

REPUBLICQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique
Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou
Faculté du génie de la construction
Département de Génie Civil



Mémoire de fin d'études

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

Option : Construction civile et industrielle.

THEME

*Etude d'un bâtiment (R+8+S-SOL) à usage
d'habitation et commercial
contreventé par voiles
avec l'application de logiciel ETABS*



Dirigé par :

M^r: Hammar

Etudié par : M^{lle} : Arab Houria

M^{lle}: Leham Assia

M^{lle} : Touat Katia

PROMOTION 2013/2014

Remerciements

En premier lieu, nous remercions Dieu le tout puissant qui nous a donné la force d'achever cette étude.

En second, nos chers parents de nous avoir aidé pour arriver au terme de ce travail qui est le fruit d'un long cursus.

Nous tenons encore à remercier notre promoteur Mr HAMMAR qui nous a guidées durant cette période du travail.

Sans oublier tous les enseignants le long de notre chemin d'étude, nos amis de nous avoir aidé. Le personnel de la bibliothèque de génie civil.

Nos sincères sentiments vont à tous ceux qui, de près ou de loin, ont contribué à la réalisation de ce projet.

Nous remercions aussi les membres du jury qui nous feront l'honneur de juger notre travail.



Dédicaces

Je dédie ce modeste travail :

*À ma grand-mère, à la mémoire
de mon grand père.*

*À mes chers parents aux quels je
dois tout.*

*À mes frères : Amar, Ahmed et
Younes.*

*À mes sœurs : Samira, Fazia,
Souad, Dalila et Ouiza.*

*À mes cousines : Katia,
Yasmina, Ouiza, Linda et Lydia.*

À toute la famille : Arab, Saadni.

À mes amies : Naima et Nadia

À tous mes camarades.

À ma belle famille.

*À la personne qui m'a encouragée
et qui j'aime beaucoup.*

HOURIA



Dédicaces

Je dédie ce modeste travail :

À la mémoire de de ma grand-mère(Tachallamt) et de mon frère(Kiki).

À mes parents : Ourida et Si Rachid.

À mes frères : Lezhar et sa Femme, Larbi et mohamed.

À mes sœurs : Souhila et Lila Fatima et Ounissa et leurs maris.

À mon neveu : Saïd.

À mes nièces : Dounia, Kanza, Feriel, Malika, Sara et la nouvelle venue au monde : Tafat.

À mes copines : Katia, Nassima, Baya et Tassa.

*À Dda Azwaw et Hocine.L.
Enfin à toute personne avec qui j'ai partagé soit : un sourire, un regard ou une parole et qui m'ont permis de vivre des instants de bonheur.*

KATIA



Dédicaces

Je dédie ce modeste travail :

À ma grand-mère.

À mes chers parents.

À mes frères : Youcef et Hamza.

*À mes sœurs : Hassiba, Fazia,
Djamila, Nabila, Chabha, Saadia et
Katia.*

À ma cousine Ouiza et sa famille.

*À mon cher fiancé Ramdhan et sa
famille.*

À mes voisins : la famille Oufad.

*À mes copines de chambre : Linda,
Hayat, Zohra, Samira , Zohra.H,
Nadia, Fatma, Nassima et ma
meilleure amie Djidji.*

À toute la promotion 2013-2014.

Assia

Sommaire

Introduction

Chapitre I : Présentation et description de l'ouvrage	1
Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments	11
Chapitre III : Calcul des éléments	25
III-1) L'acrotère	25
III-2) Planchers en corps creux	34
III-3) L'escalier	51
III-4) Poutre palière	65
III-5) Salle machine	76
III-6) balcon	83
Chapitre IV : Etude de contreventement	92
Chapitres V : Modélisation de la structure	103
Chapitre VI : Etude sismique	121
Chapitre VII : combinaisons des charges	133
Chapitres VIII : Ferrailage de la structure	144
VIII-1) Ferrailage des poteaux	144
VIII-2) Ferrailage des poutres	155
VIII-2) Ferrailage des voiles	167
Chapitre IX : Etude de l'infrastructure	177
IX-1) Radier	177
IX-2) Mur plaque	199

Conclusion générale

Bibliographie

Introduction générale

Le Génie Civil est l'ensemble des techniques concernant tous les types de constructions. Les ingénieurs civils s'occupent de la conception, de la réalisation, de l'exploitation et de la réhabilitation d'ouvrages 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.

L'analyse approfondie des ouvrages touchés par le séisme nous renvoie souvent aux mêmes causes, dont les principales sont dues à de mauvaises dispositions constructives ou des malfaçons d'exécution généralement criardes.

Pour cela nous ne devons pas appliquer uniquement les règlements, mais nous devons impérativement comprendre les facteurs déterminant le comportement dynamique de la structure afin de mieux prévoir sa réponse sismique.

Les différentes études et règlements préconisent divers systèmes de contreventement visant à minimiser les déplacements et à limiter les risques de torsion tout en assurant une bonne dissipation des efforts.

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

Dans notre projet d'étude d'un bâtiment R+8+S-SOL à usage d'habitation et commercial à ossature mixte contreventé par voiles, en plus du calcul statique qui fait l'objet des trois premiers chapitres, la structure est soumise au spectre de calcul du règlement parasismique Algérien RPA99/version 2003, et sa réponse est calculée en utilisant le logiciel ETABS V 9.6.

I -1 Descriptions de l'ouvrage :

Le projet étudié est un bâtiment à usage d'habitation et local (R+8+1 sous-sol), implanté à Thenia située à la wilaya de Boumerdes, classée selon le **(RPA99, modifié en 2003)** comme une zone de sismicité élevée (**Zone III**).

Nos calculs seront conformes aux règlements en vigueur, à savoir :

- Le Règlement Parasismique Algérien **(RPA99, modifié en 2003)**.
- Les techniques de conception et de calcul des ouvrages et des constructions en béton armé suivant la méthode des états limites **(BAEL91)**.

Le bâtiment comporte:

- un sous-sol à usage local.
- un rez-de-chaussée à usage habitation.
- huit étages courants à usage d'habitation.

L'accès aux différents étages sera assuré par une cage d'escalier et un ascenseur.

I-2- Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

- Hauteur totale du bâtiment (y compris l'acrotère).....32,22m.

Sous-sol :

- Longueur.....26,85m.
- Largeur.....16,25m.
- Hauteur.....4,08m.

RDC :

- Longueur.....26,85m.
- Largeur.....17,45m.
- Hauteur.....3,06m.

Etages courants :

- Longueur.....26,85m.
- Largeur.....17,45m.
- Hauteur.....3,06m.

I -3 Les éléments de l'ouvrage :**I-2-1- La superstructure :**

C'est la partie de la construction située au dessus du sol, elle contient plusieurs éléments qui sont :

① Ossature :

Le bâtiment est à ossature mixte, composé de poteaux et de poutres formant un système de portiques qui sont destinés à reprendre les charges et les surcharges verticales ; et un ensemble de voiles en béton armé disposés dans les deux sens longitudinal et transversal formant ainsi un système de contreventement rigide assurant la stabilité de l'ouvrage.

② Planchers:

Les planchers sont des surfaces planes qui limitent les étages. Leur rôle principal est la transmission des efforts horizontaux aux éléments de contreventement.

Supportant leurs poids propres et les surcharges d'exploitations, ils assurent aussi l'isolation thermique et phonique.

Les planchers seront réalisés en corps creux avec une dalle de compression reposant sur des poutrelles préfabriquées.

Le plancher terrasse est inaccessible avec une pente de **1%** qui facilite l'écoulement des eaux.

③ Dalle pleine :

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

④ Maçonnerie :

Deux types de murs se présentent dans notre structure:

- ◆ **Murs extérieurs** constitués d'une double cloison en briques creuses et d'une lame d'air (10+5+10).
- ◆ **Murs intérieurs** en simple cloison de briques creuses de 10cm d'épaisseur pour les murs de séparation des pièces et de (10+10) pour les murs de séparation des appartements.

⑤ Revêtement :

Ils seront réalisés en :

- ◆ Mortier de ciment de 2cm d'épaisseur pour les murs des façades extérieures.
- ◆ Enduits de plâtre de 2cm d'épaisseur pour les murs intérieurs et plafonds.
- ◆ Carrelage pour les sols.
- ◆ Faïence pour les murs des sanitaires et cuisines.
- ◆ Marbre pour les escaliers.

⑥ Les escaliers :

Notre bâtiment est munit d'une cage d'escaliers, permettant d'accéder aux différents étages, composée de paliers et de paillasse, réalisée en béton armé coulée sur place.

⑦ Cage d'ascenseur :

Le bâtiment comporte une cage d'ascenseur réalisée en béton armé coulée sur place.

⑧ Système de coffrage :

On opte pour un coffrage métallique pour les voiles afin de réduire les opérations manuelles et limiter le temps d'exécution, et un coffrage classique en bois pour les portiques.

⑨ Acrotère :

La terrasse inaccessible sera entourée d'un acrotère de 60 cm de hauteur et de 10cm d'épaisseur.

I-3-2 L'infrastructure :

C'est la partie de la construction située au dessous du sol, elle contient :

Fondations :

C'est la partie enterrée dans le sol qui transmet les charges et les surcharges de la construction au sol. Le choix de type de fondation dépend de types du sol d'implantation et de l'importance de l'ouvrage.

I-4- Caractéristiques mécaniques des matériaux :

Le béton et l'acier utilisés dans la construction du présent ouvrage seront choisis conformément aux règles **(BAEL 91)** et aux règles parasismiques algériennes **(RPA 99) modifié en 2003**.

I-4-1- Le béton :

Le béton est un matériau de construction composé d'un mélange de : liant hydraulique (ciment), granulats (sable, gravier) et d'eau de gâchage ainsi que des adjuvants. Il est défini du point de vue mécanique par sa résistance à la compression qui varie avec la granulométrie, la quantité d'eau de gâchage, et l'âge du béton.

La composition du béton sera dotée par un laboratoire en tenant compte des caractéristiques des matériaux et de leurs provenances.

Dans le cas le plus courant, le béton utilisé est dosé de **350 kg/m³** de ciment portland composé **325 (CPJ 325)**, destiné à offrir une protection efficace des armatures.

I-4-1-1-Granulats :

A titre indicatif, nous avons pour 1m^3 de béton armé:
 Sable propre..... $380 \text{ à } 450\text{cm}^3$ ($D_g \leq 5\text{mm}$).
 Gravier $750 \text{ à } 850 \text{ cm}^3$ ($D_g \leq 25\text{mm}$)
 Dosage de ciment CPJ 325..... $300 \text{ à } 400 \text{ kg}$.
 Eau de gâchage $150 \text{ à } 200 \text{ l}$.
 Adjuvants ... (plastifiant, hydrofuge,...).

I-4-1-2-Resistance caractéristique du béton :

Le béton est défini du point de vue mécanique par sa :

①Resistance caractéristique à la compression f_{cj} :

Le béton est définie par la valeur de sa résistance mécanique à l'âge de **28 jours** noté f_{c28} , qu'on détermine après un essai de compression axiale fait sur des éprouvettes normalisées (**16x32**) et cela après 28 jours de durcissement. Pour l'étude de ce projet on prend $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

Lorsque la sollicitation s'exerce sur un béton d'âge $\leq 28 \text{ jours}$, sa résistance à la compression est calculée comme suit :

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83j} \quad f_{c28} \text{ pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa.} \\ f_{cj} = \frac{j}{1.40+0.95j} \quad f_{c28} \text{ pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa.} \end{array} \right\} \longrightarrow (\text{BAEL91/A.2.1,11}).$$

②Résistance caractéristique à la traction f_{tj} :

La résistance caractéristique à la traction, notée f_{tj} , est donnée conventionnellement en fonction de la résistance caractéristique à la compression par la relation suivante :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj} \longrightarrow (\text{BAEL91/A.2.1,12}).$$

Dans notre cas : $f_{cj28} = 25 \text{ Mpa} \longrightarrow f_{tj28} = 2.1 \text{ Mpa}$.

Cette formule est valable pour les valeurs de $f_{cj} \leq 60 \text{ MPa}$.

③Contraintes limites du béton :

Tous les calculs effectués au cours de cette étude sont basés sur la théorie des états limites, un état limite est celui pour lequel une condition requise d'une construction ou d'un de ses éléments est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de variation défavorable d'une des actions appliquées.

a) Contrainte de compression :**❖ A l'Etat limite ultime (ELU) :**

Celle-ci est donnée par la formule ci-dessous (**BAEL91/A4.3, 41**) :

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} [\text{MPa}]$$

γ_b : Coefficient de sécurité $\begin{cases} \gamma_b = 1.5 \mapsto \text{situation courante,} \\ \gamma_b = 1.15 \mapsto \text{situation accidentelle.} \end{cases}$

θ : Coefficient de durée d'application des actions considérées

$\theta=1$: si la durée d'application est $>24\text{h}$,

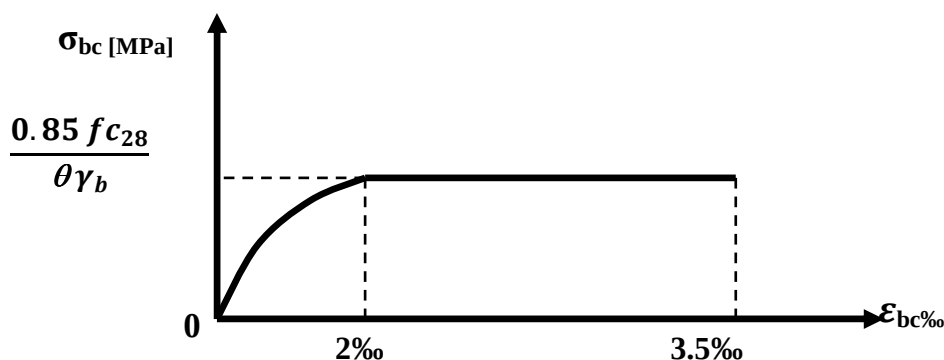
$\theta=0.9$: si la durée d'application est entre 1h et 24h,

$\theta=0.85$: si la durée d'application est $<1\text{h}$,

À $j=28$ jours en situation courante :

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

- Pour $\gamma_b=1.5$ et $\theta=1$, on aura $f_{bu}=14.2[\text{Mpa}]$
- Pour $\gamma_b=1.15$ et $\theta=1$, on aura $f_{bu}=18.48[\text{Mpa}]$

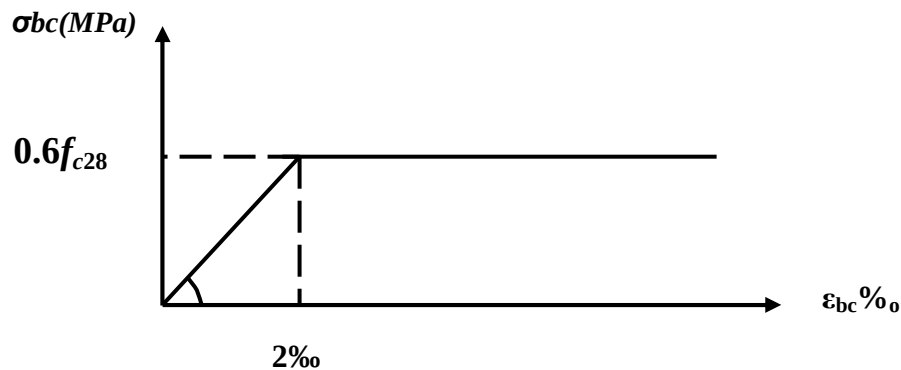
➤ Diagramme contraintes déformations du béton à l'ELU :

❖ A l'Etat limite de service [ELS] : (BAEL91/A.4.5,2) :

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

Donc : La contrainte de compression admissible à l'ELS (j=28jours) est égale à :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 15 MPa$$

➤ Diagramme contrainte-déformation du béton (ELS) :

ϵ_{bc} : déformation relative de service du béton en compression.

$\tan \alpha = E_b$ = module d'élasticité.

b) Contrainte limite de cisaillement [BAEL 91/ A.5.1, 21] :

La contrainte tangentielle du béton pour une section rectangulaire est donnée par la formule :

$$\tau_u = \min \left\{ \frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right\} \rightarrow \text{F. P. N}$$

$$\tau_u = \min \left\{ \frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right\} \rightarrow \text{F. P ou F.T.P}$$

④ Module d'élasticité longitudinal :

Selon la durée d'application de la contrainte, on distingue deux types de modules :

♦ **Module d'élasticité instantané du béton [BAEL/ A2.1, 21] :**

Lorsque la durée de la contrainte appliquée est inférieure à 24h, on admet un module d'élasticité égale à :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} [MPa].$$

Pour $f_{c28} = 25 [MPa] \longrightarrow E_{i28} = 32164.20 [MPa].$

♦ **Module de déformation longitudinale différée du béton [BAEL/ A2.1, 22] :**

Lorsque la contrainte normale appliquée est de longue durée, et afin de tenir compte de l'effet de fluage du béton (déformation instantanée augmentée du fluage),

Nous prendrons un module égal :

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} [MPa].$$

Pour $f_{c28} = 25 [MPa] \longrightarrow E_{v28} = 10819 [MPa].$

⑤ **Module d'élasticité transversal : [BAEL91/A.2.1,3] :**

Il est noté « G », il est donné par la formule suivante :

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

• ν : Coefficient de poisson $\begin{cases} \nu = 0 \longrightarrow A l'ELU, \\ \nu = 0,2 \longrightarrow A l'ELS. \end{cases}$

⑥ **Coefficient de poisson [BAEL/A2.1, 3] :**

C'est le rapport entre les déformations transversales et longitudinales :

$$\nu = \frac{\text{déformation trasversale}}{\text{déformation longitudinale}}$$

- $\nu = 0.2$ à l'état limite de service (béton non fissuré).
- $\nu = 0$ à l'état limite ultime (béton fissuré).

I-4-2-L'acier :

Les aciers sont utilisés pour équilibrer les efforts de traction auxquels le béton ne résiste pas, ils se distinguent par leurs nuances et leurs états de surface (R.L, H.A). Dans le présent ouvrage, nous aurons à utiliser deux types d'aciers :

- Acier à haute adhérence [**fe400**].....**fe=400MPa**,
- Treillis soudés [**TL520**].....**fe=520MPa**.

fe : limite d'élasticité de l'acier.

Remarque :

Les valeurs de limite élastique sont les mêmes en traction et en compression.

①Module de déformation longitudinal :

Es est défini par la pente de la droite passante par l'origine du diagramme (σ, ϵ), il est pris égal à :

$E_s = 200000 \text{ MPa}$, Sa valeur est constante quelque soit la nuance de l'acier.

②Contraintes limites:**❖ A L'état limite ultime (ELU) [BAEL91/A.2.1,3]**

Les armatures sont destinées à équilibrer et à reprendre les efforts de traction, et elles sont utilisées jusqu'à leurs limites élastiques avec une marge de sécurité.

$$\overline{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

- $\overline{\sigma}_{st}$: Contrainte admissible d'élasticité de l'acier.
- f_e : Limite d'élasticité garantie.
- γ_s : Coefficient de sécurité.

Avec

- $\gamma_s=1,15$ situation courante
- $\gamma_s=1,00$ situation accidentelle

Nuance de l'acier	Situation courante	Situation accidentelle
$f_e = 400 \text{ MPa}$	$\bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ Mpa}$	$\bar{\sigma}_{st} = 400 \text{ Mpa}$
$f_e = 520 \text{ MPa}$	$\bar{\sigma}_{st} = 452 \text{ Mpa}$	$\bar{\sigma}_{st} = 500 \text{ Mpa}$

❖ **A L'état limite de service (ELS) [BAEL91/A.2.1,3] :**

A fin de réduire le risque d'apparition de fissures dans le béton et selon l'appréciation de la fissuration, le BAEL a limité les contraintes des armatures tendues comme suit :

• **Fissuration peu nuisible [BAEL91/A.4.5,32] :**

La fissuration est considérée comme peu nuisible lorsque :

Les éléments sont situés dans les locaux couverts et clos, non soumis (sauf exceptionnellement et pour de courtes durées à des condensations). Dans ce cas aucune vérification n'est à effectuer.

$$\bar{\sigma}_{st} = f_e$$

• **Fissuration préjudiciable [BAEL91/A.4.5,33] :**

La fissuration est considérée comme préjudiciable lorsque les éléments en cause sont exposés aux intempéries ou à des condensations. Dans ce cas, il importe de respecter les règles suivantes :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right\}$$

• **Fissuration très préjudiciable [BAEL91/A.4.5,34] :**

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, il importe de respecter les règles suivantes :

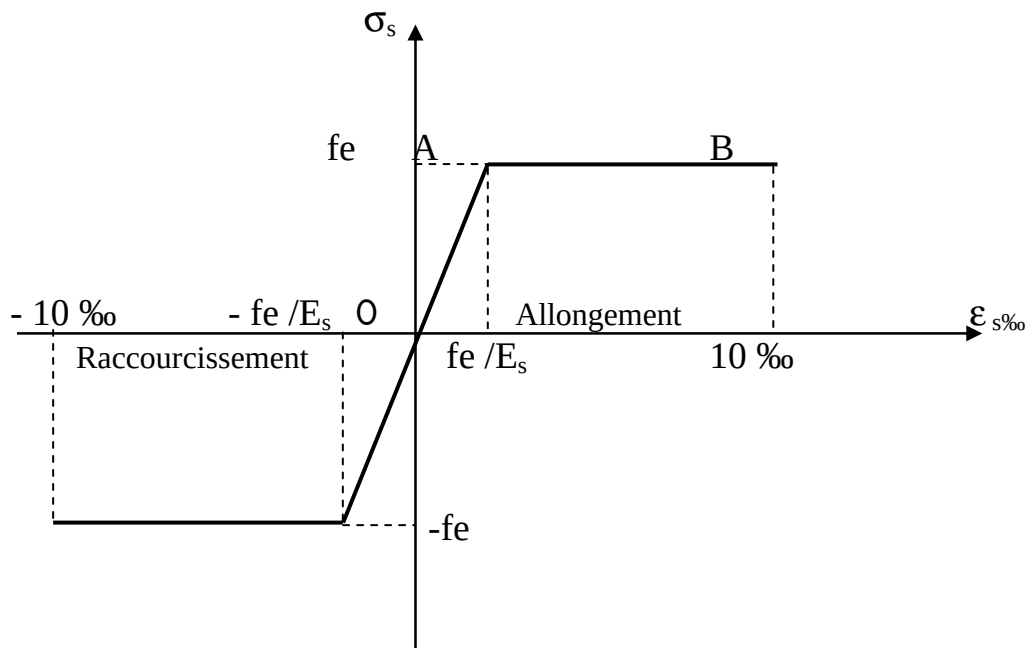
$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{1}{2} f_e ; 90 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right\}$$

η : Est le coefficient de fissuration:

On l'appelle aussi coefficient de sécurité.

$$\eta = \begin{cases} 1 & \text{pour les ronds lisses.} \\ 1,3 & \text{pour les files HA } \phi < 6\text{mm} \\ 1,6 & \text{pour les barres HA et les files HA } \phi \geq 6\text{mm.} \end{cases}$$

③ Diagramme de contrainte-déformation de l'acier :



④ Protection des armatures : (BAEL/91 Art 7.24) :

Dans le but d'avoir un bétonnage correct et de prémunir les armatures des effets des effets d'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 ceux exposés aux atmosphères très agressives.
- $c \geq 3\text{cm}$: pour les éléments en contact d'un liquide (réservoirs, tuyaux, canalisations).
- $c \geq 1\text{cm}$: pour les parois situées dans les locaux non exposés aux condensations.

Introduction :

Après avoir défini les caractéristiques de notre ouvrage, et celles des matériaux utilisés, nous passons à pré dimensionner les éléments porteurs à savoir les planchers, les poteaux, les poutres, les escaliers et les voiles.

Pour cela, on se réfère aux règles de pré dimensionnement fixées par le **RPA99 et B A E L**.

II-1 Les planchers :

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

Afin de limiter la flèche. L'épaisseur minimum des planchers doit satisfaire la condition suivante :

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22,5} \quad (\text{CBA Art B-6-8-4-2-4})$$

Avec :

- h_t : Épaisseur du plancher.
- $L_{\max}$: portée libre maximale de la plus grande travée dans le sens des poutrelles.

Nous avons les plus grandes portées dans les deux sens :

$$\left. \begin{array}{l} L = 5.00\text{m}; \text{ sens longitudinal} \\ L = 4.55\text{m} ; \text{ sens transversal} \end{array} \right\} \longrightarrow \text{ sens des poutrelles est sens transversal du bâtiment.}$$

$L = 4.55\text{m}$

$L_{\max} = 4.55 - 0.3 = 4.25\text{m}$

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22,5} \implies h_t \geq \frac{425}{22,5} \geq \mathbf{18.88\text{cm}}$$

On opte pour un plancher d'épaisseur : **(16+4)**

Epaisseur du corps creux = 16cm

Epaisseur de la dalle de compression = 4cm

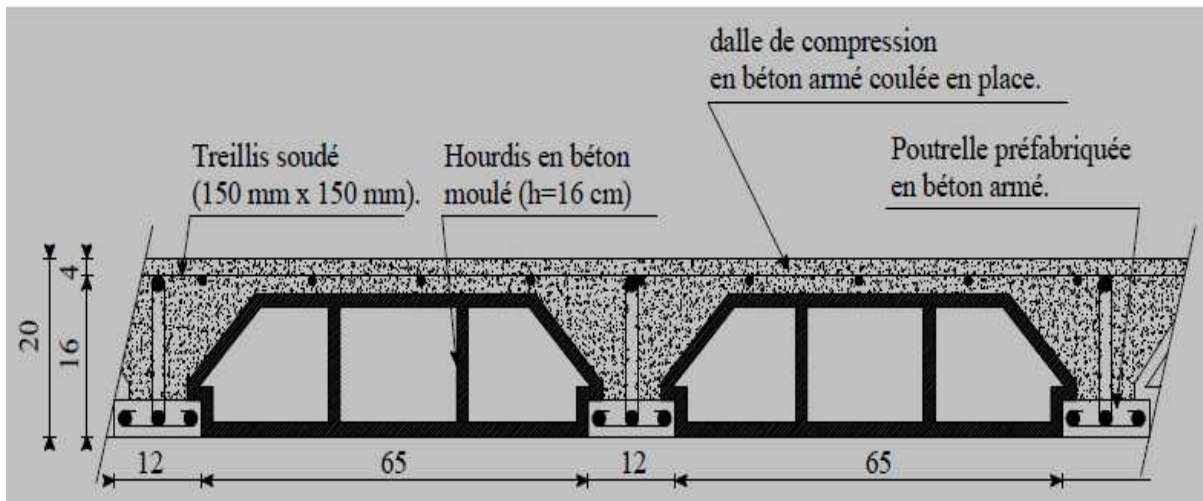


Figure II-1 Coupe verticale du plancher en corps creux

II-2 Les poutres :

Les poutres sont des éléments en béton armé qui assurent la transmission des charges et surcharges des planchers aux éléments verticaux (poteaux, voiles).

Les dimensions des poutres sont définies en fonction de leurs portée L , telles que :

D'après le BAEL 99 :

$$\begin{cases} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \\ 0.4h \leq b \leq 0.7h \end{cases}$$

- h : hauteur de la poutre,
- b : largeur de la poutre,
- L : portée maximum entre nus d'appuis.

Coffrage minimum des poutres (RPA 99 Art 7.5.1) :

$$\begin{cases} b > 20 \text{ cm} \\ h > 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} < 4 \end{cases}$$

On distingue deux types de poutres :

II-2-1 Poutres principales :

Elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles constituant ainsi un appui à celles-ci.

La hauteur h_t :

$$L = 455 - 30 = 425 \text{ cm}$$

$$\frac{425}{15} \leq h \leq \frac{425}{10} \Rightarrow 28.33 \text{ cm} \leq h \leq 42.5 \text{ cm} ;$$

On opte pour : **$h = 40 \text{ cm}$**

La largeur b :

$$0.4 \times 40 \leq b \leq 0.7 \times 40 \Rightarrow 16 \text{ cm} \leq b \leq 28 \text{ cm} ;$$

On opte pour : **$b = 30 \text{ cm}$**

Vérification des conditions sur RPA :

$$\left. \begin{array}{l} h = 40 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \\ b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \\ h/b = \frac{40}{30} = 1.33 < 4 \end{array} \right\} \text{ Toutes les conditions sont Vérifiées.}$$

Section adoptée :

Poutres principales PP $\Rightarrow$ (30x40) cm²

II-2-2 Poutres secondaires :

Elles sont parallèles aux poutrelles, elles assurent le chaînage.

La hauteur h_t :

$$L = 410 - 30 = 380 \text{ cm}$$

$$\frac{380}{15} \leq h \leq \frac{380}{10} \Rightarrow 25.33 \text{ cm} \leq h \leq 38 \text{ cm} ;$$

On opte pour : **$h = 35 \text{ cm}$**

La largeur b :

$$0.4 \times 35 \leq b \leq 0.7 \times 35 \Rightarrow 14 \text{ cm} \leq b \leq 24.5 \text{ cm} ;$$

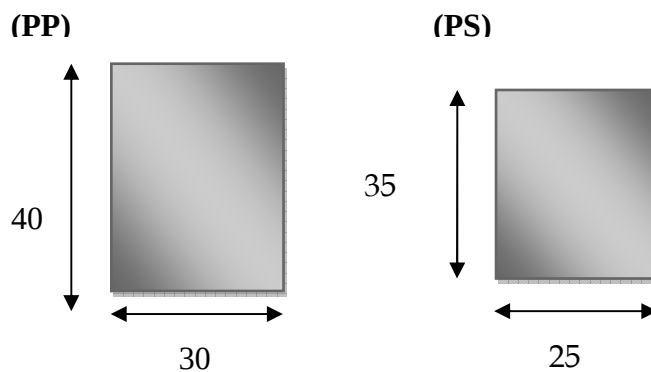
On opte pour : **$b = 25 \text{ cm}$**

Vérification des conditions sur RPA :

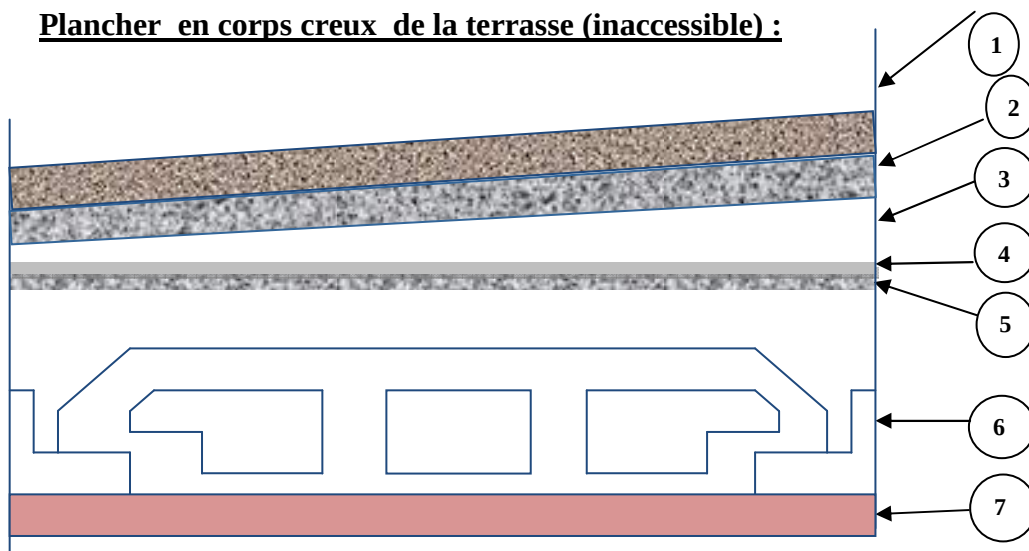
$$\left. \begin{array}{l} h = 35\text{cm} \geq 30 \\ b = 25\text{ cm} \geq 20\text{ cm} \\ h/b = 1.4 < 4 \end{array} \right\} \text{ Toutes les conditions sont Vérifiées.}$$

Section adoptée

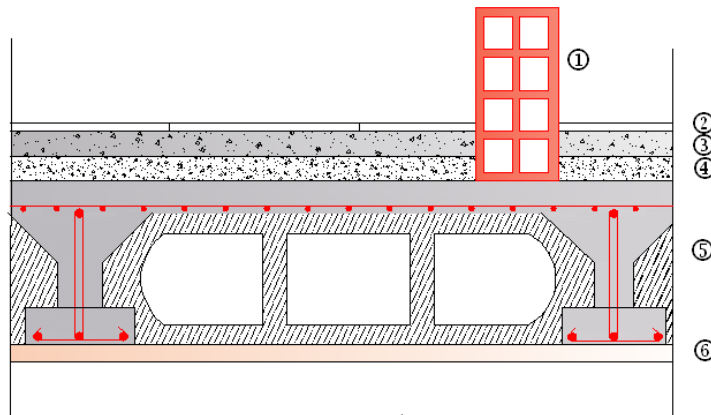
Poutres secondaires PS $\Rightarrow$ (25x35) cm²

**II-3-Détermination des charges et surcharges :**

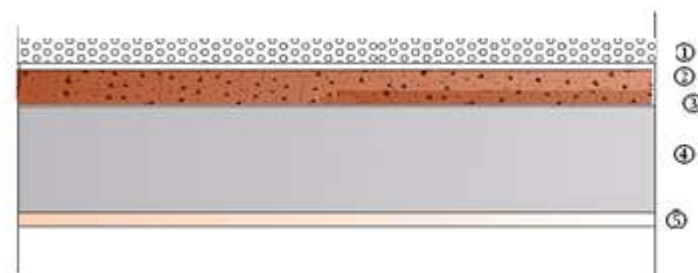
Les poids volumiques des éléments constituant les planchers et les murs sont donnés par le **DTR B.C.2.2...** [2], idem pour les surcharges d'exploitations.

❖ Charges permanentes:**Plancher en corps creux de la terrasse (inaccessible) :**

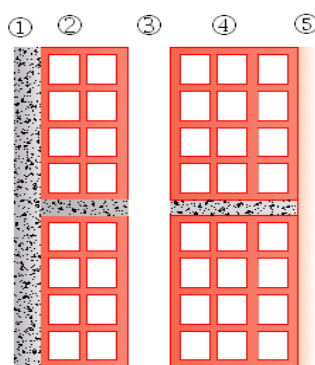
N°	Composition	Epaisseur en (cm)	$\rho(\text{KN/m}^3)$	G (KN /m ²)
①	Couche de gravier roulé (15/25)	5	20	1.00
②	Etanchéité multicouches	2	-	0.12
③	Forme de pente en béton	8	25	2.00
④	Isolation thermique (liège)	5	4	0.20
⑤	Feuille de polyané	-	-	0.10
⑥	Plancher à corps creux	20	-	2.85
⑦	Enduit en plâtre	2	1	0.02
G=6.29(kN /m²)				

Plancher en corps creux étage courant :

N°	Composition	Epaisseur en (cm)	$\rho(\text{KN/m}^3)$	G (KN /m ²)
①	Cloison en briques creuses 8 trous y compris enduit	10	-	1.00
②	Revêtement carreaux Grés-Cérame	1	20	0.20
③	Mortier de pose	3	22	0.66
④	Couche de sable	3	18	0.54
⑤	Plancher en corps creux	16+4	-	2.85
⑥	Enduit plâtre	2	10	0.20
G=5.54(kN /m²)				

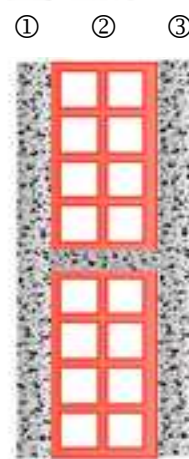
Dalle pleine de balcon :

N°	Composition	Epaisseur en (cm)	$\rho(\text{KN/m}^3)$	G (KN /m ²)
①	Revêtement en carrelage	2	20	0.40
②	Mortier de pose	3	22	0.66
③	Couche de sable	3	18	0.54
④	Dalle pleine	15	25	3.75
⑤	Enduit plâtre	2	10	0.2
				G=5.55(kN /m²)

▪ **Mur extérieur :**

N°	Composition	Epaisseur en (cm)	$\rho(\text{KN/m}^3)$	G (KN /m ²)
①	Enduit au mortier de ciment	3	18	0.54
②	Cloison en briques creuses 8 trous	10	-	0.90
③	Lame d'air	5	-	-
④	Cloison en briques creuses 12 trous	15	-	1.30
⑤	Enduit de plâtre sur la face intérieure	2	10	0.20
				G=2.94(kN /m²)

▪ Mur intérieur :



N°	Composition	Epaisseur en (cm)	$\rho(\text{KN/m}^3)$	G (KN /m ²)
①	Enduit plâtre	2	10	0.20
②	Cloison en briques creuses 8 trous	10	-	0.90
③	Enduit plâtre	2	10	0.20
				G=1.30(kN /m²)

❖ Surcharges d'exploitation :

Terrasse : Q =1,00 KN/m².

Etages courants : (habitation) Q_{pc} = 1.50 KN/m².

RDC : (habitation) Q =1.50 KN/m².

Sous-sol locaux : Q=4,00KN/m²

Balcons : Q =3.50 KN/m²

Escaliers : Q = 2.50 KN/m².

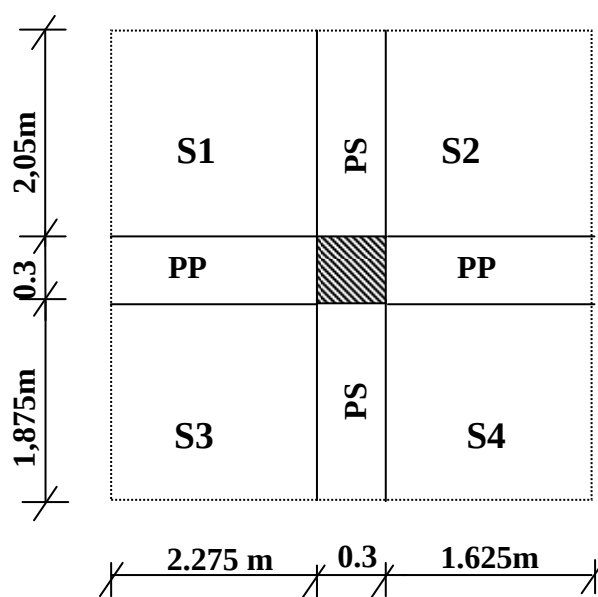
II-4-Les poteaux :

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

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

Avec

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

A) Charges et surcharges revenant au poteau le plus sollicité (D4) :**① Surface d'influence:**

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

$$S = 15.3 \text{ m}^2$$

② Poids propre des éléments :

Plancher : $G_{pc} = G \times S = 5.45 \times 15.3 = 83.39 \text{ KN}$

Plancher terrasse : $G_{pt} = G \times S = 6.29 \times 15.3 = 96.24 \text{ KN}$

▪ Poutres :

Poutres principales : $\rho \times b_{pp} \times h_{pp} \times (2.275+1.625) = 25 \times 0.3 \times 0.40 \times 3.9 = 11.7 \text{ KN}$

Poutres secondaires : $\rho \times b_{ps} \times h_{ps} \times (1.875+2.05) = 25 \times 0.25 \times 0.35 \times 3.925 = 8.58 \text{ KN}$

Poids poutres principales + poids poutres secondaires = $11.7 + 8.58 = 20.28 \text{ KN}$

▪ Poids propre des poteaux :

$G_{RDC} = 25 \times 0.30 \times 0.30 \times 2.86 = 6.43 \text{ KN}$

$G_{\text{etage courant}} = 25 \times 0.30 \times 0.30 \times 2.86 = 6.43 \text{ KN}$

$G_{\text{sous-sol}} = 25 \times 0.30 \times 0.30 \times 3.88 = 8.73 \text{ KN}$

③ Surcharge d'exploitation :

RDC: $Q \times S = 1.5 \times 15.3 = 22.95 \text{ KN}$

Sous-sol: $Q \times S = 4.00 \times 15.3 = 61.2 \text{ KN}$

Etages courants : $Q \times S = 1.5 \times 15.3 = 22.95 \text{ KN}$

Terrasse : $Q \times S = 1.00 \times 15.3 = 15.3 \text{ KN}$

④ Loi de dégression des charges :

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

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

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

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

Sous toiture : $\sum_0 = Q_0$

Niveau 01: $\sum_1 = Q_0 + Q_1$

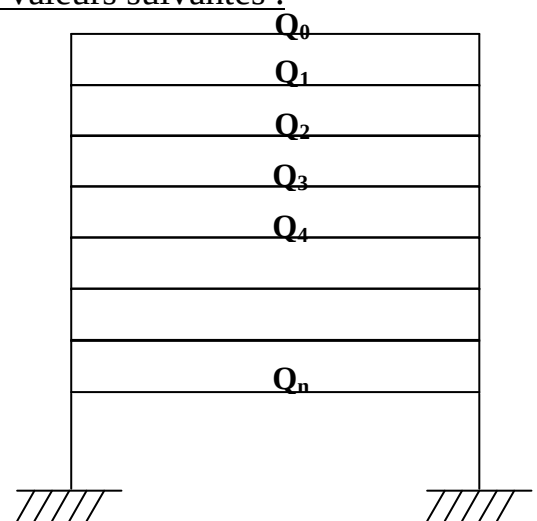
Niveau 02 : $\sum_2 = Q_0 + 0.95.(Q_1 + Q_2)$

Niveau 03 : $\sum_3 = Q_0 + 0.90.(Q_1 + Q_2 + Q_3)$

Niveau 04 : $\sum_4 = Q_0 + 0.85.(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$

.....

