A_{\min} \geq \text{Max} (0.20\%B ; \frac{Bf_{t28}}{f_e})$$

Avec : $B = d \times e = 103 \times 20 = 2060 \text{ cm}^2$

$$A_{\min} \geq \text{Max} (0.20\% \times 2060 = 4.12 ; \frac{2060 \times 2.1}{400} = 10.815)$$

$$A_{\min} = 10.81 \text{ cm}^2$$

- **Armatures de coutures :**

$$A_{Vj} = 1,1 \cdot \frac{1,4T}{f_e} = 1,1 \times \frac{1,4 \times 793.2}{400 \times 10^{-1}} = 30.538 \text{ cm}^2$$

$$\left\{ A_1 = A_{V1} + \frac{A_{Vj}}{4} = 9.37 + \frac{30.538}{4} = 17 \text{ cm}^2 \right.$$

$$\left\{ A_2 = A_{V2} + \frac{A_{Vj}}{4} = 3.12 + \frac{30.53}{4} = 10.755 \text{ cm}^2 \right.$$

- **Le ferrailage adopté :**

Le voile est ferrailé symétriquement, afin d'assurer la sécurité en cas d'inversion de l'action Sismique :

- 1^{ere} bande : 14HA14 = 15.85 cm²/d **soit**: 7HA14 /nappe .avec espacement de 14cm.
- 2^{ème} bande : 14HA12 = 15.85 cm²/d **soit**: 7HA12/nappe avec espacement de 15cm

- **Calcul des armatures horizontales :**

Selon le RPA : $A_H = 0,15\% \cdot B = 0,0015 \times 20 \times 220 = 6.6 \text{ cm}^2$

Selon le BAEL : $A_H = \frac{A_V}{4} = \frac{9.37 + 3.12}{4} = 3.12 \text{ cm}^2$

On prend : 5HA14 / ml / nappe $\xrightarrow{\text{soit}}$ $A_H = 7.69 \text{ cm}^2 / \text{ml} / \text{nappe}$

Avec un espacement de 20cm.

- **Armature transversales :**

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au minimum par (04) épingle au mètre carré.
Soit : 04 épingles de HA8 / m²

- **Vérification des contraintes de cisaillement :**

RPA99-modifié2003 :

$$\bar{\tau}_b = 0,2 \times 25 = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = \frac{1,4 \times 793.5 \times 10}{0,9 \times 220 \times 20} = 2.8 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 2.8 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 5 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

BAEL91 :

$$b_o = e = 20 \text{ cm} \quad d = 0,9 \times 2.20 = 1.98 \text{ m}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15}{1,15} \times 25 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 3,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{793.5 \times 10}{20 \times 198} = 2.003 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 2.003 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Vérification à l'ELS :**

$$\bar{\sigma}_s = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{615.74 \times 10^3}{200 \times 2200 + 15 \times 35.48 \times 10^2} = 1.238 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 1.238 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

N.B :

La même procédure de calcul à suivre pour le ferrailage du restes des voiles que ce soit dans le sens longitudinal ou bien transversal.

Les résultats des calculs sont donnés dans les tableaux suivants :

Le reste de calcul est résumé dans les tableaux suivant :

1. Tableau V : Ferrailage du voile longitudinal1 (VL1).(VL2)
2. Tableau V: Ferrailage du voile transversal 2(VT1). (VT2). (VT3). (VT4).
3. Tableau V : Ferrailage du voile transversal 1 (VST1) (VST2)
4. Tableau V : Ferrailage du voile longitudinal (VSL1).

	Zones	Zone I	Zone II	zone III		
Caractéristiques géométriques	L (m)	1.1	1.1	1.1		
	e (m)	0.2	0.2	0.2		
	B (m)	0.22	0.22	0.22		
Sollicitations de calcul	σ_{\max} [KN/m ²]	171.48	134.11	657.3		
	σ_{\min} [KN/m ²]	-2620.97	-1743.27	-1421.47		
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC		
	V _u (kN)	598.2	448.12	397.1		
	L _t (m)	1.03	1.02	0.75		
	L _c (m)	0.07	0.08	0.35		
	d (m)	0.516	0.511	0.376		
	σ_1 [KN/m ²]	1310.485	871.635	710.735		
	N (kN)	N ₁	202.95	133.55	80.19	
		N ₂	67.651	44.515	26.730	
	A _v (cm ²)	A _{v1}	5.07	3.34	2.00	
		A _{v2}	1.69	1.11	0.67	
	A _{vi} (cm ²)		23.03	17.25	15.29	
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vi} /4	13.56	7.65	5.83	
		A2=A _{v2} +A _{vi} /4	7.45	5.43	4.49	
	A _{min} (cm ²)		5.42	5.36	3.95	
	A _{vadopté} (cm ²)	Bonde 1	7.69	7.69	5.65	
		Bonde 2	5.65	5.65	5.65	
	Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde 1	2X5HA14	2X5HA14	2X5HA12
			Bonde 2	2X5HA12	2X 5HA12	2X5HA12
S _t (cm)		Bonde 1	10cm	10cm	8cm	
		Bonde 2	12cm	12cm	10m	
A _{Hmin} =0.0015*B (cm ²)/bande		3.10	3.06	3.25		
A _H /nappe (cm ²)		4.62	4.62	3.39		
Choix des barres/nappe (cm ²)		6HA10/nappe	6HA10/nappe	6HA10/nappe		
ep =17cm		(A=4.71cm ²)	(A=4.71cm ²)	(A=4.71cm ²)		
Armature transversal		4 Epingles HA8/m²				
Vérification des contraintes	contrainte	τ_u (MPa)	3.021	2.263	2.006	
		τ_b (MPa)	4.230	3.169	2.808	
	ELS	N _s (kN)	884.59	576.2	322.44	
		σ_{bc} (MPa)	3.38	2.20	1.27	

Tableau V-4 : Ferrailage du voile longitudinal (VL1)

	Zones		Zone I	Zone II	zone III
Caractéristiques géométriques	L (m)		2.2	2.2	2.2
	e (m)		0.2	0.2	0.2
	B (m)		0.44	0.44	0.44
Sollicitations de calcul	σ_{\max} [KN/m ²]		165.53	248	972.52
	σ_{\min} [KN/m ²]		-2427.55	-1883.9	-2036.53
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	V _u (kN)		793.2	539.7	385.19
	L _t (m)		2.06	1.94	1.49
	L _c (m)		0.14	0.26	0.71
	d (m)		1.030	0.972	0.744
	σ_1 [KN/m ²]		1213.775	941.950	1018.265
	N (kN)	N ₁	374.98	274.68	227.42
		N ₂	124.992	91.561	75.808
	A _v (cm ²)	A _{v1}	9.37	6.87	5.69
		A _{v2}	3.12	2.29	1.90
	A _{vi} (cm ²)		30.54	20.78	14.83
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vi} /4	13.56	12.06	9.39
		A2=A _{v2} +A _{vi} /4	10.76	7.48	5.60
	A _{min} (cm ²)		10.81	10.21	7.82
	A _{vadopté} (cm ²)	Bonde1	15.85	15.85	15.85
		Bonde 2	15.85	15.85	10.98
	Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2X7HA12	2X7HA12
Bonde 2			2X7HA12	2X 7HA12	2X7HA10
S _t (cm)		Bonde1	14cm	13cm	10cm
		Bonde 2	15cm	12cm	12cm
A _{Hmin} =0.0015*B (cm ²)/bande		6.18	5.83	3.25	
A _H /nappe (cm ²)		5.39	5.39	3.96	
Choix des barres/nappe (cm ²)		5HA14/nappe	5HA14/nappe	5HA14/nappe	
ep =20cm		(A=7.69cm ²)	(A=7.69cm ²)	(A=7.69cm ²)	
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m²		
	contrainte	τ_u (MPa)	2.003	1.363	0.973
		τ_b (MPa)	2.804	1.908	1.362
	ELS	N _s (kN)	615.74	381.51	203.33
		σ_{bc} (MPa)	1.24	0.77	0.42

Tableau V: Ferrailage du voile transversal 2(VT1). (VT2). (VT3). (VT4).