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



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

Il est donné par le tableau suivant :

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

⑤ Les surcharges cumulées :

Sous toiture : $\sum_0 = Q_0 = 15.3KN$

Niv 01: $\sum_1 = Q_0 + Q_1 = 15.3 + 22.95 = 38.25KN$

Niv 02 : $\sum_2 = Q_0 + 0.95.(Q_1 + Q_2) = 15.3 + 0.95(22.95 + 22.95) = 58.90KN$

Niv 03 : $\sum_3 = Q_0 + 0.90.(Q_1 + Q_2 + Q_3) = 15.3 + 0.90(22.95 \times 3) = 77.26KN$

Niv 04 : $\sum_4 = Q_0 + 0.85.(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 15.3 + 0.85(22.95 \times 4) = 93.33KN$

Niv 05 : $\sum_5 = Q_0 + 0.80.(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 15.3 + 0.80(22.95 \times 5) = 107.1KN$

Niv 06 : $\sum_6 = Q_0 + 0.75.(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 15.3 + 0.75(22.95 \times 6) = 118.57KN$

Niv07 : $\sum_7 = Q_0 + 0.714.(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7) = 15.3 + 0.714(22.95 \times 7) = 130KN$

Niv08: $\sum_8 = Q_0 + 0.687.(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8) = 15.3 + 0.687(22.95 \times 8) = 141.43KN$

Niv09:

$\sum_9 = Q_0 + 0.667.(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9) = 15.3 + 0.667(22.95 \times 8 + 61.20) = 178.58KN$

Descente de charge :

NIV	<u>Charges permanentes [KN]</u>					<u>Surcharges d'exploitation [KN]</u>		<u>Effort normal</u> <u>N=G+Q</u> <u>[KN]</u>	<u>Section du poteau</u> <u>[cm²]</u>	
	Planchers	Poutres	Poteaux	G totale	Gcumulée	Qi	Qcumlée		Section trouvée	Section adoptée
8	86.24	20.28	6.43	110.1	110.1	15.30	15.30	125.4	83.60	<u>30x30</u>
7	83.39	20.28	6.43	110.1	220.2	22.95	38.27	258.47	172.31	<u>30x30</u>
6	83.39	20.28	6.43	110.1	330.3	22.95	58.9	389.2	259.46	<u>30x30</u>
5	83.39	20.28	6.43	110.1	440.4	22.95	77.26	517.66	345.10	<u>30x30</u>
4	83.39	20.28	6.43	110.1	550.5	22.95	93.33	643.83	429.22	<u>40x40</u>
3	83.39	20.28	6.43	110.1	660.6	22.95	107.1	767.7	511.8	<u>40x40</u>
2	83.39	20.28	6.43	110.1	770.7	22.95	118.57	889.27	592.84	<u>40x40</u>
1	83.39	20.28	6.43	110.1	880.8	22.95	130	1010.8	673.86	<u>45x45</u>
RDC	83.39	20.28	6.43	110.1	990.9	38.25	141.43	1132.33	754.88	<u>45x45</u>
S.SOL	83.39	20.28	8.73	112.4	1103.3	22.95	178.58	1281.88	844.38	<u>45x45</u>

Remarque :

Pour conférer aux poteaux une meilleure résistance aux sollicitations sismiques, il est recommandé de donner à ceux d'angles et de rives des sections comparables à celles des poteaux centraux (**RPA/A.7.4.1**).

❖ Vérification des exigences du RPA (Art 7.4.1) :

$$\text{Min}(b_1, h_1) \geq 30 \text{ cm} \quad \dots\dots\dots \textcircled{1}$$

$$\text{Min}(b_1, h_1) \geq h_e/20 \quad \dots\dots\dots \textcircled{2}$$

$$1/4 < b_1/h_1 < 4 \quad \dots\dots\dots \textcircled{3}$$

➤ Sous-sol :

- $\text{Min}(b_1, h_1) = \min(45 \text{ cm}, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \checkmark$
- $\text{Min}(b_1, h_1) = 45 \text{ cm} \geq h/20 = 388/20 = 19.40 \text{ cm}$
- $1/4 < b_1/h_1 = 45/45 = 1 < 4 \dots\dots\dots \checkmark$

➤ **RDC et 1^{er} Etage:**

- $\text{Min}(b_1, h_1) = \min(45\text{cm}, 45\text{cm}) = 45\text{cm} > 30\text{cm} \dots \dots \dots \checkmark$
- $\text{Min}(b_1, h_1) = 45\text{cm} \geq h/20 = 286/20 = 14,3\text{cm} \dots \dots \dots \checkmark$
- $1/4 < b_1/h_1 = 45/45 = 1 < 4 \dots \dots \dots \checkmark$

➤ **2^{ème}, 3^{ème}, 4^{ème} Etage :**

- $\text{Min}(b_1, h_1) = \min(40\text{cm}, 40\text{cm}) = 40\text{cm} > 30\text{cm} \dots \dots \dots \checkmark$
- $\text{Min}(b_1, h_1) = 40\text{cm} \geq h/20 = 286/20 = 14,3\text{cm} \dots \dots \dots \checkmark$
- $1/4 < b_1/h_1 = 40/40 = 1 < 4 \dots \dots \dots \checkmark$

➤ **5^{ème}, 6^{ème}, 7^{ème}, 8^{ème} Etage :**

- $\text{Min}(b_1, h_1) = \min(30\text{cm}, 30\text{cm}) = 30\text{cm} > 30\text{cm} \dots \dots \dots \checkmark$
- $\text{Min}(b_1, h_1) = 30\text{cm} \geq h/20 = 286/20 = 14,3\text{cm} \dots \dots \dots \checkmark$
- $1/4 < b_1/h_1 = 30/30 = 1 < 4 \dots \dots \dots \checkmark$

Conclusion :

Le coffrage des poteaux est conforme aux exigences du RPA.

❖ **Vérification des poteaux au flambement :**

Lorsque une pièce élancée (**poteau**) est soumise à un effort de compression ; il se produit un phénomène d'instabilité transversale (comportement analogue à celui d'une poutre fléchie); c'est le flambement.

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 :

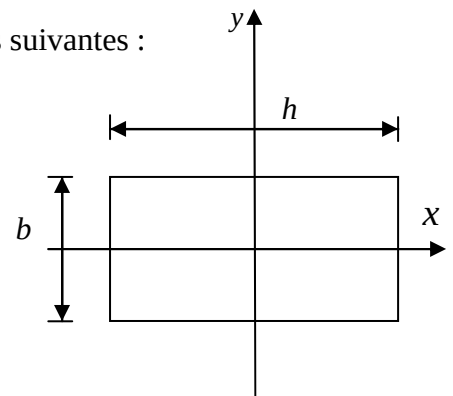
$$\lambda \leq 50$$

Avec :

$\lambda = \frac{l_f}{i}$: L'élancement du poteau.

l_f :Longueur de flambement. ($l_f=0.707 l_0$)

l_0 : Hauteur libre du poteau.



i : Rayon de giration. $i = \sqrt{\frac{I_x}{S_{\text{pot}}}} = \frac{b}{\sqrt{12}}$

I : Moment d'inertie de la section du poteau par rapport à l'axe xx (axe faible)

S_{pot} : Section du poteau.

Donc :

$$\lambda = \frac{0.707 l_0 \sqrt{12}}{b} = \frac{2.45 l_0}{b}$$

AN :

- **RDC, sous-sol et 1^{er} étage :** poteaux (45×45); $l_0=3.68$; $\lambda=20.03<50$ ✓
- **2^{eme}, 3eme et 4^{eme} étage :** poteaux (40×40); $l_0=2.66$; $\lambda=16.29<50$ ✓
- **5^{eme}, 6^{eme}, 7^{eme} et 8^{eme} étage :** poteaux (30×30); $l_0=2.66$; $\lambda=21.72<50$ ✓

Conclusion :

Tous les poteaux vérifient la condition de non flambement.

II-5 Les voiles :

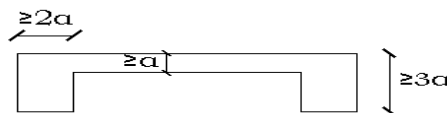
Ce sont des éléments rigides en béton armé coulés sur place, leur fonction principale est de reprendre les charges horizontales.

Le pré dimensionnement se fera conformément à l'**Article 7.7.1./RPA99 ver 2003**

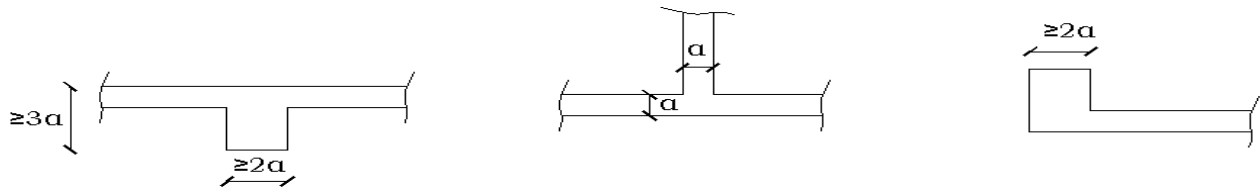
Sont considérés comme voiles les éléments satisfaisant la condition $l \geq 4\alpha$.

L'épaisseur du voile sera déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et de la rigidité aux extrémités, l'épaisseur minimale est de 15 cm.

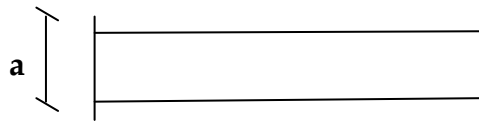
1^{er} cas



$$\alpha \geq \frac{h_e}{25}$$

2ème cas

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

3ème cas

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

$$h_e = 4,08 - 0,20 = 3,88 \text{ cm.}$$

$$a \geq \frac{3,88}{20} = 19,4 \text{ cm.}$$

On adopte alors : **a = 20 cm.**

III-1-Calcul de L'acrotère :**III-1-1-Introduction :**

L'acrotère est un élément secondaire de la structure, il est encastré au niveau de la poutre du plancher terrasse, il a pour but d'assurer la sécurité au niveau de la terrasse et de plus il participe dans la mise hors eau de la structure.

-L'acrotère est assimilé dans le calcul à une console encastrée au niveau du plancher terrasse, son ferrailage se calcule sous l'effet d'un effort normal qui est son poids propre « G », et la charge « Q » appelée poussée de la main courante, provoquant un moment de renversement M dans la section d'encastrement (section dangereuse).

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc les fissurations sont préjudiciables et le calcul se fera à l'ELU et à l'ELS pour une bande de 1m.

❖ Dimension de l'acrotère :

-La Largeur : 100cm ;

-L'épaisseur : 10cm ;

-La hauteur : 60cm.

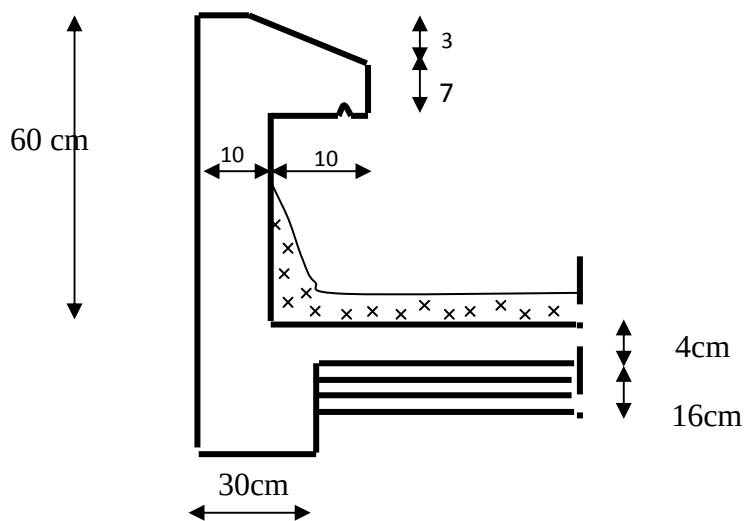


Figure -III-1 : Coupe verticale de l'acrotère

III -1-2 : Détermination des sollicitations :

La détermination des sollicitations se fait pour une bande de 1m de largeur.

III -1-2-1 - Inventaire des charges :

- **Poids propre « G » :** $G = \rho \times S$

Avec:

ρ : masse volumique de béton. (25KN/m³).

S : section transversale de l'acrotère.

$$G = 25 \left[\frac{0,03 \times 0,1}{2} + 0,07 \times 0,1 + 0,1 \times 0,6 \right] = 1,7125 \text{ KN/ml.}$$

$$G = 1,7125 \text{ kN/ml.}$$

- **Surcharge d'exploitation « Q » :**

$$Q = 1,00 \text{ KN/ml}$$

III-1-2-2-Les efforts internes :

- a)-**Effort normal dû au poids propre « G » :**

$$N_G = G \times 1 \text{ ml} = 1,7125 \text{ KN.}$$

- b)- **Moment de flexion (renversement) dû à la main courante « Q » :**

$$M_Q = Q \times H \times 1 \text{ ml} = 1,00 \times 0,6 \times 1 = 0,60 \text{ KN.m.}$$

- c)-**Effort tranchant dû à la main courante« Q » :**

$$T_Q = Q \times 1 \text{ ml} = 1,00 \text{ KN.}$$

- **Schema statique de calcul :**

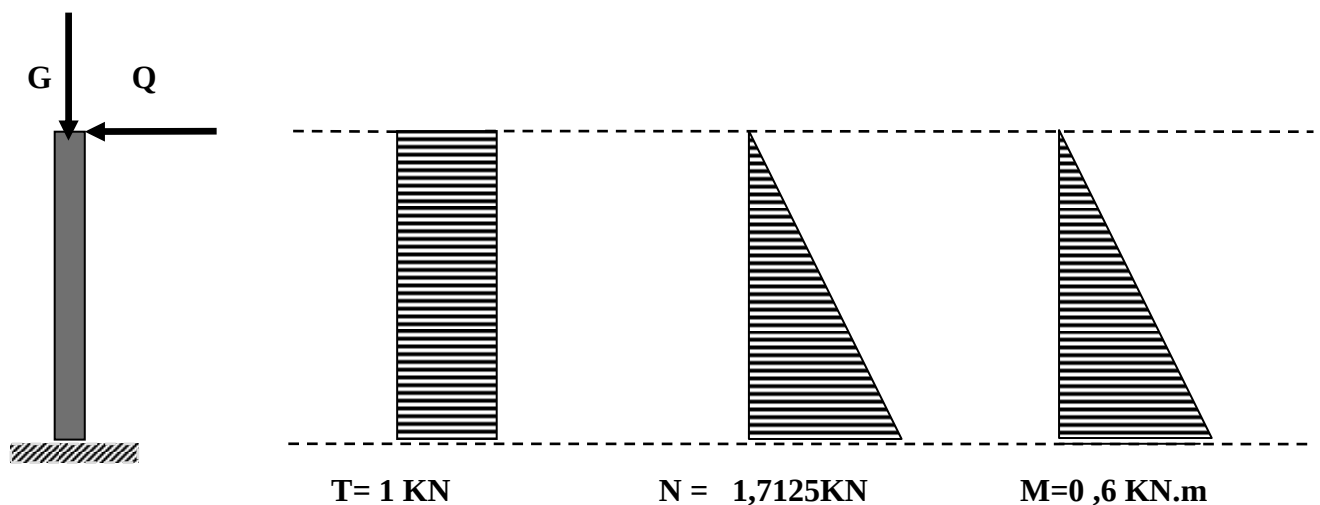


Figure- III-2- : Diagrammes des efforts internes.

III-1-3- Combinaisons des efforts (art A.3.2.2, BAEL) :**III-1-3-1- A l'état limite ultime (ELU):****❖ Effort normal :**

$$\left\{ \begin{array}{l} N_u = 1,35N_G + 1,5N_Q \\ N_u = 1,35 \times 1,7125 = 2,312 \text{ KN.} \end{array} \right.$$

❖ Moment de renversement :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_u = 1,35 \times M_G + 1,5 M_Q \\ M_u = 1,5 \times 0,6 = 0,90 \text{ KN.m.} \end{array} \right.$$

❖ Effort tranchant :

$$\left\{ \begin{array}{l} T_u = 1,5 \times T_Q \\ T_u = 1,5 \times 1,00 = 1,5 \text{ KN.} \end{array} \right.$$

III-1-3-2- A l'état limite de service (ELS) :**❖ Effort normal :**

$$\left\{ \begin{array}{l} N_s = N_G + N_Q \\ N_s = 1,925 + 0 = 1,7125 \text{ KN.} \end{array} \right.$$

❖ Moment de renversement :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_s = M_G + M_Q \\ M_s = 0 + 0,6 = 0,6 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

❖ Effort tranchant :

$$\left\{ \begin{array}{l} T_s = T_Q \\ T_s = 1,00 \text{ KN} \end{array} \right.$$

III-1-4 Le Ferrailage :

Il consiste à étudier une section rectangulaire ($b \times h$), en flexion composée à l'ELU sous un effort normal N_u et un moment de flexion M_u puis faire la vérification à l'ELS.

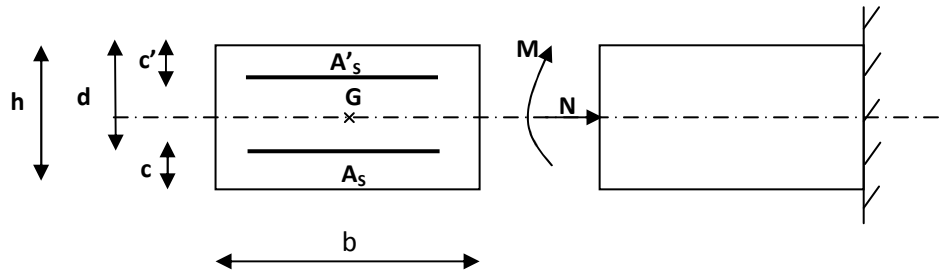


Fig III-1-3 : Schéma de calcul

$h = 10\text{cm}$; $b = 100\text{cm}$; $d = 8\text{cm}$; $c = c' = 2\text{cm}$

➤ **Position de centre de pression :**

- Calcul de l'excentricité :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u}$$

Avec :

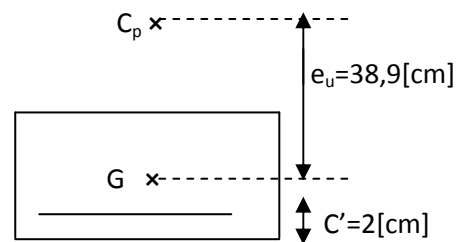
N_u : effort de compression.

C_p : centre de pression.

e_u : excentricité.

C' : l'enrobage qui vaut $2[\text{cm}]$.

N_u : effort de compression



$$\left. \begin{aligned} e_u &= \frac{0.9}{2.312} = 0.389\text{m} = 0.39\text{cm} \\ \frac{h}{2} - C &= \frac{10}{2} - 2 = 3\text{cm} \end{aligned} \right\} \Rightarrow e_u > \frac{h}{2} - C$$

Donc le centre de pression (Point d'application de l'effort normale) se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures, et l'effort normal (N) est un effort de compression, donc la section est partiellement comprimée (SPC) ,

➡ Elle sera calculée en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif « M_f » puis on déduira la section d'armatures réelles « A_s » en flexion composée

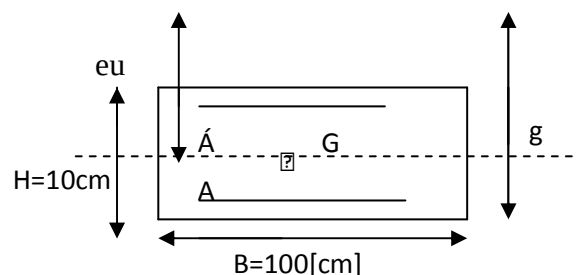
a) **Flexion simple :**

❖ **Moment fictif :**

$$M_f = N_u \cdot g$$

Avec :

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



Étant g la distance entre le centre de compression et le centre de gravité des armatures.

$$M_f = 2.31 \left[0.39 + \left(\frac{0.1}{2} - 0.02 \right) \right] = 0.971 \text{ KN.m.}$$

$$\mu_b = \frac{M_f}{b.d.f_{bu}} = \frac{0.971.10^3}{100 \times 8^2 \times 14.2} = 0.0107$$

Avec :

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

$$\mu_b = 0.0107 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{La section est simplement armée (SSA)}$$

A partir des abaques on tire la valeur de $\beta \rightarrow \beta = 0.995$

❖ Armatures fictives :

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348.1 \text{ MPa. Et } \beta = 0.995$$

$$\text{Donc : } A_{stf} = \frac{M_f}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{0.971.10^3}{0.995 \times 8 \times 348} = 0.350 \text{ cm}^2.$$

b) Flexion composée :

❖ Armatures réelles :

$$A_{st} = A_{stf} - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0.350 - \frac{2.312.10^3}{348.10^2} = 0.283 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_s = 0.283 \text{ cm}^2.$$

III-1-5- Vérifications à L'ELU:

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

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

$$A_{\min} = 0.23.b.d. \frac{f_{t28}(e_s - 0.455.d)}{f_e(e_s - 0.185.d)}$$

$$\text{Avec : } e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.6}{1.7125} = 0.350 \text{ m} \Rightarrow e_s = 35 \text{ cm}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06.f_{c28} = 0.6 + 0.06.(25) \Rightarrow f_{t28} = 2.1 \text{ Mpa.}$$

$$A_{\min} = 0.23.100.8. \frac{2.1(35 - 0.455.8)}{400(35 - 0.185.8)} = 0.904 \text{ cm}^2. \Rightarrow A_{\min} = 0.904 \text{ cm}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} A_{St} = 0,283 \text{ cm}^2 \\ A_{min} = 0,904 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} \Rightarrow A_{min} \geq A_{St} \Rightarrow A = \max(A_{St}; A_{min})$$

⇒ la condition de non fragilité n'étant pas vérifiée alors on adoptera la section minimale.

$A_s = A_{min} = 0.966 \text{ cm}^2 \rightarrow$ la section d'acier est **6HA6=1.68cm²** Avec un espacement:
 $S_t = 20\text{cm}$

➤ **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{1.68}{4} = 0,42 \text{ cm}^2$$

Donc : **$A_r = 4\text{HA6}=1.12\text{cm}^2$** Avec un espacement: $S_t = 17\text{cm}$

2) Vérification aux cisaillements : (BAEL 91/Art A.5.1.211) :

La fissuration est préjudiciable, donc :

$$\text{Avec : } \tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15}{\gamma_b} f_{c28}, 4 \right\} \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd}$$

τ_u : Contrainte de cisaillement

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

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

$$\tau_u = 0.0187 \ll \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 \times 25}{1.5}; 4 \right\} = 2.5 \text{ MPa.}$$

⇒ La condition est vérifiée donc pas de risque de cisaillement (armatures transversales ne sont pas nécessaires).

3) Vérification de l'adhérence des barres : (BAEL91/Art A.6.1.3) :

Il faut vérifier :

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa} ; \quad f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

Avec :

$$\psi_s : \text{Coefficient de scellement droit ; } \begin{cases} \psi_s = 1.5 \rightarrow HA \\ \psi_s = 1 \rightarrow RL \end{cases}$$

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

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

$$\sum u_i = n \times \pi \times \phi = 4 \times 3,14 \times 8 = 100.5 \text{ mm} \quad ; \quad n : \text{nombre de barres}$$

$$\text{D'où : } \tau_{se} = \frac{1,5 \times 10^3}{0,9 \times 80 \times 100,5} = 0,207 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0,207 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} .$$

➡ donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

La longueur de scellement droit (BAEL 91.1.2.2)

$$L_s = 40\phi = 40 \times 0,8 = 32 \text{ cm}$$

4) Vérification des espacements des barres : (Art A.4.5.33/BAEL 91 modifiée 99) :

La fissuration est préjudiciable $\rightarrow S_t < \min\{2h; 25 \text{ cm}\} = 20 \text{ cm}$.

$h = 10 \text{ cm}$, c'est l'épaisseur de la section de l'acrotère.

on a adopté un espacement de 25 cm .

➡ Donc la condition est vérifiée.

III-1-6- Vérifications à L'ELS:

1) Vérification des contraintes dans l'acier :

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

$$\text{Les aciers : } \begin{cases} \text{HA: } \Phi \geq 6 \text{ mm} \\ f_{eE400} \Rightarrow \eta = 1.6 \end{cases}$$

$$\tau_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} 400, 110 \sqrt{\eta 1.6 \times 2.1} \right\} = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s}$$

Calcul β :

$$\rho = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 8} = 0,251$$

$$\rho = 0,251 \rightarrow \beta_1 = 0,920 \rightarrow K_1 = 47,50 \rightarrow K = 0,021$$

$$\sigma_{st} = \frac{0,60 \times 10^3 \times 10^3}{0,920 \times 80 \times 2,01 \times 10^2} = 40,558 MPa$$

$$\sigma_{st} = 40,558 MPa < \bar{\sigma}_{st} = 201,63 MPa$$

⇒ Condition vérifiée.

2)Vérification des contraintes dans le béton :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 MPa. \\ \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K} \end{array} \right.$$

$$\sigma_{bc} = 0,02 \times 40,558 = 0,851 MPa .$$

$$\sigma_{bc} = 0,851 MPa < \bar{\sigma}_{bc} = 15 MPa .$$

⇒ Condition vérifiée

Donc il n'y a pas de fissuration dans le béton comprimé.

Note : l'effort normal N est faible alors seule la flexion est prépondérante.

3)Vérification de l'acrotère au séisme : (RPA99/Art 6.2.3) :

Vérifions que $F_p < Q$

Avec :

F_p forces horizontales de calcul agissant sur les éléments non structuraux et les équipements ancrés à la structure sont calculés suivant la formule :

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

A : coefficient d'accélération de zone, obtenu par tableau (4-1) du RPA en fonction de la zone et du groupe d'usage, dans notre cas : $A = 0.25$ (Zone III, groupe d'usage2).

C_p : facteur des forces horizontales pour les éléments secondaires varient : entre 0.3 et 0.8 voir tableau (6-1) du RPA, dans notre cas $C_p = 0.8$

W_p : poids de l'élément secondaire (acrotère), $W_p = G = 1.7125 KN / ml$.

D'où :

$$F_p = 4 \times 0.8 \times 0.15 \times 1.7125 = 0.822 KN / ml < Q = 1 KN / ml$$

➡ 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

Conclusion :

On adopte donc pour le ferrailage celui choisi précédemment :

- Armatures principales : $6\text{HA}6=1.68\text{cm}^2$ Avec un espacement: $S_t = 17\text{cm}$
- Armatures de répartition : $4\text{HA}6=1.12\text{cm}^2$ Avec un espacement $S_t = 20\text{cm}$

III-1-6) plans de ferrailage de l'acrotère :

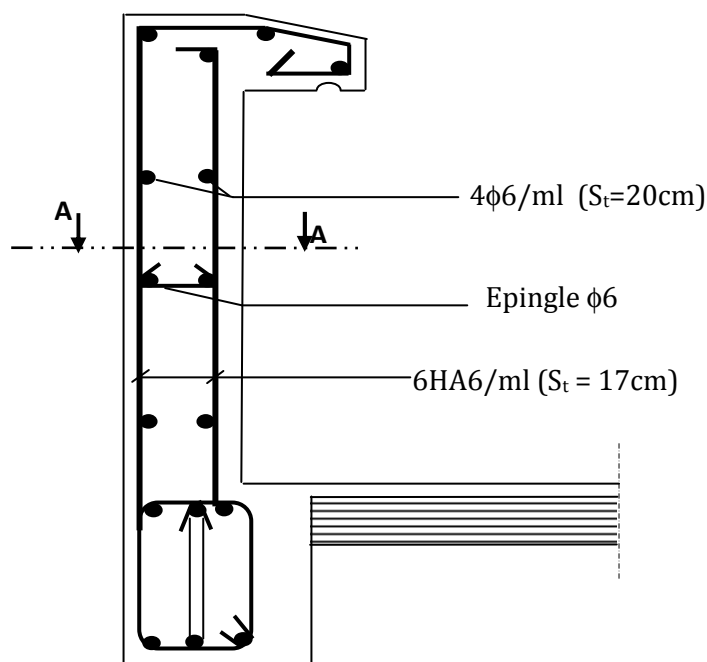


Figure : III-1-6-1:coupe verticale de l'acrotère.

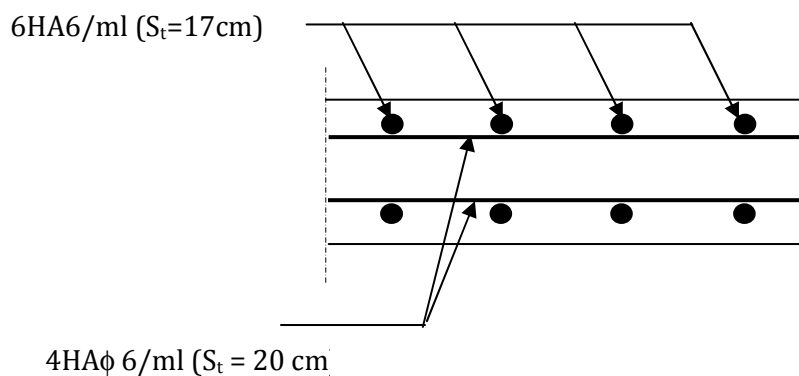


Fig. III-1-6-2:coupe horizontale de l'acrotère (A-A).

III-2- Planchers :**III-2-1- Calcul de la dalle de compression :**

La dalle de compression est coulée sur place, elle est de "4 cm" d'épaisseur, armée d'un treillis soudé de nuance (TLA 520) dont les dimensions des mailles ne doivent pas excéder :

- 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux nervures
- 33 cm pour les armatures parallèles aux nervures

❖ Calcul des armatures :

L_a : Longueur de l'hourdis

L : Entre axe des poutrelles ($50 \text{ cm} \leq L \leq 80 \text{ cm}$)

➤ Armatures $\perp$ aux nervures :

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

Soit : $A_{\perp} = 5T4 = 0,63 \text{ cm}^2 / \text{ml}$; $e = 20 \text{ cm}$

➤ Armatures // aux nervures :

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0,63}{2} = 0,315 \text{ cm}^2 / \text{mL}$$

Soit : $A_{//} = 4T4 = 0,52 \text{ cm}^2 / \text{mL}$; $e = 25 \text{ cm}$

III-2-2- Calcul des poutrelles :

Le calcul des poutrelles sera effectué en deux étapes :

Etape1 : Avant coulage de la dalle de compression :

La poutrelle est assimilée à une poutre reposant sur deux appuis, soumise aux sollicitations suivantes :

- Poids propre de la poutrelle :

$$G_1 = 0,12 \times 0,04 \times 25 = 0,12 \text{ KN / mL}$$

- Poids du corps creux :

$$G_2 = 0,65 \times 0,95 \times 25 = 0,62 \text{ KN / mL}$$

$$\Rightarrow G = G_1 + G_2 = 0,12 + 0,62 = 0,74 \text{ KN / mL}$$

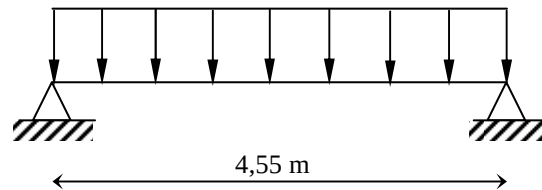
- Surcharge de l'ouvrier : $Q = 1 \text{ KN / mL}$

a- Calcul à L'ELU :

Le calcul se fera pour la travée la plus défavorable

- Combinaison de charges :

$$q_u = 1,35.G + 1,5.Q = (1,35 \times 0,74) + (1,5 \times 1) = 2,5 \text{ KN / mL}$$



FigIII-2-1 : Schéma statique

- Calcul du moment en travée :

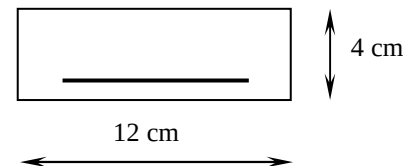
$$M_u = q_u \times \frac{\ell^2}{8} = 2,5 \times \frac{(4,55)^2}{8} = 6,47 \text{ KN.m}$$

b- Ferrailage :

Soit : $c = 2 \text{ cm}$

d: La hauteur utile ($d = h - c = 4 - 2 = 2 \text{ cm}$)

$$\mu_b = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{6,47 \times 10^3}{12 \times (2)^2 \times 14,2} = 9,5$$



$\mu \gg \mu_L = 0,392$ La section est doublement armée

La section de la poutrelle est petite, car on ne peut pas placer la totalité des armatures tendues et comprimées obtenues par le calcul. On prévoit alors des états intermédiaires pour l'aider à supporter les charges qu'elles lui sont appliquées, et de manière à ce que les armatures comprimées ne seront pas utiles.

Etape2 : Après coulage de la dalle de compression :

La poutrelle sera calculée comme une poutre en T reposant sur plusieurs appuis. Les charges et surcharges seront considérées uniformément réparties sur l'ensemble des poutrelles.

a- Dimensionnement de la poutrelle :

$h = 16 + 4 \text{ cm}$, hauteur de la poutrelle

$h_0 = 4 \text{ cm}$, hauteur de la dalle de compression

$b_0 = 12 \text{ cm}$, largeur de la nervure

$$b_1 \leq \min \left\{ \frac{L_0}{2} ; \frac{L}{10} ; 8h_0 \right\}$$

L_0 : Distance entre deux poutrelles

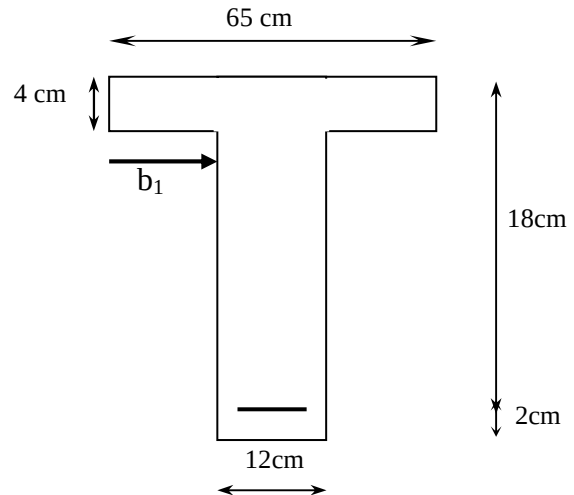
$$L_0 = 65 - 12 = 53 \text{ cm}$$

L : Largeur de la plus grande travée

$$L = 4,55 \text{ m}$$

$$\text{D'où : } b_1 \leq \min \left\{ 26,5 ; 4,55 ; 32 \right\} \Rightarrow b_1 = 26,5$$

$$b = 2b_1 + b_0 = 2 \times 26,5 + 12 = 65 \text{ cm}$$



b- Charges et surcharges :

La dalle supporte :

- Poids propre du plancher : $G = 6.29 \times 0,65 = 4.088 \text{ KN / mL}$
- Surcharge d'exploitation : $Q = 1,5 \times 0,65 = 0.975 \text{ KN / mL}$
- Poids propre de la poutrelle $G_1 = 0.12 \times 0.04 \times 25 = 0.12 \text{ KN / mL}$

$$G_{\text{Total}} = 4.088 + 0.12 = 4.21 \text{ KN / mL}$$

$$q_u = 1,35.G + 1,5.Q = (1,35 \times 4.21) + (1,5 \times 0.975) = 7.146$$

$$q_u = 7.146 \text{ KN / mL}$$

c- Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :

Condition1 :

La valeur de la surcharge d'exploitation des constructions courantes doit être égale au plus à deux fois la charge permanente ou 5 KN/m^2

$$Q \leq \max \left\{ 2G ; 5 \text{ KN / m}^2 \right\}$$

$$2.G = 2 \times 6.29 = 12.58 \text{ KN / m}^2$$

$$Q = 1,5 \leq \max \left\{ 12.58 ; 5 \right\} = 12.58 \text{ KN / m}^2$$

$\Rightarrow$ La condition est vérifiée

Condition2 :

Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes pour les différentes travées

$\Rightarrow$ La condition est vérifiée

Condition3 :

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

$$0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25$$

$$\begin{cases} L_i/L_{i+1}=4/4.20=0.952 \\ L_i/L_{i+1}=4.20/4.55=0.923 \\ L_i/L_{i+1}=4.55/3.05=1.491 \end{cases}$$

$\Rightarrow$ **Condition non vérifiée**

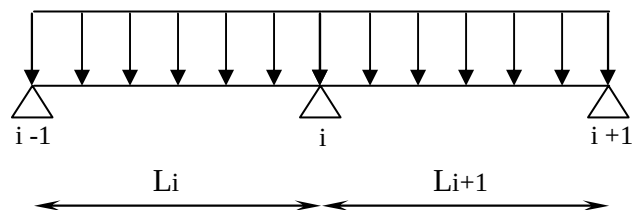
Condition4 :

La fissuration est non préjudiciable $\Rightarrow$ Condition vérifiée

Compte tenu de la non satisfaction de l'hypothèse condition 3, on conclue que la méthode forfaitaire n'est pas applicable. Pour cela on doit appliquer une méthode exacte.

d- Rappel sur la méthode des trois moments :▪ **Moment aux appuis :**

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

▪ **Moment en travées :**

$$M(X) = \mu(X) + M_i \left(1 - \frac{X}{L}\right) + M_{i+1} \times \frac{X}{L} \rightarrow \text{Moment à l'abscisse X de la travée (i+1).}$$

Avec :

$$\mu(X) = \frac{q}{2} X \times (L - X)$$

$$X = \frac{L}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{q \times L}$$

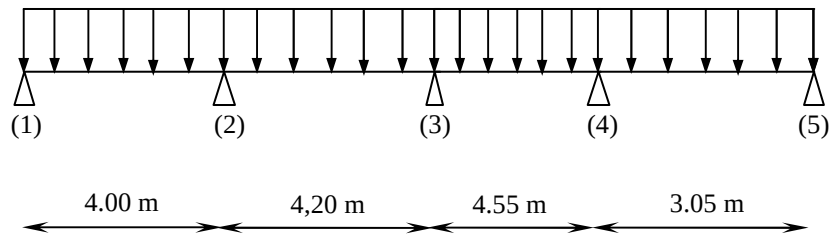
▪ **Efforts tranchants :**

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

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

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

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

d-1- Calcul à L'ELU :**❖ Calcul des efforts :****Fig III-2-1 : Schéma statique de la poutrelle****▪ 1- Moments aux appuis :**

$$8 M_1 + 4 M_2 = -114.336$$

$$4 M_1 + 16.40 M_2 + 4.20 M_3 = -246.69$$

$$4.20 M_2 + 17.5 M_3 + 4.55 M_4 = -300.690$$

$$4.55 M_3 + 15.20 M_4 + 3.05 M_5 = -218.96$$

$$3.05 M_4 + 6.10 M_5 = -50.68$$

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

$$M_1 = -9.498 \text{ KNm}$$

$$M_2 = -9.586 \text{ KNm}$$

$$M_3 = -11.257 \text{ KNm}$$

$$M_4 = -10.080 \text{ KNm}$$

$$M_5 = -3.268 \text{ KNm}$$

▪ 2-Calcul des moments en travées :**Travée (1-2)**

$$X = 2 \text{ m}$$

$$\mu(X) = 14.292$$

$$M(x) = 4.613 \text{ KN.m}$$

Travée (2-3)

$$X = 2.04 \text{ m}$$

$$\mu(X) = 15.74$$

$$M(x) = 5.342 \text{ KN.m}$$

Travée (3-4)

$$X = 2.31 \text{ m}$$

$$\mu(X) = 18.50$$

$$M(x) = 7.840 \text{ KN.m}$$

Travée (4-5)

$$X = 1.83 \text{ m}$$

$$\mu(X) = 7.93$$

$$M(x) = 1.866 \text{ KN.m}$$

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

On aura donc :

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

$$M_1 = -6.332 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = -6.39 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = -7.50 \text{ KN.m}$$

$$M_4 = -6.72 \text{ KN.m}$$

$$M_5 = -2.178 \text{ KN.m}$$

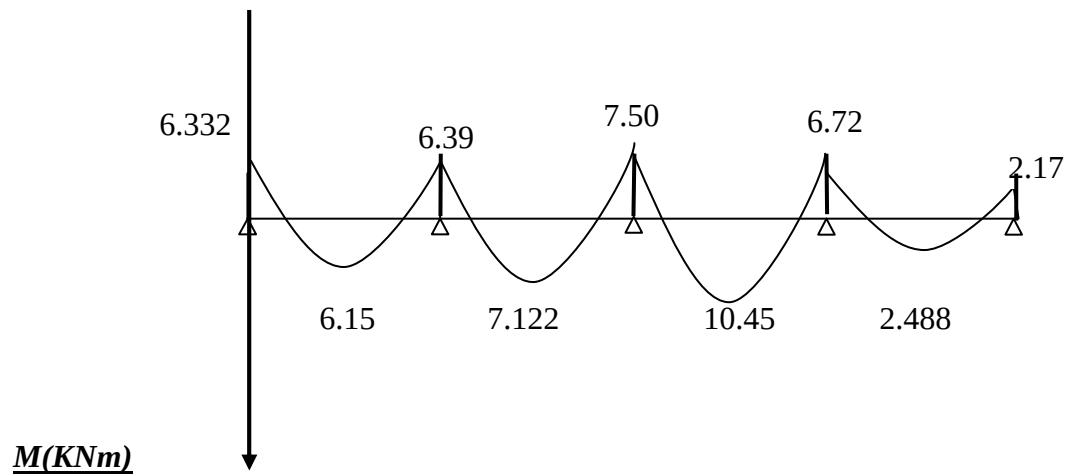
➤ **Calcul des Moments corrigés en travée :**

$$M_{t(1-2)} = 6.150 \text{ KN.m}$$

$$M_{t(2-3)} = 7.122 \text{ KN.m}$$

$$M_{t(3-4)} = 10.453 \text{ KN.m}$$

$$M_{t(4-5)} = 2.488 \text{ KN.m}$$



FigIII-2-2 Diagramme des moments fléchissant à L'ELU (KNm)

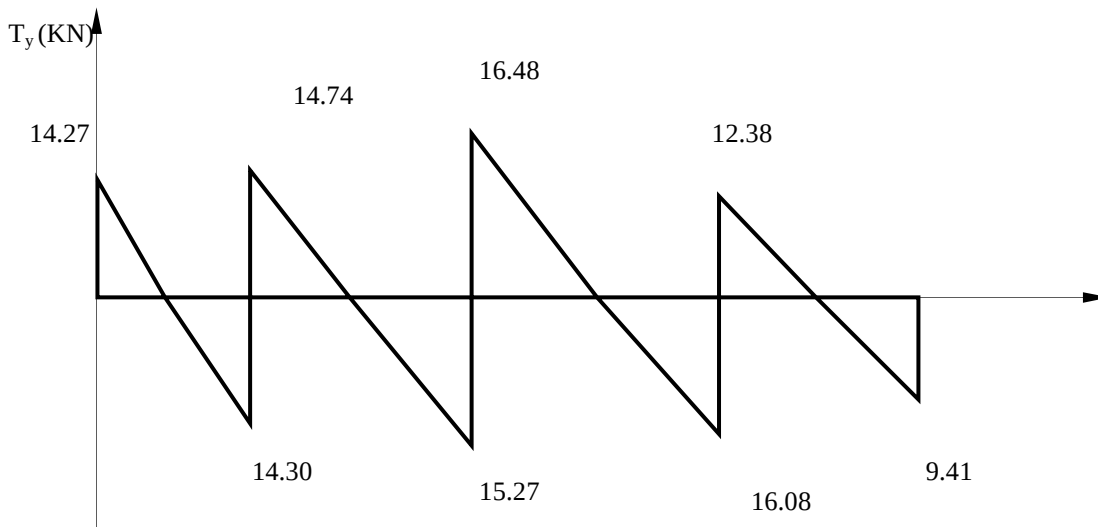
➤ **Calcul des efforts tranchants :**

Ti et Ti+1: Efforts tranchants sur appuis de gauche et droite respectivement.

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

Travées	Ti (X=0) (KN)	Ti+1 (X=l) (KN)
(1-2)	14.27	-14.30
(2-3)	14.74	-15.27
(3-4)	16.48	-16.08
(4-5)	12.38	-9.41

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



➤ Calcul des armatures :

1-Armatures longitudinales :

❖ En travées :

Le moment maximal en travée

$$M_{\max}^t = 10.45 \text{ KN.m}$$

$$b = 65 \text{ cm}, f_{bc} = 14.2 \text{ MPa}, h_0 = 4 \text{ cm}, d = h - c = 20 - 2 = 18 \text{ cm}$$

Le moment équilibré par la table de compression :

$$M = b \times h_0 \times \left(d - \frac{h_0}{2} \right) \times f_{bu} = 0,65 \times 0,04 \times (0,18 - 0,02) \times 14,2 \times 10^3$$

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

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

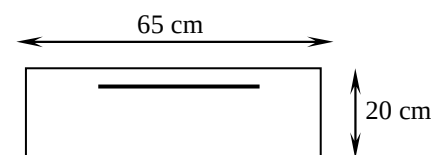
Le calcul se fera pour une section rectangulaire (b×h)

$$\mu_b = \frac{M_{\max}^t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{10.45 \times 10^2}{65 \times (18)^2 \times 14,2} = 0,034 < 0,392$$

$$\mu_b = 0,034 < 0,392 \rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_b = 0,034 \rightarrow \beta = 0,983$$

$$\sigma_{st} = f_e / \eta_s = 400 / 1,15 = 348 \text{ MPa}$$



$$A_{st} = \frac{M_{\max}^t}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{10,45 \times 10^2}{0,983 \times 18 \times 34,8} = 1,70 \text{ cm}^2$$

Nous adopterons : 3HA10 = 2.36cm²

❖ Aux appuis :

Le moment maximal aux appuis

$$M_a^{\max} = 7.50 \text{ KN.m}$$

Puisque le béton tendu est négligé, on fait le calcul pour une section rectangulaire ($b_0 \times h$)

$$\mu_b = \frac{M_a^{\max}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{7.5 \times 10^2}{65 \times (18)^2 \times 1.42} = 0,026 < 0,392 \rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu = 0,026 \rightarrow \beta = 0,987$$

$$A^a = \frac{M_a^{\max}}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{7.50 \times 10^2}{0,987 \times 18 \times 34,8} = 1.21 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A^a = 2\text{HA}10 = 1,57 \text{ cm}^2$$

Soit : 1HA10 filant qui se prolonge.

2- Armatures transversales :

Le diamètre minimal des armatures transversales est donné par :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} ; \theta_{\ell}^{\max} \right\} = \min \left\{ \frac{20}{35} ; \frac{12}{10} ; 1 \right\} = 0,571 \text{ cm}$$

$\theta_{\ell}^{\max}$: Diamètre maximal des armatures longitudinales

$$\text{Soit : } \phi_t = 0.54 \text{ cm}$$

On choisi un cadre Ø6 avec $A_t = 2\text{HA}6 = 0,57$

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

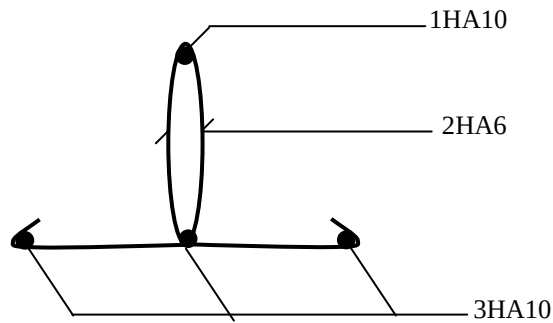
$$St \leq \min(0,9d ; 40 \text{ cm}) = \min(0,9 \times 18 ; 40 \text{ cm}) = 16,2 \text{ cm}$$

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

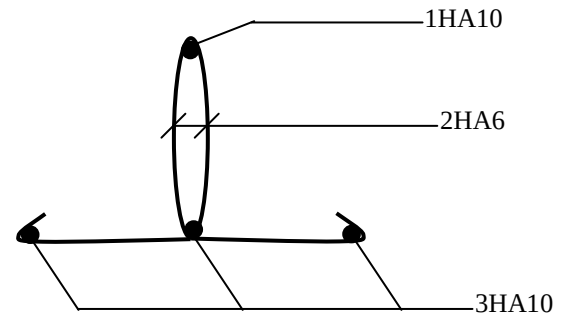
Les armatures transversales doivent satisfaire la condition suivante :

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

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



Plan de ferrailage de la poutrelle en travée



Plan de ferrailage de la poutrelle au niveau des appuis

➤ **Vérification à l'ELU :**

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

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b_0 \times d \times f_{c28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 12 \times 18 \times 2,1}{400} = 0,26 \text{ cm}^2$$

- **En travée:** $A_t = 3,39 \text{ cm}^2 > 0,26 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ Condition vérifiée
- **Aux appuis:** $A_a = 1,57 \text{ cm}^2 > 0,26 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ Condition vérifiée

❖ **Vérification au cisaillement:**

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b_0 \times d} = \frac{16,48 \times 10^3}{180 \times 120} = 0,762 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_d} ; 5 \text{ MPa} \right\} = 3,33 \text{ MPa}$$

Avec : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $\gamma_b = 1,5$

$$\tau_u = 0,762 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

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

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

Avec : $a = 0,9d$

$$T_{\max} = 16,48 \text{ KN} < 129,6 \text{ KN} \Rightarrow T_{\max} \leq 0,4 \times \frac{25}{1,5} \times 0,9 \times 18 \times 12 \times 10^{-1} = 129,6 \text{ KN (C.V)}$$

Appuis de rives : $T_{\max} = 14,30 \text{ KN} < 129,6 \text{ KN} \Rightarrow$ condition vérifiée.

Appuis intermédiaires : $T_{\max} = 16,48 \text{ KN} < 129,6 \text{ KN} \Rightarrow$ condition vérifiée.

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

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

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

$$\frac{M_u}{0,9d} = \frac{-6.72}{0,9 \times 18 \times 10^{-2}} = -41,48 \text{ KN}$$

$$T_{\max} + \frac{M_u}{0,9d} = 16,48 - 41,48 = -25 < 0$$

⇒ Les armatures longitudinales inférieures supplémentaire ne sont pas nécessaire

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

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

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

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

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

$$\tau_{se} = \frac{16,48 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 113,4} = 0,897 \text{ MPa}$$

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

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

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

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

La longueur de scellement droit d'après les règles BAEL91

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times T_s} = 42,32 \text{ cm}$$

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

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

Pour $\phi = 12 \text{ mm}$, $L_s = 42.32 \text{ cm}$ et $L_a = 0,4 L_s = 16.92 \text{ cm}$

L_a : Longueur hors crochets normaux adoptés.

d-3- Vérification à L'ELS :

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

$$q_s = G+Q = 4.21+0.975 = 5.185 \text{ KN/mL}$$

$$q_u = 7.146 \text{ KN/m}$$

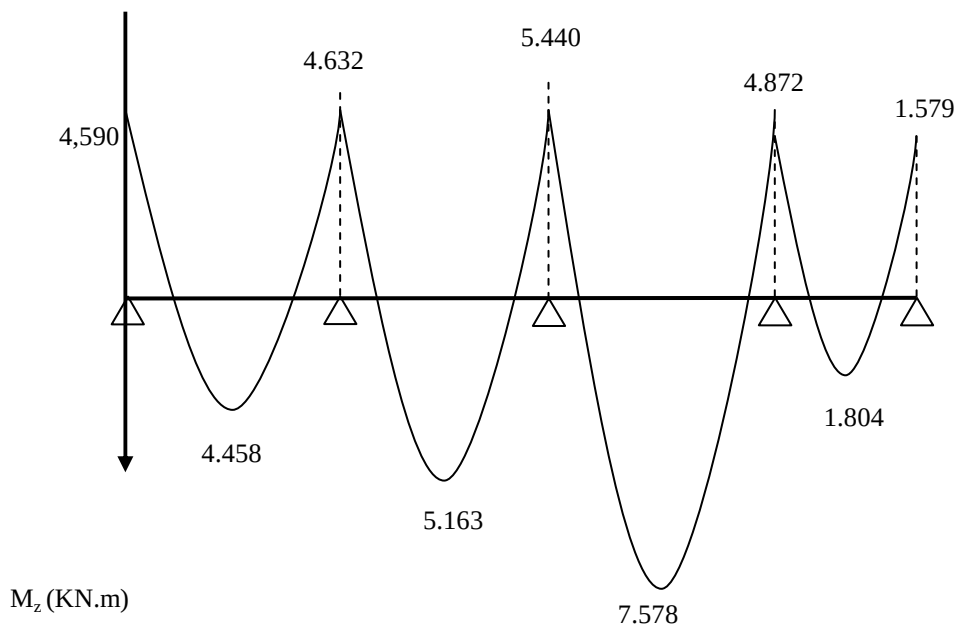
$$\frac{q_s}{q_u} = \frac{5.185}{7.146} = 0,725$$

➤ **Les moments aux appuis à L'ELS :**

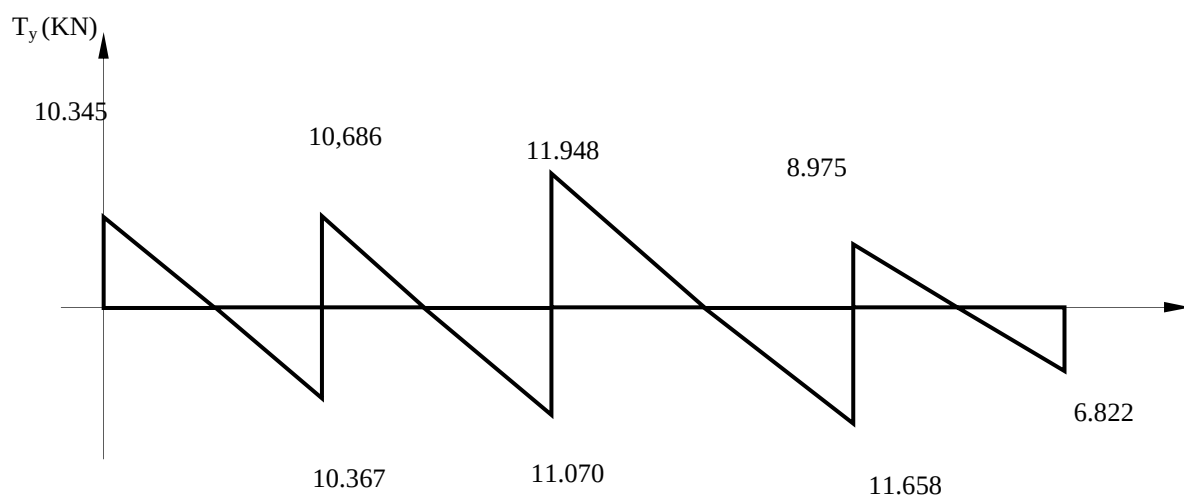
Moments aux appuis KNm		Moments corrigés aux appuis KNm	
M_1	-6.886	M_1	-4.590
M_2	-6.949	M_2	-4.632
M_3	-8.161	M_3	-5.440
M_4	-7.308	M_4	-4.872
M_5	-2.369	M_5	-1.579

➤ **moments en travées à L'ELS :**

<u>Travée</u>	<u>Moment en travée</u> <u>KNm</u>	<u>Travée</u>	<u>Moments corrigés en</u> <u>travée KN</u>
$\underline{M}_{t(1-2)}$	3.334	$\underline{M}_{t(1-2)}$	4.458
$\underline{M}_{t(2-3)}$	3.872	$\underline{M}_{t(2-3)}$	5.163
$\underline{M}_{t(3-4)}$	5.684	$\underline{M}_{t(3-4)}$	7.578
$\underline{M}_{t(4-5)}$	1.353	$\underline{M}_{t(4-5)}$	1.804

➤ Diagramme des moments fléchissant à l'ELS :➤ Calcul des efforts tranchants à l'ELS :

Travées	Ti (X=0) (KN)	Ti+1 (X=l) (KN)
(1-2)	10.345	-10.367
(2-3)	10.686	-11.070
(3-4)	11.948	-11.658
(4-5)	8.975	-6.822

➤ Diagramme des efforts tranchants à l'ELS:

Moments fléchissant max:

En travée : $M_t^{\text{Max}} = 7.578 \text{ KNm}$

Sur appuis : $M_a^{\text{Max}} = 8.161 \text{ KNm}$

Efforts tranchants max : $T_{\text{max}} = 11.948 \text{ KN}$.

État limite de compression de béton :

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

1- Aux appuis :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 1.57}{12 \times 18} = 0.726 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0.876 \\ K = 25.485 \end{cases}$$

La contrainte dans les aciers est :

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

$$\sigma_s = \frac{8.161 \times 10^3}{0.876 \times 18 \times 1.57} = 329.66 \text{ MPa}$$

La contrainte dans le béton :

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{329.66}{25.485} = 12.93 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 12.93 \text{ MPa} \leq 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

2- En travée :

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

La contrainte dans les aciers est :

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

$$\sigma_s = \frac{7.578 \times 10^3}{0.837 \times 18 \times 3.39} = 148.37 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{148,37}{15,67} = 9,46 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 9,46 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion :

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

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

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

Etat limite d'ouverture des fissures :

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

$$1) \frac{h}{\ell} \geq \frac{1}{22.5} = \frac{20}{455} = 0.044 \geq \frac{1}{22.5} = 0.044 \text{ Condition vérifiée}$$

$$2) \frac{h}{L} = 0.044 \geq \frac{1}{15} \times \frac{M_t^s}{M_0} = \frac{7.578}{15 \times 18.49} = 0.027 \text{ Condition vérifiée}$$

$$\text{D'où : } M_0 = q_u \times L^2 / 8 = 7.146 \times 4.55^2 = 18.49 \text{ KNm}$$

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

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

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

$$f = \frac{M_t^s \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} \leq \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{455}{500} = 0.91 \text{ cm}$$

$\bar{f}$: La flèche admissible

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

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

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

I_0 : Moment d'inertie totale de la section homogène

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

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

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

Calcul des paramètres :

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

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

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

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

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

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

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

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

$$I_0 = 21799.85 \text{ cm}^4$$

Avec :

A : Section d'armatures tendues.

B0 : Section du béton.

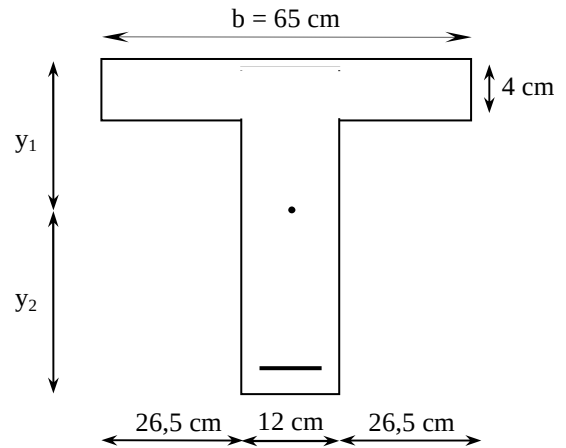
S/XX : Moment statique par rapport à l'axe (X-X) passant le CDG de la section.

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

$$\sigma_s = \frac{A_t}{bd} = \frac{M_t^{ser}}{\beta \cdot d \cdot A_t} = \frac{7.578 \times 10^3}{0.981 \times 18 \times 3,39} = 126,59 \text{ MPa}$$

Calcul des coefficients :

$$\mu = \max \left(1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,015 \times 126,59 + 2,1} = 0.379; 0 \right) = 0.379$$



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

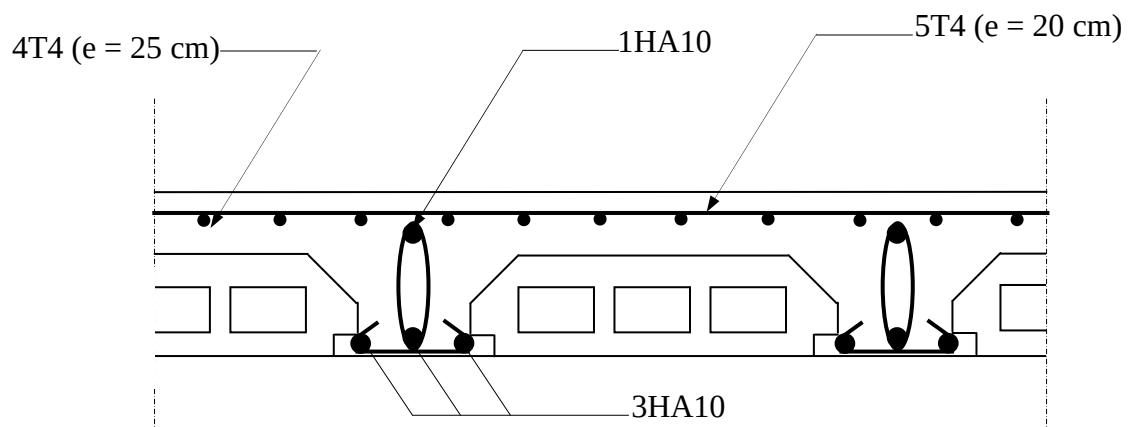
$$I_{fv} = \frac{1,1 \times 21799,85}{1 + (0,4 \times 0,379 \times 1.09)} = 20579,24 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{M_t^s \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} = \frac{7.578 \times 10^6 \times (4550)^2}{10 \times 10818,865 \times 20579,24 \times 10^4} = 7,05 \text{ mm}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{4550}{500} = 9.1 \text{ mm}$$

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

➤ **Plan de ferrailage du plancher :**



Plan de ferrailage du plancher

III-3-Escaliers:**III-3-1-Définition:**

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

III-3-2-Terminologie :

Les principaux termes utiles sont illustrés sur la **fig III-3-1** :

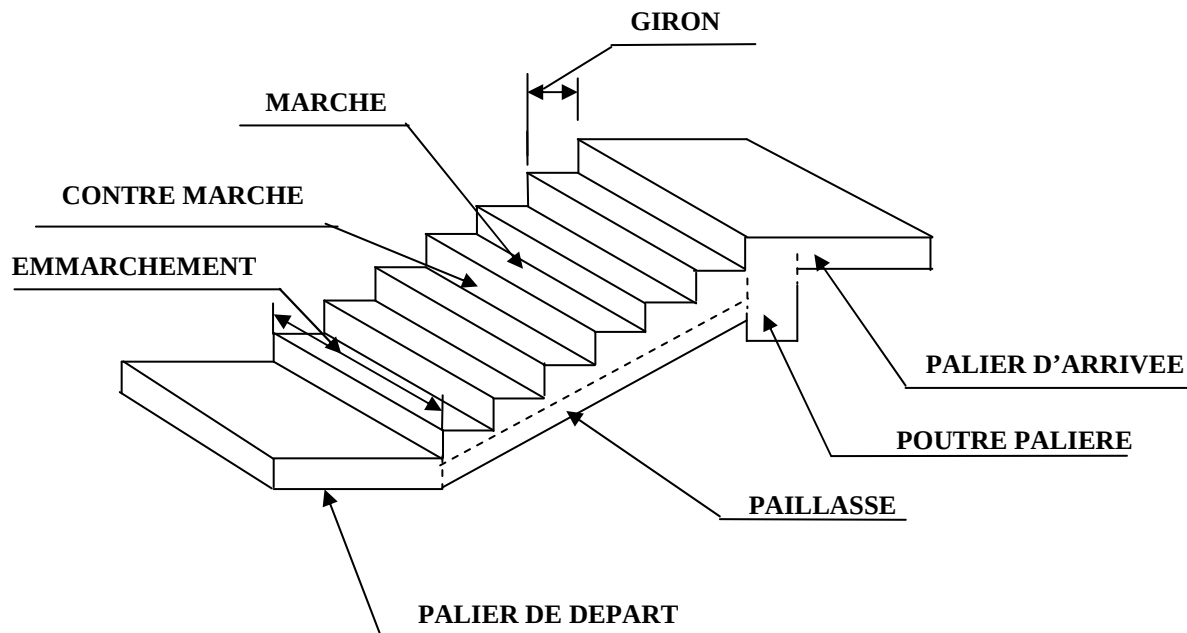


Fig III-3-1 : Schéma statique de l'escalier

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

Remarque :

Nous avons deux volées différentes :

- La volée du sous-sol d'une hauteur $H = 2.04\text{m}$
- Une volée d'étage courant et RDC d'une hauteur $H = 1.53\text{m}$

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

III-3-3-Dimensions des escaliers :

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

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

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

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

III-3-4- Nombre de contre marches :

On opte pour une hauteur de marche $h = 17 \text{ cm}$

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

III-3-5- Nombre de marches :

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

III-3-6-Emmarchement :

$E = 1.3\text{m}$.

III-3-7- Étude de la volée d'étage courant :

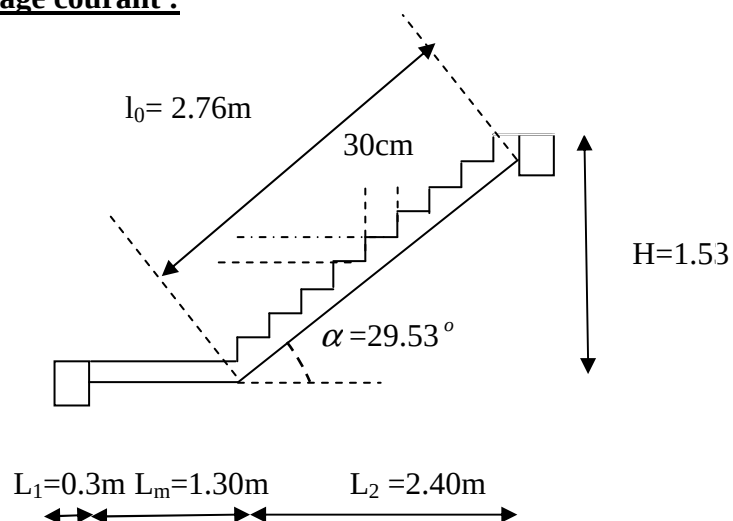


Fig III-3-2 : Coupe verticale de la volée d'étage courant.

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

Vérification de la relation de BLONDEL :

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

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

⇒ La relation est vérifiée

La profondeur du palier de repos $l_1 = 1.30\text{m}$

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

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

III-3-7-1-Calcul de la longueur de la volée :

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

$$L = l_1 + l_0 + l_2 = 0.30 + 2.76 + 1.30 = 4.4\text{m}$$

III-3-7-2-Épaisseur de la paillasse :

$$\frac{L}{30} \leq e_p \leq \frac{L}{20} \rightarrow \frac{4.4}{30} \leq e_p \leq \frac{4.4}{20}$$

$$14.66\text{cm} \leq e_p \leq 22\text{cm}.$$

On prend une épaisseur $e_p = 18\text{cm}$.

III-3-7-3-Détermination des charges de calcul :

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de 1 m longueur considérant que l'escalier est horizontal et d'une longueur totale $L = 0.30 + 2.40 + 1.30 = 4\text{m}$.

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

a) Détermination des sollicitations de calcul :

➤ Charges permanentes :

Paillasse :

$$- \text{ Poids propre de la paillasse : } \frac{25 \times 0.18}{\cos(29.53)} = 5.18 \text{ KN/ml}$$

$$- \text{ Poids de la marche : } 25 \times \frac{0.17}{2} \times 1\text{m} = 2.125 \text{ KN/ml}$$

- Poids des revêtements (carrelage, mortier + lit du sable) :

$$(0.02 \times 22 \times 1\text{m}) + (0.02 \times 22 \times 1\text{m}) + (0.02 \times 18 \times 1\text{m}) = 1.24 \text{ KN/ml}$$

- Poids du garde du corps : $0.3 \times 1\text{m} = 0.3\text{KN/ml}$
- La charge totale de la paillasse : $5.18 + 2.125 + 1.24 + 0.3 = 8.845\text{KN/ml}$

$$G_{\text{paillasse}} = 8.845\text{KN/ml}$$

Palier :

- Poids propre du palier : $25 \times 0.18 \times 1 = 4.5\text{KN/ml}$
- Poids propre du revêtement : 1.24KN/ml
- La charge totale du palier : $4.5 + 1.24 = 5.74\text{KN/ml}$

➤ **Surcharge d'exploitation :**

Le DTR de charges et surcharges nous donne :

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

➤ **Combinaison des charges et surcharges :**

1) **État limite ultime : ELU :**

$$q_{\text{upaillasse}} = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 8.845 + 1.5 \times 2.5 = 15.7\text{KN/ml}$$

$$q_{\text{upalier}} = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 5.74 + 1.5 \times 2.5 = 11.5\text{KN/ml}$$

2) **État limite de service : ELS :**

$$q_{\text{spaillasse}} = G + Q = 11.35\text{KN/ml}$$

$$q_{\text{spalier}} = G + Q = 8.24\text{KN/ml}$$

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

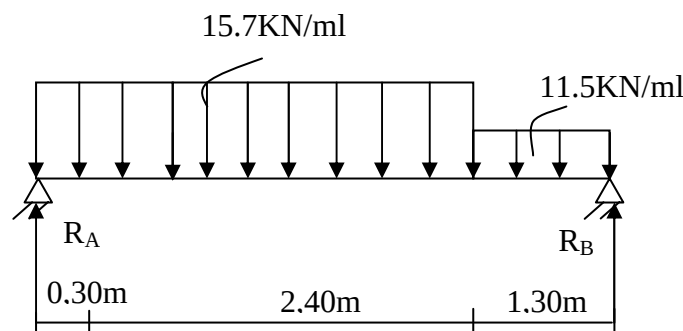


Fig III-3-3 : Schéma statique à l'ELU

b) Calcul des réactions d'appuis :

$$R_A + R_B = 58.49 \text{KN.}$$

$$R_A = 31.18 \text{KN.}$$

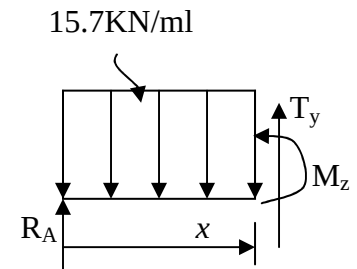
$$R_B = 27.31 \text{KN.}$$

c) Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissant :

➤ 1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 2.7\text{m}$:

$$T_y = 15.7x - 31.18 \quad \begin{cases} T_y = -31.18 \text{KN} & \text{pour } x = 0 \\ T_y = 11.21 \text{KN} & \text{pour } x = 2.7\text{m} \end{cases}$$

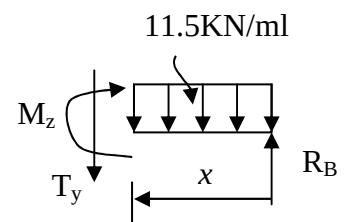
$$M_z = -15.7 \frac{x^2}{2} + 31.18x \Rightarrow \begin{cases} M_z = 0 & \text{pour } x = 0 \\ M_z = 26.96 \text{KN.m} & \text{pour } x = 2.7\text{m} \end{cases}$$



➤ 2^{ème} tronçon : $0 \leq x \leq 1.3\text{m}$:

$$T_y = -11.5x + 27.31 \Rightarrow \begin{cases} T_y = 27.31 \text{KN} & \text{pour } x = 0 \\ T_y = 11.21 \text{KN} & \text{pour } x = 1.30\text{m} \end{cases}$$

$$M_z = -11.5 \frac{x^2}{2} + 27.31x \Rightarrow \begin{cases} M_z = 0 & \text{pour } x = 0 \\ M_z = 26.96 \text{KN.m} & \text{pour } x = 1.30\text{m} \end{cases}$$



$$\frac{dM_u(x)}{dx} = 0 \Rightarrow -15.7x + 31.18 = 0$$

$$\Rightarrow x = 1.986\text{m}$$

Le moment $M_z(x)$ est max pour la valeur $x = 1.986\text{m}$.

Donc :

$$M_z^{max} = -15.7 \frac{(1.986)^2}{2} + 31.18(1.986)$$

$$M_z^{max} = 30.96 \text{KN.m}$$

En tenant compte du semi-encastrement, on prend :

- Aux appuis : $M_{ua} = -0.3 M_z^{max} = -9.29 \text{KN.m}$

- en travées : $M_{ut} = 0.85 M_z^{max} = 26.32 \text{KN.m}$

Les résultats trouvés figurent sur le diagramme suivant :

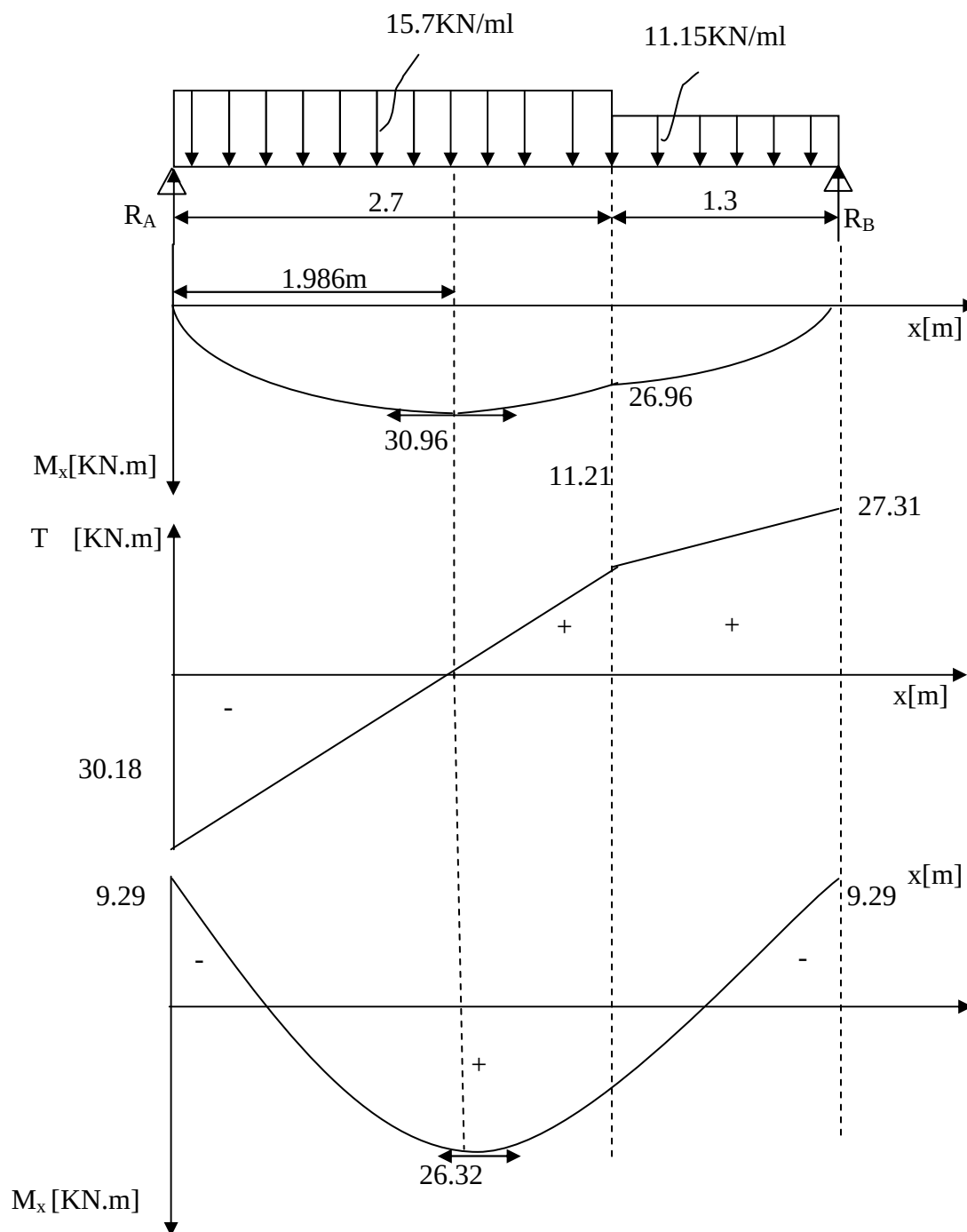


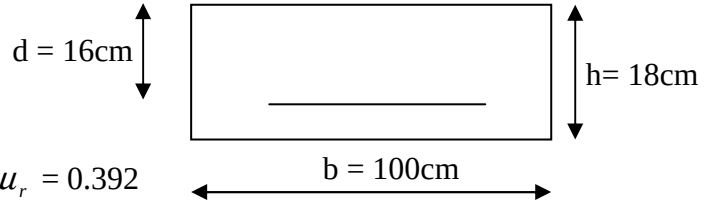
Fig III-3-4: Diagramme des moments fléchissant et efforts tranchant à l'ELU

c) Calcul des armatures :

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

➤ Armatures principales :**- Aux appuis :**

$$M_u = 9.29 \text{ KN.m}$$



$$\mu_a = \frac{M_{u_a}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{9290}{100 \times 16^2 \times 14.2} = 0.0255 < \mu_r = 0.392$$

$\Rightarrow$ S.S.A

$$\mu_a = 0.0255 \Rightarrow \beta_u = 0.987$$

$$A_a = \frac{M_{u_a}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{9290}{0.987 \times 16 \times 348} = 1.69 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **7HA10** ($A_a = 5.46 \text{ cm}^2$) avec un espacement de $S_t = 15 \text{ cm}$.

- En travées :

$$M_t = 26.32 \text{ KN.m}$$

$$\mu_t = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{26320}{100 \times 16^2 \times 14.2} = 0.072 < \mu_r = 0.392$$

$\Rightarrow$ S.S.A

$$\mu_a = 0.072 \Rightarrow \beta_u = 0.963$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{26320}{0.963 \times 16 \times 348} = 4.91 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **7HA12** ($A_t = 7.91 \text{ cm}^2$) avec un espacement de $S_t = 15 \text{ cm}$

➤ Armatures de répartition :

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

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

On opte pour **5HA10** ($A_{rt} = 3.92 \text{ cm}^2$), avec $S_t = 20 \text{ cm}$.

III-3-8-Vérification à l'ELU :**a-Condition de non fragilité (BEAL 91, Art. A.4.2.1):**

$$A_{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 16 \times \frac{2.1}{400} = 1.932 \text{ cm}^2$$

- Aux appuis : $A_a = 5.46 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.93 \text{ cm}^2$

- En travées : $A_t = 7.91 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.93 \text{ cm}^2$

La condition est vérifiée

❖ Espacement des barres :**➤ Armatures principales :**

- Aux appuis : $e = 15 \text{ cm}$ } $< \min \{4h, 45 \text{ cm}\} = 45 \text{ cm} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$

- En travées : $e = 15 \text{ cm}$

➤ Armatures de répartition :

- Aux appuis : $e = 20 \text{ cm}$ } $< \min \{4h, 45 \text{ cm}\} = 45 \text{ cm} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$

- En travées : $e = 20 \text{ cm}$

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

$$T_{u \max} = 30.18 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{bd} = \frac{30180}{1000 \times 160} = 0.189 \text{ MPa}$$

Fissuration est peu préjudiciable:

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

$$\tau_u = 0.189 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa} = \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

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

$$A_s \geq \frac{T_{u \max}}{f_{su}} = \frac{30180}{348 \times 100} = 0.867 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 5.46 \text{ cm}^2 > 0.867 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

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

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

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

$$\tau_{se} = \frac{30180}{0.9 \times 160 \times 157} = 1.335 \text{ MPa}$$

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

Donc pas de risque d'entraînement des barres.

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

Ancrage des barres aux appuis :

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

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

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

Pour les armatures comportant des crochets, on prend : $L_a = 0.4 L_s$

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

III-3-9- Calcul à l'état limite de service (ELS) :

$$q_s \text{ paillasse} = 11.35 \text{ KN/ml}$$

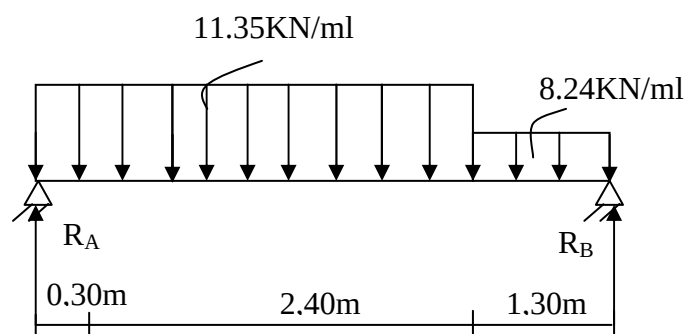
$$q_s \text{ palier} = 8.24 \text{ KN/ml}$$

a-Calcul des réactions aux appuis :

$$R_A + R_B = 42.19 \text{ KN}$$

$$R_A = 22.53 \text{ KN}$$

$$R_B = 19.66 \text{ KN}$$



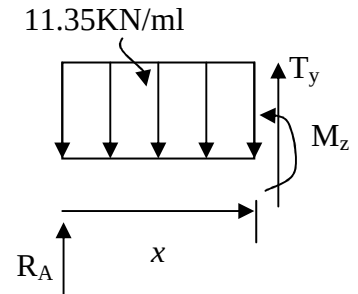
FigIII-3-5 : Schéma statique à l'ELS

b- Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissant :

➤ 1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 2.7\text{m}$:

$$T_y = 11.35x - 22.53 \Rightarrow \begin{cases} T_y = -22.53\text{KN} & \text{pour } x = 0 \\ T_y = 8.11\text{KN} & \text{pour } x = 2.7\text{m} \end{cases}$$

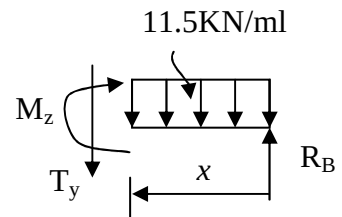
$$M_z = -11.35 \frac{x^2}{2} + 22.53x \Rightarrow \begin{cases} M_z = 0 & \text{pour } x = 0 \\ M_z = 19.46\text{KN.m} & \text{pour } x = 2.7\text{m} \end{cases}$$



➤ 2^{ème} tronçon : $0\text{m} \leq x \leq 1.3\text{m}$:

$$T_y = -8.24x + 19.66 \Rightarrow \begin{cases} T_y = 19.66\text{KN} & \text{pour } x = 0 \\ T_y = 8.94\text{KN} & \text{pour } x = 1.3\text{m} \end{cases}$$

$$M_z = -8.24 \frac{x^2}{2} + 19.66x \Rightarrow \begin{cases} M_z = 0 & \text{pour } x = 0 \\ M_z = 19.46\text{KN.m} & \text{pour } x = 1.3\text{m} \end{cases}$$

Point de moment Maximal :

$$\frac{dM_z(x)}{dx} = 0 \Rightarrow -11.35x + 22.53 = 0 \Rightarrow x = 1.985\text{m}$$

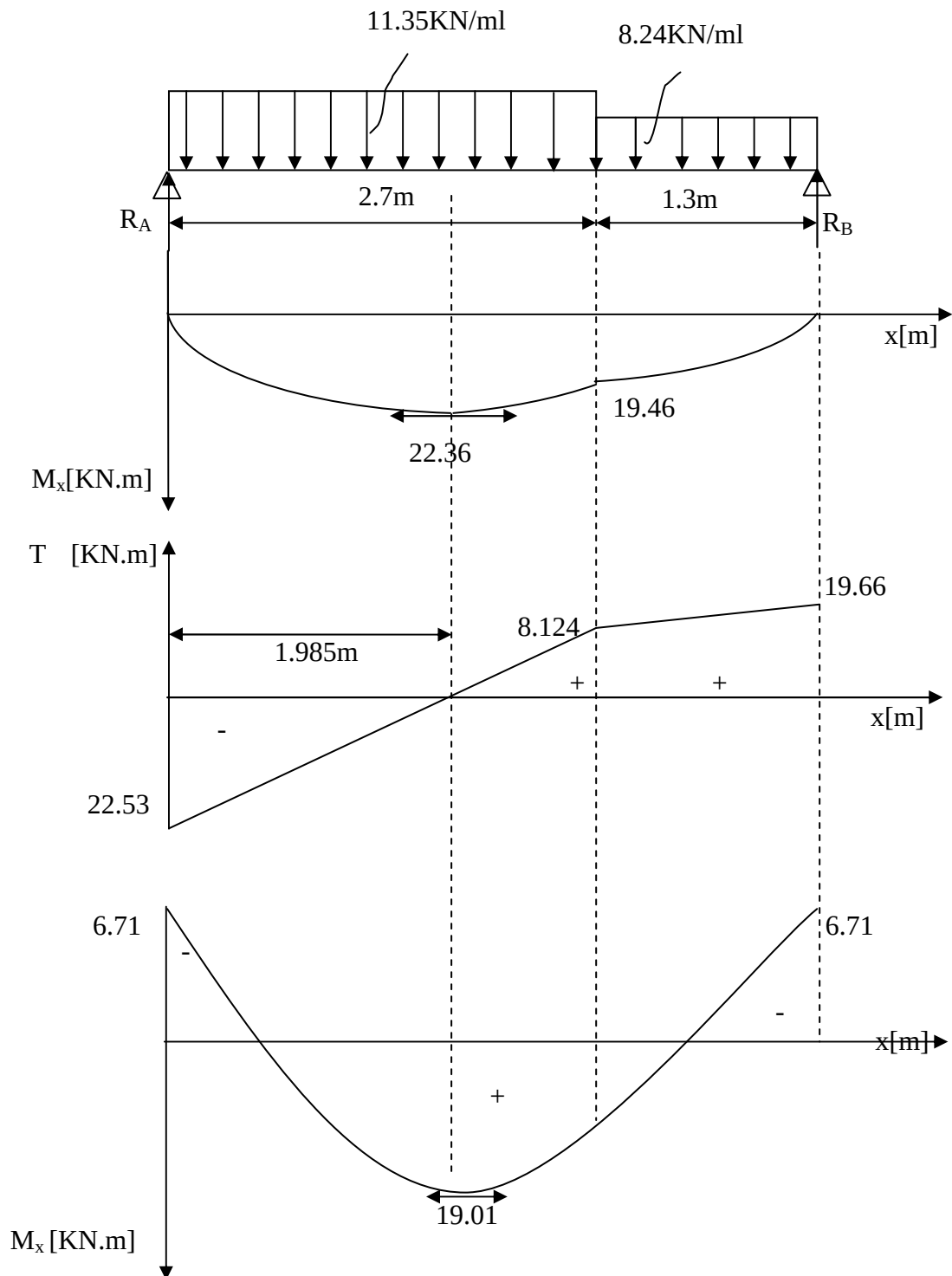
Le moment est max pour la valeur : 1.985m

D'où :

$$M_s^{\max} = -11.35 \times \frac{1.985^2}{2} + 22.53 \times 1.985 \Rightarrow M_s^{\max} = 22.36\text{KN.m}$$

En tenant compte du semi-encastrement, on aura :

- Aux appuis : $M_s^a = -0.3M_s^{\max} = -6.71\text{KN.m}$
- En travées : $M_s^t = 0.85M_s^{\max} = 19.01\text{KN.m}$



FigIII-3-6: Diagrammes des moments fléchissants et efforts tranchants à l'ELS

III-3-10-Vérification à l'ELS :**➤ Ferrailage :**

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

a-Armatures longitudinales :**• Aux appuis :**

$$\mu_a = \frac{M_a}{b.d^2 f_{bu}} = \frac{6710}{100 \times 16^2 \times 14.2} = 0.0197$$

$$\mu_a = 0.0185 < \mu_l = 0.392 \dots \dots \dots \text{SSA}$$

$$\mu_a = 0.0185 \longrightarrow \beta_1 = 0.816$$

$$A_{st} = \frac{M_a}{\beta_1 . d . \sigma_{st}} = \frac{6710}{0.816 \times 16 \times 348} = 1.477 \text{cm}^2$$

$$. A_{sa} < 3.92 \text{cm}^2$$

Donc les armatures adoptées à l'ELU sont suffisantes.