	Zones	Zone I	Zone II	zone III	
Caractéristiques géométriques	L (m)	1.6	1.6	1.6	
	e (m)	0.2	0.2	0.2	
	B (m)	0.32	0.32	0.32	
Sollicitations de calcul	σ_{\max} [KN/m ²]	305.08	1031.66	1983.57	
	σ_{\min} [KN/m ²]	-3700.29	-3186.74	-3453.55	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	
	V _u (kN)	899.4	642.89	401.23	
	L _t (m)	1.48	1.21	1.02	
	L _c (m)	0.12	0.39	0.58	
	d (m)	0.739	0.604	0.508	
	σ_1 [KN/m ²]	1850.145	1593.370	1726.775	
	N (kN)	N ₁	410.21	288.89	263.24
		N ₂	136.738	96.295	87.745
	A _v (cm ²)	A _{v1}	10.26	7.22	6.58
		A _{v2}	3.42	2.41	2.19
	A _{vi} (cm ²)		34.63	24.75	15.45
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _v j/4	13.56	13.41	10.44
		A2=A _{v2} +A _v j/4	12.08	8.60	6.06
	A _{min} (cm ²)		7.76	6.35	5.34
	A _{vadopté} (cm ²)	Bonde1	15.38	15.38	11.3
		Bonde 2	11.3	11.3	7.84
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2X5HA14	2X5HA14	2X5HA12
		Bonde 2	2X5HA12	2X 5HA12	2X5HA10
	S _t (cm)	Bonde1	14cm	12cm	10cm
		Bonde 2	14cm	12cm	10cm
	A _{Hmin} =0.0015*B (cm ²)/bande		4.43	3.63	3.25
	A _H /nappe (cm ²)		3.85	3.85	2.83
	Choix des barres/nappe (cm ²)		4HA12/nappe	5HA12/nappe	5HA112/nappe
	ep =25cm		(A=4.52cm ²)	(A=4.52cm ²)	(A=4.52cm ²)
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²		
	contrainte	τ_u (MPa)	3.123	2.232	1.393
		τ_b (MPa)	4.372	3.125	1.950
	ELS	N _s (kN)	533.66	326.78	147.47
τ_b (MPa)		1.48	0.91	0.42	

Tableau V : Ferrailage du voile transversal1 (VST1) (VST2)

	Zones		Zone I	Zone II	zone III
Caractéristiques géométriques	L (m)		2	2	2
	e (m)		0.2	0.2	0.2
	B (m)		0.4	0.4	0.4
Sollicitations de calcul	σ_{\max} [KN/m ²]		292.76	361.24	972.52
	σ_{\min} [KN/m ²]		-2905.3	-2813.16	-3036.53
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	V _u (kN)		598.2	348.12	287.35
	L _t (m)		1.82	1.77	1.51
	L _c (m)		0.18	0.23	0.49
	d (m)		0.908	0.886	0.757
	σ_1 [KN/m ²]		1452.650	1406.580	1518.265
	N (kN)	N ₁	395.90	373.95	344.99
		N ₂	131.967	124.651	114.996
	A _v (cm ²)	A _{v1}	9.90	9.35	8.62
		A _{v2}	3.30	3.12	2.87
	A _{vi} (cm ²)		23.03	13.40	11.06
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vi} /4	13.56	12.70	11.39
		A2=A _{v2} +A _{vi} /4	9.06	6.47	5.64
	A _{min} (cm ²)		9.54	9.31	7.95
	A _{vadopté} (cm ²)	Bonde1	13.56	13.56	13.56
		Bonde 2	13.56	13.56	9.42
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2X6HA12	2X6HA12	2X6HA12
		Bonde 2	2X6HA12	2X 6HA12	2X6HA10
	S _t (cm)	Bonde1	15cm	14cm	12cm
		Bonde 2	15cm	14cm	12cm
	A _{Hmin} =0.0015*B (cm ²)/bande		5.45	5.32	3.25
	A _H /nappe (cm ²)		3.39	3.39	3.39
	Choix des barres/nappe (cm ²)		6HA12/nappe	6HA12/nappe	6HA12/nappe
	ep =17cm		(A=6.78cm ²)	(A=6.78cm ²)	(A=6.78cm ²)
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m²		
	contrainte	τ_u (MPa)	1.662	0.967	0.798
		τ_b (MPa)	2.326	1.354	1.117
	ELS	N _s (kN)	1111.32	695.17	381.42
		σ_{bc} (MPa)	2.56	1.60	0.88

Tableau V : Ferrailage du voile longitudinal (VSL1).

1- Introduction

On appelle infrastructure, la partie inférieure d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise auquel sont transmises toutes les charges engendrées par la superstructure, soit directement (Cas des fondations superficielles : semelles isolées, semelles filantes, radier général) soit par l'intermédiaire d'autres organes (Cas des fondations profondes : semelles sur pieux par exemple).

Le choix du type de fondations dépend essentiellement, des facteurs suivants :

- . Capacité portante du sol ($\bar{\sigma}_{sol}$).
- . Charges qui leurs sont transmises.
- . Distance entre axes des poteaux.
- . Profondeur du bon sol.

Les combinaisons de charges à prendre en considération pour le calcul des fondations sont les suivantes :

- . $1.35G + 1.5Q$ (ELU).
 - . $G + Q \pm E$
 - . $0.8G \pm E$
- } (Article **10.1.4.1 du RPA 99**). [13]

2. Choix du type de fondations :

2.1. Semelles isolées

Les semelles isolées sont dimensionnées en utilisant la relation suivante :

$$\frac{N_{s,max}}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

Où : $N_{s,max}$: Effort normal à la base du poteau le plus sollicité à l'ELS (Déduit du logiciel ETABS).

. S : Surface d'appui de la semelle ($S=A \times B$).

$\bar{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol donnée par le rapport géotechnique de ce dernier.

- . **Homothétie des dimensions**

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} \Rightarrow \frac{45}{45} = 1 = \frac{A}{B}. \text{ Donc : } A = B.$$

D'où :

$$B^2 \geq \frac{N_{s,max}}{\bar{\sigma}_{sol}} \Rightarrow B = \sqrt{\frac{N_{s,max}}{\bar{\sigma}_{sol}}} = \sqrt{\frac{1214,94}{200}} = 2.46m.$$

La distance minimale entre axes des poteaux est de 2,50 m (Distance insuffisante pour accueillir deux semelles isolées). Ce qui expose ces dernières au chevauchement. Ce type de fondation n'est donc pas approprié pour l'ouvrage en question.

2.2. Semelles filantes

a. Semelles filantes sous voiles « S_y »

Les semelles filantes sous les voiles sont dimensionnées en utilisant la relation suivante :

$$\frac{N_{s.max}}{S} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow B \geq \frac{N_{s.max}}{\sigma_{sol} \times L}$$

« L » étant la longueur des semelles filantes sous voiles (qui est aussi la longueur des voiles).

D'où :

Voiles	N _S (KN)	L (m)	B (m)	S= B x L (m ²)
VL1	466.15	1,1	2.14	2.36
VL2	453.88	1.1	2,06	2.27
VS3	135.35	2	0.34	0.68
Sommes				5.31

Tableau VIII.1 : la surface totale des semelles sous voiles longitudinales

Voiles	N _S (KN)	L (m)	B (m)	S= B x L (m ²)
VT1	471.32	2.2	1,07	2.37
VT2	586.16	2.2	1.33	2.93
VT3	552.69	2.2	1.27	2.76
VT4	453.88	2,2	1.03	2.27
VST1	117.02	1.6	0.36	0.58
VST2	334.99	1.6	1.05	1.68
Sommes				12.59

Tableau VIII.2 : la surface totale des semelles sous voiles transversaux

Surface totale des semelles filantes sous voiles :

$$S_V = \sum S_i = 5.31 + 12.59 = 17.9 \text{ m}^2$$

b. Semelles sous poteaux « S_p »**· Etapes de calcul**

. Déterminer la résultante des charges « R » ($R = \sum N_i$),

. Puis la coordonnée de cette résultante « e » ($e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R}$, e_i est la distance entre le CDG de la structure et le point d'application de la charge N_i),

. Enfin, déduire la répartition (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle filante telle que :

. Si $e \leq \frac{L}{6} \Rightarrow$ Répartition trapézoïdale.

. Si $e > \frac{L}{6} \Rightarrow$ Répartition triangulaire.

Poteaux	N _i (KN)	M _i (KN.m)	e _i (m)	N _i x e _i
1	1214.94	-5.738	5.5	6682.2
2	673.38	0.035	0.54	363.63
3	693.86	6.401	-4.94	-3427.67
4	1187.92	-0.697	1.17	1389.87
Sommes	3770.1	0.001	/	5008.03

Tableau VIII.3 : Résultante des charges pour les semelles sous poteaux.

$$\mathbf{D'o\grave{u}} : e = 1.33 \text{ m} < \frac{L}{6} = \frac{12.1}{6} = 2.01 \text{ m.}$$

La répartition des charges est donc trapézoïdale, d'où :

$$B \geq \frac{q_{(L/4)}}{\sigma_{sol}} = \frac{N_s \cdot (1 + \frac{3 \cdot e}{L})}{\sigma_{sol} \cdot L} ; \text{ Avec : } N_s = \sum N_{s_i}. \mathbf{D'o\grave{u}} :$$

$$B \geq 2.07 \text{ m.}$$

On prend $B = 2.5 \text{ m}$

Donc :

La surface totale des semelles filantes sous poteaux est égale à :

$$St = n \times Sp + Sv = 5 \times (B \times L) + Sv = (4 \times 2.5 \times 12.1) + 17.9 = 138.9 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{Bâtiment}} = 267.41 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{S. filantes}} > 50\% S_{\text{Bâtiment}}$$

Il y a donc un risque certain de chevauchement des semelles filantes. Ce type de fondations n'est pas approprié pour l'ouvrage en question.

Finalement, le type de fondation qui convient le mieux à cette structure est un radier général

VIII-2.3. Radier général

Un radier est un plancher renversé recevant du sol d'assise des charges réparties et ascendantes. Il assure une bonne répartition des charges sous le sol évitant ainsi, le tassement différentiel.