• En travée :

$$\mu_{1t} = \frac{M_t}{b.d^2 f_{bu}} = \frac{19010}{100.16^2.14.2} = 0.0522$$

$$\mu_{1t} = 0.0522 < 0.392 \dots \dots \dots \text{SSA}$$

$$\mu_{1t} = 0.0522 \longrightarrow \beta = 0.754$$

$$A_{st} = \frac{19010}{0.754 \times 16 \times 348} = 4.53 \text{cm}^2$$

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

Donc les armatures adoptées à l'ELU sont suffisantes.

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

$$M_t = 0.85 M_z^{\max} = 0.85 \times 22.36 = 19.01 \text{KN.m}$$

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

• En travées : $A_{st} = 7.9 \text{cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{A_t}{b.d} = \frac{7.9}{100 \times 16} = 0.005$$

$$\rho_1 = 0.353 \Rightarrow \beta_1 = 0.9082, \alpha_1 = 0.2766 \text{ et } K = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)} = \frac{0.2766}{15(1-0.2766)} = 0.0255$$

$$\alpha_1 = 0.2766 \Rightarrow K = 0.0255$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{A_s \cdot \beta d} = \frac{19.01 \times 10^6}{565 \times 0.9082 \times 160} = 231.54 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \sigma_{st} = 0.0255 \times 231.54 = 5.90 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 5.90 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

- **Aux appuis :** $A_a = 3.92 \text{ cm}^2$

$$M_a = 0.3 M_z^{\max} = 6.71 \text{ kN.m}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{b \cdot d} = \frac{100 \times 5.49}{100 \times 16} = 0.342$$

$$\rho_1 = 0.343 \Rightarrow \beta_1 = 0.909 \text{ et } \alpha_1 = 0.273 \text{ et } K = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)} = \frac{0.273}{15(1-0.273)} = 0.025$$

$$\alpha_1 = 0.273 \Rightarrow K = 0.025$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_a}{A_s \cdot \beta d} = \frac{6710 \times 10^3}{549 \times 0.909 \times 160} = 84.03 \text{ MPa} < 400 \text{ MPa} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

$$\sigma_{bc} = K \sigma_{st} = 0.025 \times 84.03 = 2.1 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2.1 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

c-Vérification de la flèche :

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

$$a) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0.18}{4.00} = 0.04 < \frac{1}{16} = 0.0625 \Rightarrow \text{condition non vérifiée.}$$

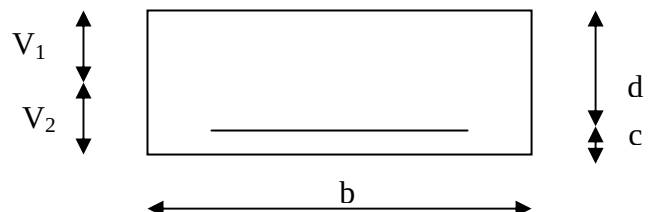
$$b) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \cdot \frac{M_t}{M_0} \Rightarrow \frac{0.18}{4.00} = 0.04 < \frac{19.01}{10 \times 22.36} = 0.085 \Rightarrow \text{condition non vérifiée.}$$

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

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

$$f_i = \frac{M_s \times l}{10 E_i \times I_{fi}} < \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{4000}{500} = 8 \text{ mm}$$

Avec : f_i : flèche due aux charges instantanées,



E : Module de la déformation instantanée.

$$f_i = \frac{M_s \times l}{10E_i \times I_{fi}} \quad \text{ou} \quad E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164.195 \text{ MPa}$$

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

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

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

$$V_1 = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15.A_t.d}{b.h + 15A_t} = \frac{\frac{100 \times 18^2}{2} + 15 \times 7.9 \times 16}{100 \times 18 + 15 \times 7.9} = 9.432 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 18 - 9.432 = 8.568 \text{ cm}$$

D'où :

$$I_0 = \frac{100}{3} \left(9.432^3 + 8.568^3 \right) + 15 \times 7.9 (8.568 - 2)^2$$

$$I_0 = 54047.85 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{A}{b.d} = \frac{7.9}{100 \times 16} = 0.0049375$$

$$\lambda_{v4} = \frac{0.02.f_{t28}}{(2 + 3.b_0/b).\rho} = \frac{0.02 \times 2.1}{(2 + 3) \times 0.0049375} = 1.70144$$

$$\mu = \max \left\{ 0; 1 - \frac{1.75.f_{t28}}{4.\rho.\sigma_s + f_{t28}} \right\}$$

$$\mu = \max \left\{ 0; 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0049375 \times 384 + 2.1} \right\} = 0.6205$$

$$I_{fi} = 28920.082 \text{ cm}^4$$

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

$$f = \frac{19.01 \times 10^6 \times 4000^2}{10 \times 32164.19 \times 54047.85 \times 10^4} = 1.75 \text{ mm.}$$

Donc $f < \bar{f} = 8 \text{ mm}$ condition vérifiée.

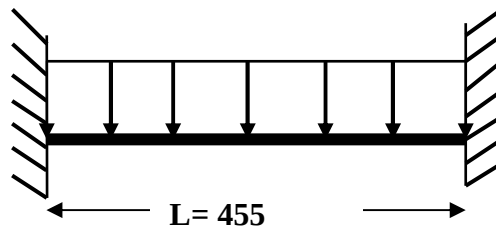
➤ **Etat limite d'ouverture des fissures :** BAEL 91, Art A.5.34

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

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

III-4-Calcul de la poutre palière :

Les paliers intermédiaires de l'escalier reposent sur une poutre palière destinée à supporter son poids propre et la réaction de la paillasse, semi encastrée à ses extrémités dans les poteaux et les voiles. Dans notre projet sa portée est de 4.55m.



FigIII-4-1-Schéma statique de la poutre palière

III-4-1-pré dimensionnement :➤ **Hauteur de la poutre :**

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

L : portée maximale entre nu d'appui

h : hauteur de la poutre palière

$$\frac{455}{15} \leq h \leq \frac{455}{10} \longrightarrow 30.33\text{cm} \leq h \leq 45\text{cm}$$

On opte pour **h = 40cm**

➤ **La largeur :**

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

b : largeur de la poutre palière

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

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

On opte pour **b = 25cm**

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

$$b \geq 20\text{cm} \longrightarrow b = 25\text{cm}$$

$$h \geq 30\text{cm} \longrightarrow h = 40\text{cm}$$

$$\longrightarrow \frac{h}{b} \leq \frac{40}{25} = 1.6\text{cm} < 4$$

Les conditions de RPA99 sont vérifiées donc la poutre aura pour dimension (bxh)= (25x40).

III-4-2- Détermination des charges :

Poids propre de la poutre : $0,40 \times 0,25 \times 25 = 2.5 \text{ KN / ml}$

Poids propre du mur : $1.53 \times 2.94 = 4.5 \text{ KN / ml}$

Réaction du palier à l'ELU : $T_u = 16.5 \text{ KN / ml}$

Réaction du palier à l'ELS: $T_s = 13.05 \text{ KN / ml}$

III-4-3-Combinaison de charges :

ELU: $q_u = 1.35 G + \frac{2T_u}{L} = 1.35 \times (2.5 + 4.5) + \frac{(2 \times 16.5)}{4.55}$
 $q_u = 16.7 \text{ KN/ml}$

ELS: $q_s = G + \frac{2T_s}{L} = (2.5 + 4.5) + \frac{(2 \times 13.05)}{4.55}$
 $q_s = 12.7 \text{ KN/ml}$

III-4-4-Calcul des efforts à l'ELU :

a) Moment isostatique :

$$M_{0u} = M_u^{\max} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{16.7 \times 4.55^2}{8} = 43 \text{ KN.m}$$

b) Effort tranchant :

$$T_u = T_u^{\max} = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{16.7 \times 4.55}{2} = 38 \text{ KN}$$

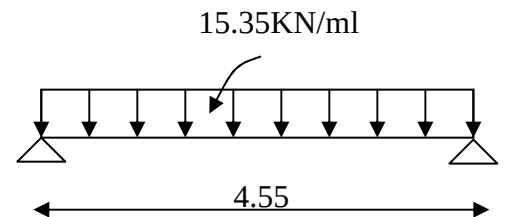


Fig. III.4.2 schéma statique

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

Sur appui : $M_a = -0.3 \times M_u^{\max} = -0.3 \times 43 = -12.9 \text{ KN.m}$

En travée : $M_t = 0.85 \times M_u^{\max} = 0.85 \times 43 = 36.55 \text{ KN.m}$

Les résultats ainsi trouvés sont mentionnés dans le diagramme suivant :

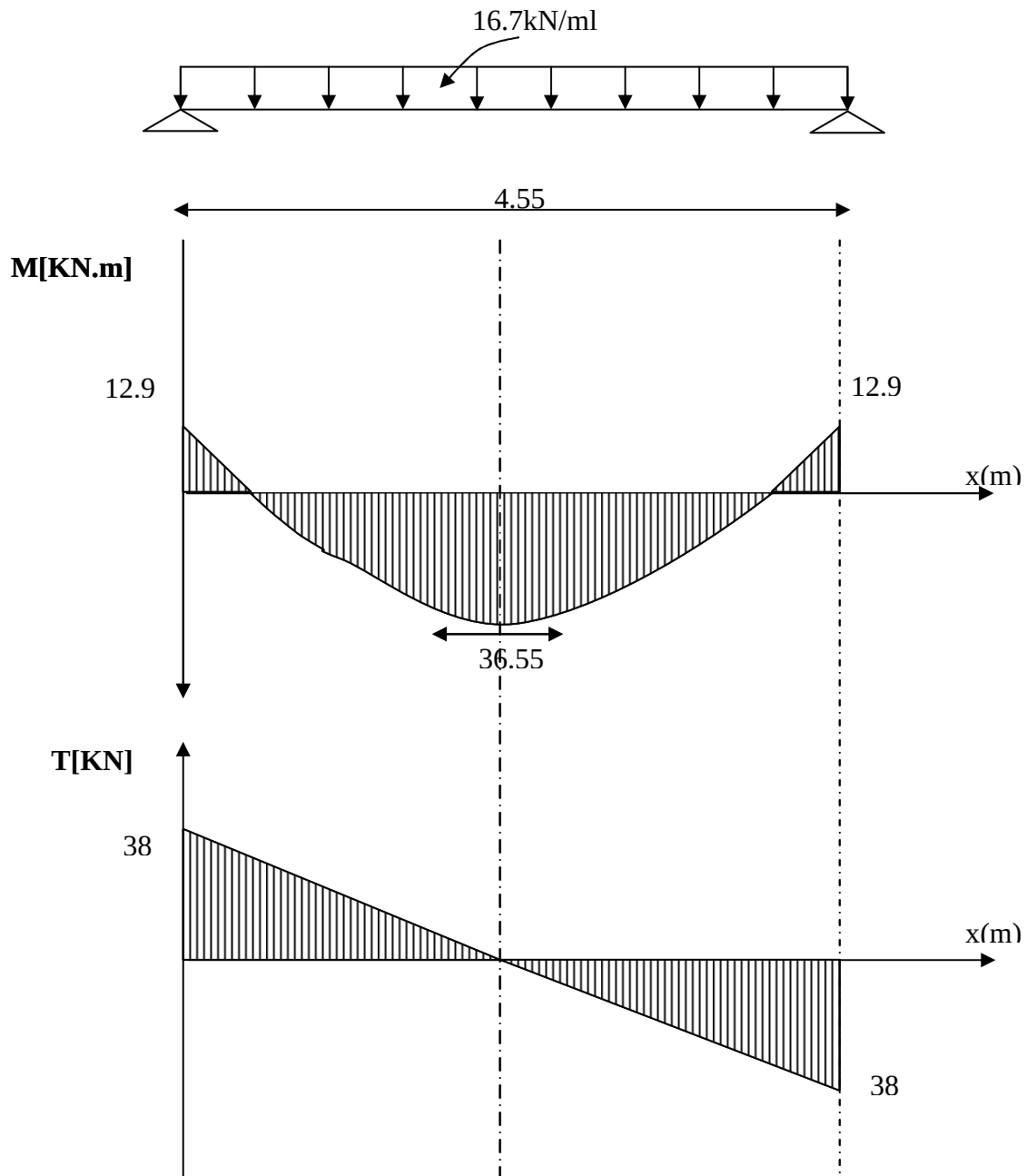


Fig III-4-2-Diagramme du moment et de l'effort tranchant

III-4-5-Calcul des armatures longitudinales à l'ELU :

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

- $\mathbf{Ma_{max} = 12.9 \text{ KN.m}}$
- $\mathbf{Mt_{max} = 36.55 \text{ KN.m}}$

- **En travée :**

Le moment max en travée est : $M_{t \max} = 36.55 \text{ Kn.m}$

$$\mu = \frac{M_t^{\max}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{36.55 \times 10^5}{25 \times 38^2 \times 14.2 \times 100}$$

$$\mu = 0.071 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0.071 \Rightarrow \beta = 0.964$$

$$A_{st} = \frac{M_t^{\max}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{36.55 \times 10^5}{0.964 \times 38 \times 348 \times 100} \Rightarrow A_{st} = 2.86 \text{ cm}^2$$

Soit : **3 HA14 = 4.62 cm²**.

- **Aux appuis :**

Le moment max aux appuis est : $M_{a \max} = 12.9 \text{ Kn.m}$

$$\mu = \frac{M_a^{\max}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{12.9 \times 10^5}{25 \times 38^2 \times 14.2 \times 100}$$

$$\mu = 0.025 \Rightarrow \beta = 0.988$$

$$A_{st} = \frac{M_a^{\max}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{12.9 \times 10^5}{0.988 \times 38 \times 348 \times 100} \Rightarrow A_{st} = 0.98 \text{ cm}^2$$

Soit : **3 HA12 = 3.39 cm²**.

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

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

$$A_s \text{ total} = 3HA12 + 3HA14 = 8.01 \text{ cm}^2 > 0.005 \times b \times h = 3 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \sqrt{}$$

III-4-6- Vérification à l'ELU :

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

$$A_{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 25 \times 38 \times \frac{2.1}{400} = 1.15 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 4.62 \text{ cm}^2 \geq 1.15 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$A_a = 2.35 \text{ cm}^2 > 1.15 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

b) Vérification de l'effort tranchant :

Fissuration préjudiciable :

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

$$\tau_u = \frac{38 \times 10^3}{250 \times 380} = 0.4 \text{ MPa} \leq 2.5 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Il n'y a aucun risque de cisaillement.

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

On doit vérifier :

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

$$\sum U_i = \sum n \pi \Phi = 3.14(3 \times 10) = 94.20 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{38 \times 10^3}{0.9 \times 380 \times 94.20} = 1.18 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Vérifié.}$$

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

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

La longueur de scellement droit est :

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

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

$$L_s = \frac{10 \times 400}{4 \times 2.835} = 352.73 \text{ mm} = 35.27 \text{ cm.}$$

$\Rightarrow$ Soit $L_s = 40 \text{ cm}$.

Pour des raisons pratiques il est nécessaire d'adopter un crochet normale, d'après le **BAEL91** ; la longueur nécessaire pour les aciers HA est $0.4L_s = 0.4 \times 40 = 16 \text{ cm}$

Soit un crochet de 16cm.

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

$$\phi_t \leq \min\left(\phi_i \frac{b}{10}, \frac{h}{35}\right) = \min(14, 25, 11.42) = 11.42 \text{ mm}$$

$$\phi_t = 11.42 \text{ mm}$$

On choisit un diamètre $\emptyset 8$

Donc on adopte $4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2 \rightarrow$ (1 cadre + 1 étrier) $\emptyset 8$

f) Espacement des barres Art 7.5.2.2/RPA99:

- Zone nodale :**

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12 \phi\right) = \min(10, 10.32) = 10 \text{ cm}$$

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

- En zone courante :** $S_t \leq \frac{h}{2} = 20 \text{ cm}, \quad \text{Soit : } S_t = 15 \text{ cm.}$

-

III-4-7-Calcul a L'ELS :**III-4-7-1-Calcul des efforts internes :**

$$q_s = 12.7 \text{ KN/ml}$$

➤ **L'effort tranchant:**

$$T_s^{\max} = \frac{q_s L}{2} = \frac{12.7 \times 4.55}{2} = 28.9 \text{ KN}$$

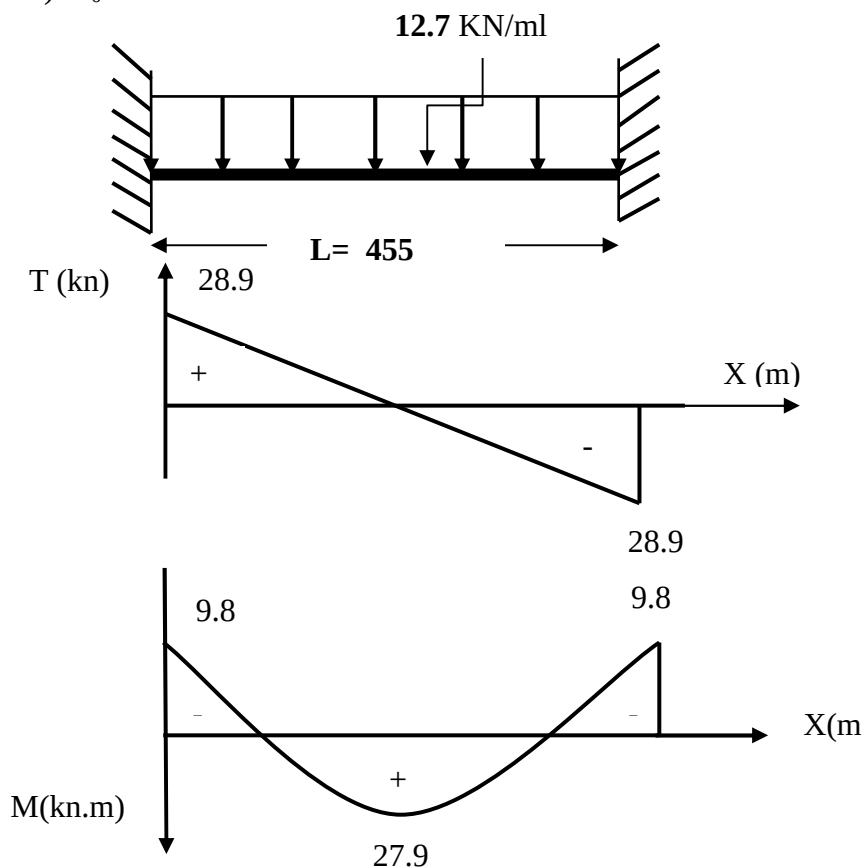
➤ **Moment isostatique:**

$$M_s = \frac{q_s L^2}{8} = \frac{12.7 \times (4.55)^2}{8} = 32.86 \text{ KN.m}$$

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

$$M_a = (-0.3) M_0 = -9.8 \text{ KN.m}$$

$$M_t = (0.85) M_0 = 27.9 \text{ KN.m}$$



FigIII-4-3 Diagramme des efforts internes a L'ELS

III-4-7-2-Vérification a L'ELS:**a)Vérification des contraintes dans le béton et les aciers (A.4.5.2 BAEL 91):**

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

➤ En travée :

$$\rho_1 = \frac{100A_t}{bd} = \frac{100 \times 4.62}{25 \times 38} = 0.48 \Rightarrow \begin{cases} k_1 = 32.62 \\ \beta_1 = 0.895 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{st}}{\beta_1 \times d \times A_t} = \frac{27.9 \times 10^6}{0.895 \times 380 \times 4.62 \times 10^2} = 177.56\text{MPa} < \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348\text{MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = 5.44\text{MPa} \leq 15\text{MPa} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

➤ Aux appuis:

$$\rho_1 = \frac{100A_a}{bd} = \frac{100 \times 3.39}{25 \times 38} = 0.356 \Rightarrow \begin{cases} k_1 = 39.35 \\ \beta_1 = 0.908 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{sa}}{\beta_1 \times d \times A_a} = \frac{9.8 \times 10^3}{0.908 \times 38 \times 3.39} = 83.78\text{MPa} < \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348\text{MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = 2.13\text{MPa} \leq 15\text{MPa} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

b) Vérification de la flèche :

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$1) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{40}{455} = 0.088 > \frac{1}{16} = 0.0625 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$2) \frac{h}{L} \geq \frac{M_{st}}{10.M_0} \Rightarrow \frac{40}{455} = 0.088 > \frac{27.9}{10(32.86)} = 0.084 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$3) \frac{A_t}{b.d} \leq \frac{4.62}{f_e} \Rightarrow \frac{4.62}{25 \times 38} = 0.0048 < \frac{4.62}{400} = 0.01155 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Les trois conditions sont vérifiées, donc il n'y a pas lieu de vérifier la flèche.

A) Diagramme des efforts internes à l'ELS :

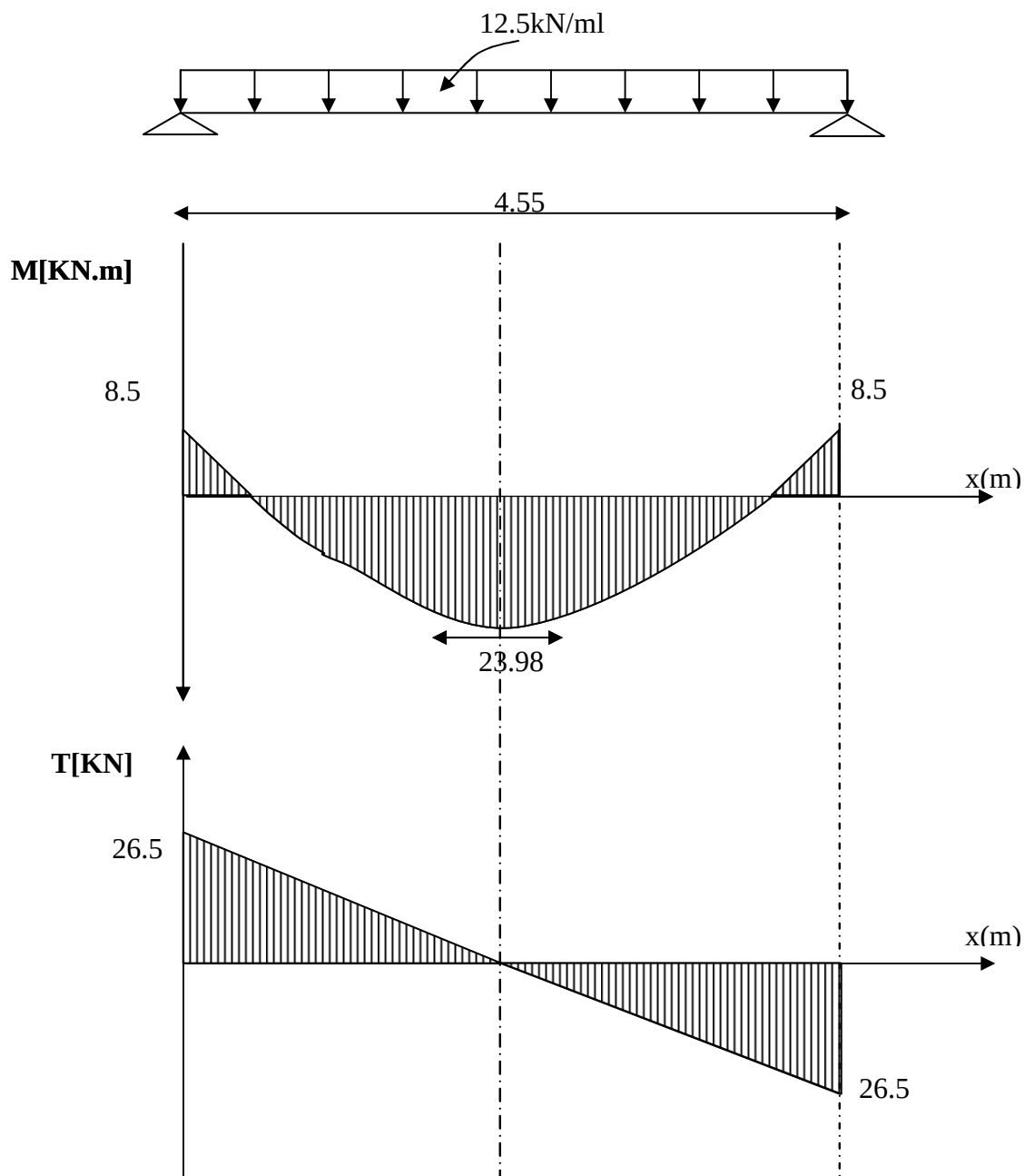


Fig III-4-5 Diagramme du moment et de l'effort tranchant à l'ELS

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

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

C) Etat limite de compression de béton : (Art. A.4.5,2 /BAEL91) :➤ En travée :• Contrainte dans l'acier :

On doit donc s'assurer que :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{A_s \beta_1 d} ;$$

$$\rho_1 = \frac{100.A}{b.d}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} F_e, 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}} \right\} = 201.63 \text{ MPa}$$

 β : En fonction de ρ $\eta = 1,6$: Pour les barres à haute adhérence (HA). $\eta = 1$: Pour les barres rondes lisses (RL).A.N :

$$\rho_1 (\%) = \frac{A_s}{b \times d} \times 100 = \frac{4.62}{25 \times 28} \times 100 = 0,66$$

$$\rho_1 = 0,66 \Rightarrow k_1 = 27.02 \text{ et } \beta_1 = 0,881$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{23.98 \times 10^6}{0,881 \times 280 \times 462} ;$$

$$\sigma_s = 247.61 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa} \dots\dots\dots \checkmark.$$

• Contrainte dans le béton :

On doit donc s'assurer que :

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

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25$$

$$k_1 = \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{bc}} ; \text{Donc : } \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{179.08}{23.57} \text{ Donc } \sigma_{bc} = \underline{7.59 \text{ Mpa}}$$

$$\sigma_{bc} = 7.59 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \checkmark.$$

➤ Aux appuis :• Contrainte dans l'acier :

$$\rho_1 (\%) = \frac{A_s}{b \times d} \times 100 = \frac{3.39}{25 \times 28} \times 100 = 0.484$$

$$\rho_1 = 0,484 \Rightarrow k_1 = 28.48 \text{ et } \beta_1 = 0,885$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{8.5 \times 10^6}{0,885 \times 280 \times 339} ; \text{Donc : } \sigma_{st} = \underline{109.87 \text{ Mpa}}$$

$$\sigma_s = 109.87 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa} \dots\dots\dots \checkmark.$$

• **Contrainte dans le béton :**

$$k_1 = \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{bc}} ; \text{Donc : } \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{109.87}{28.48} ; \text{Donc : } \sigma_{bc} = \underline{\underline{3.86 \text{ Mpa}}}$$

$$\sigma_{bc} = 3.86 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \dots\dots\dots \sqrt{.}$$

D) Etat limite de déformation (Art B.6.8,424 /BAEL 91) :

On peut se dispenser du calcul de la flèche sous réserve de vérifier les trois conditions suivantes :

$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad ; \quad \frac{A_s}{b_0.d} < \frac{4.2}{f_e} \quad ; \quad \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10.M_0}$

- $\frac{h}{L} = \frac{30}{425} = 0.070$
- $\frac{1}{16} = 0.0625$

$$\frac{h}{L} > \frac{1}{16} \dots\dots\dots \sqrt{.}$$

- $\frac{A_s}{b.d} = \frac{4.62}{25 \times 28} = 0.0066$
- $\frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.01$

$$\frac{A_s}{b.d} < \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots \sqrt{.}$$

- $\frac{h}{L} = \frac{30}{425} = 0.070$
- $\frac{M_t}{10.M_0} = \frac{23.98}{10 \times 37} = 0.064$

$$\frac{h}{L} > \frac{M_t}{10.M_0} \dots\dots\dots \sqrt{.}$$

Les trois conditions sont vérifiées, on se dispense du calcul de la flèche.

➤ **Conclusion :**

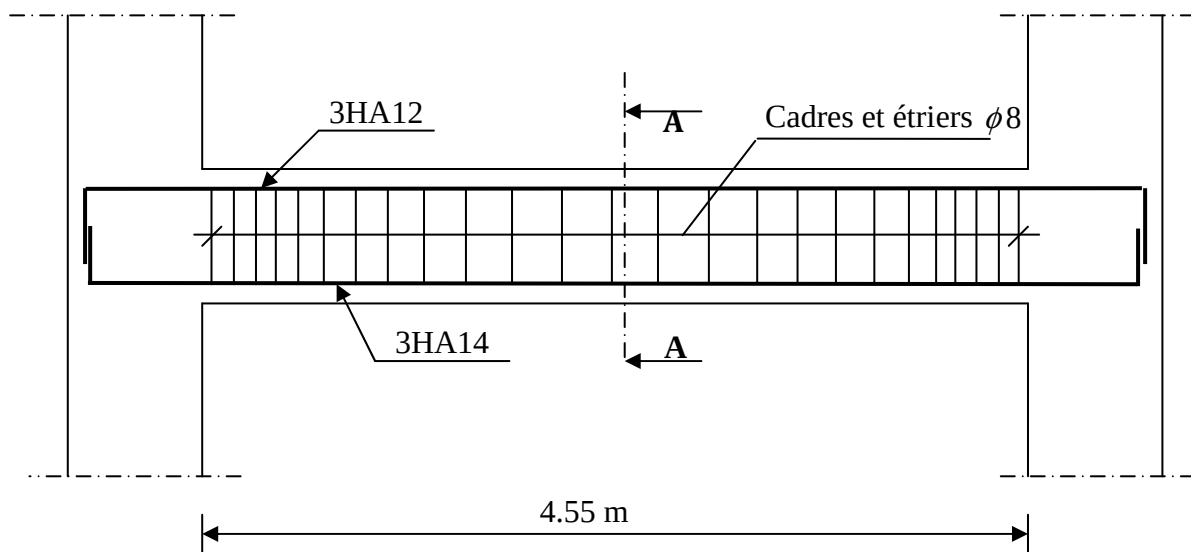
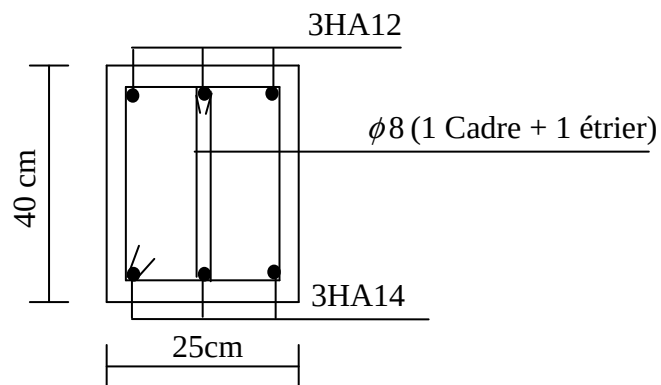
le ferrailage de la poutre palière sera comme suit :

Armatures longitudinales :

- 3HA14 filantes pour le lit inférieur.
- 3HA 12 filantes pour le lit supérieur.

Armatures transversales :

- 1cadre et 1 étrier en HA8

Plan de ferrailage de la poutre palière :**figIII-4-6 Ferrailage de la poutre palière****Coupe A-A**

III.5 Calcul de la salle machine :

III.5.1 Introduction :

Notre bâtiment comporte une cage d'ascenseur en béton armé réalisée en dalle pleine de dimensions $(2,10 \times 2,20) \text{ m}^2$ appuyée sur ses 4 cotés, avec une vitesse d'entraînement ($V=1\text{m/s}$).

En plus de son poids propre, la dalle est soumise à un chargement localisé au centre du panneau estimée à 9 tonnes, répartie sur une surface de $(0,8 \times 0,8) \text{ m}^2$ transmise par le système de levage de l'ascenseur.

L'étude du panneau de dalle se fera à l'aide des tables de PIGEAUD, qui donnent des coefficients permettant de calculer les moments engendrés par les charges localisées, suivant la petite et la grande portée.

Les moments de flexion du panneau de dalle dans les deux sens sont donnés par la superposition des moments dus au poids propre et à la charge localisée.

L'épaisseur de la dalle est de 15cm (Voir chapitre 2).

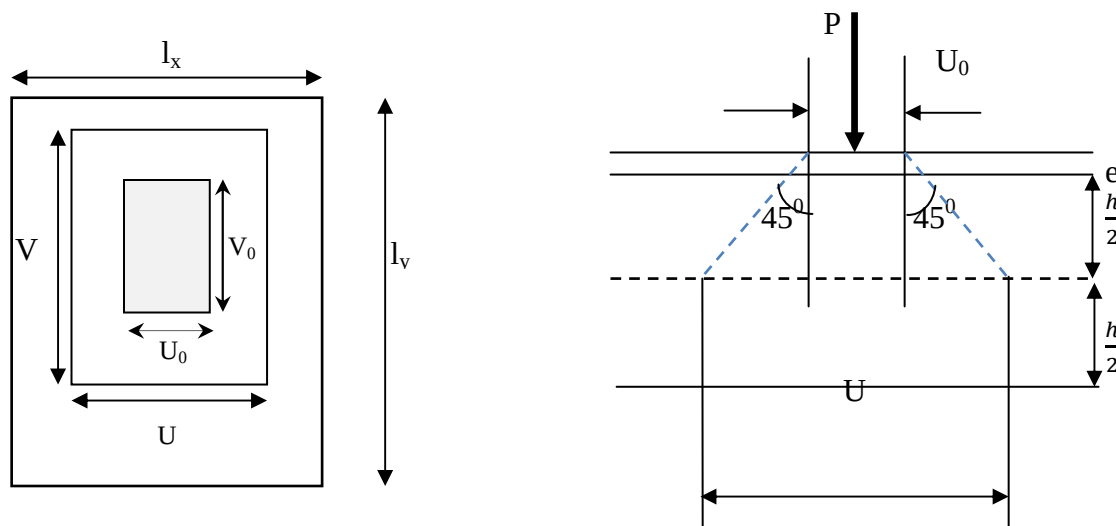


Fig.III.5.1 : schéma statique de la salle machine

III.5.2 Calcul des sollicitations :

$$\rho_x = \frac{l_x}{l_y} = 2,10 / 2,20 = 0,90$$

$$0,4 \leq \rho_x = \frac{l_x}{l_y} \leq 1 \Rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens}$$

❖ Moments dus au poids propre :

$$M_x = \mu_x \cdot q \cdot l_x^2 \rightarrow \text{Moment suivant la petite portée.}$$

$$M_y = \mu_y \cdot M_x \rightarrow \text{Moment suivant la grande portée.}$$

Les coefficients μ_x et μ_y sont donnés en fonction du rapport ρ_x et du coefficient de Poisson ν .

q : Charge uniformément répartie sur toute la dalle.

- **Etat limite ultime (ELU) :** $\nu = 0$

$$\rho = 0,90 \rightarrow \mu_x = 0,0458 \text{ et } \mu_y = 0,778$$

Poids de la dalle : $G = (25 \times 0.15 + 22 \times 0.05) \times 1\text{ml} = 4.85 \text{ KN/ml}$.

Surcharge d'exploitation : $Q = 1 \text{ KN/ml}$.

$$q_u = 1.35 \times 4.85 + 1.5 \times 1 = 8.0475 \text{ KN/ml}.$$

$$M_{ux1} = 0.0458 \times (8.0475) \times (2.1)^2 = 1.62 \text{ KN.m}$$

$$M_{uy1} = 0.778 \times 1.62 = 1.26 \text{ KN.m}$$

- **Etat limite de service (ELS) :** $\nu = 0.2$

$$\rho = 0.90 \rightarrow \mu_x = 0.0529 \text{ et } \mu_y = 0.846$$

$$q_s = G + Q$$

$$q_s = 4.85 + 1 = 5.85 \text{ KN/ml}$$

$$M_{sx1} = 0.0529 \times (5.85) \times (2.1)^2 = 1.36 \text{ KN.m}$$

$$M_{sy1} = 0.846 \times 1.36 = 1.15 \text{ KN.m}$$

M_1, M_2 coefficients donnés par les abaques en fonction de ρ_x et des rapports $\frac{U}{l_x}$ et $\frac{V}{l_y}$

U et V cotés du rectangle sur lesquels la charge P s'applique, compte tenu de la diffusion à 45° dans la dalle. Ils sont déterminés au niveau du feuillet moyen de la dalle.

$$V = V_0 + 2 \cdot \left(\xi \cdot e + \frac{h_0}{2} \right) = V_0 + 2 \cdot \xi \cdot e + h_0 \quad U = U_0 + 2 \cdot \left(\xi \cdot e + \frac{h_0}{2} \right) = U_0 + 2 \cdot \xi \cdot \xi + h_0$$

Le coefficient ξ dépend de la nature du revêtement, dans notre cas la dalle est composée de béton armé, et d'une chape en béton : $\rightarrow \xi = 1.0$

A.N : $U_0 = V_0 = 80 \text{ cm}$

$$U = U_0 + 2 \times 1 \times 0.05 + 0.15 = 1.05 \text{ m} = V$$

$$\frac{U}{l_x} = \frac{1.05}{2.10} = 0.50 \quad \text{Et} \quad \frac{V}{l_y} = \frac{1.05}{2.20} = 0.47.$$

Après interpolation on aura :

$$M_1 = 0.1015 \quad \text{et} \quad M_2 = 0.0824$$

- **Etat limite ultime (ELU) :** $\nu = 0$

$$P_u = 1.35 \times Q$$

$$P_u = 1.35 \times 90 = 121.5 \text{ KN}$$

$$M_{ux2} = P_u \cdot M_1 = 121.5 \times 0.1015 = 12.33 \text{ KN.m}$$

$$M_{uy2} = P_u \cdot M_2 = 121.5 \times 0.0824 = 10.01 \text{ KN.m}$$

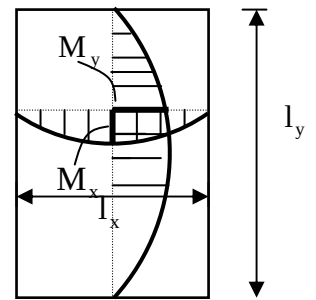
- **Etat limite de service (ELS) :** $\nu = 0.2$

$$P_s = Q$$

$$P_s = 90 \text{ KN}$$

$$M_{sx2} = P_s \cdot (M_1 + \nu \cdot M_2) = 90 \times (0.1015 + 0.2 \times 0.0824) = 10.62 \text{ KN.m}$$

$$M_{sy2} = P_s \cdot (M_2 + \nu \cdot M_1) = 90 \times (0.0824 + 0.2 \times 0.1015) = 9.24 \text{ KN.m}$$



❖ **Superposition des moments :**• **ELU :**

$$M_{ux} = M_{ux1} + M_{ux2} = 1.62 + 12.33 = 13.95 \text{ KN.m}$$

$$M_{uy} = M_{uy1} + M_{uy2} = 1.26 + 10.01 = 11.27 \text{ KN.m}$$

• **ELS :**

$$M_{sx} = M_{sx1} + M_{sx2} = 1.36 + 10.62 = 11.98 \text{ KN.m}$$

$$M_{sy} = M_{sy1} + M_{sy2} = 1.15 + 9.24 = 10.39 \text{ KN.m}$$

Pour tenir compte du semi encastrement de la dalle, on réduit les moments calculés (sur appuis et en travée).

Les moments seront réduits de 15% en travée, et de 70% en appuis.

• **En travée :**

$$M_x^t = 0,85 \times M_x = 0,85 \times 13.95 = 11.85 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0,85 \times M_y = 0,85 \times 11.27 = 9.57 \text{ KN.m}$$

• **En appuis :**

$$M_x^a = 0,3 \times M_x = 0,3 \times 13.95 = 4.18 \text{ KN.m}$$

$$M_y^a = 0,3 \times M_y = 0,3 \times 11.27 = 3.38 \text{ KN.m}$$

III-5-3 Ferrailage du panneau :

Le calcul se fera en flexion, le moment maximal s'exerce suivant la petite portée par conséquent les armatures correspondantes constitueront le lit inférieur.

Nous considérerons la hauteur utile propre à chacune des deux directions, en appuis comme en travée (dx= 13cm et dy=12cm).

$$d_y = d_x - \left(\frac{\phi_x + \phi_y}{2} \right)$$

Zone	Sens	Mu (KN.m)	μ	β	A (cm ²)	A adoptée (cm ² /ml)	Espacement
En travée	X-X	11.85	0,0493	0,975	2.68	5HA10=3.92	20 cm
Sur appuis	X-X	4.18	0,017	0,992	0,93	5HA10=3.92	20 cm
En travée	Y-Y	9.57	0,039	0,981	2.15	5HA10=3.92	20 cm
Sur appuis	Y-Y	3.38	0,014	0,993	0,75	5HA10=3.92	20 cm

La dalle est soumise à des charges concentrées, toutes les armatures de flexion situées dans la région centrale du panneau seront prolongées jusqu'aux appuis, et ancrées au-delà du contour théorique de la dalle.

III-5-4-Vérifications à l'état limite ultime:

A) Espacements des armatures :

La fissuration est non préjudiciable.

L'espacement entre les armatures doit satisfaire les conditions suivantes :

❖ Direction principale :

$$St \leq \min\{2.h; 25\text{cm}\}$$

$$St = 20\text{cm} < \min\{30\text{cm}, 25\text{cm}\} \dots\dots\dots \checkmark$$

❖ Direction secondaire :

$$St < \min\{3.h; 33\text{cm}\}$$

$$St = 20\text{cm} < \min\{45\text{cm}, 33\text{cm}\} \dots\dots\dots \checkmark$$

B) Diamètre maximal des barres :

$$\phi_{\text{MAX}} \leq h/10 = 150/10 = 15\text{mm}.$$

$$\phi_{\text{MAX}} = 10\text{mm} \leq 15\text{mm} \dots\dots\dots \checkmark$$

C) Condition de non fragilité :

La condition de non fragilité donne section minimale des armatures tendues, sont déterminé à partir d'un pourcentage de référence W_0 ($W_0 = 0.8\%$ qui dépend de la nuance des aciers, de leurs diamètres et de la résistance à la compression du béton.

❖ Direction principale :

$$W_x = W_0 \times (3 - \rho_x)/2 = 0.0008 \times (3 - 0.90)/2 = 0.00084.$$

$$A_{\min} = W_x \times b \times h = 0.00084 \times 100 \times 15 = 1.26\text{cm}^2 < 3.92\text{cm}^2$$

$$A_{\min} < A_x^t \dots\dots\dots \checkmark$$

❖ Direction secondaire :

$$W_y = \frac{A_y}{b \times h} \geq W_0 = 0.0008$$

$$A_y \geq 0.8\% \times 100 \times 15 = 1.2\text{cm}^2 < 3.92\text{cm}^2$$

$$A_{\min} < A_y^t \dots\dots\dots \checkmark$$

D) Vérification de la contrainte tangentielle :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} \leq 0.07 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

Les efforts tranchants sont donnés par les relations suivantes :

❖ **Au milieu de U :**

$$T_u = \frac{P}{3 \times (V)} = \frac{121.5}{3 \times 1.05} = 38.57 \text{ KN.}$$

❖ **Au milieu de V :**

$$T_u = \frac{P}{2 \times (U + V)} = \frac{121.5}{2 \times (1.05 + 1.05)} = 29.00 \text{ KN.}$$

$$\left. \begin{array}{l} \tau_u = \frac{38.57 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.30 \text{ MPa} \\ 0.07 \times \frac{25}{1.5} = 1.16 \text{ MPa} \end{array} \right\} \rightarrow \tau_u = 0.30 \text{ MPa} < 1.16 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < 1.16 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \sqrt{}$$

E) Condition de non poinçonnement :

A l'état limite ultime, la force résistante au poinçonnement **Qu** est déterminée par les formules suivantes qui tiennent compte de l'effet favorable du à la présence d'un ferrailage horizontal

$$Qu \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

Qu : charge de calcul à l'ELU.

h : épaisseur total de la dalle

U_c = 2 × (U + V) = 4.2m : le périmètre du contour au niveau de feuillet moyen.

A.N : 0.045 × 4.2 × 0.15 × 25 × 10³ / 1.5 = **472,5 KN ≥ 121,5 KN.**

La condition est vérifiée → Aucune armature transversale n'est nécessaire.

III-5-5- Vérification à l'état limite de service :

Les moments précédemment calculés, seront réduits de 15% en travée et de 70% en appuis.

o En travée :

$$M_x^t = 0,85 \times M_x = 0,85 \times 11,98 = 10,18 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0,85 \times M_y = 0,85 \times 10,39 = 8,83 \text{ KN.m}$$

o En appuis :

$$M_x^a = 0,3 \times M_x = 0,3 \times 11,98 = 3,59 \text{ KN.m}$$

$$M_y^a = 0,3 \times M_y = 0,3 \times 10,39 = 3,11 \text{ KN.m}$$

Zone	Sens	Ms (KN.m)	μ	β	A (cm ²)
En travée	X-X	10.18	0,0424	0,979	2,29
Sur appuis	X-X	3.59	0,0149	0,993	0,79
En travée	Y-Y	8.83	0,0367	0,982	1.98
Sur appuis	Y-Y	3.11	0,0129	0,994	0,69

- Le ferrailage adopté à l'ELU est suffisant.

• Vérification de la flèche :

Dans le cas de dalle rectangulaire appuyée sur quatre cotés, on peut se dispenser du calcul de la flèche, si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\frac{H_t}{l_x} \geq \frac{M_x}{20M_x} \quad \text{et} \quad \frac{A_x}{b.d} \leq \frac{2}{f_e}$$

$$\frac{h_t}{l_x} = \frac{15}{210} = 0,0714 > \frac{12,81}{20 \times 11,00} = 0,0582 \dots \dots \dots \checkmark$$

$$\frac{A_x}{b \times b} = \frac{3,92}{100 \times 13} = 0,0030 \leq \frac{2}{400} = 0,005 \dots \dots \dots \checkmark$$

Les deux conditions sont vérifiées, Donc il n'y a pas nécessité de vérifier la flèche.

Conclusion :

La dalle de la salle machine sera ferrillée comme suit :

- **En travées :**

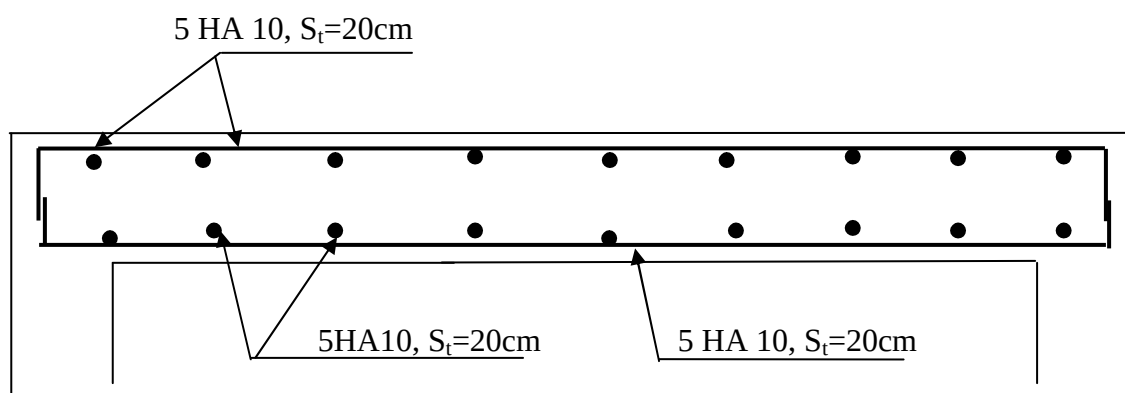
5HA10 (sens x-x) , $S_t=20\text{cm}$

5HA10 (sens y-y) , $S_t=20\text{cm}$

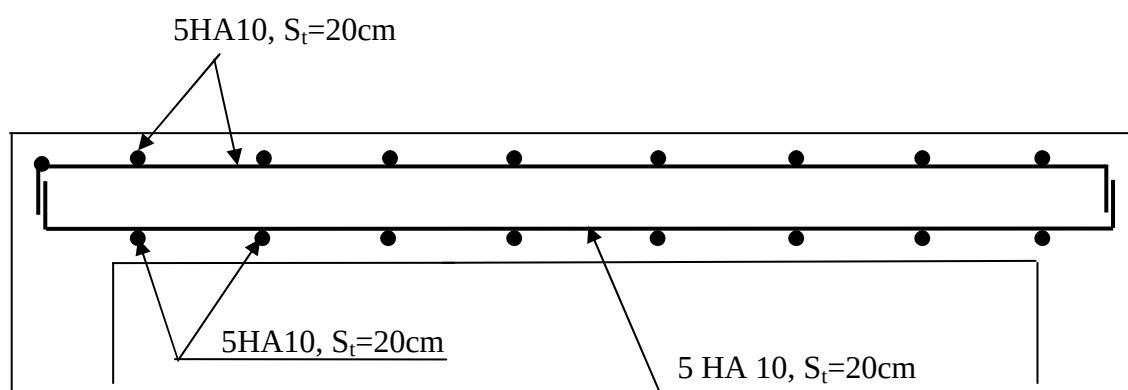
- **En appuis :**

5HA10 (sens x-x) , $S_t=20\text{cm}$

5HA10 (sens y-y) , $S_t=20\text{cm}$

III-5-6- Les schémas de ferrailage de la dalle de la salle machine :

FigIII-5-2 Plan de ferrailage de la salle machine suivant x-x.



FigIII-5-3 Plan de ferrailage de la salle machine suivant y-y.

III-6-Calcul des balcons :

Les balcons à calculer sont des balcons en dalle pleine reposant sur la poutre de rive avec un garde de corps de hauteur $h=1.10$ m en brique creuse de 10 cm d'épaisseur. Ces balcons sont assimilés à une console encastrée au niveau de la poutre de rive du plancher. Le balcon est constitué d'une dalle pleine dont l'épaisseur est déterminée par la condition de la résistance à la flexion suivante :

$$ep \geq \frac{L}{10}$$

L : La largeur du balcon ($L_{\max} = 150\text{cm}$).

$$\Rightarrow ep = \frac{120}{10} = 12\text{cm}.$$

On prend : $e_p = 15 \text{ cm}$.

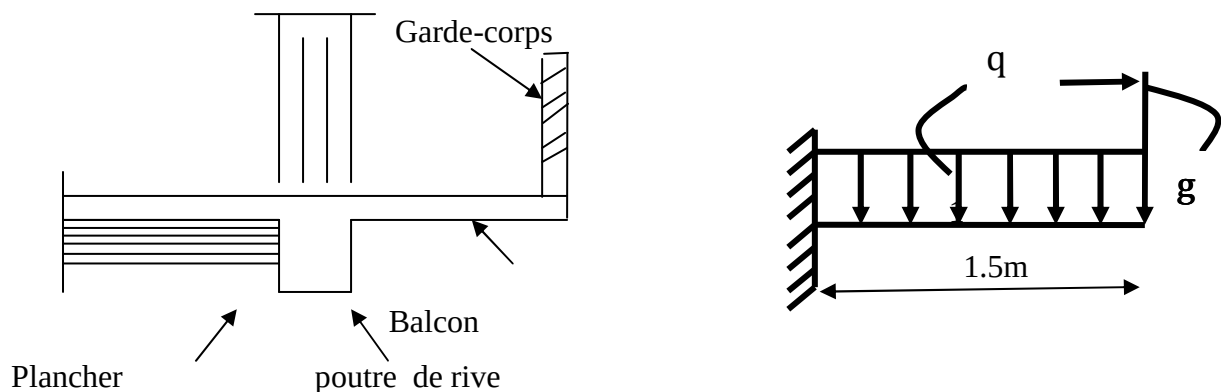


Figure III-6-1: Schéma statique du balcon.

On estime le poids propre du balcon comme suit :

Le balcon se calcule comme une console encastrée au niveau de la poutre de rive du plancher, soumise à son poids propre à une charge horizontale plus le Poids propre du garde-corps. Le calcul du ferrailage se fera pour une bande de 1m de longueur, dont la section est soumise à la flexion simple.

III-6-1-Détermination des charges et surcharges :

a) charges permanentes :

Eléments		Charges permanentes (KN/m ²)	Résultats (KN/m ²)
Dalle pleine ($e_p=0.15m$)		25×0.15	3.75
Revêtements	Carrelage	0.02×20	0.40
	Mortier de pose	0.03×22	0.66
	Couche de sable	18×0.03	0.54
	Enduit en plâtre	10×0.02	0.20
Somme (G)			5.55

Tableau III-6-2 Charges permanentes du balcon**b) Charge concentrée (Poids propre du garde-corps) :**

p_{mur} = poids de brique creuse + 2 x (poids de l'enduit en ciment, ($e_p = 2\text{cm}$)).

Eléments	Charges permanentes (KN/m ²)	Résultats (KN/m ²)
Brique ($e_p=0.1m$)	9×0.10	0.90
Enduit de ciment ($e_p=2\text{cm}$)	$18 \times 0.02 \times 2$	0.72
Somme (g)		1.62

Tableau III-6-2 : Charge concentrée sur le balcon due au poids propre du garde-corps**c) Surcharge d'exploitation :**

$$Q = 3.5 \text{ KN/m}^2.$$

d) Charge due à la main courante :

$$q = 1 \text{ KN/m}^2.$$

III-6-2-Combinaisons de charges :**III-6-2-1-Combinaisons de charges à l'ELU :****➤ La dalle :**

$$q_{u1} = (1.35G + 1.5 Q) \times 1m = (1.35 \times 5.55) + (1.5 \times 3.5) = 12.74 \text{ KN/ml}.$$

➤ Le garde-corps :

$$q_{u2} = (1.35 \times g) \times 1 \text{ m} = 1.35 \times 1.62 = 2.187 \text{ KN /ml.}$$

➤ La main courante:

$$q_{u3} = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ KN/ml.}$$

III-6-2-2- Combinaisons de charges à l'ELS :➤ La dalle :

$$q_{s1} = (G + Q) \times 1 \text{ m} = (5.55 + 3.5) \times 1 = 9.05 \text{ KN/ml.}$$

➤ Le garde-corps :

$$q_{s2} = g \times 1 \text{ m} = 1.62 \text{ KN/ml.}$$

➤ La main courante :

$$q_{s3} = q \times 1 \text{ m} = 1 \text{ KN/ml.}$$

III-6-3- Calcul des moments fléchissant :**III-6-3-1- Calcul des moments fléchissant à l'ELU :**

$$Mu = q_{u1} \times \frac{l^2}{2} + q_{u2} \times l + q_{u3} \times 1 .$$

$$Mu = 12,74 \times \frac{1,50^2}{2} + 2,187 \times 1,50 + 1,5 \times 1 .$$

$$\underline{\underline{Mu = 19,11 \text{ KN.m.}}}$$

III-6-3-2- Calcul des moments fléchissant à l'ELS :

$$Ms = q_{s1} \times \frac{l^2}{2} + q_{s2} \times l + q_{s3} \times 1$$

$$Ms = 9,05 \times \frac{1,50^2}{2} + 1,62 \times 1,50 + 1 \times 1 .$$

$$\underline{\underline{Ms = 13,61 \text{ KN.m.}}}$$

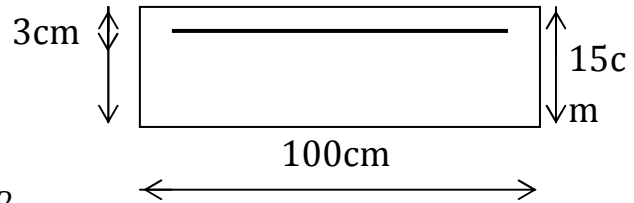
III-6-4-Ferraillage :

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

➤ Armatures principales :

La section dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement.

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{19,11 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,080 < 0,392$$



⇒ Section simplement armée.

$$\mu_u = 0,080 \Rightarrow \beta = 0,958.$$

Avec :

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}.$$

Donc :

$$A = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{19,11 \times 10^3}{0,958 \times 13 \times 348} = 4,41 \text{ cm}^2$$

On adopte : **5HA12 = 5,65 cm²** avec **S_t = 20 cm.**

➤ Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,41 \text{ cm}^2$$

Soit une section de **4HA10 = 3,14 cm²** avec **S_t = 25 cm.**

III-6-4-1-Vérifications à l'ELU :**1) Conditions de non fragilité : (A.4.2,1/BAEL91) :**

La section des armatures longitudinales doit satisfaire la condition suivante :

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

$$f_{t28} = 0.6 \times 0.06 f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times 100 \times 13 \times \frac{2.1}{400} = 1.60 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 5,65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,60 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

2) Vérification de l'entraînement des barres : (A.6.1,3/BAEL91 modifié 99) :

Il faut vérifier :

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 \times d \times \sum U_i} < \bar{\tau}_{se}$$

Avec :

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

$$= 12,74 \times 1,50 + 2,187 = 21,30 \text{ KN.}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \psi \times f_{t28} = 3.15 \text{ MPa.}$$

Avec :

$$\psi = 1.5 \text{ (acier en HA).}$$

$$\sum U_i = n \times \pi \times \Phi = 5 \times 3.14 \times 12 = 188,4 \text{ mm}$$

D'où :

$$\tau_{se} = \tau_{se} = \frac{21,30 \times 10^3}{0.9 \times 130 \times 188,4} = 0.966 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa}$$

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

(Pas de risque d'entraînement des barres)

3) Vérification au cisaillement : (A.5.1,2/BAEL91 modifié 99) :

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{21,30 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0,164 \text{ MPa.}$$

Avec :

$$V_u = 21,30 \text{ KN.}$$

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

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

$$\tau_u = 0.164 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Pas de risque de cisaillement (Les armatures transversales ne sont pas nécessaires).

4) Longueur du scellement droit : (Art A.6.1, 22 / BAEL91) :

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

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

Calcul de τ_{su} :

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

$$L_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.32 \text{ cm}$$

On prend $L_s = 45 \text{ cm}$.

Vu que L_s dépasse l'épaisseur de la poutre dans laquelle les barres seront ancrées, les règles de BAEL 91 admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet « L_c » est au moins égale à $0.4.L_s$ pour les aciers en H.A (A.6.1, 253/BAEL91 modifié 99) ;

Donc : $L_c = 18 \text{ cm}$.

5) Vérification de l'espacement des barres : (Art A.8.2, 42/BAEL91 modifié 99) :

➤ Armatures principales :

$$S_{t1} = 20 \text{ cm} < \min \{3h ; 33\} = 33 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ Armatures de répartition :

$$S_{t2} = 25 \text{ cm} < \min \{4h ; 45 \text{ cm}\} = 45 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

III-6-4-2-Vérification à l'ELS :

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

Il faut vérifiée Les conditions suivantes :

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

a) Dans l'acier :

La fissuration est considérée comme préjudiciable, donc :

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

Avec :

$\eta = 1,6$: coefficient de fissuration.

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400 , 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \right\} = \min \left\{ 266,6 , 201,63 \right\} .$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ Mpa.}$$

$$\rho = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 5,65}{100 \times 13} = 0,436..$$

$$\rho_1 = 0,436 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,899 \quad ; \quad \alpha = 0,303.$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} = \frac{13,61 \times 10^{-3}}{0,899 \times 0,13 \times 5,65 \times 10^{-4}} = 206,11 \text{ MPa.}$$

➤ Conclusion :

$$\sigma_{st} > \bar{\sigma}_{st} \Rightarrow \text{La condition n'est pas vérifiée.}$$

Alors, Il faut calculer les armatures à L'ELS :

$$\mu_s = \frac{M_s}{b d^2 \bar{\sigma}_{st}} = \frac{13,61 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 201,63} = 0,004 < 0,392 \beta = 0,898.$$

$$A_s = \frac{M_s}{\beta d \bar{\sigma}_{st}} = \frac{13,61 \times 10^3}{0,898 \times 13 \times 201,63} = 5,78 \text{ cm}^2.$$

On adopte : **6HA12** = $6,78 \text{ cm}^2$ avec $S_t = 20 \text{ cm}$.

$$\rho_1 = \frac{A_s}{b \times d} \times 100 = \frac{6,78}{100 \times 13} \times 100 = 0,52.$$

$$\rho_1 = 0,52 \Rightarrow k_1 = 31,30 \text{ et } \beta_1 = 0,892.$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{13,61 \times 10^6}{0,892 \times 130 \times 678} = 173 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

b) Dans le béton :

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

$$\text{On a : } k_1 = \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{bc}}.$$

$$\text{Donc : } \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{173}{15} = 11,53 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma_{bc} = 11,53 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa.}$$

La condition est vérifiée alors, il n'y a pas de fissuration dans le béton Comprimée.

c) Vérification de la flèche :

Si les conditions suivantes sont vérifiées alors il n'y a pas lieu de vérifier la flèche:

$$1/ \frac{e}{L} \geq \frac{1}{22,5} \Rightarrow \frac{15}{150} = 0,1 > \frac{1}{22,5} = 0,044. \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$2/ \frac{e}{L} \geq \frac{Mt}{10.M_0} \Rightarrow \frac{15}{150} = 0,1 > \frac{13,61}{10 \times 19,11} = 0,071. \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

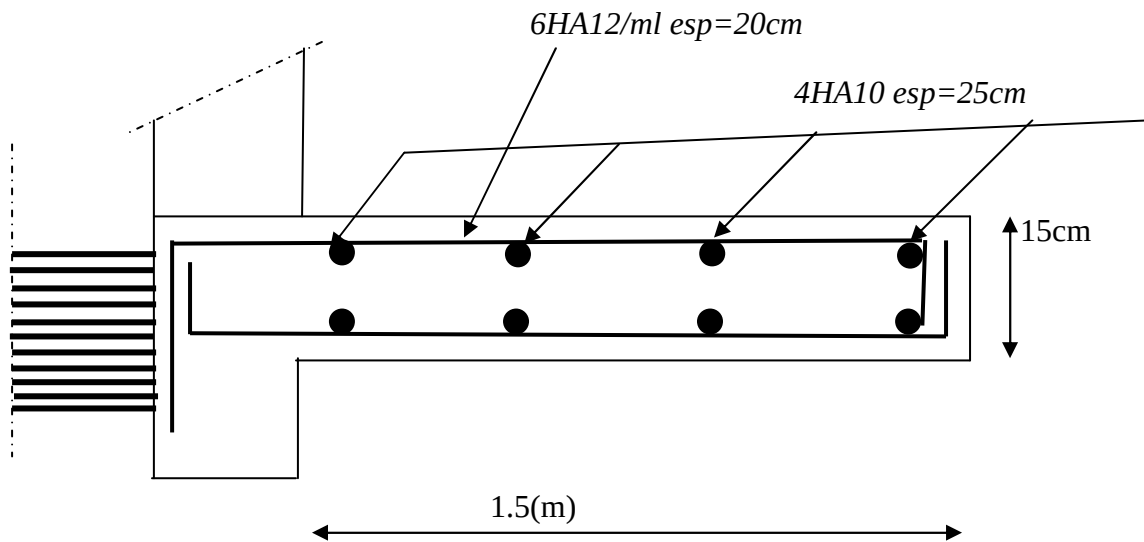
$$3/ \frac{A}{b.d} \leq \frac{3,6}{f_e} \Rightarrow \frac{6,78}{100 \times 13} = 0,005 < \frac{3,6}{400} = 0,009. \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

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

Conclusion : Les balcons seront ferrailés comme suit

❖ Armature principales : 6HA12 avec e= 20cm.

❖ Armatures secondaire : 4HA10 avec e=25 cm.



Plan de ferrailage du balcon

IV-1-Introduction:

Dans ce chapitre, nous étudierons le système structurel d'éléments assurant la rigidité et la stabilité vis-à-vis des efforts horizontaux.

L'étude du contreventement est une étape importante et décisive dans l'étude de tout Bâtiment, elle mérite le plus grand soin. Elle consiste à parer la structure contre les deux types de sollicitations horizontales ; vent et séisme. Un contreventement peut être assuré par

- Des voiles ou murs, appelés couramment refends, entrant dans la composition de l'ouvrage.
- Du système (poteaux – poutres) formant portiques étages.
- Des cages d'escaliers et d'ascenseurs ou gaines présentant une grande rigidité à la flexion et à la torsion.
- Une combinaison des deux systèmes suscités, formant un contreventement mixte ou portiques et refends rigidement liés travaillant conjointement pour faire face aux séismes.

IV -2-Caractéristiques géométriques des voiles :**1-Inertie des voiles :****a) Voiles longitudinaux :**

$$\left. \begin{array}{l} I_y = \frac{e l^3}{12} \\ I_x = \frac{l e^3}{12} \end{array} \right\} \longrightarrow \text{On néglige l'inertie des refends longitudinaux par rapport à l'axe X.}$$

b) Voiles transversaux :

$$\left. \begin{array}{l} I_x = \frac{e l^3}{12} \\ I_y = \frac{l e^3}{12} \end{array} \right\} \longrightarrow \text{On néglige l'inertie des refends longitudinaux par rapport à l'axe Y.}$$

2-Calcul de l'inertie des voiles :**➤ Sens longitudinal :**

Niveau	Voile	L(m)	e (m)	I _x (m ⁴)	N ^{bre} de voiles	Somme I _x (m ⁴)
S.sol, RDC, 1-8 étage.	VL5	1.0	0,2	0,056	80	6.5
	VL6	1.0	0,2	0,056	36	

Tableau IV.1 : Inertie voiles longitudinaux.

➤ **Sens transversal :**

Niveau	Voile	L(m)	e (m)	Ix (m ⁴)	N ^{bre} de voiles	Somme Ix(m ⁴)
S.sol, RDC, 1-8 étage.	VT1 ;VT4; VT2;VT3	4	0,2	1.06	42	69.12
	VT1;VT4	4.2	0,2	1.23	20	

Tableau IV.2 : Inertie des voiles transversaux**IV -3-Inertie fictive des portiques par la méthode des approximations successives :**

Dans le but de comparer l'inertie des voiles à celle des portiques, nous allons utiliser la méthode exposée dans l'ouvrage d'Albert Fuentes « CALCUL PRATIQUE DES OSSATURES DE BATIMENT EN BETON ARME » qui consiste à attribuer une inertie Fictive aux portiques.

Pour déterminer cette inertie, il suffira de calculer les déplacements de chaque portique au droit de chaque plancher sous l'effet d'une série de forces horizontales égale à **1tonne**, par exemple, et de comparer ces déplacements aux flèches que prendrait un refend bien déterminé de l'ouvrage sous l'effet du même système de forces horizontales (1 tonne à chaque niveau).

En fixant l'inertie du refond à **1[m4]**, il sera alors possible d'attribuer à chaque portique et pour chaque niveau une « inertie fictive » puisque, dans l'hypothèse de la raideur infinie des planchers, nous devons obtenir la même flèche, à chaque niveau, pour les refonds et pour les portiques.

IV -3-1-Calcul des flèches du refonds :

Le calcul des flèches du refend dont l'inertie $I = 1[m4]$, soumis au même système de forces que le portique (une force égale à une tonne à chaque étage), sera obtenu par la méthode du « moment des aires ». Le diagramme des moments fléchissant engendré par la série de forces horizontales égales à 1tonne est une succession de trapèzes superposés et de limites par les niveaux, comme le montre la figure (IV.2), au-dessous est donnée par :

$$f_i = \frac{\sum s_i d_i}{EI}$$

Avec :

S_i : surface du trapèze.

d_i : distance entre le centre de gravité du trapèze et le niveau considéré.

$$S_i = \frac{(b_i + b_{i+1}) \cdot h}{2}$$

La distance du centre de gravité d'un trapèze a sa plus petite base :

$$d_i = \frac{(2b_i + b_{i+1}) \cdot h}{3(b_i + b_{i+1})}$$

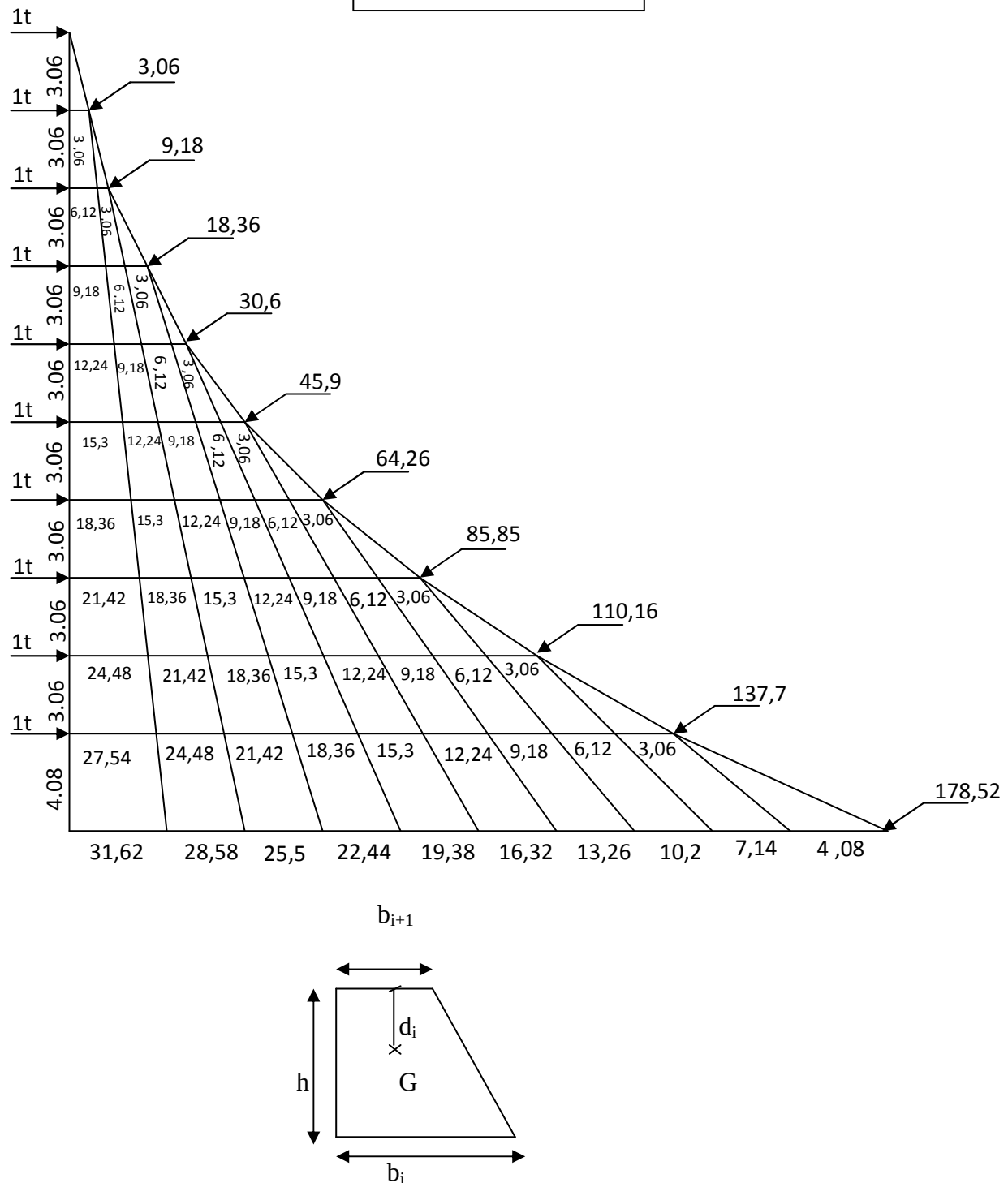


Fig IV.1. Diagramme des moments des aires.

Le tableau suivant donne les aires ((S_i)) et la position du centre de gravite ((d_i)) :

Niv	h(m)	b _i (m)	b _{i+1} (m)	S _i (m ²)	d _i (m)	S _i × d _i	Σ S _i × d _i = EI f _i
08	3,06	3,06	0,00	4,68	2,04	9,55	46537,16
07	3,06	9,18	3,06	18,73	1,78	33,34	40198,59
06	3,06	18,36	9,18	42,14	1,70	71,64	34142,94
05	3,06	30,60	18,36	74,91	1,65	122,84	28216,24
04	3,06	45,90	30,60	117,05	1,63	190,03	22463,15
03	3,06	64,26	45,90	168,54	1,62	273,03	17005,60
02	3,06	85,68	64,26	229,41	1,60	367,45	13372,27
01	3,06	110,16	85,68	299,64	1,59	476,83	7558,32
RDC	3,06	137,7	110,16	379,22	1,58	599,16	3947,13
S.Sol	4,08	178,52	137,7	645,08	2,13	1374,02	1374,02

Tableau IV.3 : Valeurs de la flèche pour chaque niveau :

$$F_{S/SOL} = \frac{1}{EI} (s_i \cdot d_i) = \frac{1374,02}{EI}$$

$$F_{RDC} = \frac{1}{EI} \sum_{i=1}^{i=2} s_i d_i = \frac{3947,13}{EI}$$

$$F_1 = \frac{1}{EI} \sum_{i=1}^{i=3} s_i d_i = \frac{7558,32}{EI}$$

$$F_2 = \frac{1}{EI} \sum_{i=1}^{i=4} s_i d_i = \frac{13372,27}{EI}$$

$$F_3 = \frac{1}{EI} \sum_{i=1}^{i=5} s_i d_i = \frac{17005,60}{EI}$$

$$F_4 = \frac{1}{EI} \sum_{i=1}^{i=6} s_i d_i = \frac{22463,15}{EI}$$

$$F_5 = \frac{1}{EI} \sum_{i=1}^{i=7} s_i d_i = \frac{28216,24}{EI}$$

$$F_6 = \frac{1}{EI} \sum_{i=1}^{i=8} s_i d_i = \frac{34142,94}{EI}$$

$$F_7 = \frac{1}{EI} \sum_{i=1}^{i=9} s_i d_i = \frac{40198,59}{EI}$$

$$F_8 = \frac{1}{EI} \sum_{i=1}^{i=10} s_i d_i = \frac{46537,16}{EI}$$

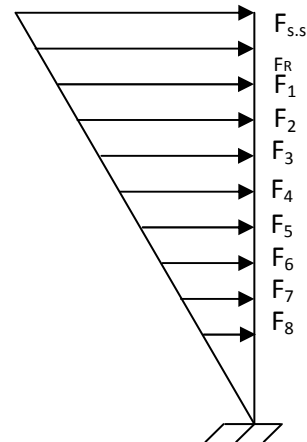


Fig IV.2 : Schématisation de la flèche.

IV-3-2-Déplacement des portiques :

Le déplacement de chaque niveau : $\Delta_n = \Psi_n \times h$

Avec :
$$E\Psi_n = \frac{M_n}{12 \sum K_{pn}} + \frac{E\theta_n + E\theta_{n-1}}{2}$$

Le déplacement du portique au niveau « i » : $\Delta_i = \sum \Delta_n$

➤ Rotation d'étage :

-La rotation d'un poteau encastré à la base au 1^{er} niveau :
$$E_{\theta 1} = \frac{M_1 + M_2}{24 \sum K_{t1} + 2 \sum K_{p1}}$$

-La rotation de chaque poteau encastré au 1^{er} niveau :
$$E_{\theta 1} = \frac{M_1 + M_2}{24 \sum K_{t1}}$$

-La rotation d'un poteau des étages courants :
$$E_{\theta n} = \frac{M_n + M_{n+1}}{24 \sum K_{tn}}$$

Avec : $M_n = T_n \times h$

K_{tn} : raideur des poutres $\rightarrow K_{tn} = \frac{I_{tn}}{L}$

K_{pn} : raideur des poteaux $\rightarrow K_{pn} = \frac{I_{pn}}{h}$

h : hauteur d'étage.

L : portée libre de la poutre.

IV-3-3-Inertie fictive :

$$I_{en} = \frac{f_n}{D_n}$$

Avec : $D_n = \sum \Delta_n$

I_{en} : Inertie fictive du portique au niveau i.

f_n : flèche du refend au même niveau i.

D_n : déplacement du niveau i (somme des déplacements des portiques du niveau i).

Δ_n : déplacement du portique au niveau i

$\sum K_{tn}$: Somme des raideurs des poutres du niveau n.

$\sum K_{pn}$: Somme des raideurs des poteaux du niveau n.

E : module de Young.

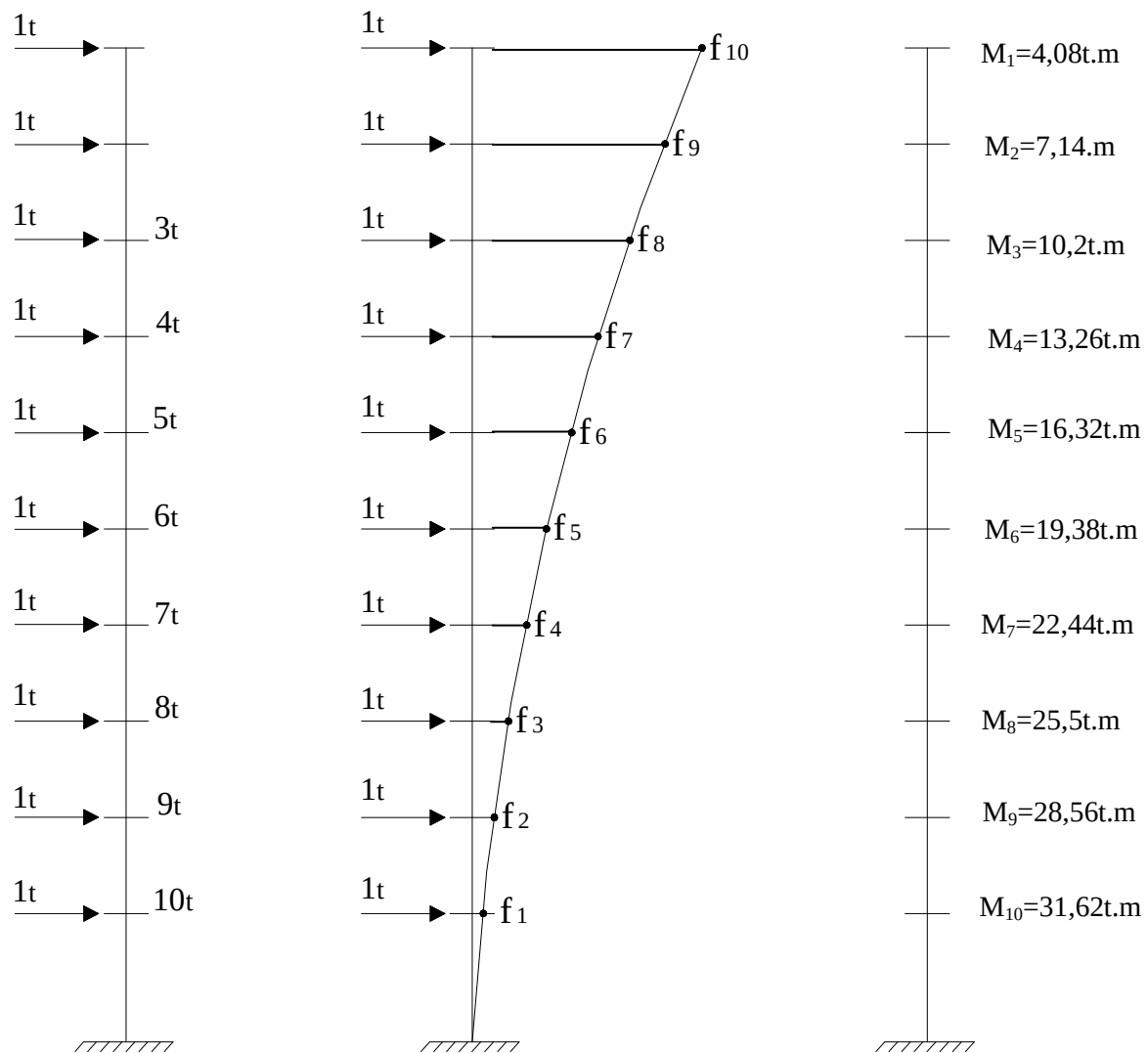


Fig. IV.3. Les valeurs des efforts tranchants et des moments fléchissant par niveaux

Remarque:

Les étapes de calcul des déplacements et des inerties fictives des portiques par niveaux
Sont résumées dans les tableaux qui suivent :

➤ Inertie longitudinales :

Inertie fictive des portiques longitudinaux												
<i>niv</i>	<i>portique</i>	M_{n+1}	M_n	$\Sigma K_{poteaux} \times 10^{-3}$	$\Sigma K_{poutres} \times 10^{-3}$	$E\theta_n \times 10^3$	$E\psi_n \times 10^3$	$E\Delta_i \times 10^3$	$\Sigma E\Delta_i \times 10^3$	<i>Efi</i>	$I_{ey}(m^4)$	$\Sigma I_{ey}(m^4)$
8	A1-H8	0	3.06	5.1	9	0.014	0.078	0.240	18.775	3517.89	0.187	0.393
	B4-G4	0	3.06	1.3	2.1	0.061	0.318	0.972	33.431		0.105	
	B5-D5	0	3.06	1.2	1.8	0.071	0.354	1.084	34.498		0.101	
7	A1-H8	3.06	6.12	5.1	9	0.043	0.157	0.479	18.536	3508.34	0.189	0.402
	B4-G4	3.06	6.12	1.3	2.1	0.182	0.635	1.944	32.459		0.108	
	B5-D5	3.06	6.12	1.2	1.8	0.213	0.708	2.168	33.415		0.105	
6	A1-H8	6.12	9.18	5.1	9	0.071	0.235	0.719	18.056	3475.000	0.192	0.416
	B4-G4	6.12	9.18	1.3	2.1	0.304	0.953	2.915	30.516		0.113	
	B5-D5	6.12	9.18	1.2	1.8	0.354	1.063	3.251	31.247		0.111	
5	A1-H8	9.18	12.24	5.1	9	0.099	0.313	0.959	17.337	3403.36	0.196	0.508
	B4-G4	9.18	12.24	1.3	2.1	0.425	1.270	3.887	27.600		0.123	
	B5-D5	9.18	12.24	1.2	1.8	0.496	1.417	4.335	27.996		0.189	
4	A1-H8	12.2	15.3	16.8	9	0.128	0.218	0.666	16.378	3280.52	0.200	0.476
	B4-G4	12.2	15.3	4.2	2.1	0.546	0.911	2.787	23.713		0.138	
	B5-D5	12.2	15.3	4.2	1.8	0.638	1.012	3.096	23.661		0.138	
3	A1-H8	15.3	18.36	16.8	9	0.156	0.261	0.799	15.712	3090.49	0.197	0.494
	B4-G4	15.3	18.36	4.2	2.1	0.668	1.093	3.344	20.926		0.147	
	B5-D5	15.3	18.36	4.2	1.8	0.779	1.214	3.716	20.564		0.150	
2	A1-H8	18.4	21.42	16.8	9	0.184	0.305	0.932	14.914	2817.46	0.189	0.516
	B4-G4	18.4	21.42	4.2	2.1	0.789	1.275	3.902	17.582		0.160	
	B5-D5	18.4	21.42	4.2	1.8	0.921	1.417	4.335	16.849		0.167	
1	A1-H8	21.4	24.48	27	9	0.213	0.302	0.925	13.982	2450.01	0.175	0.549
	B4-G4	21.4	24.48	6.7	2.1	0.911	1.276	3.904	13.680		0.179	
	B5-D5	21.4	24.48	6.6	1.8	1.063	1.442	4.414	12.514		0.195	
RDC	A1-H8	24.5	27.54	27	9	0.241	1.575	4.819	13.057	1973.18	0.151	0.595
	B4-G4	24.5	27.54	6.7	2.1	1.032	1.269	4.819	9.776		0.201	
	B5-D5	24.5	27.54	6.6	1.8	1.204	1.361	4.819	8.100		0.243	
S/SOL	A1-H8	27.5	31.62	6.7	3.000	0.822	1.215	4.957	8.238	1374.02	0.167	2.116
	A1-H8	27.5	31.62	6.7	3.000	0.822	1.215	4.957	4.957		0.277	
	A1-H8	27.5	31.62	6.7	3.000	0.822	0.804	3.281	3.281		0.418	
	A1-H8	27.5	31.62	6.7	3.000	0.822	0.804	3.281	3.281		0.418	
	A1-H8	27.5	31.62	6.7	3.000	0.822	0.804	3.281	3.281		0.418	