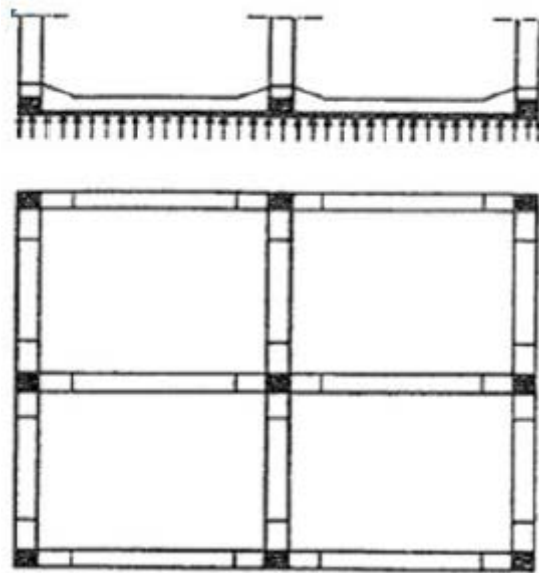


Figure VIII -1- coupe sur un Radier

VIII.2.3.1. Pré-dimensionnement :

- Épaisseur de la dalle du radier « h_d »

Elle est déterminée à l'aide de la relation suivante : $h_d \geq \frac{L_{\max}}{20} = \frac{495}{20} = 24.75 \text{ cm} \Rightarrow h_d = 30 \text{ cm}$.

- Épaisseur des nervures « h_n »

Elle est déterminée à l'aide des deux relations suivantes :

- $\frac{L_{\max}}{8} \leq h_n \leq \frac{L_{\max}}{5} \Rightarrow \frac{495}{8} = 61.88 \text{ cm} \leq h_n \leq \frac{495}{5} = 99 \text{ cm}.$
- $L_e = \sqrt[4]{\frac{4.E.I}{K.b}} \geq \frac{2}{\pi} . L_{\max}$ (Condition de la longueur élastique).

Où :

- . L_e : Longueur élastique.
- . L_{\max} : Distance entre axes maximale des poteaux.
- . E_{vj} : Module de déformation longitudinale déferée ($E = 10818.86 \text{ MPa}$).
- . b : Largeur de la nervure du radier.
- . I : Inertie de la section du radier ($I = \frac{b.h^3}{12}$).
- . K : Coefficient de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface. ($K = 40 \text{ MPa}$).

Donc :

$$h_n^3 \geq \frac{3.K}{E} \frac{(L_{\max})^4}{\pi^4} \Rightarrow h_n \geq \sqrt[3]{\frac{2.(L_{\max})^4 . 3K}{E.\pi}} = \sqrt[3]{\frac{2.(495)^4 . 3.40}{10818,86.3.14}} = 100 \text{ cm} \Rightarrow h_n = 100 \text{ cm}.$$

- **Largueur des nervures « b_n »**

Elle est déterminée à l'aide de la relation suivante :

$$0.4h_n \leq b_n \leq 0.7h_n \Rightarrow 0.4 \times 100 = 40 \text{ cm} \leq b_n \leq 0.7 \times 100 = 70 \text{ cm} \Rightarrow b_n = 60 \text{ cm}.$$

- **Epaisseur de la dalle flottante « h_d »**

Elle est déterminée à l'aide de la relation suivante :

$$\cdot \frac{L_{\max}}{50} \leq h_d \leq \frac{L_{\max}}{40} \Rightarrow \frac{570}{50} = 11,4 \text{ cm} \leq h_d \leq \frac{570}{40} = 14,25 \text{ cm} \Rightarrow h_d = 12 \text{ cm}.$$

- **Conclusion :**

Les dimensions définitives du radier sont les suivantes :

- . **Hauteur des nervures :** $h_n = 100 \text{ cm}.$
- . **Largeur des nervures :** $b_n = 60 \text{ cm}.$
- . **Hauteur de la dalle du radier :** $h_d = 30 \text{ cm}.$

VIII.2.3.2. Détermination de la surface du radier :

$$G= 19562.02 \quad Q= 6635.67$$

$$\text{ELU : } N_u = 1.35 G + 1.5 Q \quad N_u = 36362.232 \text{ KN}$$

$$\text{ELS : } N_s = G+Q \quad N_s = 26197.69 \text{ KN}$$

$$S_{\text{radier}} \geq \frac{N_u}{1,33 \sigma_{\text{sol}}} = \frac{36362,232}{1,33 \cdot 200} = 136,7 m^2$$

$$S_{\text{radier}} \geq \frac{N_s}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{26197,69}{200} = 130,98 m^2$$

$$S_{\text{radier}} = \max = 136,7 m^2 < S_{\text{bâtiment}} = 265,41 m^2.$$

Remarque :

Nous remarquons que la surface totale du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, dans ce cas on opte juste pour un débord minimal que nous imposent les règles du BAEL, et il sera calculé comme suit :

$$L_{\text{débord}} \geq \max\left(\frac{h_n}{2} ; 30\text{cm}\right) = \max\left(\frac{100}{2} ; 30\text{cm}\right) = 50\text{cm}.$$

La surface du radier est donc égale à :

$$S_{\text{radier}} = S_{\text{bâtiment}} + S_{\text{débord}} = S_{\text{bâtiment}} + (P_{\text{bâtiment}} \cdot L_{\text{débord}}) = 265,41 + 34,2 = 306,46 m^2.$$

VIII.2.3.3. Détermination des sollicitations à la base du radier

- **Poids propre du radier « G_{radier} »**

Le poids propre du radier est la somme des éléments suivants :

- . Poids propre de la dalle du radier « G₁ ».
- . Poids propre des nervures « G₂ ».
- . Poids propre du remblai (Tout-venant d'oued) « G₃ ».
- . Poids propre de la dalle flottante « G₄ ».

Eléments	Opérations	Applications numériques	Résultat [kN]
G ₁	[S _{radier} x h _d] x ρ _{béton}	306.46x0.5x25	3830.75
G ₂	[b _n x (h _n -h _d) x L _{nervures}] x ρ _{béton}	[0.6x(1-0.5)x(12.1+22.1)]x25	1523.25
G ₃	[(S _{radier} - S _{nervures})x(h _n -h _d)] x ρ _{remblai}	[(306.46-203.1)x(0.6)]x17	878.56
G ₄	[(S _{radier} - S _{nervures}) x ep] x ρ _{béton}	[(306.46-203.1)x0.12]x25	310,08
G _{radier}	∑ G ₁ = G ₁ + G ₂ + G ₃ + G ₄	3830.75+1523.25+878.56+258.4	6542,64

Tableau VIII-3 : Détermination du poids propre du radier.

- **Surcharges d'exploitation du radier** :

$$Q_{\text{radier}} = Q_{\text{ss}} \times S_{\text{radier}} = 2.5 \times 306.46 = 766.15 \text{ KN.}$$

- **Charges et surcharges totales de la structure** :

$$G_{\text{total}} = G_{\text{ss}} + G_{\text{radier}} = 19562.02 + 6490.96 = 26104,66 \text{ KN.}$$

$$Q_{\text{total}} = Q_{\text{ss}} + Q_{\text{radier}} = 6635.67 + 766.15 = 7401.82 \text{ KN}$$

- **Combinaisons d'actions**

. À l'ELU : $N_U = 1.35G_{\text{total}} + 1.5Q_{\text{total}} = 46344,021 \text{ kN.}$

. À l'ELS : $N_S = G_{\text{total}} + Q_{\text{total}} = 33506,48 \text{ kN.}$

VIII-2.3.4. Vérifications

a. **Vérification au cisaillement (BAEL 91/ Art A.5.1 ,211) [14]**

$$\tau_u = \frac{V_{\text{max}}}{b \cdot d} < \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa.}$$

Avec :

$$. V_{\text{max}} = q_u \times \frac{L_{\text{max}}}{2} = \frac{N_U \times b}{S_{\text{radier}}} \times \frac{L_{\text{max}}}{2} = \frac{46344.021 \times 1}{306.46} \times \frac{4,95}{2} = 374.28 \text{ kN.}$$

. b = 100 cm ; d = 0.9h_d = 0.9x500 = 45 cm.

Donc : $\tau_u = \frac{374,28 \cdot 10^3}{1000 \times 450} = 0,83 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa.}$

La condition est vérifiée, il n'y a pas de risque de cisaillement.

b. Poinçonnement (BAEL 91 / Art. A.5.2,42) [14]

$$Q_u \leq 0,045 \cdot U_c \cdot h \cdot \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

Avec :

. Q_u : La charge de calcul vis-à-vis de l'état limite ultime (Déduite d'ETABS).

. h : L'épaisseur totale des nervures ($h = 1\text{m}$).