➤ Inertie transversales :

Inertie fictive des portiques transversaux

<i>niv</i>	<i>files</i>	M_{n+1}	M_n	$\Sigma K_{poteaux} \times 10^{-3}$	$\Sigma K_{poutres} \times 10^{-3}$	$E\theta_n \times 10^3$	$E\psi_n \times 10^3$	$E\Delta_i \times 10^3$	$\Sigma E\Delta_i \times 10^3$	<i>Efi</i>	$I_{ey}(m^4)$	$\Sigma I_{ey}(m^4)$
8	A+H	0	3.06	1.32	0.86	0.148	0.490	1.498	57.633	3517.89	0.061	0.336
	B+C+D	0	3.06	3.3	2.76	0.046	0.170	0.519	23.193		0.151	
	E+F+G	0	3.06	3.3	2.76	0.046	0.170	0.519	26.274		0.133	
7	A+H	3.06	6.12	1.32	0.86	0.445	0.979	2.997	56.135	3508.34	0.062	0.343
	B+C+D	3.06	6.12	3.3	2.76	0.139	0.339	1.038	22.674		0.154	
	E+F+G	3.06	6.12	3.3	2.76	0.139	0.339	1.038	25.755		0.136	
6	A+H	6.12	9.18	1.32	0.86	0.741	1.469	4.495	53.138	3475.000	0.065	0.371
	B+C+D	6.12	9.18	3.3	2.76	0.231	0.509	1.558	21.636		0.160	
	E+F+G	6.12	9.18	3.3	2.76	0.231	0.509	1.558	24.716		0.144	
5	A+H	9.18	12.24	4.18	0.86	1.038	1.430	4.376	48.643	3403.36	0.070	0.374
	B+C+D	9.18	12.24	10.44	2.76	0.323	0.467	1.430	20.078		0.169	
	E+F+G	9.18	12.24	10.44	2.76	0.323	0.467	1.430	23.159		0.146	
4	A+H	12.2	15.3	4.18	0.86	1.334	1.788	5.470	44.267	3280.52	0.074	0.386
	B+C+D	12.2	15.3	10.44	2.76	0.416	0.584	1.787	18.648		0.175	
	E+F+G	12.2	15.3	10.44	2.76	0.416	0.584	1.787	21.729		0.150	
3	A+H	15.3	18.36	4.18	0.86	1.631	2.145	6.564	38.797	3090.49	0.080	0.401
	B+C+D	15.3	18.36	10.44	2.76	0.508	0.701	2.145	16.861		0.183	
	E+F+G	15.3	18.36	10.44	2.76	0.508	0.701	2.145	19.942		0.154	
2	A+H	18.4	21.42	6.7	0.86	1.927	2.342	7.167	32.233	2817.46	0.087	0.417
	B+C+D	18.4	21.42	16.74	2.76	0.601	0.753	2.305	14.716		0.191	
	E+F+G	18.4	21.42	16.74	2.76	0.601	0.753	2.305	17.797		0.158	
1	A+H	21.4	24.48	6.7	0.86	2.224	2.677	8.190	25.066	2450.01	0.098	0.426
	B+C+D	21.4	24.48	16.74	2.76	0.693	0.861	2.635	12.411		0.197	
	E+F+G	21.4	24.48	16.74	2.76	0.693	0.861	2.635	15.491		0.158	
RDC	A+H	24.5	27.54	6.7	0.86	2.520	1.575	4.819	16.876	1973.18	0.117	0.471
	B+C+D	24.5	27.54	16.74	2.76	0.785	1.200	4.819	9.776		0.201	
	E+F+G	24.5	27.54	16.74	2.76	0.785	1.869	4.819	12.857		0.153	
S/SOL	A+B	27.5	31.62	8.36	1.840	1.340	1.655	6.752	12.057	1374.02	0.114	1.162
	C+D	27.5	31.62	8.36	1.840	1.340	1.215	4.957	4.957		0.277	
	E	27.5	31.62	4.18	0.920	2.679	1.970	8.038	8.038		0.170	
	F+G	27.5	31.62	8.36	1.840	1.340	0.985	4.019	4.019		0.341	
	H	27.5	31.62	4.18	1.840	1.340	1.300	5.305	5.305		0.260	

VI-3-4-Inerties moyennes des portiques :**Tableau IV-3-4-1) Inertie moyennes sens longitudinal :**

NIVEAU	08	07	06	05	04	03	02	01	RDC	S.sol
I_{ey} (m⁴)	0.393	0.402	0.416	0.508	0.476	0.494	0.516	0.549	0.595	2.116
Imoy	0.647									

Tableau IV-3-4-2) Inertie moyennes sens transversal :

NIVEAU	08	07	06	05	04	03	02	01	RDC	S.sol
I_{ey} (m⁴)	0.334	0.340	0.352	0.370	0.396	0.413	0.430	0.426	0.471	1.162
Imoy	0.47									

IV-3-5-Comparaison des inerties des voiles et des portiques :**Tableau IV-3-5-1) pourcentage des inerties sens longitudinal :**

	I moy par niveau (m⁴)	% de participation
Portique	0.647	9.04%
Voile	6.5	90.9%
Somme	2.5	100 %

Tableau IV-3-5-2) pourcentage des inerties sens transversal :

	I moy par niveau (m⁴)	% de participation
Portique	0.47	0.67%
Voile	69.12	99.32%
Somme	69.59	100 %

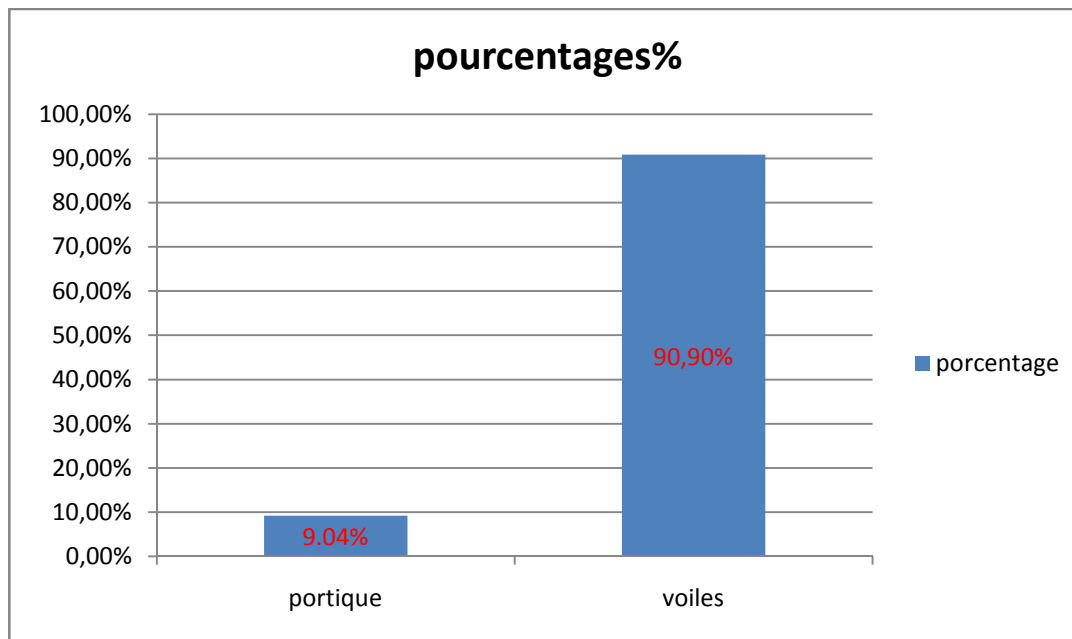
IV-4-Représentation graphique des pourcentages d'inertie :**➤ Sens longitudinal :**

Fig. IV.4.1) pourcentage d'inertie selon le Sens longitudinal

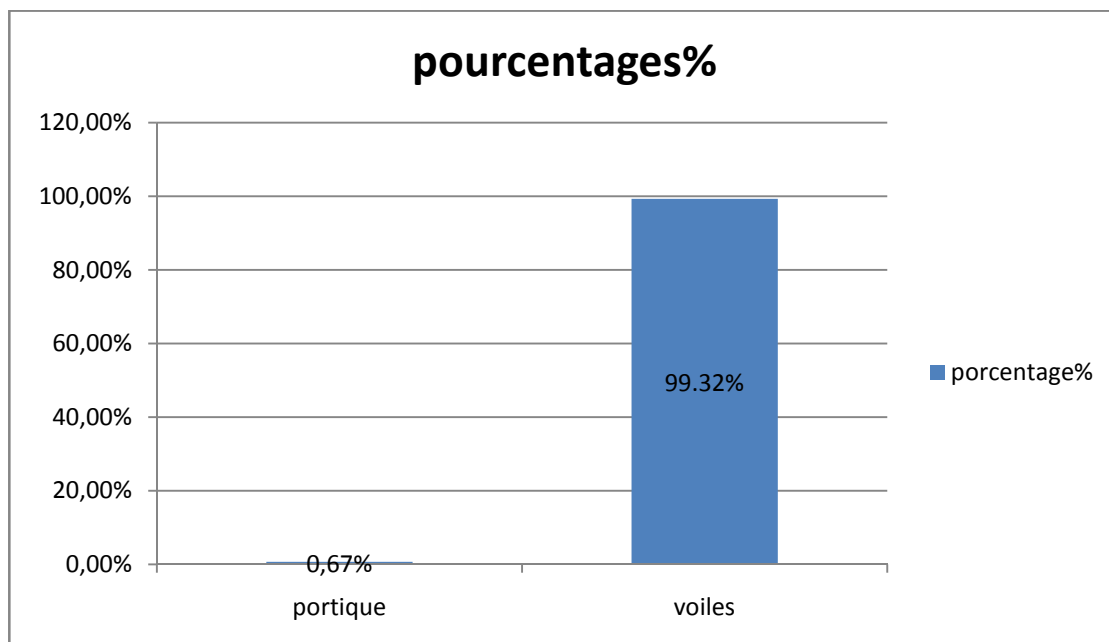
➤ Sens transversal :

Fig. IV.4.2) pourcentage d'inertie selon le Sens transversal

Conclusion :

On constate que :

- L'inertie des voiles est plus importante que celle des portiques et cela dans les deux sens (les voiles vont reprendre au moins 95% des sollicitations dues aux charges horizontales).

- D'après le **RPA**, le système de contreventement est du type **4b : portiques contreventés par des voiles sans interactions**.

V-1-Introduction :

La complexité de l'étude dynamique d'une structure vis-à-vis des différentes sollicitations qui la mobilisent, en particulier l'effort sismique, demande des méthodes de calcul très rigoureuses; Pour cela, l'utilisation des méthodes numériques telle que la MEF est devenu indispensable.

En s'appuyant sur l'outil informatique, qui nous offre des résultats plus exacts et un travail plus facile, on peut alors éviter le calcul manuel laborieux, voire même peu fiable.

V-2-Concept de base de la M.E.F (méthode des éléments finis) :

La méthode des éléments finis est une généralisation de la méthode de déformation pour les cas de structure ayant des éléments plans ou volumineux. La méthode considère le milieu solide, liquide ou gazeux constituant la structure comme un assemblage discret d'éléments finis. Ces derniers sont connectés entre eux par des nœuds situés sur leurs limites. Les structures réelles sont définies par un nombre infini de nœuds.

La structure étant ainsi subdivisée, elle peut être analysée d'une manière similaire à celle utilisée dans la théorie des poutres. Pour chaque type d'éléments, une fonction de déformation (fonction de forme) de forme polynomiale qui détermine la relation entre la déformation et la force nodale peut être dérivée sur la base de principe de l'énergie minimale, cette relation est connue sous le nom de la matrice de rigidité de l'élément. Un système d'équation algébrique linéaire peut être établi en imposant l'équilibre de chaque nœud, tout en considérant comme inconnues les déformations aux niveaux des nœuds. La solution consiste donc à déterminer

Ces déformations, en suite les forces et les contraintes peuvent être calculées en utilisant les matrices de rigidité de chaque élément.

On peut aussi trouver une autre méthode de modélisation qui est la méthode de modélisation en concentration de masse.

V-3- Modélisation en concentration de la masse :

Le principe général de ce modèle, c'est de concentrer les masses au niveau de chaque plancher formant un pendule multiple. La modélisation par concentration de masse est simple à exécuté mais selon les conditions suivants :

- Discontinuité dans le système structurale.
- L'irrégularité en plan et en élévation.

V-4-présentation du logiciel ETABS :

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

Ce logiciel permet la prise en compte des propriétés non-linéaires des matériaux, ainsi

que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant différentes réglementations en vigueur à travers le monde (*Euro code, UBC, ACI...etc.*). En plus de sa spécificité pour le calcul des bâtiments, *ETABS* offre un avantage certain par rapport aux autres codes de calcul à utilisation plus étendue. En effet, grâce à ces diverses fonctions il permet une décente de charge automatique et rapide, un calcul automatique du centre de masse et de rigidité, ainsi que la prise en compte implicite d'une éventuelle excentricité accidentelle. De plus, ce logiciel utilise une terminologie propre au domaine du bâtiment (plancher, dalle, trumeau, linteau etc.).

ETABS permet également le transfert de donnée avec d'autres logiciels (*AUTOCAD, SAP2000* et *SAFE*).

Rappel : (terminologie)

Grid line : ligne de

grille Joints : nœuds

Frame : portique

(cadre) Shell : voile

Restraints : degrés de

liberté(D.D.L) Loads : charge

Uniformed loads: point d'application de la charge.

Define : définir

Materials : matériaux.

matériaux Concret: béton.

Steel : acier.

Frame section : coffrage

Column : poteau

Beam : poutre

V-5-Manuel d'utilisation de L'ETABS :

Dans notre travail on a utilisé la version *ETABS v 9.70*

Pour choisir l'application *ETABS* on clique sur l'icône du *ETABS* .



Etabs-V9.7

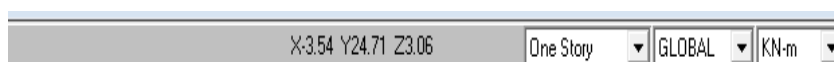
V-5-1-Première étape :

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

a) Choix des unités :

On doit choisir un système d'unités pour la saisie de données dans *ETABS*. Au bas de l'écran,

on sélectionne **KN-m** comme unités de base pour les forces et déplacements :



b) Géométrie de base :

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

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

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

c) Modification de la géométrie de base :

Nous allons procéder à la modification des longueurs de trames et des hauteurs d'étage.

- On clique sur le bouton droit de la souris.
- On introduit les distances cumulées puis on clique sur **ok**.
- Pour modifié les hauteurs d'étage on clique sur le bouton droit de la souris puis **Edit Story Data** :

-**Suivant x** : 3.5, 3.5,3.7, 5,3.7, 3.5, 3.5 ,0.

-**Suivant y** : 4.00, 4.20, 4.55, 3.05, 0.

-**Suivant z** : 0, 4.08, 7.14 ,10.2, 13.26, 16.32, 19.38, 22.44, 25.5, 28.56, 31.62, 34.12

	Grid ID	Spacing	Line Type	Visibility	Bubble Loc.	Grid Color
1	A	3.5	Primary	Show	Top	
2	B	3.5	Primary	Show	Top	
3	C	3.7	Primary	Show	Top	
4	D	5	Primary	Show	Top	
5	E	3.7	Primary	Show	Top	
6	F	3.5	Primary	Show	Top	
7	G	3.5	Primary	Show	Top	
8	H	0	Primary	Show	Top	
9						
10						

	Grid ID	Spacing	Line Type	Visibility	Bubble Loc.	Grid Color
1	1	4	Primary	Show	Left	
2	2	4.2	Primary	Show	Left	
3	3	4.55	Primary	Show	Left	
4	4	3.05	Primary	Show	Left	
5	5	0	Primary	Show	Left	
6						
7						
8						
9						
10						

Story Data							
	Label	Height	Elevation	Master Story	Similar To	Splice Point	Splice Height
9	STORY8	3.06	25.5	Yes		No	0.
8	STORY7	3.06	22.44	No	STORY8	No	0.
7	STORY6	3.06	19.38	No	STORY8	No	0.
6	STORY5	3.06	16.32	No	STORY8	No	0.
5	STORY4	3.06	13.26	No	STORY8	No	0.
4	STORY3	3.06	10.2	No	STORY8	No	0.
3	STORY2	3.06	7.14	No	STORY8	No	0.
2	STORY1	4.08	4.08	No	STORY8	No	0.
1	BASE		0.				

Reset Selected Rows

Height

3.06

Reset

Master Story

No

Reset

Similar To

NONE

Reset

Splice Point

No

Reset

Splice Height

0

Reset

Units

Change Units

KN-m

OK

Cancel

V-5-2-Deuxième étape :

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

On clique sur **Define** puis **Material proprieties** nous sélections le matériau **CONC** et on clique sur **Modify /Show Material**, et on apporte les modifications inscrites dans la figure suivante :

Define Materials

Materials

- CONC
- OTHER
- STEEL

Click to:

Add New Material...

Modify/Show Material...

Delete Material

OK

Cancel

Material Property Data

Material Name CONC	Display Color Color 
Type of Material ☒ Isotropic ☐ Orthotropic	Type of Design Design Concrete
Analysis Property Data	Design Property Data (ACI 318-05/IBC 2003)
Mass per unit Volume 2,5	Specified Conc Comp Strength, f'_c 25000
Weight per unit Volume 25	Bending Reinf. Yield Stress, f_y 400000
Modulus of Elasticity 32164200	Shear Reinf. Yield Stress, f_{ys} 400000
Poisson's Ratio 0,2	☐ Lightweight Concrete
Coeff of Thermal Expansion 9,900E-06	Shear Strength Reduc. Factor
Shear Modulus 10342136,8	
OK	Cancel

V-5-3-Troisième étape :

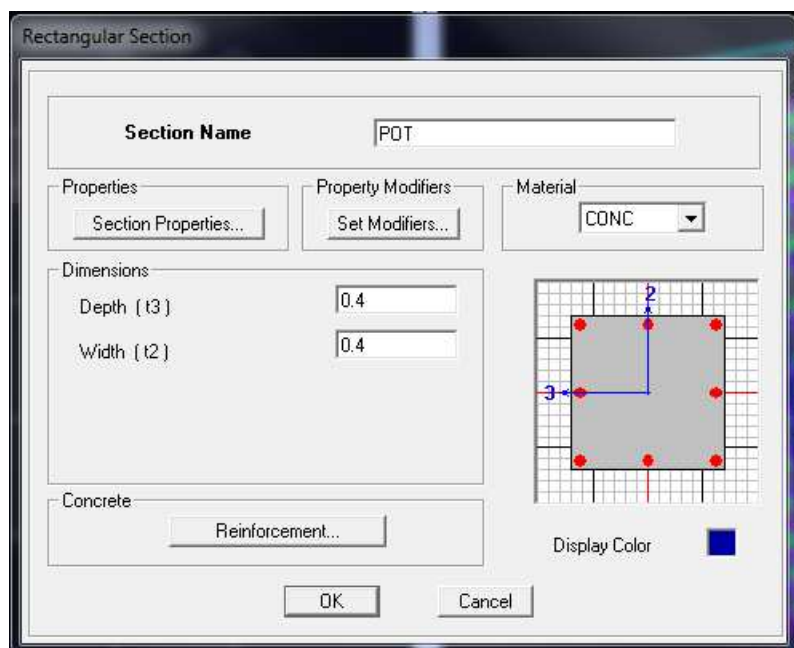
La troisième étape consiste à l'affection des **propriétés géométriques** des éléments (poutre, poteaux, dalle, voile...)

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

Nous choisissons le menu **Define** puis **Frame sections**. On clique sur la liste d'ajout de sections et on sélectionne **Add Rectangular** pour ajouter une section rectangulaire (les sections en béton armé du bâtiment à modéliser sont rectangulaires).

Define Frame Properties

Properties Type in property to find: A-CompBm A-GravBm A-GravCol A-LatBm A-LatCol A-TrChdW10 A-TrChdW12 A-TrChdW14 A-TrWeb8 A-TrWeb10 A-TrWeb12	Click to: Import I/Wide Flange Add I/Wide Flange Add I/Wide Flange Add Channel Add Tee Add Angle Add Double Angle Add Box/Tube Add Pipe Add Rectangular
	Cancel



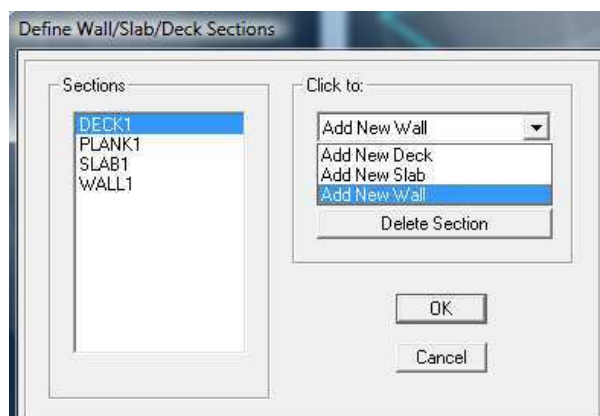
Le bouton **Reinforcement** conduit à une fenêtre qui permet de spécifier les propriétés des barres d'armatures.

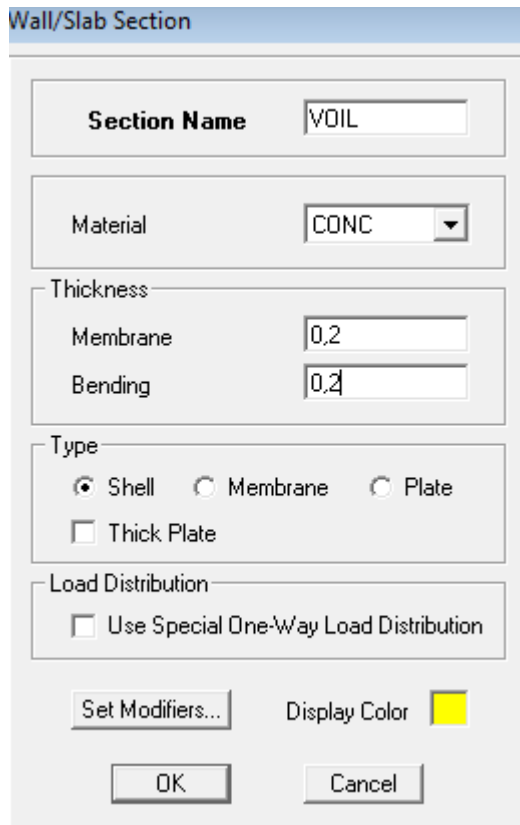
Si on clique sur le bouton **Section properties** on peut voir l'aire, les moments d'inerties, l'aire de cisaillement et autres propriétés calculés par ETAB.

Nous procéderont de la même manière pour les autres éléments.

Après avoir finis de modéliser les éléments **barres** (poutres, poteaux), nous allons passer aux éléments **plaques** (voile).

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





Wall/Slab Section

Section Name VOIL

Material CONC

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

V-5-4-Quatrième étape :

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

1) Charges statiques (G et Q):

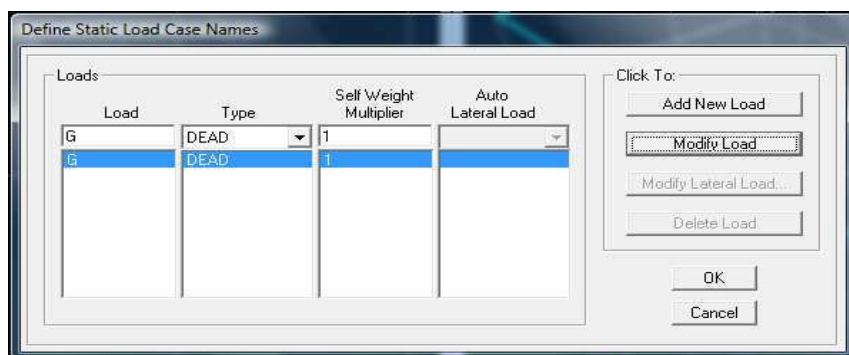
La structure est soumise a des charges permanentes (**G**), et a des surcharges d'exploitation **Q**, pour les définir on clique sur : **Define Load Cases.** →

Charges permanentes : Load Name

(Nom de la charge): **G**

Type : DEAD (permanente)

Self weight multiplier (Coefficient interne poids propre) : **1**



Define Static Load Case Names

Load	Type	Self Weight Multiplier	Auto Lateral Load
G	DEAD	1	
G	DEAD	1	

Click To:

Add New Load

Modify Load

Modify Lateral Load...

Delete Load

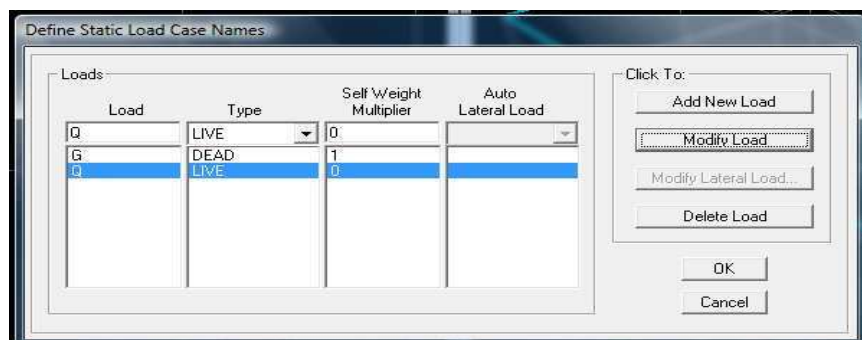
OK

Cancel

Surcharges d'exploitation : Load Name (Nom de la charge): **Q**

Type : **LIVE** (exploitation)

Self weight multiplié (Coefficient interne poids propre) : **0**.



2) Charge dynamique (E):

Pour le calcul dynamique de la structure on introduira un spectre de réponse conçu par le CGS.

Ce spectre est une courbe de réponse maximal d'accélérations (**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 : **III** (Zone à sismicité élevée, voir **Annexe 1** du **RPA 2003**)

Groupe d'usage : **2** (bâtiments courants, voir chapitre 3.2 du **RPA 2003**)

Coeff de comportement : portiques contreventés par des voiles: **R=4**.

Remplissage : **Dense** (Cloisons en maçonnerie)

Site : **S3**. (Site meuble).

Facteur de qualité :

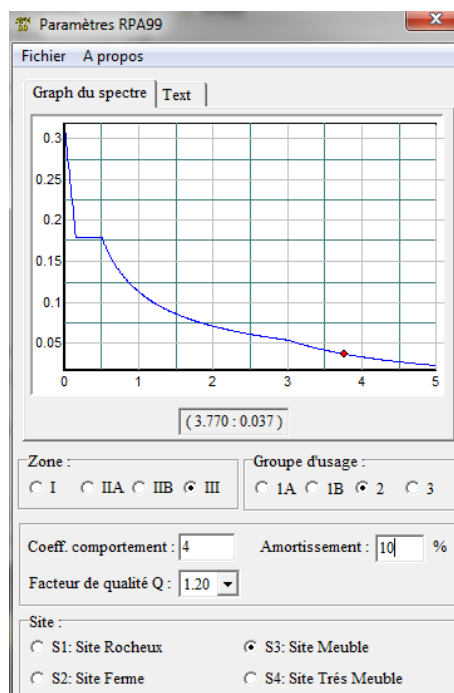
$$Q=1+\sum F_q$$

$$Q=1.20$$



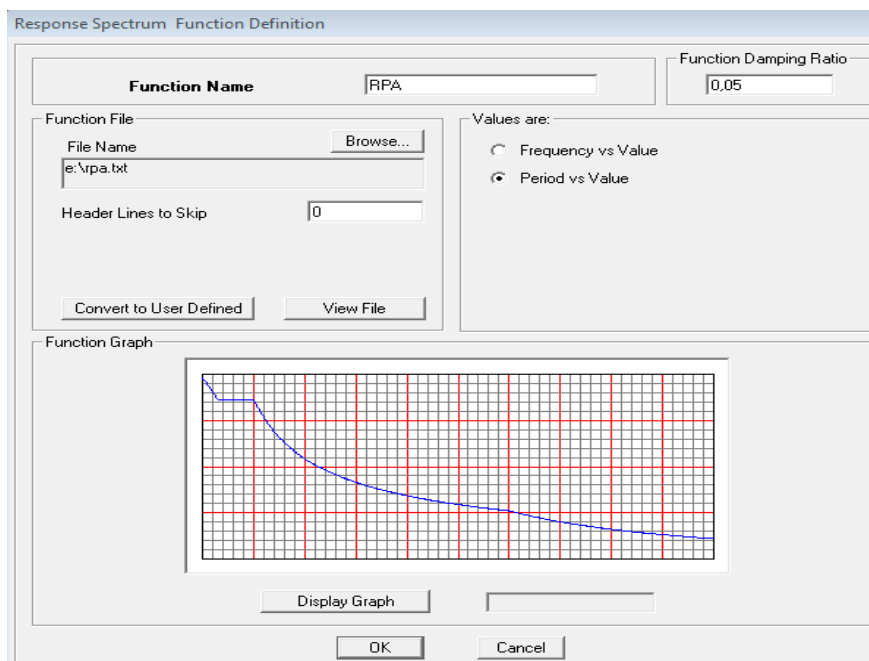
-On ouvre le logiciel en cliquant sur l'icône .

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



Pour injecter le spectre dans le logiciel **ETABS** on clique sur :

Define → **Response Spectrum Functions** → **Spectrum from file**



Function Name (nom du spectre): **RPA** .

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

Define → Responses spectrum cases → Add New Spectrum.

Response Spectrum Case Data

Spectrum Case Name RPA

Structural and Function Damping
Damping 0.05

Modal Combination
☒ CQC ☐ SRSS ☐ ABS ☐ GMC
 f1 f2

Directional Combination
☒ SRSS ☐ ABS Orthogonal SF
☐ Modified SRSS (Chinese)

Input Response Spectra

Direction	Function	Scale Factor
U1	RPA	10
U2	RPA	10
UZ		

Excitation angle 0.

Eccentricity
 Ecc. Ratio (All Diaph.) 0.
 Override Diaph. Eccen. Override...

OK Cancel

Dans la partie **Input response spectra**, nous allons Introduire le spectre à prendre en compte dans les deux direction principales (U1 et U2) .

V-5-5- Cinquième étape : chargement des planchers et des dalles pleines :

Les charges statiques étant définies, on sélectionne les planchers en suite les dalles pleines en cliquant sur :

select → wall slab /Deck sections → planchers ou Dp → ok.

et on introduit le chargement qui l'on revient en cliquant sur :

Assign → shell area loads → uniforme.

Uniform Surface Loads

Load Case Name: G Units: KN-m

Uniform Load: Load: 1,8 Direction: Gravity

Options: ☐ Add to Existing Loads ☒ Replace Existing Loads ☐ Delete Existing Loads

OK Cancel

Frame Distributed Loads

Load Case Name: G Units: KN-m

Load Type and Direction: ☒ Forces ☐ Moments Direction: Gravity

Options: ☐ Add to Existing Loads ☒ Replace Existing Loads ☐ Delete Existing Loads

Trapezoidal Loads:

	1	2	3	4
Distance	0,	0,25	0,75	1,
Load	0,	0,	0,	0,

☒ Relative Distance from End-I ☐ Absolute Distance from End-I

Uniform Load: Load: 1,83

OK Cancel

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

V-5-6-Sixième étape : Introduction des combinaisons d'actions :

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et déformations sont :

Combinaisons aux états limites :

ELU : $1.35G + 1.5Q$

ELS : $G + Q$

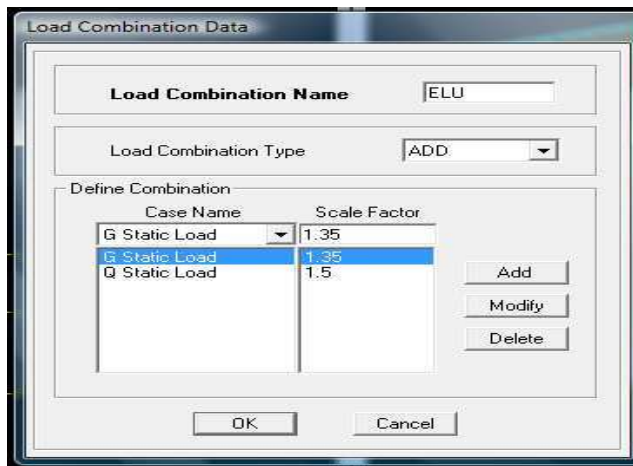
Combinaisons accidentelles du RPA :

GQE : $G + Q \pm E$

08GE : $0.8G \pm E$

Pour introduire les combinaisons dans le logiciel on clique sur :

Define → **load Combinations** → **Add New Combo.**



On reprend les mêmes opérations pour introduire les autres combinaisons d'actions.

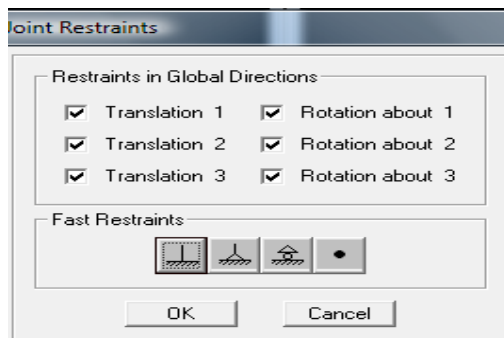
V-5-7- Septième étape : Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes) :

Cette étape consiste à spécifier les conditions aux limites (appuis, diaphragmes) pour la structure modélisée.

APPUIS :

Les poteaux sont supposés **parfaitement encastré** dans les fondations, pour modéliser cet encastrement on sélectionne les nœuds du **RDC** puis on clique sur :

Assign → Joint/point → Restraints 



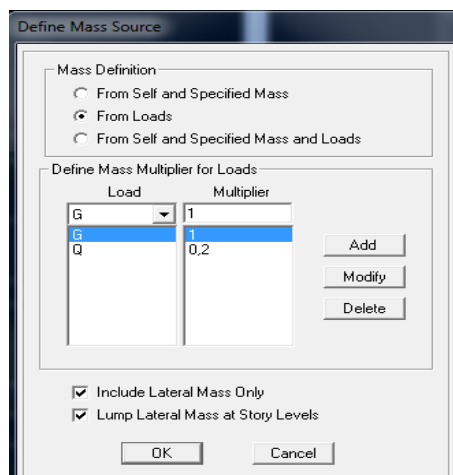
Mass- Source :

Define → Mass source

La masse des planchers est supposée concentrée en leurs centres de masse qui sont désignés par la notation de **Mass –Source**.

-On donne la valeur 1 pour la charge permanente

On donne la valeur de β suivant la nature de la structure.



Diaphragme :

Comme les planchers sont supposés infiniment rigides, on doit relier tous les nœuds d'un Même plancher à leurs nœuds maîtres de telle sorte qu'ils puissent former un **diaphragme**, ceci a pour effet de réduire le nombre d'équations à résoudre par le logiciel.

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

Assign → **Joint/point** → **Diaphragm** → **Add New Diaphragm**.

Après avoir introduit le nom du diaphragme dans la case **Diaphragm** on clique sur **OK** pour valider.

On refait la même opération pour tous les autres planchers.

IV-5-8-Huitième étape : Analyse et visualisation des résultats :

Lancement de l'analyse :

Pour lancer l'analyse de la structure, on se positionne sur l'onglet **Analyze** et on sélectionne **Run Analysis**(ou bien F5).

Visualisation des résultats :

Période et participation modale :

Dans la fenêtre **display** → **show tables**, on click sur **Modal Information** et on Sélectionne la combinaison « **Modal** ».

Déformée de la structure :

On appuie sur l'icône **Show Deformed Shape**



et on sélectionne une combinaison d'actions.

Diagramme des efforts internes :

Pour avoir les diagrammes des efforts internes, on se positionne sur un portique et on

sélectionne **Show Member forces/Stresses Diagram** dans le menu **Display**

**Efforts internes dans les éléments barres :****Les poutres :**

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

Display —→ **Show tables**

Dans **Element Output** on sélectionne « **Frame Forces** » (Efforts dans les barres).

On clique sur **Select Case/comb** pour choisir la combinaison d'actions puis on clique sur **OK**.

Les poteaux :

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

Efforts internes dans les voiles :

Pour extraire les contraintes dans les voiles, Dans **Area Output** on clique sur « **Area forces and Stresses** » et on sélectionne une combinaison d'actions.

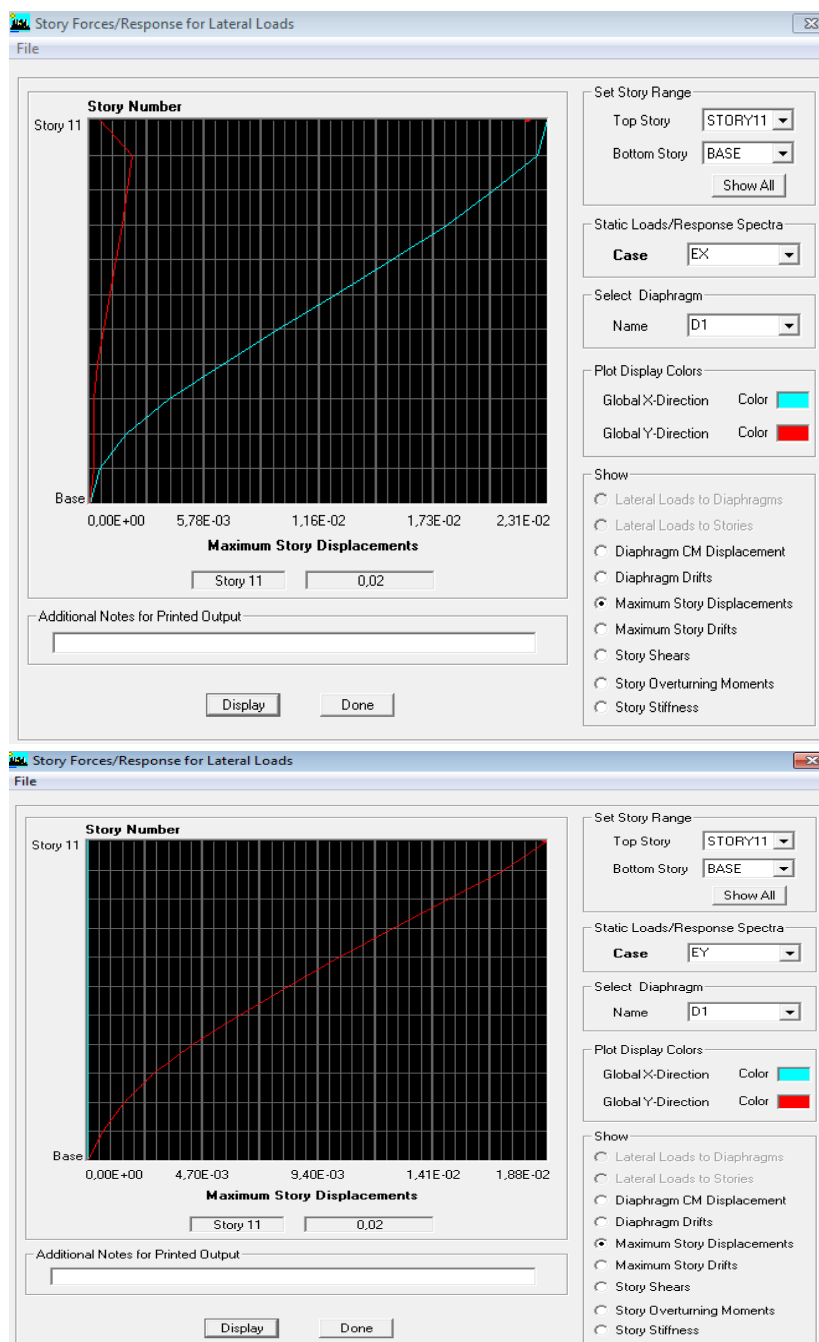
Déplacements:

Pour extraire les déplacements sous formes de tableaux, on sélectionne tout le plancher du niveau considéré, on appuie sur **show tables** puis on coche « **Displacements** ».

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

Déplacements maximales :

F5 (analyse) —→ **show story response plots.....**



Effort tranchant et moment sismique à la base :

Pour extraire les efforts à la base (fondations) on clique sur **show tables**, on coche « **Base Reactions** » ensuite dans « **Select Cases/comb** » on choisit « **E** ».

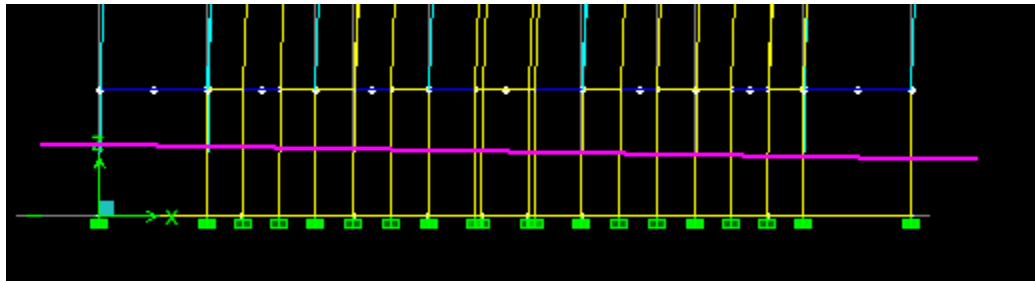
Effort tranchant de niveau :

Pour extraire l'effort tranchant de chaque niveau, on se positionne sur la vue en 3D puis dans le menu **View** on clique sur **Set 3D View** et on sélectionne le plan XZ.

Dans **Display** on clique sur **Show Deformed Shape** et on sélectionne la combinaison **E**.

Enfin, dans **Draw** on choisit l'option **Draw Section Cut** et on trace une droite traversant les

éléments du niveau considéré.



Section Cut Stresses & Forces

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y
Start Point	-1,5138	0
End Point	28,7602	0

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	13,6232	2,0858	0,	0

Include: ☒ Floors ☒ Beams ☒ Braces ☒ Columns ☒ Walls ☒ Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	0,	0,	0,	2255,7407	0,9145	3,177
Moment	0,	0,	0,	19,1318	72867,895	12928,1777

Close Refresh

Deformed Shape

Load: EX Spectra

Scaling:

☒ Auto

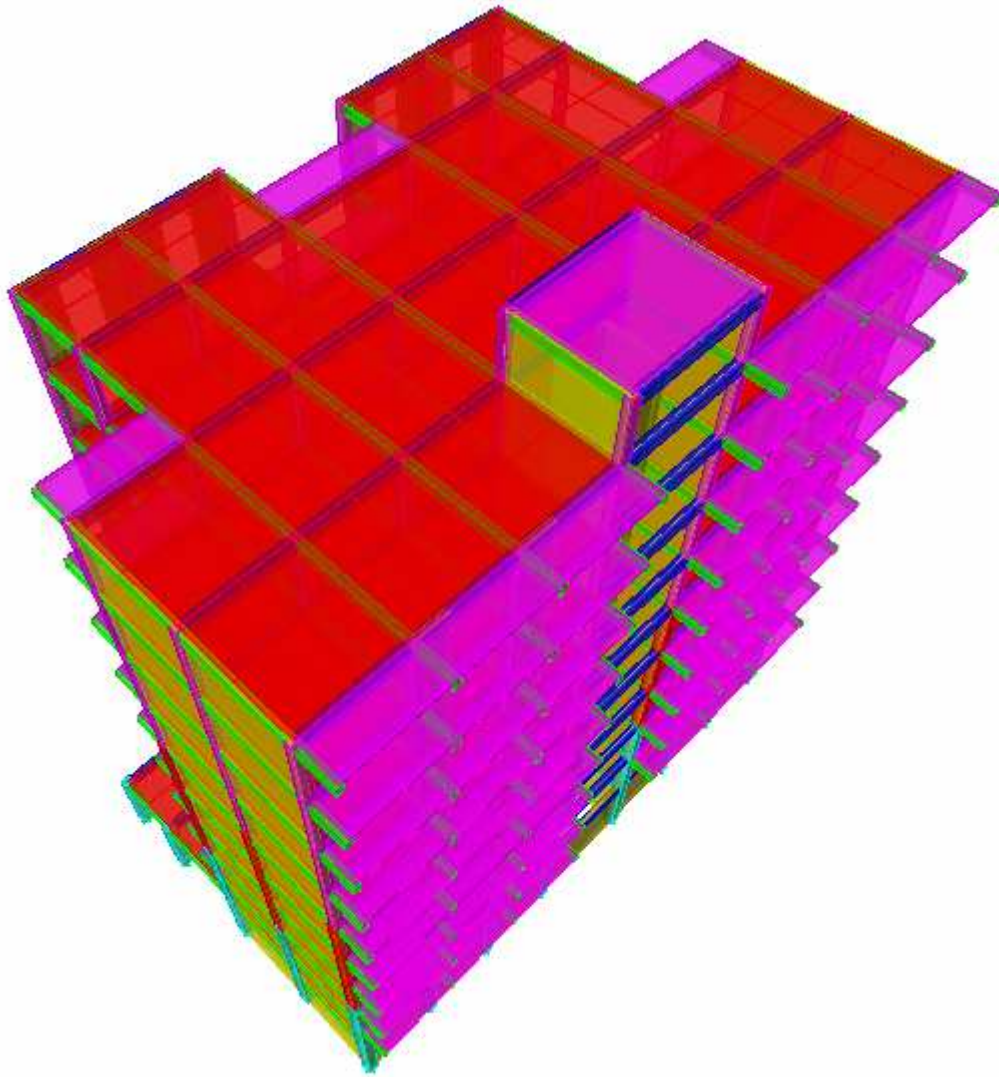
☐ Scale Factor:

☐ Cubic Curve

OK Cancel

Remarque :

En désélectionnant la case **walls** on aura l'effort repris par les portiques et on désélectionnant la case **Colonnes et Beams** nous aurons l'effort repris par les voiles.



Vue en 3 dimensions de la structure modélisé

VI-1-Introduction :

Toute structure peut subir des déplacements lorsque certains phénomènes naturels se produisent, notamment les séismes. Dès lors, des études deviennent indispensables, voire nécessaires, pour éviter des dommages structuraux causés par les séismes.

L'étude au séisme d'une structure consiste à déterminer sa réponse à une excitation dynamique sismique ; cette réponse est exprimée par les déplacements de la structure connaissant ses modes et ses fréquences propres.

La structure étudiée est située à Thenia à la wilaya de Boumerdes. Etant donné que cette région du pays est sujette à de nombreux tremblements de terre, et que l'effort sismique est plus important que la force du vent, nous nous limiterons à l'étude au séisme.

Selon les règles parasismiques Algériennes (RPA99), les sollicitations dues à l'action sismique sur une structure sont déterminées à partir de l'une des méthodes suivantes :

- La méthode statique équivalente ;
- La méthode d'analyse modale spectrale ;
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

VI-2-Méthode de calcul :

Vu que les conditions d'application de la méthode statique équivalente exigées par le RPA99 ne sont pas vérifiées (non régularité en plan et une hauteur qui dépasse les 30m en zone III), nous opterons pour la méthode dynamique modale spectrale exposée dans le RPA 99(Art 4.3, page 33).

VI-3-Principe de la méthode dynamique modale spectrale :

Par la méthode dynamique modale spectrale, il est recherché, pour chaque mode de vibration, le maximum d'effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont ensuite combinés pour obtenir la réponse de la structure. Dès lors, le choix d'un support convenable pour le calcul et la modélisation de la structure deviennent nécessaires.

VI-4- Caractéristiques de la structure relativement à l'étude dynamique :

- ✓ La structure est classée en groupe d'usage **2 (RPA 99 modifié 2003 /Art 3.2)**.
- ✓ La structure est de catégorie **S3** (sol meuble), selon les résultats donnés par le laboratoire de géotechnique.
- ✓ La structure se trouve dans une zone sismicité **Zone III**.
- ✓ La structure à étudiée fait **31.62 m** (RDC+8+ sous-sol) de hauteur, le système structural est constitué de voiles et portiques en béton armé. Les voiles doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales et au moins 75% de l'effort tranchant d'étage.

VI-5- Modélisation de la structure :

Le calcul dynamique est réalisé à l'aide du logiciel **ETABS**, sur un modèle tridimensionnel de la structure avec 10 niveaux (RDC+8 étages+sous-sol) encastrée à sa base. Les voiles sont disposés de telle sorte à renforcer les vides au niveau des planchers et les zones flexibles. Cette disposition va être modifiée suivant la conformité du comportement de la structure aux recommandations de RPA99 modifié 2003.

Dans ce modèle on ne modélisera que la structure (voiles et portiques), les éléments non structuraux sont introduits comme charges (escaliers, balcons...).

- ✓ Les poteaux, poutres sont modélisés par un élément de type **FRAME**.
- ✓ Les voiles et dalles pleines par un élément de type **SHELL**.

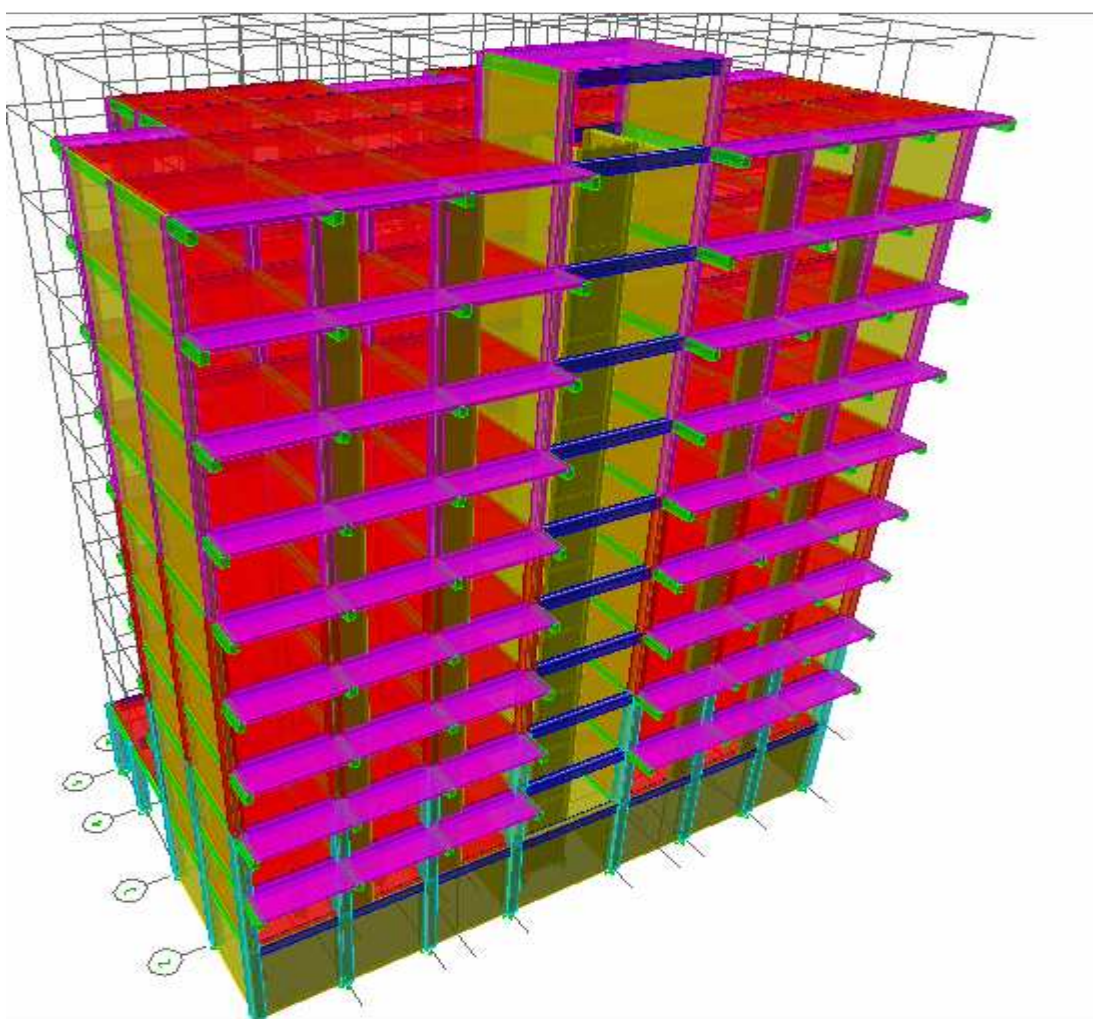


Fig VI-1 : Modèle 3D de la structure.

VI-6- Disposition des voiles :

Le système structural choisi est le contreventement par voile porteurs en béton armé, le choix de ce système structural est dû à l'existence de vides importants et une forme en **Y** nécessitant le renforcement des zones flexibles. On doit donc vérifier les conditions données par le RPA99 version 2003 :

- ✓ Les voiles doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.
- ✓ Les voiles doivent reprendre au moins 75% des sollicitations dues aux charges horizontales.
- ✓ Une excentricité accidentelle égale à $\pm 0.15 L$ (L: la plus grande portée du plancher perpendiculairement à l'action sismique considérée) doit s'ajouter à l'excentricité théorique calculée pour chaque plancher et pour chaque direction de l'action sismique.
- ✓ Les périodes propres ne doivent pas varier brusquement entre deux modes successifs.

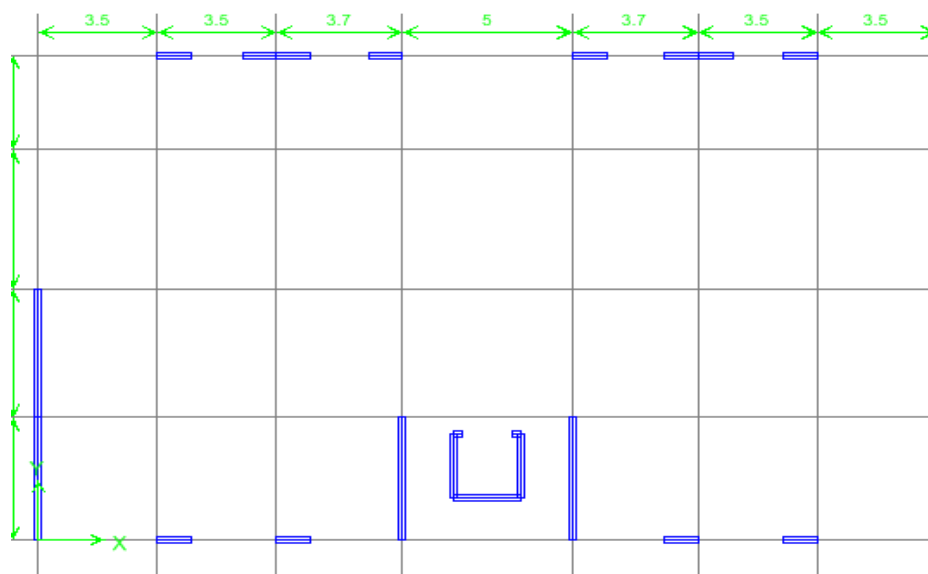


Fig VI-2 : Disposition des voiles dans les différents étages

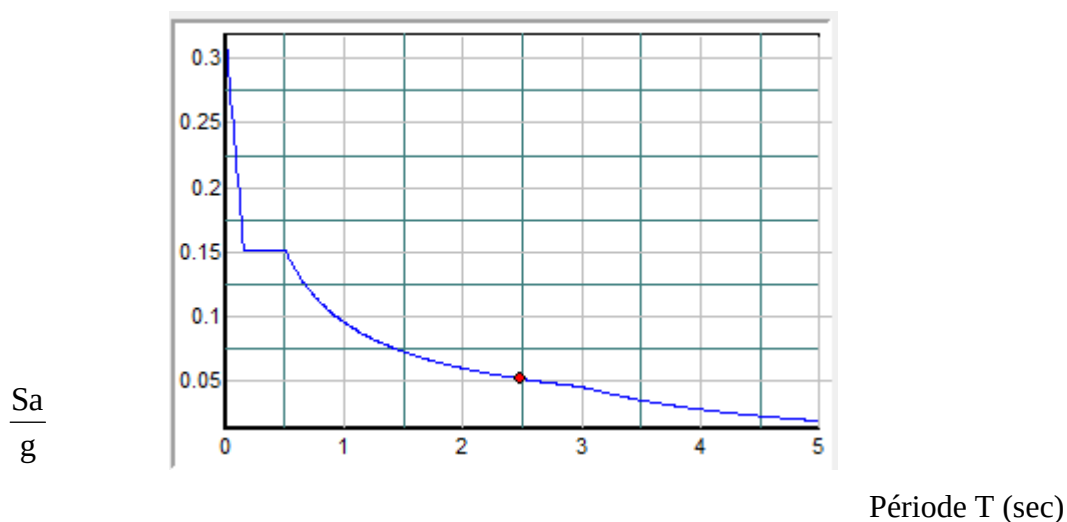
VI-7- Spectre de réponse de calcul :

Fig VI-3 : Spectre de réponse de calcul.

$\frac{S_a}{g}$: Spectre de réponse de calcul donné par le RPA (Art 4-3-3) suivant les formules

$$S_a/g = \begin{cases} 1.25A(1+(T/T_1)(2.5\eta Q/R-1)) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \eta (1.25A) Q/R & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta (1.25A) Q/R (T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5 \eta (1.25A) Q/R (T_2/T)^{2/3} (3/T)^{5/3} Q/R & T \geq 3s \end{cases}$$

η : Facteur de correction d'amortissement :

$A = 0.25$ (4.1 RPA 99/V2003)

$\eta = 0,7637$

$\xi = 10 \%$

$R = 4$ (4.3 RPA 99)

$T_1 = 0.15 \text{ sec}$

$T_2 = 0.50 \text{ sec}$

Q : facteur de qualité de la structure. $Q = 1 + \sum_{q=1}^6 P_q$

Les valeurs du spectre de réponse sont données dans le tableau suivant :

T (sec)	S _a /g	T (sec)	S _a /g	T (sec)	S _a /g	T (sec)	S _a /g
0.1	0.14	1.4	0.057	2.7	0.037	4	0.021
0.2	0.11	1.5	0.055	2.8	0.036	4.1	0.02
0.3	0.11	1.6	0.052	2.9	0.035	4.2	0.02
0.4	0.11	1.7	0.05	3	0.034	4.3	0.019
0.5	0.11	1.8	0.048	3.1	0.033	4.4	0.018
0.6	0.1	1.9	0.047	3.2	0.031	4.5	0.018
0.7	0.091	2	0.045	3.3	0.029	4.6	0.017
0.8	0.083	2.1	0.044	3.4	0.028	4.7	0.016
0.9	0.077	2.2	0.042	3.5	0.027	4.8	0.016
1	0.072	2.3	0.041	3.6	0.025	4.9	0.015
1.1	0.067	2.4	0.04	3.7	0.024	5	0.015
1.2	0.063	2.5	0.039	3.8	0.023		
1.3	0.06	2.6	0.038	3.9	0.022		

Tableau 1: Les valeurs du spectre de réponse

VI-8- Nombre de modes à considérer :(RPA99 modifié2003 /Art4.3.4):

- a) 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.
- ❖ ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

- b) Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

$$K \geq 3 \sqrt{N} \quad \text{et} \quad T_K \leq 0.20 \text{ sec}$$

N : est le nombre de niveaux au dessus du sol et ; T_k la période du mode K.

- Dans notre cas $N=11$ niveaux $\Rightarrow K \geq (3 \times \sqrt{11} = 10)$

Donc : **K=10** nombre de modes.

VI-9- Combinaison des réponses modales : (RPA99 modifié2003 /Art4.3.5) :

➤ $r \leq 10 / (10 + \sqrt{\xi_i \xi_j})$

Avec :

$r = T_i / T_j \quad (T_i \leq T_j)$

i et j : deux modes de vibration des périodes T_i , T_j et d'amortissement ξ_i , ξ_j

- Dans le cas où toutes les réponses modales retenues sont indépendantes les unes des autres, la réponse totale est donnée par

$$E = \pm \sqrt{\sum_{i=1}^K E_i^2}$$

E : effet de l'action sismique considéré

E_i : valeur modale de E selon le mode « i »

K : nombre de modes retenus

- Dans le cas où deux réponses modales ne sont pas indépendantes ; E_1 et E_2 par exemple, la réponse totale est donnée par :

$$E = \sqrt{(|E_1| + |E_2|)^2 + \sum_{i=3}^K E_i^2}$$

VI-10- Caractéristiques géométriques de la Structure :

- **Le centre de masse et le centre de torsion pour chaque niveau :**

Niveaux	Masse	Masse	centre de masse		centre de torsion		excentricité théorique		excentricité accidentelle
	suivant X	suivant y	XCM	YCM	XCR	YCR	ex	ey	
sous-sol	400.7762	400.7762	13.2	7	13.199	3	0.01	4	4,02
RDC	346.8478	346.8478	13.2	6.486	13.2	3.008	0	3.478	
ETAGE1	341.2235	341.2235	13.2	6.47	13.2	5.187	0	1.283	
ETAGE2	336.3786	336.3786	13.2	6.454	13.2	6.412	0	0.042	
ETAGE3	336.3786	336.3786	13.2	6.454	13.2	7.09	0	-0.636	
ETAGE4	327.1151	327.1151	13.2	6.426	13.2	7.441	0	-1.015	
ETAGE5	319.4103	319.4103	13.2	6.398	13.2	7.614	0	-1.216	
ETAGE6	319.4103	319.4103	13.2	6.398	13.2	7.682	0	-1.284	
ETAGE7	319.4103	319.4103	13.2	6.398	13.2	7.714	0	-1.316	

Tableau 2 : Centre de torsion et centre de masse de la structure.

➤ **P'excentricité :**

Pour toutes les structures comprenant des planchers ou diaphragmes horizontaux rigides dans leur plan, on supposera qu'à chaque direction, la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs :

- ✓ 15 % de la plus grande dimension du bâtiment à ce niveau (cette excentricité doit être prise de part et d'autre du centre de torsion).
- ✓ Excentricité théorique résultant des plans.

a) Excentricité accidentelle : (RPA 2003/Art 4.2.7) :

Le RPA dicte que : $e_x = e_y = 0.15 \times 26.85 = 4.0275 \text{ m}$

b) Excentricité théorique :

$$\begin{cases} E_x = CM_X - CR_X \rightarrow E_x = 0.01 \text{ m} < 4.0275 \text{ m} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.} \\ E_y = CM_Y - CR_Y \rightarrow E_y = -1.062 \text{ m} < 4.0275 \text{ m} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.} \end{cases}$$

VI-11- Caractéristiques dynamiques de la structure :

Le tableau suivant résume toutes les données relatives aux périodes et participations massiques de tous les modes.

Mode	Period	SumUX	SumUY	SumUZ
1	0.740548	66.8293	0	0
2	0.594729	66.8293	65.3444	0
3	0.416749	67.3852	65.3444	0
4	0.210775	81.8115	65.3444	0
5	0.131641	81.8115	87.4757	0
6	0.115784	83.808	87.4757	0
7	0.100834	86.7909	87.4757	0
8	0.094396	87.7276	87.4757	0
9	0.063122	91.2508	87.4757	0
10	0.058829	91.2508	94.9429	0

Tableau 3 : périodes et participations massiques

- La valeur de participation massique a atteint les 90% dans le **mode 10**.

VI-12 -Vérification de la résultante des forces sismiques :

❖ Calcul de la force sismique totale :

La force sismique totale « v » est calculée dans les 2 directions longitudinale et transversale.

$$v = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W$$

- ❖ **A : coefficient d'accélération de zone**, donné par le **(RPA99modifié 2003/Tableau 4.1)** suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment : **A= 0.25**
- ❖ **D : facteur d'amplification dynamique moyen**, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2,5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \eta (T_2 / T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ Sec} \\ 2,5 \eta (T_2 / 3,0)^{\frac{2}{3}} (3,0 / T)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3,0 \text{ Sec} \end{cases}$$

T_2 : Période caractéristique associée à la catégorie du site.

η : Facteur de correction d'amortissement.

$$\eta = \sqrt{7 / (2 + \xi)} \geq 0,7$$

ξ (%) : Le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif du type de structure et de l'importance des remplissages.

Cas des voiles :

$$\xi (\%) = 10\%$$

Donc : $\eta = 0,7637$

Nous avons :

$$C_T = 0,050$$

$$T = 0,050 \cdot (31.62)^{\frac{3}{4}} = 0,66 \text{ Sec}$$

$$T_2 = 0,50 \text{ Sec} \quad \text{et} \quad T_1 = 0,15 \text{ Sec}$$

$$T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ Sec}$$

$$D = 2,5 \eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} = 1.58$$

R : Coefficient de comportement global de la structure :

➤ **R = 4**

Calcul du facteur de qualité Q :

$$Q = 1 + \sum \rho_q$$

❖ **Tableau donnant les valeurs des pénalités P_q :**

➤ **Sens transversal :**

Critère q	Pénalité P_q
Condition minimale des files porteuses	0.05
Redondance en plan	0
Régularité en plan	0.05
Régularité en élévation	0
Contrôle de la qualité des matériaux	0
Contrôle de la qualité de l'exécution	0

$$Q_y = 1 + (0.05 + 0 + 0.05 + 0 + 0 + 0) = \mathbf{1.10}$$

➤ **Sens longitudinal :**

Critère q	Pénalité P_q
Condition minimale des files porteuses	0.05
Redondance en plan	0
Régularité en plan	0
Régularité en élévation	0
Contrôle de la qualité des matériaux	0
Contrôle de la qualité de l'exécution	0

$$Q_x = 1 + (0 + 0.05 + 0 + 0 + 0 + 0) = \mathbf{1.05}$$

➤ **W : poids total de la structure**, donné par **ETABS**.

$$W = 24060.77 \text{ KN.}$$

• **Calcul de V :**

$$V_x = V_y = \frac{ADQ}{R} W$$

MSE (RPA99modifié2003)		
Coefficients	A	0.25
	Q	Qx=1.05
		Qy=1.10
	D	1.58
	R	4
forces sismiques (KN)	Vx=2494.80 ; Vy=2613.60	

Tableau 4: La forces sismiques à la base.

➤ **Résultante des forces sismiques de calcul :** (RPA99modifié 2003/Art 4.3.6) :

La résultante des forces sismiques à la base **V** obtenue par combinaison des valeurs modales calculée par **ETABS** ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la **méthode statique équivalente** $V_{\max}$ pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée. ($V > 0.80 V_t$)

- ✓ Si $V < 0.80 V_{\max}$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport $0.8 V_t/V$.

forces sismiques (KN)			vérification	
MSE (Vmax)	ETABS (V)		V/Vt	
	Ex	Ey	x	y
Vx=2494.80 Vy=2613.60	2620.27	3802.67	>0.80	>0.80
			Condition vérifiée	Condition vérifiée

Tableau 5: Vérification de la résultante des forces sismiques.

VI-13- Vérification des déplacements :

On doit aussi vérifier que les déplacements relatifs entre étages voisins ne dépassent pas 1% de la hauteur d'étage [RPA 2003/Art 5.10].

Les résultats des déplacements sont calculés par le logiciel **ETABS**.

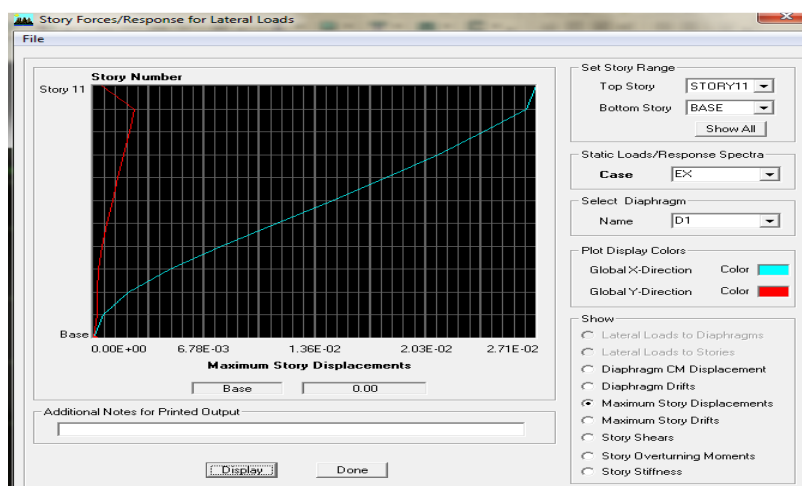


Fig-VI-4 :Vérification des déplacements selon Ex.

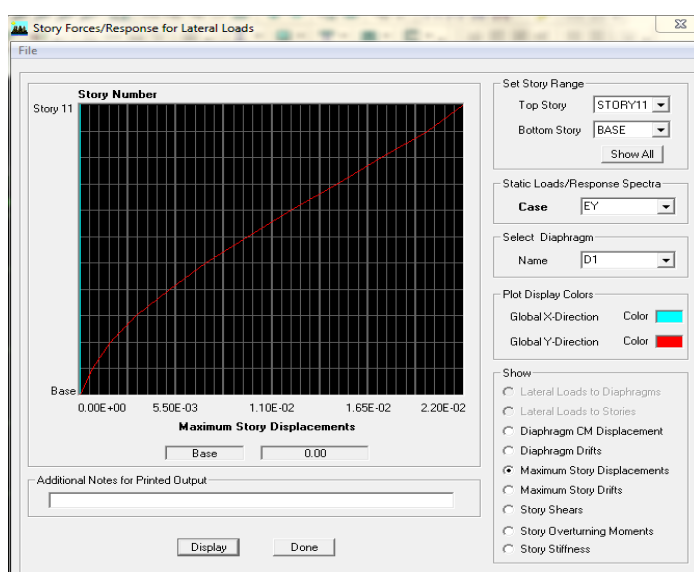


Fig.VI.5 Vérification des déplacements selon Ey.

NIVEAUX	Déplacement (ETABS)		Hauteur	RPA $\leq$ (1% h)	OBS
	EX X	EY Y			
niveaux9	0.0267	0.022	3.06	0.0306	Vérifiée
niveaux8	0.0253	0.0199	3.06	0.0306	Vérifiée
niveaux7	0.0229	0.0173	3.06	0.0306	Vérifiée
niveaux6	0.0202	0.0147	3.06	0.0306	Vérifiée
niveaux5	0.0172	0.0121	3.06	0.0306	Vérifiée
niveaux4	0.014	0.0096	3.06	0.0306	Vérifiée
niveaux3	0.0108	0.0072	3.06	0.0306	Vérifiée
niveaux2	0.0076	0.0051	3.06	0.0306	Vérifiée
niveaux1	0.0046	0.0032	3.06	0.0306	Vérifiée
RDC	0.002	0.0017	3.06	0.0306	Vérifiée
S.SOL	0.0004	0.0007	4.08	0.0408	Vérifiée

Tableau 6 : Vérification les déplacements relatifs.

VI-14- calcul du pourcentage de participation des voiles :

Section Cutting Line Projected Coordinates

Start Point	X: -1.5789	Y: 0
End Point	X: 28.2393	Y: 0

Resultant Force Location and Angle

X	Y	Z	Angle
13.3302	2.6717	0	357.7494

Include: ☐ Floors ☒ Beams ☐ Braces ☒ Columns ☒ Walls ☐ Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	0	0	0	2618.2735	102.3512	3.7202
Moment	0	0	0	3347.6731	65291.08	13521.7446

Close Refresh

Fig VI.6 : Efforts repris par l'ensemble selon Ex

Section Cutting Line Projected Coordinates

Start Point	X: -1.9695	Y: 0
End Point	X: 29.2159	Y: 0

Resultant Force Location and Angle

X	Y	Z	Angle
13.6232	2.509	0	358.6845

Include: ☐ Floors ☐ Beams ☐ Braces ☐ Columns ☒ Walls ☐ Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	0	0	0	2595.2814	59.0652	2.6083
Moment	0	0	0	1399.2839	60886.11	13206.8475

Close Refresh

Fig VI.7 Efforts repris par les voiles selon Ex.

Section Cutting Line Projected Coordinates

Start Point	X: -1.4487	Y: 0
End Point	X: 28.4346	Y: 0

Resultant Force Location and Angle

X	Y	Z	Angle
13.493	2.1834	0	0.3745

Include: ☐ Floors ☒ Beams ☐ Braces ☒ Columns ☒ Walls ☐ Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	0	0	0	25.4235	3802.5856	235.7243
Moment	0	0	0	82255.94	489.6654	1120.647

Close Refresh

Fig VI.8 : Efforts repris par l'ensemble selon Ey

Section Cutting Line Projected Coordinates

Start Point	X: -0.9279	Y: 0
End Point	X: 28.2393	Y: 0

Resultant Force Location and Angle

X	Y	Z	Angle
13.6557	2.2811	0	359.7442

Include: ☐ Floors ☐ Beams ☐ Braces ☐ Columns ☒ Walls ☐ Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	0	0	0	15.8995	3679.5854	1807.6114
Moment	0	0	0	56377.395	585.1313	1682.9654

Close Refresh

Fig VI.9 : Efforts repris par les voiles selon Ey.

Section Cutting Line Projected Coordinates

Start Point	X: -1.1232	Y: 0
End Point	X: 31.4295	Y: 0

Resultant Force Location and Angle

X	Y	Z	Angle
15.1532	2.3788	0	358.5106

Include: ☐ Floors ☒ Beams ☐ Braces ☒ Columns ☐ Walls ☐ Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	0	0	0	27.5544	0.7067	1.3206
Moment	0	0	0	631.759	24506.909	723.9977

Close Refresh

Fig VI.10 : Efforts repris par les portiques selon Ex.

Section Cutting Line Projected Coordinates

Start Point	X: -1.2534	Y: 0
End Point	X: 27.8487	Y: 0

Resultant Force Location and Angle

X	Y	Z	Angle
13.2977	2.8345	0	359.1028

Include: ☐ Floors ☒ Beams ☐ Braces ☒ Columns ☐ Walls ☐ Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	0	0	0	1.9154	123.4058	2035.0496
Moment	0	0	0	24751.1951	581.597	12.3045

Close Refresh

Fig VI.11 : Efforts repris par les portiques selon Ey.

➤ **Suivant xx :**

Efforts repris par l'ensemble : **2618.2735 KN**

Efforts repris par les portiques : **27.55KN**

Efforts repris par les voiles : **2595.2814 KN**

- ❖ Pourcentage des efforts repris par les portiques par rapport à l'ensemble : **1.05%**
- ❖ Pourcentage des efforts repris par les voiles par rapport à l'ensemble : **99.12%**

➤ **Suivant yy :**

Efforts repris par l'ensemble : **3802.5856 KN**

Efforts repris par les portiques : **123.4858KN**

Efforts repris par les voiles : **3679.5854KN**

- ❖ Pourcentage des efforts repris par les portiques par rapport à l'ensemble : **3.24%**
- ❖ Pourcentage des efforts repris par les voiles par rapport à l'ensemble : **96.76%**

Conclusion :

- ❖ L'effort repris par les voiles est plus important que celui repris par les portiques et cela dans les deux sens (les voiles vont reprendre plus de **90%** des sollicitations dues aux charges horizontales).
- ❖ Dans notre cas, l'étude est faite avec le logiciel **ETABS**, ce dernier va répartir les efforts sur les poteaux et les voiles. Donc les portiques seront aussi calculés sous les efforts horizontaux.
- ❖ D'après les résultats obtenus si dessus les exigences du **RPA99modifié2003** sont observées :
 - La structure est **contreventée par voiles**.
 - On considère dans les calculs le 10eme mode.
 - La période fondamentale est vérifiée.
 - L'effort tranchant a la base est vérifié
 - Les déplacements relatifs et le déplacement maximal sont vérifiés.
 - L'excentricité est vérifiée.

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

VII-1-Introduction :

Les sollicitations à prendre en considération pour le calcul des ferraillements sont imposées par le BAEL 99, et le RPA99modifié 2003.

➤ **Combinaisons du BAEL 99 :**

ELU : $1.35G + 1.5 Q$

ELS : $G + Q$

➤ **Combinaisons du RPA99modifié 2003 (Art 5.2) :**

L'action sismique est considérée comme une action accidentelle au sens de la philosophie du calcul aux états limite.

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations, et des déformations de calcul sont :

$$\begin{cases} G + Q + E \\ 0.8G \pm E \end{cases}$$

G: Charges permanentes

Q: Charges d'exploitation non pondérées

E : Action du séisme représentée par ses composantes horizontales

Dans les combinaisons précédentes, il y a lieu de tenir compte de la réversibilité des charges sismiques.

a) Les portiques :

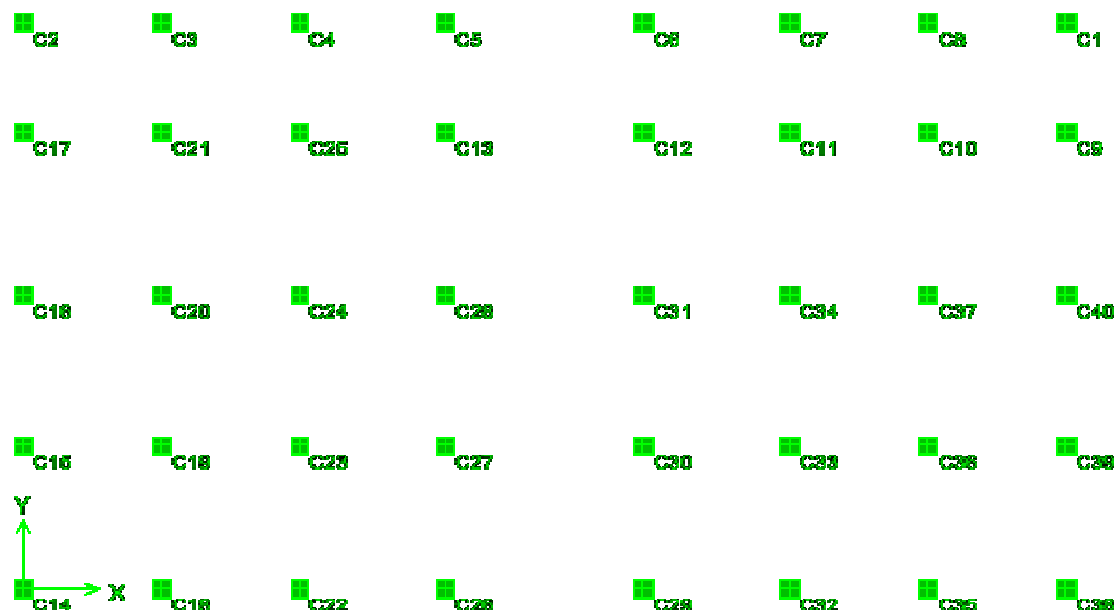
Les combinaisons de charges à prendre sont :

Élément	BAEL 99		RPA 99	
	ELU	ELS		
Poutres	$1.35 G + 1.5 Q$	$G + Q$	$G + Q + E$	$0.8 G \pm E$
Poteaux	$1.35 G + 1.5 Q$	$G + Q$	$G + Q + E$	$0.8 G \pm E$

b) Les voiles :

Les combinaisons de charges à considérer pour la détermination des sollicitations et des déformations sont :

- $G + Q + E$
- $0.8G + E$
- $0.8 G - E$
- ELU
- ELS

VII-2- Les efforts internes dans les éléments :**VII-2-1- Les poteaux :****Fig VII-1 : La disposition et les noms des poteaux selon le logiciel ETABS.**

Les résultats donnés dans les tableaux suivant sont obtenus en fonction des combinaisons d'actions :

- $\Rightarrow M_2$ et M_3
- $\Rightarrow P$ et M_3
- $\Rightarrow P$ et M_2

Remarque :

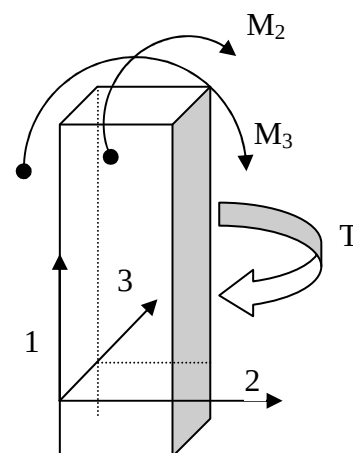
On pose :

N : P .

On désigne les combinaisons par les notations suivantes :

P : plus (+) ;

M : Moins (-) ;

**Fig. VII-2 : Efforts internes dans les poteaux selon ETABS.**➤ **Poteaux (45x45):****COMB1.....ELU :**

Element	P(KN)	V2(KN)	V3(KN)	M2(KN.m)	M3(KN.m)
C1	-33.96	3.77	3.12	-6.463	-8.836
C31	-1882.31	2.34	-1.15	-0.689	3.132
C12	-1225.19	2.54	20.26	28.846	3.234
C20	-1087.26	-12.62	1.22	1.793	-18.08

COMB 2.....ELS:

élément	P(KN)	V2(KN)	V3(KN)	M2(KN.m)	M3(KN.m)
C1	-24.74	2.75	2.26	-4.684	-6.442
C28	-1364.58	-1.7	-0.83	-0.486	-2.266
C13	-868.59	-1.84	14.68	20.903	-2.345
C20	-787.61	-9.11	0.93	1.375	-13.053

COMB 3.....0.8G ± E:

élément	P(KN)	V2(KN)	V3(KN)	M2(KN.m)	M3(KN.m)
C1	-16.83	1.88	1.46	-3.001	-4.416
C31	-877.71	1.07	-0.48	-0.21	1.431
C12	-558.27	1.16	9.36	13.377	1.493
C9	-37.08	3.42	1.92	-4.068	-8.025

COMB 4.....G + Q +E :

élément	P(KN)	V2(KN)	V3(KN)	M2(KN.m)	M3(KN.m)
C1	-24.74	2.75	2.26	-4.684	-6.442
C31	-1364.58	-1.7	-0.83	-0.486	-2.266
C12	-886.58	1.84	14.68	20.903	2.343
C20	-787.61	-9.11	0.93	1.375	-13.053

➤ **Poteaux (40x40):****COMB 1.....ELU :**

élément	P(KN)	V2(KN)	V3(KN)	M2(KN.m)	M3(KN.m)
C8	-151.34	0.23	8.28	-10.232	-0.395
C31	-1285.52	6.04	-5.95	-8.313	8.808
C12	-751.58	3.94	30.17	42.464	5.593
C20	-655.52	-20.36	2.3	3.279	-28.844

COMB 2.....ELS:

élément	P(KN)	V2(KN)	V3(KN)	M2(KN.m)	M3(KN.m)
C8	-110.59	0.17	6	-7.413	-0.288
C31	-931.72	4.37	-4.28	-5.984	6.374
C12	-553.82	2.84	21.83	30.733	4.028
C20	-474.82	-14.71	1.71	2.445	-20.832

COMB 3.....0.8G ± E:

élément	P(KN)	V2(KN)	V3(KN)	M2(KN.m)	M3(KN.m)
C14	-73.7	-2.66	0.02	0.011	3.226
C31	-931.72	4.37	-4.28	-5.984	6.374
C12	-543.82	2.84	21.83	30.733	4.028
C20	-474.82	-14.71	1.71	2.445	-20.836

COMB 4.....G + Q ± E :

élément	P(KN)	V2(KN)	V3(KN)	M2(KN.m)	M3(KN.m)
C8	-110.59	0.17	6	-7.413	-0.288
C31	-931.72	4.37	-4.28	-5.984	6.374
C12	-553.82	2.84	21.83	30.733	4.028
C20	-474.82	-14.71	1.71	2.445	-20.832

➤ **Poteaux (30x30):****COMB 1.....ELU :**

élément	P(KN)	V2(KN)	V3(KN)	M2(KN.m)	M3(KN.m)
C5	-12.42	-6.59	-0.01	0.017	9.311
C28	-729.33	-4.03	-6.39	-8.58	-5.683
C12	-169.29	3.24	27.74	39.669	4.594
C20	-144.06	-17.24	2.01	2.95	-25.339

COMB 2.....ELS:

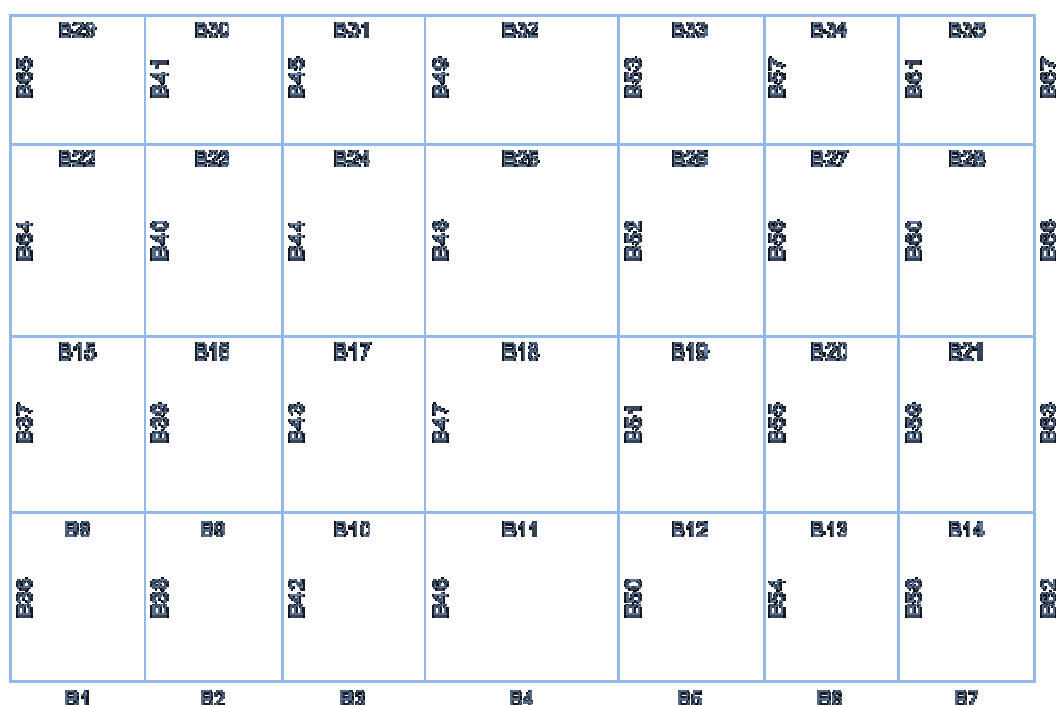
élément	P(KN)	V2(KN)	V3(KN)	M2(KN.m)	M3(KN.m)
C39	-9.03	4.78	-0.01	0.012	-6.752
C28	-528.56	-2.91	-4.6	-6.181	-4.112
C12	-122.67	2.33	20.08	28.717	3.302
C20	-104.49	-12.46	1.5	2.193	-18.316

COMB 3.....0.8G ± E:

élément	P(KN)	V2(KN)	V3(KN)	M2(KN.m)	M3(KN.m)
C3	-6.35	-0.02	3.49	-4.535	0.035
C31	-338.74	1.83	-2.75	-3.687	2.581
C12	-78.5	1.35	12.74	18.163	1.913
C20	-67.62	-7.75	1.25	1.808	-11.387

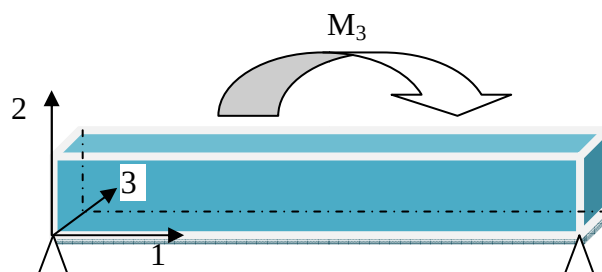
COMB 4.....G + Q ± E:

élément	P(KN)	V2(KN)	V3(KN)	M2(KN.m)	M3(KN.m)
C15	-9.03	-4.78	-0.01	0.012	6.753
C28	-528.56	-2.91	-4.6	-6.181	-4.112
C12	-122.67	2.33	20.08	28.717	3.302
C20	-104.49	-12.46	1.5	2.193	-18.316

VII-2-2-Les Poutres :**Fig VII-3 : La disposition et les noms des poteaux selon le logiciel ETABS.**

Les résultats donnés dans les tableaux suivant sont obtenus en fonction des combinaisons d'actions est :

- ⇒ Moment en travées.
- ⇒ Moment aux appuis.