. U_c : Le périmètre du contour au niveau du feuillet moyen tel que :

• **Sous poteau**

$$U_c = 2[U+V] = 2x[u+v+2h] = 2x[0.45+0.45+2x1] = 5,8\text{m}$$

$$N_u = 1214.94 < 0.07 \times 5.8 \times 1 \times \frac{25000}{1.5} = 6766.66 \text{ KN.}$$

La condition est vérifiée.

c. Contrainte dans le sol

Cette vérification consiste à satisfaire la condition suivante dans les deux sens

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \leq \bar{\sigma}_{\text{sol.}}$$

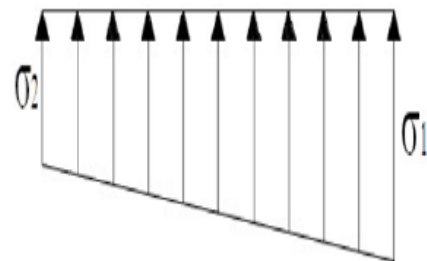


Figure VIII : diagramme des contraintes sous le radier

Où :

$$\sigma_{(\min ; \max)} = \frac{N}{S_{\text{radier}}} \pm \frac{M}{I} \cdot V$$

Avec :

- . σ_{\min} et σ_{\max} : Contrainte minimale et maximale dans les extrémités du radier.
- . N : Effort normal dû aux charges verticales.
- . S_{radier} : Surface totale du radier.
- . M : Moments sismiques à la base dans les deux sens X-X et Y-Y (Déduit d'ETABS).
- . V : Distance entre le CDG du radier et la fibre la plus éloignée de ce dernier (Déduite d'AutoCAD).
- . I : Moment d'inertie suivant le sens considéré (Déduit d'AutoCAD).

Calcul des centres de gravité :

$$X_G = \frac{\sum Si Xi}{\sum Si} = 6.25$$

$$Y_G = \frac{\sum Si Yi}{\sum Si} = 11.05$$

Moment d'inertie du Radier :

$$I_{xx} = \frac{bh^3}{12} = 10883.81 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = \frac{hb^3}{12} = 3262,62 \text{ m}^4$$

$$M_x = 22451.67$$

$$M_y = 25414.932$$

ELU :

- **Sens X-X**

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S_{\text{radier}}} + \frac{M_x}{I_x} \cdot Y_G = \frac{46344.021}{306.46} + \frac{22451.67}{10883.81} \times 11.05 = 174.02 \text{ kN/m}^2.$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{S_{\text{radier}}} - \frac{M_x}{I_x} \cdot Y_G = \frac{46344.021}{306.46} - \frac{22451.67}{10883.81} \times 11.05 = 128.43 \text{ kN/m}^2.$$

$$\sigma_{3/4} = 162.62 \text{ kN/m}^2 = 0.162 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{\text{sol}} = 0.2 \text{ MPa}. \text{ La condition est vérifiée.}$$

- **Sens Y-Y :**

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S_{\text{radier}}} + \frac{M_y}{I_y} \cdot X_G = \frac{46344.021}{306.64} + \frac{25414.932}{3262.62} \times 6.25 = 199.9 \text{ kN/m}^2.$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{S_{\text{radier}}} - \frac{M_y}{I_y} \cdot X_G = \frac{46344.021}{306.64} - \frac{25414.932}{3262.62} \times 6.25 = 102.53 \text{ kN/m}^2.$$

$\sigma_{3/4} = 175.5 \text{ kN/m}^2 = 0.175 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{\text{sol}} = 0.2 \text{ MPa}$. La condition est vérifiée.

ELS :

- **Sens X-X**

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S_{\text{radier}}} + \frac{M_x}{I_x} \cdot Y_G = \frac{33506.48}{306.46} + \frac{22451.67}{10883.81} \times 11.05 = 132.06 \text{ kN/m}^2.$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{S_{\text{radier}}} - \frac{M_x}{I_x} \cdot Y_G = \frac{33506.48}{306.46} - \frac{22451.67}{10883.81} \times 11.05 = 86.60 \text{ kN/m}^2.$$

$\sigma_{3/4} = 120.7 \text{ kN/m}^2 = 0.120 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{\text{sol}} = 0.2 \text{ MPa}$. La condition est vérifiée.

- **Sens Y-Y**

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S_{\text{radier}}} + \frac{M_y}{I_y} \cdot X_G = \frac{33506.48}{306.64} + \frac{25414.932}{3262.62} \times 6.25 = 158,02 \text{ kN/m}^2.$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{S_{\text{radier}}} - \frac{M_y}{I_y} \cdot X_G = \frac{33506.48}{306.46} - \frac{25414.932}{3262.62} \times 6.25 = 60.65 \text{ kN/m}^2.$$

$\sigma_{3/4} = 133.67 \text{ kN/m}^2 = 0.133 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{\text{sol}} = 0.2 \text{ MPa}$. La condition est vérifiée.

VIII.3. Ferrailage du radier

VIII.3.1. Ferrailage de la dalle du radier

Le radier est calculé comme un plancher en dalle pleine renversé et sollicité à la flexion simple causée par la réaction du sol. Le ferrailage est déterminé pour le panneau de dalle le plus sollicité. Ce ferrailage est ensuite généralisé pour tout le reste du radier (Tout les panneaux).

- **Dimensions du panneau le plus sollicité**

. $l_x = 4,2 \text{ m}$.

D'où : $0.4 \leq \frac{l_x}{l_y} = 0.85 \leq 1$. Le panneau travail dans les deux sens.

. $l_y = 4.95 \text{ m}$.

- **Moments « M_x » et « M_y » agissant sur le panneau**

Au centre du panneau et pour une bande de largeur unitaire (1 m) la valeur des moments est :

. Sens l_x (Petite portée) : $M_{ox} = \mu_x \cdot p \cdot l_x^2$

. Sens l_y (Grande portée) : $M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox}$

Où :

. μ_x et μ_y : Coefficients données par le tableau de l'**annexe E.3 du BAEL 91 [14]** en fonction du rapport $\alpha = \rho = \frac{l_x}{l_y}$, donc :

. Pour $\frac{l_x}{l_y} = 0.85$: à l'ELU $\rightarrow \mu_x = 0.052$ et $\mu_y = 0.667$.

à l'ELS $\rightarrow \mu_x = 0.0589$ et $\mu_y = 0.764$

Donc :

. **À l'ELU**

. $M_{xU} = [\mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2] \cdot 1ml = [0.052 \times 154.12 \times 4,2^2] \cdot 1ml = 141.37 \text{ KN.m.}$

. $M_{yU} = [\mu_y \cdot M_{ox}] \cdot 1ml = [0.667 \times 141.37] \cdot 1ml = 94.29 \text{ KN.m.}$

À l'ELS

. $M_{xS} = [\mu_x \cdot q_s \cdot l_x^2] \cdot 1ml = [0.0589 \times 112.34 \times 4,95^2] \cdot 1ml = 116.72 \text{ KN.m.}$

. $M_{yS} = [\mu_y \cdot M_{ox}] \cdot 1ml = [0.764 \times 116.72] \cdot 1ml = 89.17 \text{ KN.m.}$

. **Correction des moments**

Afin de tenir compte des semi encastrement du panneau au niveau de son pourtour, les moments obtenus sont affectés d'un coefficient de (0.75) en travée, de (-0.5) aux appuis intermédiaires et de (-0.3) aux appuis de rives. Donc :

. **Sens XX :**

. **Aux appuis :**

$M_a = 0.5 \times 141.37 = 70.68$

. En travée :

$M_x^t = 0.75 \times 141.34 = 106.03 \text{ KN.m.}$

. **Sens YY :**

. **Aux appuis :**

$M_a = 0.5 \times 94.29 = 47.15 \text{ KN.m}$

. En travée :

$M = 0.75 \times 94.29 = 70.71 \text{ KN.m.}$

- **Calcul des armatures**

Le calcul se fait en flexion simple pour une bonde de longueur unité (1m), les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Zone	Sens	M_u [kN.m]	A [cm ²]	$A_{\text{adoptée}}$ [cm ²]		S_t [cm]
En travée	x-x	106.03	6.45	8HA 14	12.31	12.5
	y-y	70.71	4.28	6HA 14	9.23	15
Aux appuis	x-x	70.68	4,27	8HA 14	12.31	12.5
	y-y	47.15	2.84	6HA 14	9.23	15

Tableau VIII.4 : Résultats du calcul des armatures du panneau de dalle du radier.

VIII.3.2. Vérifications à l'ELU

a. Condition de non-fragilité (BAEL 91 / Art. B.7.4) [14]

$$\rho_x = \frac{A_x}{b.h} \geq \rho_o \frac{3 - \frac{l_x}{l_y}}{2} \text{ et } \rho_y = \frac{A_y}{b.h} \geq \rho_o$$

Avec :

. ρ_x et ρ_y : Les taux minimaux d'acier en travée dans le sens « x » et dans le sens « y ».

. ρ_o : Rapport du volume des aciers à celui du béton. $\rho_o = 0.0008$ pour des barres à haute adhérence de classe FeE400 de diamètre supérieur à 6 mm.

· Sens x-x

$$\rho_x = \frac{A_x}{b.h} \geq \rho_o \frac{3 - \frac{l_x}{l_y}}{2} \Rightarrow A_x \geq \rho_o \frac{3 - \frac{l_x}{l_y}}{2} (b.h) = 0.0008 \times \frac{3 - 0,85}{2} \times (100 \times 30) \Rightarrow A_{x,\min} = 2,58 \text{ cm}^2.$$

$$A_x = 12.31 \text{ cm}^2 > A_{x,\min} = 2,58 \text{ cm}^2. \text{ La condition est vérifiée.}$$

· Sens y-y

$$\rho_y = \frac{A_y}{b.h} \geq \rho_o \Rightarrow A_y \geq \rho_o (b.h) = 0.0008 \times (100 \times 30) \Rightarrow A_{y,\min} = 2.40 \text{ cm}^2.$$

$$A_y = 9,23 \text{ cm}^2 > A_{y,\min} = 2.40 \text{ cm}^2. \text{ La condition est vérifiée.}$$

b. Diamètre maximal des barres (BAEL 91 / Art. A.7.2,1) [14]

D'après l'article, le diamètre des barres employées comme armatures de dalles doit être au plus égale au dixième de l'épaisseur de l'élément, donc :

$$\varphi_{\max} \leq \frac{h}{10} = \frac{300}{10} = 30 \text{ mm.}$$

$$\varphi_{\text{adopté}} = 14 \text{ mm} < 30 \text{ mm. La condition est vérifiée.}$$

c. Espacements des barres (BAEL 91/ Art. A.8.2, 42) [14]

Pour des charges réparties seulement :

. **Direction (x-x) :** $S_t = 12.5 \text{ cm} < \min(3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$. La condition est vérifiée.

. **Direction (y-y) :** $S_t = 15 \text{ cm} < \min(4h ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$. La condition est vérifiée.

VIII.3.3. Vérification des contraintes à l'ELS

La fissuration est considérée comme préjudiciable ou très préjudiciable. **Donc :**

1. Contraintes dans les aciers

$$\bar{\sigma}_{st} \leq \min \left\{ \frac{2}{3} f_{te} ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\} \leq \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400 ; 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right\} \leq \min \{266.66; 201.63\}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa} \geq \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A}$$

2. Contraintes dans le béton

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \geq \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

Où : K_1 et β_1 sont déterminés à l'aide d'abaques en fonction de $\rho = \frac{100 \cdot A}{b \cdot d}$.

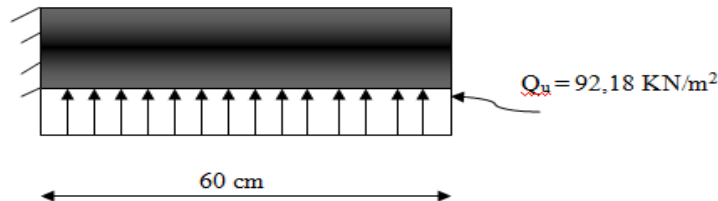
Les résultats des vérifications sont résumés dans le tableau suivant :

Zone	Sens	M_u [kN.m]	M_s [kN.m]	γ	M	α	rapport	Obs.
En travée	x-x	107.55	89.16	1.2	0,032	0.0406	0.35	C.V
	y-y	71.73	68.19	1.05	0,022	0.279	0.5	C.V
Aux appuis	x-x	71.7	59.44	1.2	0.022	0.279	0.35	C.V
	y-y	47.825	45.41	1.05	0.014	0.0176	0.5	C.V

Tableau VIII.5 : Vérification des contraintes à l'ELS pour la dalle du radier.

VIII.3.4. Ferrailage du débord

Le débord est assimilé à une console rectangulaire soumise à une charge ascendante uniformément répartie. Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de longueur unité (1m)

**Calcul du moment fléchissant (à l'encastrement)**

$$M_u = - \frac{Q_u l^2}{2} = - \frac{156,34 \times 0,6^2}{2} = - 28,14 \text{ kN.m.}$$

· **Calcul des armatures**

$$\mu = \frac{M}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{28,14 \times 10^6}{1000 \times 480^2 \times 14,2} = 0,008 < \mu_1 = 0,392.$$

À partir des abaques et pour une valeur de $\mu = 0,008$: $\beta = 0,996$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{28,14 \times 10^3}{0,996 \cdot 48 \cdot 348} = 1,70 \text{ cm}^2.$$

Soit : 4 HA 14 = 6,15 cm² Avec : St = 25 cm

Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{6,15}{4} = 1,53 \text{ cm}^2$$

Remarque :

La section d'armature d'un panneau de dalle du radier est largement supérieure à celle du débord, alors, le ferrailage du débord est la continuité de celui du radier (Prolongement des barres).

VIII.3.5. Ferrailage des nervures :

· Les nervures sont considérées comme étant des poutres continues sur plusieurs appuis.

· **Détermination des sollicitations :**

a. **Sens x-x :**

· **Calcul des efforts internes**

Le calcul se fait à l'aide du logiciel ETABS. Les résultats sont illustrés dans les diagrammes suivants : **Sens x-x :**

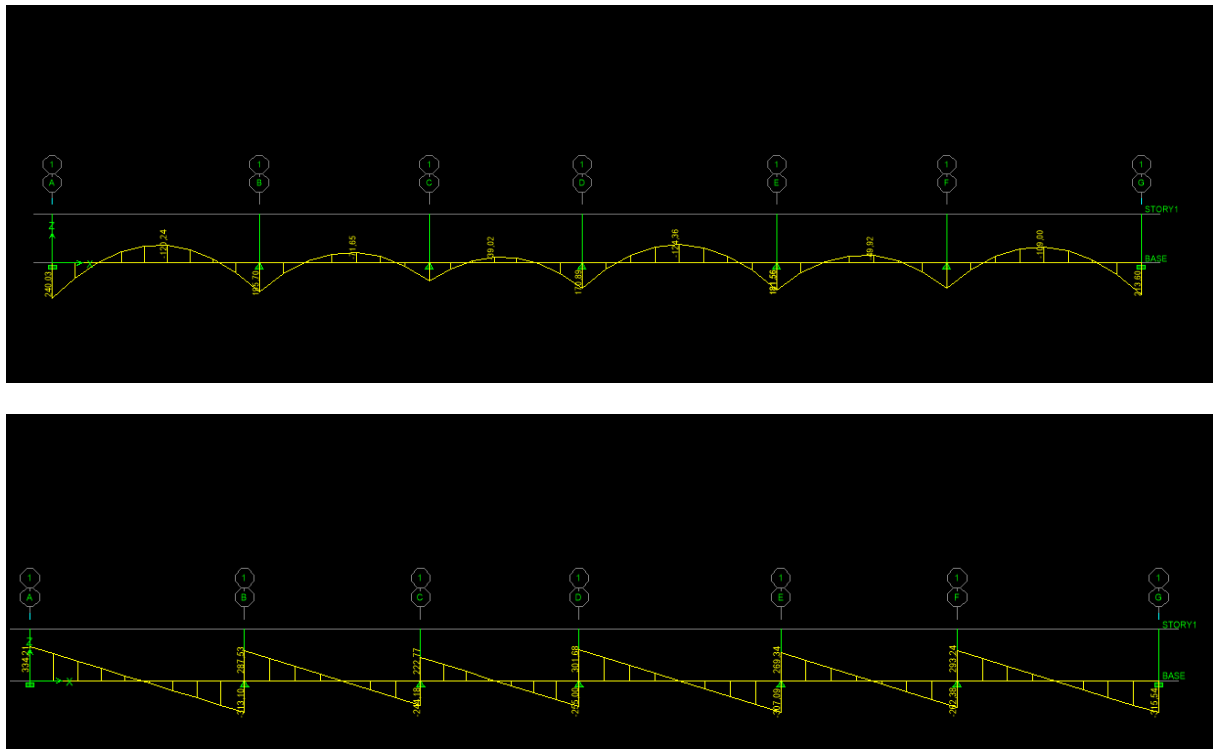


Figure VIII.2 : Diagramme des efforts internes à l'ELU dans le sens x-x

Sens y-y :

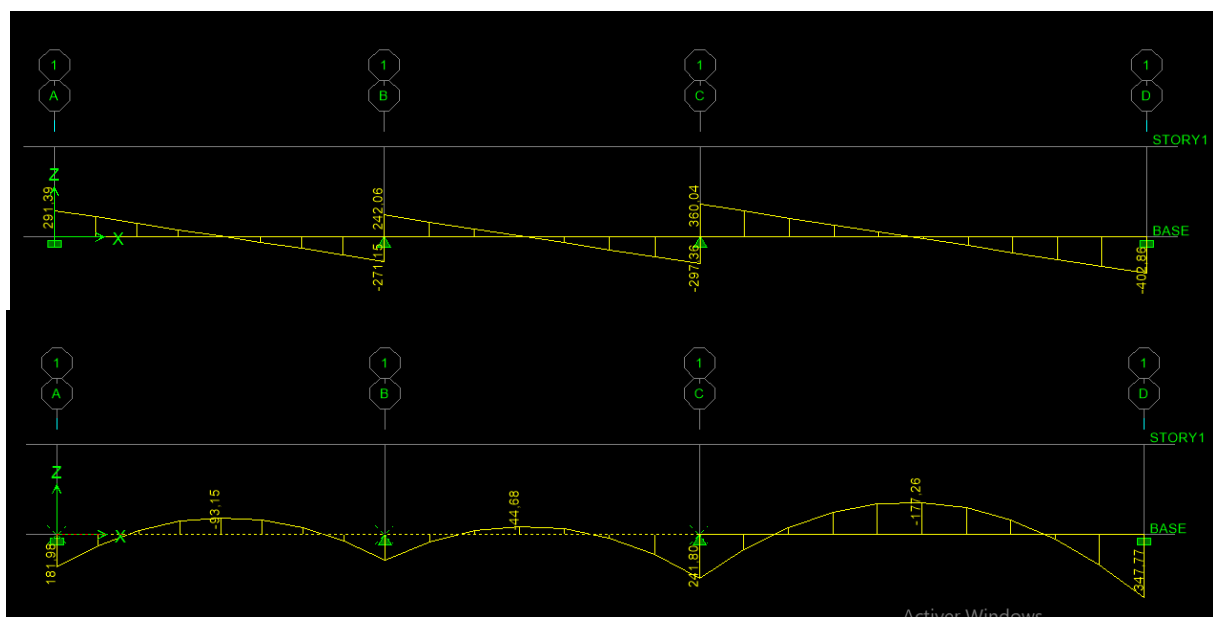


Figure VIII.3 : Diagramme des efforts internes à l'ELU dans le sens y-y

Calcul des armatures :

Le calcul se fait en flexion simple, les résultats sont résumés dans le tableau suivant

Sens	Zone	$M_{u \max}$ [kN.m]	A [cm ²]	A adoptée [cm ²]
x-x	En travée	-124.36	3.79	4HA14+4HA12 = 10,67
	Aux appuis	240.03	7.37	8HA14 = 12.31
y-y	En travée	-177.26	5.42	4HA14+4HA12= 10,67
	Aux appuis	347.77	10.76	8HA14 = 12,31

Tableau VIII.8 : Résultats du calcul des armatures des nervures.

VIII.3.6. Vérifications à l'ELU**a. Condition de non fragilité (BAEL 91 / Art. A.4.2.1) [14]**

$$A_{\min} \geq 0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{f_{c28}}{f_e} = 0,23(60)(95) \frac{2,1}{400} = 6.88 \text{ cm}^2.$$

Toutes les sections d'armatures adoptées sont supérieures à A_{\min} . La condition est donc vérifiée.

b. Vérification au cisaillement (BAEL 91/ Art A.5.1 ,211) [14]

La fissuration est préjudiciable, d'où :

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \cdot d} < \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa.}$$

· **Sens x-x :** $\tau_u = \frac{334,21 \times 10^3}{600 \times 950} = 0,58 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa.}$

· **Sens y-y :** $\tau_u = \frac{402,86 \times 10^3}{600 \times 950} = 0,70 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$

La condition est vérifiée, il n'y a pas de risque de cisaillement.

c. Vérification de l'adhérence des barres (BAEL 91 / Art A.6.1 ,3) [14]

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

Où :

· Ψ_s : Coefficient de scellement (En fonction de la nuance d'acier)

· $\Psi_s = 1.5$ (Barres de haute adhérence).

Donc :

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

$$\tau_{se} = \frac{V_{\max}}{0.9d \sum \mu_i}$$

Où :

. $\sum \mu_i$: Somme des périmètres utiles des barres.

· **Sens x-x :**

$$\sum \mu_i = n \cdot \pi \cdot \varphi = 8 \times 3.14 \times 14 = 351.68 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{334,21 \times 10^3}{0,9 \times 950 \times 351,68} = 1,11 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa}$$

· **Sens y-y**

$$\sum \mu_i = n \cdot \pi \cdot \varphi = 8 \times 3.14 \times 14 = 351.68 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{402,86 \times 10^3}{0,9 \times 950 \times 351,68} = 1,34 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa.}$$

La condition est vérifiée, il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

d. Calcul des armatures transversales (BAEL91 Art. A.7.2,2) [14]

$$\Phi_t \leq \min (h/35 ; b/10 ; \phi_t) = \min (2.85 ; 3 ; 2) = 2 \text{ cm.}$$

En guise d'armatures transversales, le choix se porte sur un cadre et un étrier en $\varphi 10$

($A_t = 3.14 \text{ cm}^2$).

e. Armatures transversales minimales (Art. 7.5.2.2 du RPA 99) [13]

$A_{t \min} = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 14 \times 60 = 2,52 \text{ cm}^2 < A_{t \text{ adoptée}} = 3.14 \text{ cm}^2$. La condition est vérifiée

f. Espacement des armatures transversales:

1. Article A.5.1,23 du BAEL 91 [14]

Pour équilibrer l'effort tranchant au nu de l'appui la section des armatures transversales doit satisfaire la condition suivante :

$$\frac{A_t}{b_o.S_t} \geq \frac{\gamma_s \cdot (\tau_u - 0.3f_{tj})}{0.9f_e} \Rightarrow S_t = \frac{0.9 \cdot f_e \cdot A_t}{\gamma_s (\tau_u - 0.3f_{tj}) \cdot b_o} = \frac{0.9 \cdot 3,14 \cdot 400}{1.15 \cdot (1.61 - 0.3 \cdot 2,1) \cdot 60} = 16,71 \text{ cm.}$$

2. Article 7.5.2.2 du RPA 99 [13]

➤ Zone nodale

$$S_t \leq \min (h/4 ; 12\phi) = \min (25 ; 24) = 24 \text{ cm.}$$

Donc :

$$S_{t \max} = \min (14,32 \text{ cm} ; 24 \text{ cm}) = 14,32 \text{ cm.}$$

$$\Rightarrow S_t = 14 \text{ cm.}$$

➤ Zone courante

$$S_t \leq h/2 = 100/2 = 50 \text{ cm.}$$

$$\Rightarrow S_t = 20 \text{ cm.}$$

g. Espacement maximal des armatures transversales (BAEL 91 / Art. A.5.1 ,22)

$$S_t^{\max} \leq \min (0,9d ; 40 \text{ cm}) = \min (95.5 \text{ cm} ; 40 \text{ cm}) = 40 \text{ cm.}$$

$$S_{t \max \text{ adopté}} = 20 \text{ cm} < S_t^{\max} = 40 \text{ cm. La condition est vérifiée.}$$

h. Délimitation de la zone nodale

La zone nodale pour le cas des poutres (nervures) est délimitée dans la figure 7.2 du RPA 99 [13] en page 63 (Zone nodale) comme suit :

$$l' = 2.h$$

Avec :

. l' : Longueur de la zone nodale.

. h : Hauteur de la poutre.

D'où :

$$l' = 2 \times 100 = 200 \text{ cm.}$$

i. Armatures de peau (BAEL 91 / Art. A.8.3) [14]

« Des armatures dénommées ‘armatures de peau’ sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur ; leur section est d'au moins 3 cm² par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction. ». **D'où :**

$$A_{\text{peau}} = 2HA 14 = 3.08 \text{ cm}^2.$$

VIII.3.7. Vérification des contraintes à l'ELS

Le calcul des moments fléchissant à l'ELS se fait à l'aide du logiciel ETABS. Les résultats sont illustrés dans les diagrammes suivants :

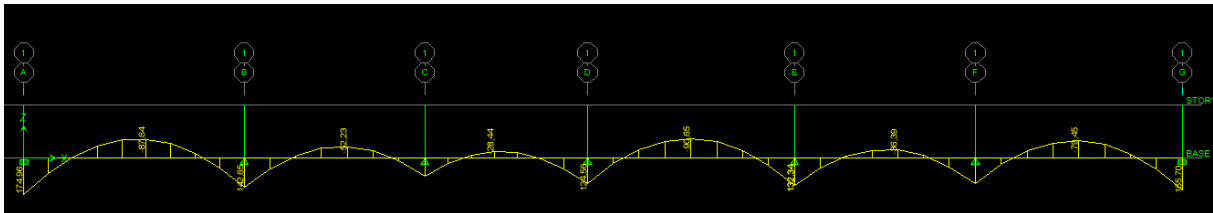


Figure VIII.4 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS (Sens x-x).

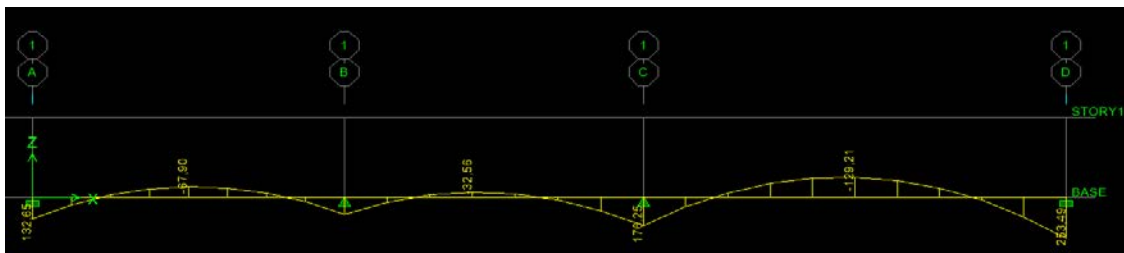


Figure VIII.5: Diagramme des moments fléchissant à l'ELS (Sens y-y).

La fissuration est considérée comme préjudiciable ou très préjudiciable. **Donc** :

1. Contraintes dans les aciers

$$\bar{\sigma}_{st} \leq \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\} \leq \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400 ; 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right\} \leq \min \{ 266.66 ; 201.63 \}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa} \geq \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A}$$

2. Contraintes dans le béton

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \geq \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

Où : K_1 et β_1 sont déterminés à l'aide d'abaques en fonction de $\rho = \frac{100 \cdot A}{b \cdot d}$.

Les résultats des vérifications sont résumés dans le tableau suivant .

Sens	Zone	M_s [kN.m]	A [cm ²]	ρ	β_1	K_1	σ_{st} [MPa]	σ_{bc} [MPa]	$\bar{\sigma}_{st}$ [MPa]	$\bar{\sigma}_{bc}$ [MPa]	Obs.
x-x	En travée	-90,65	10,67	0,187	0,930	56,43	96,16	1,70	201,63	15	C.V
	Aux appuis	174,96	12,31	0,215	0,925	51,67	161,74	3,22			C.V
y-y	En travée	-129,21	10,67	0,187	0,930	56,43	137,06	2,43			C.V
	Aux appuis	176,25	12,31	0,215	0,925	51,67	161,08	3,12			C.V

Tableau VIII.9 : Vérification des contraintes à l'ELS pour les nervures

VIII.4. Conclusion

Le ferrailage retenu pour le radier est le suivant :

1. La dalle du radier (y compris les débords)**· Sens X-X**

- . **En travée (Lit supérieur) : 6HA 14/ml ($S_t= 16$ cm).**
- . **Aux appuis (Lit inférieur) : 8HA 14/ml ($S_t= 12.5$ cm).**

· Sens Y-Y

- . **En travée (Lit supérieur) : 6HA 14/ml ($S_t= 16$ cm).**
- . **Aux appuis (Lit inférieur) : 8HA 14/ml ($S_t= 12.5$ cm).**

2. Les nervures**· Sens x-x :**

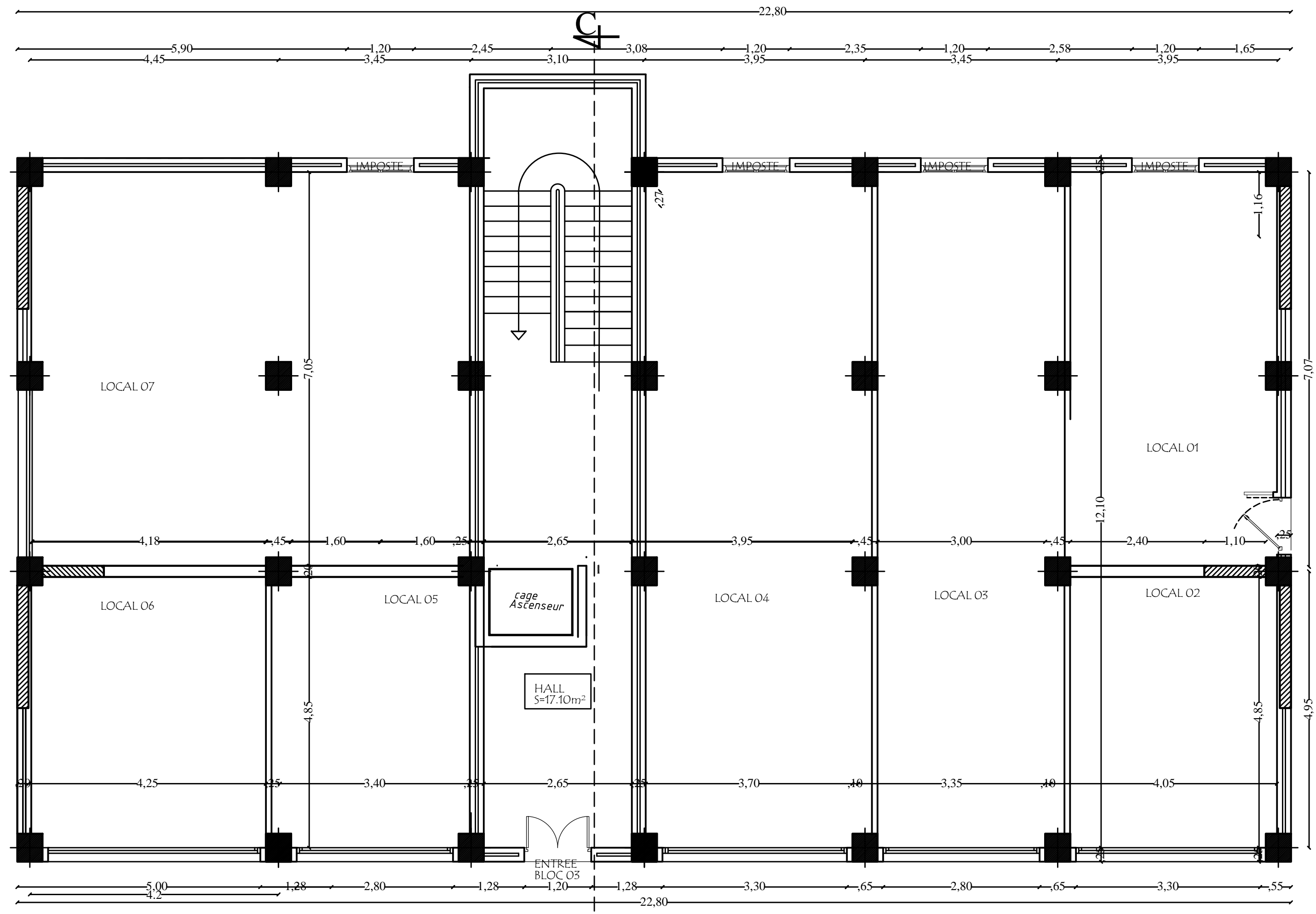
- . **Armatures supérieures (En travée) :4HA14 + 4HA 12**
- . **Armatures inférieures (Aux appuis) :8HA 14.**

· Sens y-y :

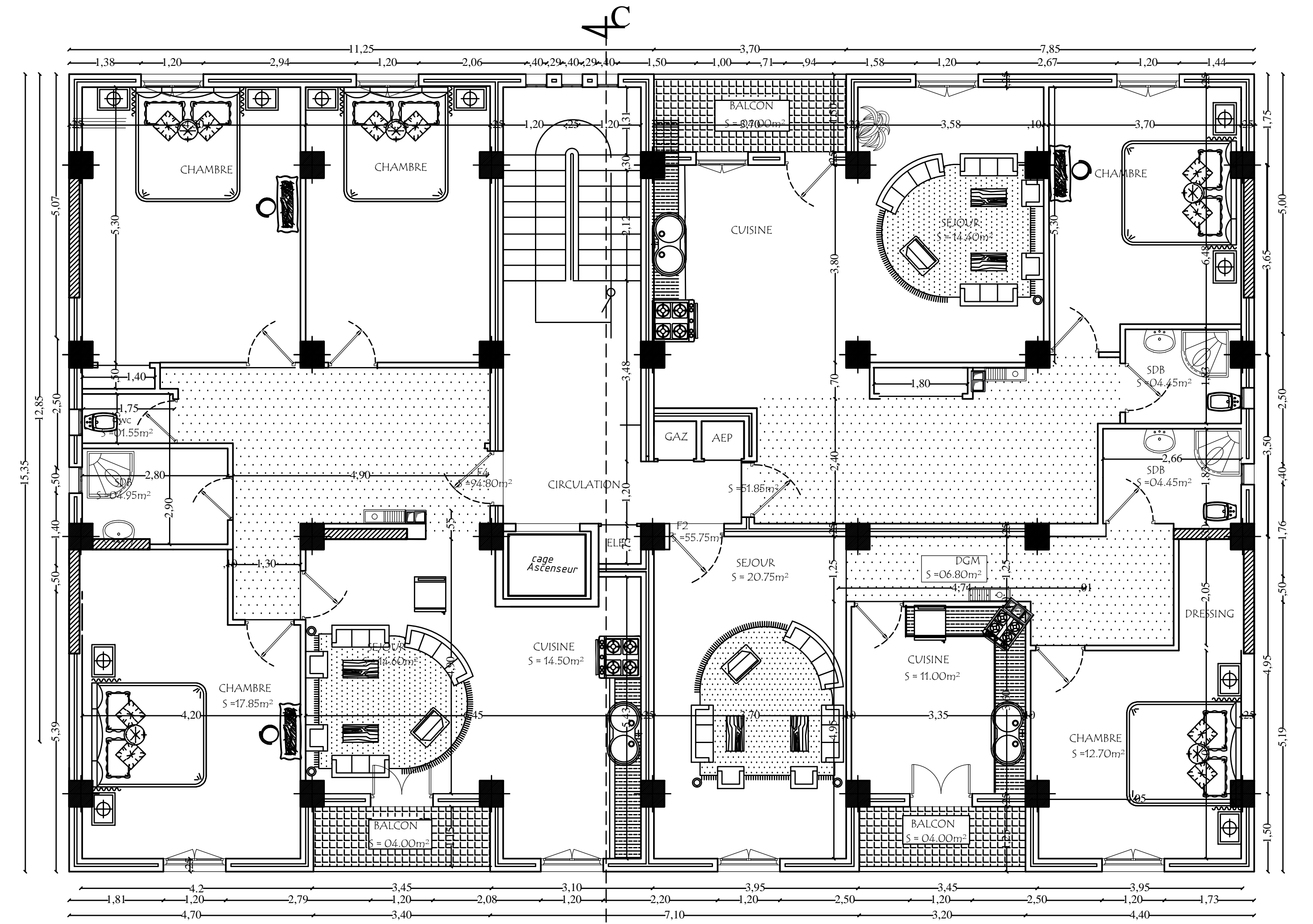
- . **Armatures supérieures (En travée) :4HA14 + 4HA 12**
- . **Armatures inférieures (Aux appuis) :8HA14.**

- . **Armatures de peau : 2HA 14 (Pour toutes les nervures).**

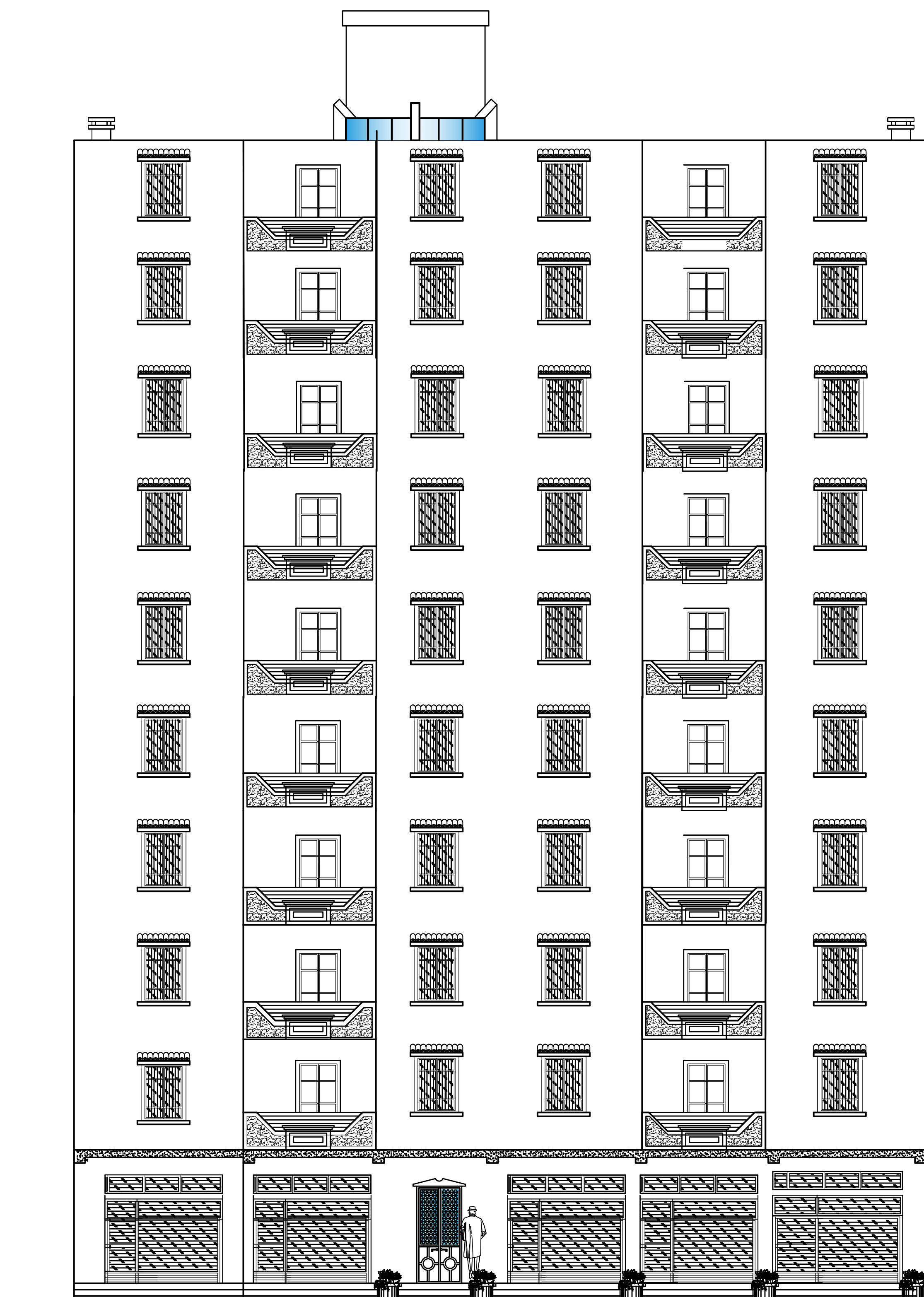
PLANS D'ARCHITECTURE



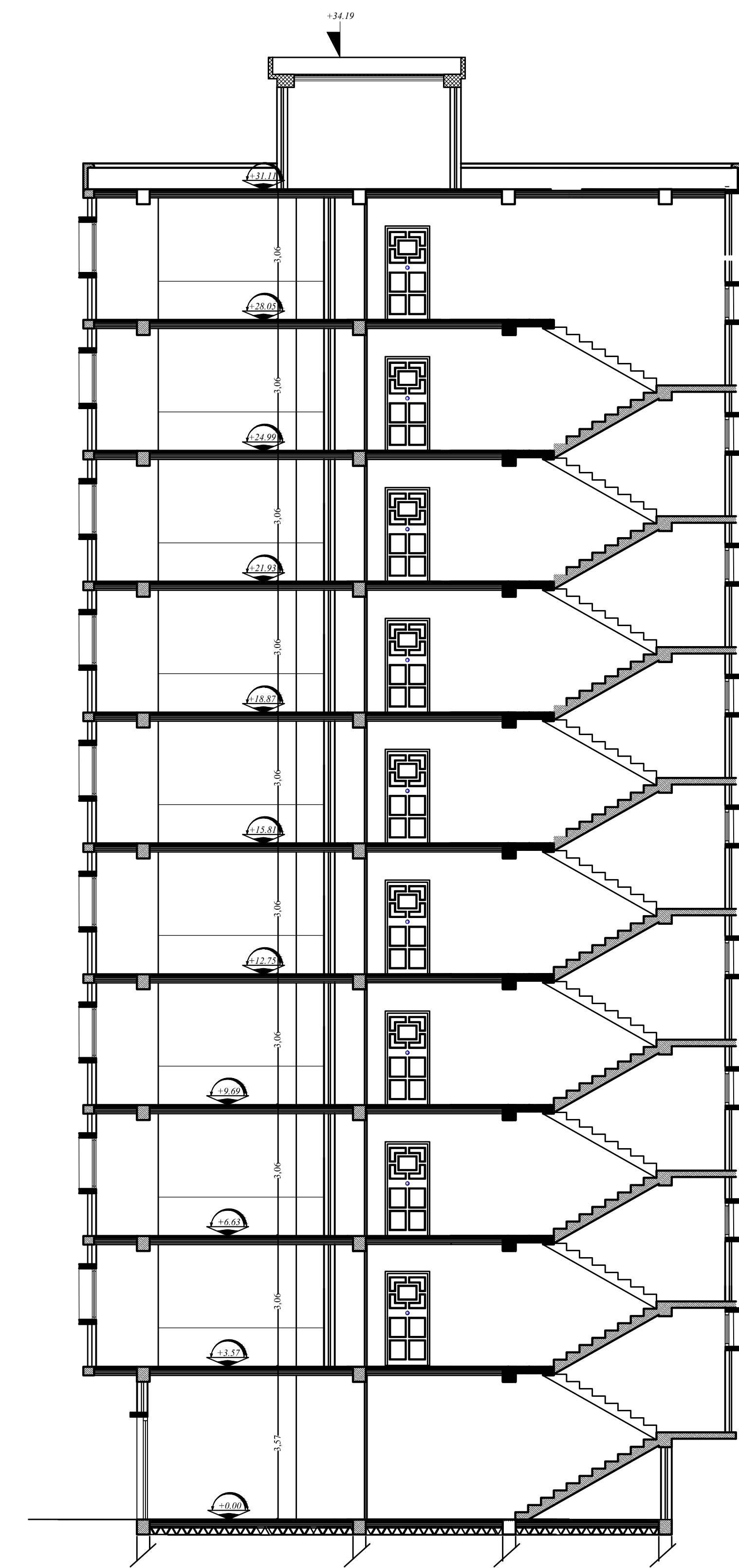
PLAN DU RDC COMMERCIAL



PLAN DE L'ETAGE COURANT



FAÇADE PRINCIPALE ECH:1/50



COUPE C-C ECH:1/50

CONCLUSION

Arrivés au terme de notre travail, nous tenons à préciser que notre projet qui est un bâtiment R+9 à usage d'habitation et commercial, qui a fait l'objet de notre mémoire a été étudié en tenant compte des règlements en vigueur à notre pays tel que le BAEL 91 et le règlement parasismique algérien RPA99 version 2003.

Cette étude nous a permis d'appliquer nos connaissances acquises durant notre cursus universitaire et nous a offert l'opportunité de découvrir les outils informatiques de l'ingénieur qui sont les logiciels de calcul.

Sur ce projet, nous avons travaillé en utilisant le logiciel ETABS qui s'est avéré d'une grande efficacité. En effet, grâce à sa haute précision, nous avons pu avoir un modèle proche de la réalité donc des résultats cohérents, significatifs et des dispositions constructives adéquates en se basant sur les principaux critères : résistance, ductilité et économie.

Nous espérons que ce modeste travail sera à la hauteur, et sera un apport et support pour les promotions à venir .

Bibliographie

- Règlements :
 - ❖ Règlement parasismique algérien 1999 modifié 2003 (RPA 99 – V 2003).
 - ❖ Règlement BAEL 91 modifié 99, règles techniques de conception et de calculs des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites BAEL 91.
 - ❖ Documents Techniques Réglementaires (DTR B.C.2.2) charges permanentes et d'exploitations.

- Cours et travaux dirigés (Béton, TMC, RDM, DDS ...)

- Cours d'ETABS .

- Mémoires de fin d'études des promotions précédentes.