**Fig. VII-4 : Efforts internes dans la poutre selon ETABS.****a) Les poutres Principales (30x40) :****❖ Plancher Sous-sol+RDC+ étage (1 et 2) :****COMB1.....ELU :**

élément	V2(KN)	T(KN)	M3(KN .m)
B18	0	0	24.165
B8	-49.53	-0.378	-42.214

COMB2.....ELS :

élément	V2(KN)	T(KN)	M3(KN .m)
B18	0	0	17.491
B8	-35.86	-273	-30.557

COMB3.....0.8G+E:

élément	V2(KN)	T(KN)	M3(KN .m)
B18	0	0	11.051
B8	-22.7	0.166	-19.312

COMB4.....G+Q+E :

élément	V2(KN)	T(KN)	M3(KN .m)
B8	0	0	17.491
B8	-35.86	-273	-30.557

❖ **Planchers d'étages (3, 4, et5) :****COMB1.....ELU :**

Element	V2(KN)	T(KN)	M ₃ (KN .m)
B18	0	0	26.236
B8	-59.81	-1.326	-62.657

COMB2.....ELS :

Element	V2(KN)	T(KN)	M3(KN .m)
B18	0	0	18.989
B8	-43.3	-0.957	-14.36

COMB3.....0.8G+E:

élément	V2(KN)	T(KN)	M3(KN .m)
B18	0	0	11.987
B8	-27.44	-0.585	-28.714

COMB4.....G+Q+E:

élément	V2(KN)	T(KN)	M3(KN .m)
B18	0	0	18.989
B8	43.3	-0.957	-45.36

❖ Planchers d'étages (6,7 et8) :**COMB1.....ELU :**

Element	V2(KN)	T(KN)	M3(KN .m)
B18	0	0	30.835
B8	-63.21	-1.347	-69.251

COMB2.....ELS:

Element	V2(KN)	T(KN)	M3(KN .m)
B18	0	0	22.368
B8	-45.77	-0.974	-50.141

COMB3.....0.8G+E:

Elément	V2(KN)	T(KN)	M3(KN .m)
B18	0	0	14.492
B8	-29.03	-0.605	-31.793

COMB4.....G+Q+E:

Eléments	V2(KN)	T(KN)	M3(KN .m)
B18	0	0	22.368
B8	-45.77	-0.974	-50.141

b) Les poutres Secondaires (25x30) :❖ Plancher Sous-sol+RDC+ étage (1 et 2) :**COMB1.....ELU :**

Eléments	V2(KN)	T(KN)	M3(KN .m)
B48	-39.14	-0.135	50.38
B51	-51.21	-0.454	-52.447

COMB2.....ELS :

Eléments	V2(KN)	T(KN)	M3(KN .m)
B48	-28.17	-0.098	36.34
B51	-37.24	-0.328	-37.872

COMB3.....0.8G+E:

élément	V2(KN)	T(KN)	M3(KN .m)
B48	-16.59	-0.063	22.028
B51	-23.1	-0.205	-23.255

COMB4.....G+Q+E :

élément	V2(KN)	T(KN)	M3(KN .m)
B48	-28.17	-0.098	36.34
B51	-37.24	-0.328	-37.872

❖ **Planchers d'étages (3, 4et5) :****COMB1.....ELU:**

élément	V2(KN)	T(KN)	M ₃ (KN .m)
B48	-39.82	0.254	55.343
B51	-57.8	-1.101	-68.656

COMB2.....ELS:

élément	V2(KN)	T(KN)	M ₃ (KN .m)
B48	-28.65	-0.185	39.927
B51	-41.78	-0.797	-49.598

COMB3.....0.8G+E:

élément	V2(KN)	T(KN)	M3(KN .m)
B48	18.31	-0.126	24.254
B51	-26	-0.502	-30.622

COMB4.....G+Q+E:

élément	V2(KN)	T(KN)	M3(KN .m)
B48	-28.65	-0.185	39.927
B51	-41.78	-0.797	-49.598

❖ **Planchers d'étages (6,7 et8) :****COMB1.....ELU:**

élément	V2(KN)	T(KN)	M ₃ (KN .m)
B52	-46.17	0.408	66.024
B47	-62.32	1.573	-73.805

COMB2.....ELS:

élément	V2(KN)	T(KN)	M3(KN .m)
B48	-33.35	-0.298	47.77
B47	-45.14	1.14	-53.408

COMB3.....0.8G+E:

élément	V2(KN)	T(KN)	M3(KN .m)
B48	-20.53	0.207	30.032
B47	-28.79	0.732	-33.64

COMB4.....G+Q+E:

élément	V2(KN)	T(KN)	M3(KN .m)
B48	-33.35	-0.298	47.77
B47	-45.14	1.14	-53.408

c)La poutre palière (25x40) :**COMB1.....ELU:**

élément	V2(KN)	T(KN)	M ₃ (KN .m)
B52	-46.17	0.408	66.024
B47	-62.32	1.573	-73.805

COMB2.....ELS:

élément	V2(KN)	T(KN)	M3(KN .m)
B48	-33.35	-0.298	47.77
B47	-45.14	1.14	-53.408

COMB3.....0.8G+E:

élément	V2(KN)	T(KN)	M3(KN .m)
B48	-20.53	0.207	30.032
B47	-28.79	0.732	-33.64

COMB4.....G+Q+E:

élément	V2(KN)	T(KN)	M3(KN .m)
B14	45.76	0.974	-50.13
B8	-45.77	-0.974	-50.141

VII-3-Les Voiles :

Nous allons ferrailer par zone, car on a constaté qu'il est possible d'adopter le même type de ferrailage pour un certain nombre de niveaux :

Zone I $\Rightarrow$ S.sol et RDC, 1^{er} étages.

Zone II $\Rightarrow$ étages : (2,3et 4).

Zone III $\Rightarrow$ Étages (5, 6,7et 8).

Tableau VII.2 : Les résultats des contraintes dans les voiles VT4= 4.20m :

Les zones	$\sigma_{\max}$ [KN/m ²]	$\sigma_{\min}$ [KN/m ²]	Ns [KN]	Vu [KN]
Zone I	1399.78	-6203.96	5953.64	17.94
Zone II	1317.33	-5926.29	5370.32	79.11
Zone III	1597.05	-4378.67	3750.55	83.44

Tableau VII.3 : Les résultats des contraintes dans le bout de voile VL5= 1.00m :

Les zones	$\sigma_{\max}$ [KN/m ²]	$\sigma_{\min}$ [KN/m ²]	Ns [KN]	Vu [KN]
Zone I	1287.94	-4175.95	1842.55	3.51
Zone II	623.41	-4695.76	1674.2	23.69
Zone III	1051.35	-3492.44	1192.85	63.9

VIII- Ferraillage des portiques :

A partir des résultats obtenus dans le chapitre précédent (**Résultats d'étude aux chargements**) ; On passe aux calculs des armatures des éléments structuraux ;

VIII-1) Ferraillage des Poteaux:**a) Armatures longitudinales :**

D'après le (**RPA99version 2003/Art7.4.2**), les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets. Leur pourcentage en zone sismique III est limité par :

✓ Leur pourcentage minimal sera de :

0,9% en zone III $\Rightarrow A_{\min} = 0.009(b \times h)$.

- Sous-sol, RDC et 1^{er} étage $\rightarrow (45 \times 45) \Rightarrow A_{\min} = 0.009 (45 \times 45) = 18.225 \text{ cm}^2$.
- Étages (2, 3, 4) $\rightarrow (40 \times 40) \Rightarrow A_{\min} = 0.009 (40 \times 40) = 14.4 \text{ cm}^2$.
- Étages (5, 6, 7, 8) et chambre ascenseur $\rightarrow (30 \times 30) \Rightarrow A_{\min} = 0.009 (30 \times 30) = 8.1 \text{ cm}^2$.

✓ Leur pourcentage maximal sera de :

4% en zone courante :

- Sous-sol , RDC et 1^{er} étage $\rightarrow (45 \times 45) \Rightarrow A_{\max} = 0.04 (45 \times 45) = 81 \text{ cm}^2$.
- Étages (2, 3, 4) $\rightarrow (40 \times 40) \Rightarrow A_{\max} = 0.04 (40 \times 40) = 64 \text{ cm}^2$.
- Étages (5, 6, 7, 8) et chambre d'ascenseur $\rightarrow (30 \times 30) \Rightarrow A_{\max} = 0.04 (30 \times 30) = 36 \text{ cm}^2$.

6% en zone de recouvrement :

- Sous-sol , RDC 1^{er} étage $\rightarrow (45 \times 45) \Rightarrow A_{\max} = 0.06 (45 \times 45) = 121.5 \text{ cm}^2$.
- Étages (2, 3, 4) $\rightarrow (40 \times 40) \Rightarrow A_{\max} = 0.06 (40 \times 40) = 96 \text{ cm}^2$.
- Étages (5, 6, 7, 8) et chambre d'ascenseur $\rightarrow (30 \times 30) \Rightarrow A_{\max} = 0.06 (30 \times 30) = 54 \text{ cm}^2$.

✓ Le diamètre minimum est de 12mm

✓ La longueur minimale des recouvrements est de 50ϕ en zone III.

✓ La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 20 cm.

❖ Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

❖ La zone nodale est constituée par le nœud **poutre-poteaux** proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent.

Les poteaux sont soumis à un effort normal « **N** » et à un moment de flexion « **M** » dans les deux sens soit dans le sens longitudinal et le sens transversal. Donc les poteaux sont

sollicités en flexion composée à l'ELU. On passe ensuite aux vérifications à l'ELS. Les armatures seront calculées sous l'effet des sollicitations les plus défavorables.

b) Étapes du calcul :

b.1) Calcul des armatures longitudinales à l'ELU :

Pour la détermination des armatures longitudinales ; deux cas peuvent se présenter :

➤ **Section partiellement comprimée (SPC) :**

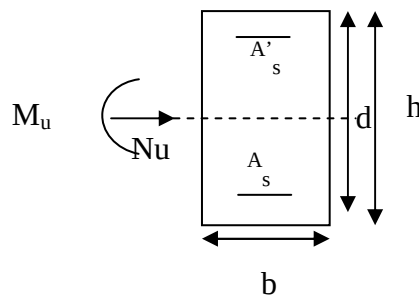
$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Si } e_u = \frac{M_u}{N_u} < \left(\frac{h}{2} - c \right) \quad (d - c') \times N_u - M_f \leq \left(0,337 - 0,81 \times \frac{c'}{h} \right) \times b \times h^2 \times f_{bc} \\ \text{ou:} \\ \text{Si } e_u = \frac{M_u}{N_u} \geq \left(\frac{h}{2} - C \right) \end{array} \right.$$

Calcul de centre de pression $e_u = \frac{M_u}{N_u}$

La section est partiellement comprimée Si Le centre C se trouve à l'extérieur du segment délimité par les armatures.

(L'effort normal est un effort de traction ou de compression) :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} \geq \left(\frac{h}{2} - C \right)$$



Si le centre de pression C se trouve à l'intérieur du segment limité par les armatures, l'effort Normale est un effort de compression :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} < \frac{h}{2} - C .$$

Dans ce cas il faut vérifier en plus l'inégalité suivante :

$$N_u \times (d - c') - M_f \leq \left(0,337 - 0,81 \times \frac{c'}{h} \right) \times b \times h^2 \times f_{bc} .$$

Avec :

M_f : moment par rapport au centre de gravité des armatures intérieures.

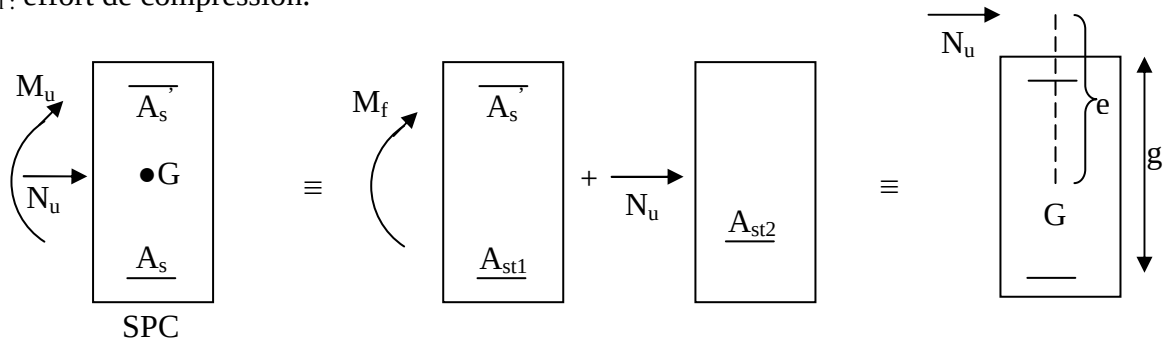
$$M_f = N_u \times g = N_u \times \left(\frac{h}{2} - c + e \right) = M_U + N_U \times \left(\frac{h}{2} - c \right)$$

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b}$$

$\gamma_b = 1,5$ et $\theta = 1$ Pour action durable.

$\gamma_b = 1,15$ et $\theta = 0,85$ Pour action accidentelle.

N_u : effort de compression.



En flexion composée la section d'armatures sera donnée par les relations suivantes :

$$\mu_f = \frac{M_f}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

❖ Si $\mu \leq \mu_\ell = 0,392 \Rightarrow$ La section est simplement armée (SSA) :

$$A_{stf} = \frac{M_f}{\beta \times d \times \sigma_s} \quad \text{avec : } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

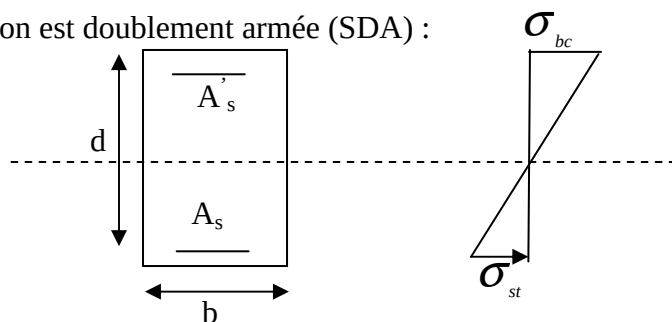
D'où la section réelle est $A_s = A_{stf} - \frac{N_u}{\sigma_s}$ si l'effort est négatif.

❖ Si $\mu \geq \mu_\ell = 0,392 \Rightarrow$ la section est doublement armée (SDA) :

On calcul :

$$M_l = \mu_\ell \times b \times d^2 \times f_{bu}$$

$$\Delta M = M_f - M_l$$



Avec :

M_l : moment ultime pour une section simplement armée.

$$A_{stl} = \frac{M_l}{\beta_l \times d \times \sigma_s}$$

$$\Delta A_{st} = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$$

$$A_{st} = A_{stl} + \Delta A_{sc}$$

$$\Delta A_{sc} = \Delta A_{st} = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s} \quad \text{avec : } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

La section réelle d'armature est $A'_s = \Delta A_{sc}$, $A_s = A_{st} - \frac{N_u}{\sigma_s}$.

➤ **Section entièrement comprimée (SEC) :**

La section est entièrement comprimée si :

- $e_u = \frac{M_u}{N_u} \leq \left(\frac{h}{2} - c \right).$
- $N_u \times (d - c') - M_f > \left(0,337 - 0,81 \times \frac{c'}{h} \right) \times b \times h^2 \times f_{bc}.$

Deux cas peuvent se présenter :

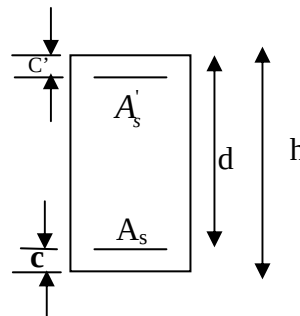
Si les deux parties nécessitent des armatures comprimées c à d :

$$N \times (d - c') - M_f \geq \left(0,5 - \frac{c'}{h} \right) \times b \times h^2 \times f_{bc} \Rightarrow A_s > 0 \text{ et } A'_s > 0$$

Les sections d'armatures sont :

$$A'_s = \frac{M_f - (d - 0,5h) \times b \times h \times f_{bu}}{(d - c') \times \sigma_s}.$$

$$A_s = \frac{N_u - b \times h \times f_{bu}}{\sigma_s} - A'_s.$$



Si la partie moins comprimée ne nécessite pas d'armatures inférieures comprimées c à d :

$$\left(0,337 - 0,81 \times \frac{c'}{h}\right) \times b \times h^2 \times N_u \times (d - c') - M_f \times \left(0,5 - \frac{c'}{h}\right) \times b \times h^2 \times f_{bc} \Rightarrow A'_s \geq 0 \text{ et } A'_s = 0$$

Les sections d'armatures sont :

$$A'_s = \frac{N_u - 100 \Psi \times b \times h \times f_{bu}}{100 \sigma_s};$$

$$A'_s = 0.$$

$$\text{Avec : } \Psi = \frac{(0,3571 + \frac{N_u \times (d - c') - M_f}{b \times h^2 \times f_{bu}})}{(0,8571 - \frac{c'}{h})}.$$

b.2) Calcul des armatures transversales :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées par la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho \times V_u}{h_1 \times f_e} \quad (\text{RPA99 version 2003/Art 7.4.2.2})$$

V_u : l'effort tranchant de calcul

h_1 : hauteur totale de la section brute

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

ρ : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

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

St : espacement des armatures transversales ; Par ailleurs la valeur maximum de cet espacement est fixée comme suit:

❖ **dans la zone nodale :**

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

❖ **dans la zone courante :**

$$St \leq \min (b/2, h/2, 10 \varnothing_1^{\min})$$

En zone III

$\varnothing_1$: est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau

- La quantité d'armatures transversales minimale **$A_t/t.b_1$ en %** est donnée comme suit:

Si $\lambda_g \geq 5$: 0,3%

Si $\lambda_g \leq 3$: 0.8%

Si $3 < \lambda_g < 5$: interpoler entre les valeurs limites précédentes

λ_g : est l'élancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

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

l_f : la longueur de flambement du poteau.

- Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à **135°** ayant une longueur droite de **10 $\varnothing_t$ min** ;
- Les cadres et les étriers doivent ménager des **cheminées** verticales en nombre et diamètre suffisants (**$\varnothing$ cheminées > 12cm**) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

❖ **Le rôle des armatures transversales consiste à :**

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

➤ **Calcul des armatures dans le sens longitudinal :**

Section	Effort normal (KN)	Moment (KN.m)	OBS	Ast (cm ²)	Asc (cm ²)	Amin (cm ²)	Aadopté (cm ²)	Choix des Barres(2directions)
(45x45)	N _{max} = - 1882.3	M _{cor} = -0.689	SEC	0	0	18.23	20.60	4T20+4T16
	N _{min} = - 16.83	M _{cor} = -0.21	SEC	0	0			
	N _{cor} = -1225.2	M = 28.846	SEC	0	0			
(40x40)	N _{max} = -1285.5	M _{cor} = -8.313	SEC	0	0	14.40	16.07	8T16
	N _{min} = -73.7	M _{cor} = 0.011	SEC	0	0			
	N _{cor} = -751.58	M = 42.464	SEC	0	0			
(30x30)	N _{max} = -729.33	M _{cor} = -8.58	SEC	0	0	8.1	12.32	8T14
	N _{min} = -6.35	M _{cor} = -4.535	SPC	0.37	0			
	N _{cor} = -169.29	M = 39.669	SPC	2.22	0			

➤ **Calcul des armatures dans le sens transversal :**

Section	Effort normal (KN)	Moment (KN.m)	OBS	Ast (cm ²)	Asc (cm ²)	Amin (cm ²)	Aadopté (cm ²)	Choix des Barres(2directions)
(45x45)	N _{max} = -1882.3	M _{cor} = 3.132	SEC	0	0	18.23	20.60	4T20+4T16
	N _{min} = -16.83	M _{cor} = -4.416	SPC	0.04	0			
	N _{cor} = -1087.26	M = -18.08	SEC	0	0			
(40x40)	N _{max} = -1285.5	M _{cor} = 8.808	SEC	0	0	14.40	16.07	8T16
	N _{min} = -73.7	M _{cor} = 3.226	SEC	0	0			
	N _{cor} = -655.52	M = 28.844	SEC	0	0			
(30x30)	N _{max} = -729.33	M _{cor} = -5.683	SEC	0	0	8.1	12.32	8T14
	N _{min} = -6.35	M _{cor} = 0.035	SEC	0	0			
	N _{cor} = -144.06	M = -25.336	SPC	0.74	0			

c) Vérifications à l'ELS :

Pour le cas des poteaux, on vérifie l'état limite de compression du béton :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} \Rightarrow \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots (\text{BAEL99/Art.4.5.2})$$

Pour calculer la contrainte du béton on détermine la position de l'axe neutre : $y_1 = y_2 + l_c$

Avec :

y_1 : La distance entre l'axe neutre à l'ELS et la fibre la plus comprimé.

y_2 : La distance entre l'axe neutre à l'ELS et le centre de pression Cp.

l_c : La distance entre le centre de pression Cp et la fibre la plus comprimée.

y_2 est obtenu avec la résolution de l'équation suivante : $y_2^3 + p \cdot y_2 + q = 0$

$$\text{Avec : } \begin{cases} l_c = \frac{h}{2} - e_s \\ p = -3 \times l_c^2 - 6n\bar{A}_u \frac{l_c - c'}{b} + 6nA_u \frac{d - l_c}{b} \\ q = -2 \times l_c^3 - 6n\bar{A}_u \frac{(l_c - c')^2}{b} - 6nA_u \frac{(d - l_c)^2}{b} \end{cases}$$

Pour la résolution de l'équation, on calcul Δ : $\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}$

➤ Si $\Delta \geq 0$: $t = 0.5(\sqrt{\Delta} - q)$; $u = \sqrt[3]{t}$; $y_2 = u - \frac{p}{3u}$

➤ Si $\Delta < 0 \Rightarrow$ L'équation admet trois racines :

$$y_2^1 = \operatorname{acos}\left(\frac{\alpha}{3}\right) \quad ; \quad y_2^2 = \operatorname{acos}\left(\frac{\alpha}{3} + \frac{2\pi}{3}\right) \quad ; \quad y_2^3 = \operatorname{acos}\left(\frac{\alpha}{3} + \frac{4\pi}{3}\right)$$

Avec :

$$\alpha = \arccos\left(\frac{3q}{2p} \times \sqrt{\frac{-3}{p}}\right) ; a = 2\sqrt{\frac{-p}{3}}$$

On tiendra pour y_2 la valeur positive ayant un sens physique tel que : $0 < y_1 = y_2 + l_c < h$

Donc : $y_1 = y_2 + l_c$

$$I = \frac{by_1^3}{3} + 15[A_s(d - y_1)^2 + A'_s(y_1 - d')^2]$$

Finalement la contrainte de compression dans le béton est :

$$\sigma_{bc} = \frac{y_2 N_s}{I} y_1 \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

Les résultats sont représentés dans les tableaux suivants :

➤ **Sens longitudinal :**

Section	Ns (KN)	Ms (KN.m)	As (cm ²)	$\sigma_{b\text{sup}}$ (MPa)	$\sigma_{b\text{inf}}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	OBS	$\sigma_a\text{ sup}$ (MPa)	$\sigma_a\text{ inf}$ (MPa)	σ_s (MPa)	OBS
(45x45)	-1364.6	-0.468	25.12	5.90	5.85	15	vérifiée	88.40	87.80	348	Vérifiée
	-24.74	-4.684		0.37	0.00	15	vérifiée	5.09	-3.07	348	Vérifiée
	-868.59	20.903		4.75	2.73	15	vérifiée	69.90	42.30	348	Vérifiée
(40x40)	-931.72	-5.984	16.07	5.67	4.79	15	vérifiée	84.40	72.50	348	Vérifiée
	-110.59	-7.413		1.17	0.08	15	vérifiée	16.70	1.95	348	Vérifiée
	-553.82	30.733		5.37	0.85	15	vérifiée	77.20	16.10	348	Vérifiée
(30x30)	-528.56	-6.181	12.32	6.11	4.07	15	vérifiée	89.60	63.10	348	Vérifiée
	-9.03	0.012		0.09	0.08	15	vérifiée	1.33	1.28	348	Vérifiée
	-122.67	28.77		7.38	0.00	15	vérifiée	93.30	-132.6	348	Vérifiée

➤ **Sens transversal :**

Section	Ns (KN)	Ms (KN.m)	As (cm ²)	σ_{bsup} (MPa)	$\sigma_{b\ inf}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	OBS	$\sigma_a\ sup$ (MPa)	$\sigma_a\ inf$ (MPa)	σ_s (MPa)	OBS
(45x45)	-1364.6	-2.268	25.12	5.98	5.77	15	vérifiée	89.6	86.6	348	Vérifiée
	-24.74	-6.442		0.49	0.00	15	vérifiée	6.69	-6.71	348	Vérifiée
	-787.61	-13.053		4.02	2.76	15	vérifiée	59.5	42.3	348	Vérifiée
(40x40)	-931.72	6.374	16.07	5.7	4.76	15	vérifiée	84.8	72.2	348	Vérifiée
	-110.59	-0.288		0.64	0.6	15	vérifiée	9.6	9.03	348	Vérifiée
	-474.82	-20.832		4.2	1.13	15	vérifiée	60.7	19.3	348	Vérifiée
(30x30)	-528.56	-4.112	12.32	5.77	4.41	15	vérifiée	85.2	67.5	348	Vérifiée
	-9.03	-6.752		1.62	0.00	15	vérifiée	19.1	-48.5	348	Vérifiée
	-104.49	-18.316		4.79	0.00	15	vérifiée	62.1	-65	348	Vérifiée

d) Armatures transversales :

Les armatures transversales sont disposées de manière à empêcher tout mouvement des aciers longitudinaux. Elles sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{St} = \frac{\rho_1 \times T_u}{b_1 \times f_e} \dots\dots\dots (\text{RPA99 version 2003/Art 7.4.2.2})$$

Avec :

T_u : effort tranchant de calcul.

b_1 : hauteur total de la section brute.

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

ρ_1 : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho_1 = 2.5 \text{ si l'élanement géométrique dans la direction considérée est } \lambda_1 \geq 5. \\ \rho_1 = 3.75 \text{ dans le cas contraire.} \end{array} \right.$$

L'élanement λ_g est donné par la relation : $\lambda_g = \frac{l_f}{i}$

$$\text{Avec : } i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{\frac{a \cdot b^3}{12}}{a \cdot b}} = \sqrt{\frac{b^2}{12}} = \frac{b}{\sqrt{12}}$$

Telle que :

$$l_f = 0.7.l_0 \quad l_0 : \text{longueur libre du poteau.}$$

$l_0 = 408 \text{ cm}$ pour les Poteaux du sous-sol

$l_0 = 306 \text{ cm}$ pour les Poteaux du RDC et tout les Étages.

Sens xx :

$$\text{➤ Poteau de } (45 \times 45) \text{ cm}^2 : \lambda = \frac{\sqrt{12}}{b} . l_f = \frac{\sqrt{12}}{45} \times 0.7 \times 408 = 21.95$$

$$\text{➤ Poteau de } (40 \times 40) \text{ cm}^2 : \lambda = \frac{\sqrt{12}}{b} l_f = \frac{\sqrt{12}}{40} \times 0.7 \times 306 = 18.52$$

$$\text{➤ Poteau de } (30 \times 30) \text{ cm}^2 : \lambda = \frac{\sqrt{12}}{b} l_f = \frac{\sqrt{12}}{30} \times 0.7 \times 306 = 24.7$$

On remarque que : $\lambda > 5$ donc : $\rho_1 = 2.5$

Espacement des armatures transversales :

Selon le RPA99 version 2003 la valeur maximale de l'espacement S_t des armatures transversales est fixée comme suit :

❖ Poteaux (45x45) :

➤ En zone nodale :

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

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

➤ En zone courante :

$$S_t \leq \text{Min} (b/2, h/2, 10 \Phi_1^{\min})$$

Soit : $S_t = 15 \text{ cm}$.

Où Φ_1 est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

$$\text{D'où : } A_t = \frac{2.5 \times 20 \times 14.68 \times 10^3}{45 \times 40000} = 4.71 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_t = 4T8 = 2.01 \text{ cm}^2$

❖ Poteaux (40x40) :

➤ En zone nodale :

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

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

➤ **En zone courante :**

$$St \leq \text{Min} (b/2, h/2, 10 \Phi_1^{\min})$$

Soit : $S_t = 15\text{cm}$.

$$\text{D'où : } A_t = \frac{2.5 \times 15 \times 21.83 \times 10^3}{40 \times 40000} = 0.51\text{cm}^2.$$

Soit : $A_t = 4T8 = 2.01\text{cm}^2$

❖ **Poteaux (30x30) :**➤ **En zone nodale :**

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

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

➤ **En zone courante :**

$$St \leq \text{Min} (b/2, h/2, 10 \Phi_1^{\min})$$

Soit : $S_t = 15\text{cm}$

$$\text{D'où : } A_t = \frac{2.5 \times 15 \times 20.08 \times 10^3}{30 \times 40000} = 0.62\text{cm}^2$$

Soit : $A_t = 4T8 = 2.01\text{cm}^2$

e) Vérification de la quantité d'armatures transversales :(RPA2003/Art 7.4.2.2) :

La quantité d'armatures transversales est donnée comme suit :

$$\text{Si } \lambda_g \geq 5 \dots\dots\dots A_{\min}^t = 0.3\% S_t b$$

En zone nodale :

$$\text{Poteaux de } (45 \times 45) \text{ cm}^2 \dots\dots A_{\min}^t = 0.3\% \times S_t \times b = 0.003 \times 10 \times 45 = 1.35\text{cm}^2.$$

$$\text{Poteaux de } (40 \times 40) \text{ cm}^2 \dots\dots A_{\min}^t = 0.3\% \times S_t \times b = 0.003 \times 10 \times 40 = 1.2\text{cm}^2.$$

$$\text{Poteau de } (30 \times 30) \text{ cm}^2 \dots\dots A_{\min}^t = 0.3\% S_t \times b = 0.003 \times 10 \times 30 = 0.9 \text{ cm}^2.$$

En zone courante:

$$\text{Poteaux de } (45 \times 45) \text{ cm}^2 \dots\dots A_{\min}^t = 0.3\% \times t \times b = 0.003 \times 15 \times 45 = 2.02 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Poteaux de } (40 \times 40) \text{ cm}^2 \dots\dots A_{\min}^t = 0.3\% \times t \times b = 0.003 \times 15 \times 40 = 1.8 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Poteau de } (30 \times 30) \text{ cm}^2 \dots\dots A_{\min}^t = 0.3\% \times t \times b = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2.$$

VIII-2) Ferrailage des poutres :

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

Le ferrailage des poutres sera déterminé en flexion des moments fléchissant max, qui seront données par les combinaisons suivantes :

$$\left. \begin{array}{l} G+Q\pm E \\ 0,8G\pm E \end{array} \right\} \longrightarrow \text{Aux appuis}$$

$$1,35G+1,5Q \longrightarrow \text{En travées}$$

- **Calcul des armatures à l'ELU :**

Armatures longitudinales : elles seront déterminées en utilisant les moments fléchissants en travées et aux appuis, le calcul se fera comme suit :

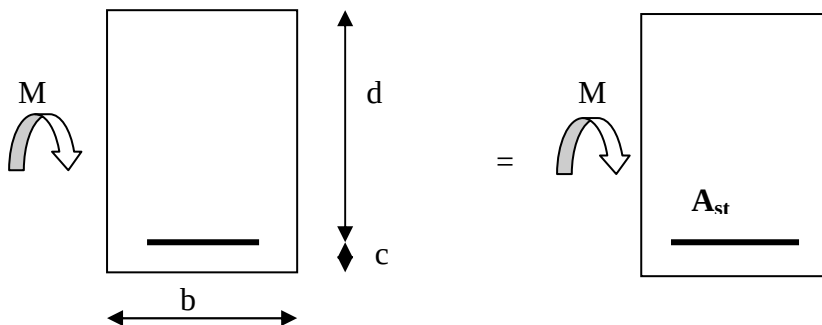
$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}}$$

$$\text{Avec : } f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b} = 14,2 \text{ MPa}$$

Pour les feE400 on a : $\mu_1 = 0,392$

1^{er} cas :

$\mu \leq \mu_1 = 0,392 \rightarrow$ les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $\rightarrow A_{sc}=0$



$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s}$$

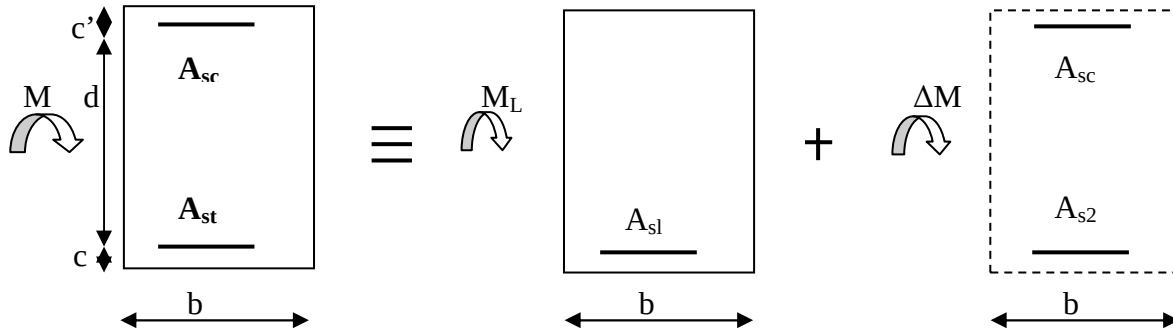
A_{st} : section d'acier tendue.

d : la distance entre la fibre extrême comprimée et les aciers tendues.

2^{ème} cas :

$\mu \geq \mu_l = 0,392$ □ la section est doublement armée (SDA) :

La section réelle est considérée comme équivalente à la somme des deux sections fictives.



$$A_{st} = A_{sl} + A_{s2} = \frac{M_L}{\beta_L \times d \times \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_{st}} \quad \text{avec:} \quad \sigma_{sc} = \frac{f_e}{\gamma_s}.$$

$$A_{sc} = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_{sc}}$$

	γ_b	γ_s	f_{c28} [MPa]	f_{bu} [MPa]	f_e [MPa]	σ_{st} [MPa]
Situation durable	1,5	1,15	25	14,2	400	348
Situation accidentelle	1,15	1	25	18,47	400	400

Recommandation du RPA :**1) Armatures longitudinales (Art 7.5.21) :**

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de :

$A_{min} = 0,5\% b h$ dans la section.

-Poutres principales de (30×40) : $A_{min} = 0,005 \times 30 \times 40 = 6 \text{ cm}^2$

-Poutres secondaires de (25×35) : $A_{min} = 0,005 \times 25 \times 35 = 4,38 \text{ cm}^2$

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de :

4% $b h$: en zone courante

6% $b h$: en zone de recouvrement.

La longueur minimale de recouvrement est de **50Ø** en zone **III**.

Poutres principales de (30×40) :

$$A_{\max} = 0,04 \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2$$

$$A_{\max} = 0,06 \times 30 \times 40 = 72 \text{ cm}^2$$

Poutres secondaires de (25×35) :

$$A_{\max} = 0,04 \times 25 \times 35 = 35 \text{ cm}^2$$

$$A_{\max} = 0,06 \times 25 \times 35 = 52.5 \text{ cm}^2$$

2) Armatures transversales minimales :

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b$$

L'espace maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suite :

$$S_t^{\max} = \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi\right) \quad \text{En zone nodale et en travée.}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} \quad \text{En zone courante.}$$

Les résultats obtenus seront résumés dans les tableaux suivants :

1-Les poutres principales :

En travée :

Niveau	M (Kn.m)	μ	OBS	β	Amin (cm2)	As (cm2)	Aadop (cm2)	Choix des barres
Sous-sol, RDC, 1 ^{er} et 2 ^{ème} étages	24.165	0.04	SSA	0.98	6	1.86	4.21	2T14+1T12
Etages 3, 4,5 et 6	26.236	0.042	SSA	0.979	6	2.03	4.21	2T14+1T12
Etages 7 et 8	30.835	0.05	SSA	0.974	6	2.4	4.21	2T14+1T12

Ferrailage des poutres principales à l'ELU (en travée)

Aux appuis :

Niveau	M (Kn.m)	μ	OBS	β	Amin (cm ²)	As (cm ²)	Aadop (cm ²)	Choix des barres
Sous-sol, RDC et 1 ^{er} et 2 ^{ème} étages	30.557	0.05	SSA	0.974	6	2.37	4.21	2T14+1T12
Etages 3, 4,5 et 6	45.36	0.074	SSA	0.962	6	3.56	4.21	2T14+1T12
Etages 7 et 8	50.141	0.082	SSA	0.957	6	3.96	4.21	2T16+1T12

Ferraillage des poutres principales à (G+Q±E) (aux appuis) .**2- Les poutres secondaires :****En travée :**

Niveau	M (Kn.m)	μ	OBS	β	Amin (cm ²)	As (cm ²)	Aadop (cm ²)	Choix des barres
Sous-sol, RDC 1 ^{er} et 2 ^{ème} étages	50.38	0.18	SSA	0.9	4.38	5.74	8.04	4T16
Etages 3, 4,5 et 6	55.343	0.2	SSA	0.887	4.38	6.40	8.04	4T16
Etages 7 et 8	66.024	0.24	SSA	0.861	4.38	7.86	8.04	4T16

Ferraillage des poutres secondaires à l'ELU (en travée).**Aux appuis :**

Niveau	M (Kn.m)	μ	OBS	β	Amin (cm ²)	As (cm ²)	Aadop (cm ²)	Choix des barres
Sous-sol,RDC et 1 ^{er} et 2 ^{ème} étages	37.872	0.098	SSA	0.948	4.38	3.47	8.04	4T16
Etages 3, 4,5 et 6	49..598	0.128	SSA	0.931	4.38	4.64	8.04	4T16
Etages 7 et 8	53.408	0.138	SSA	0.925	4.38	5.03	8.04	4T16

Ferraillage des poutres secondaires (G+Q+E) et (0,8G+E) (aux appuis).

➤ **Poutres palières (25x40) :**

	M (Kn.m)	μ	OBS	β	As (cm ²)	Aadop (cm ²)	Choix des barres
En travée	66,024	0,128	SSA	0,931	5,36	6,15	4T14
Aux appuis	73,805	0,144	SSA	0,922	6,05	6,15	4T14

VIII-2-1) Vérifications à L'ELU :**a)Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_s \geq A_{\min} = 0,23 \times b \times d \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Poutres principales de (30× 40) cm²: $A_{\min} = 0,23 \times 30 \times 38 \times \frac{2,1}{400} = 1,37 < 4.21 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{vérifiée}$

Poutres secondaires de (25×35) cm²: $A_{\min} = 0,23 \times 25 \times 33 \times \frac{2,1}{400} = 0,99 < 8,04 \text{ cm}^2 \text{ vérifiée}$

Poutres palière de (25× 40) cm²: $A_{\min} = 0,23 \times 25 \times 38 \times \frac{2,1}{400} = 1.14 < 6.15 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{vérifiée}$

b) Justification de l'effort tranchant :

Les poutres soumises à des efforts tranchants sont justifiées vis-à-vis de l'état limite ultime, cette justification est conduite à partir de la contrainte tangente « τ_u », prise

conventionnellement égale à : $\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd}$

$T_u^{\max}$: Effort tranchant max à l'ELU.

- Poutres principales : $\tau_u = \frac{63.21 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,38} = 0,55 \text{ MPa.}$

- Poutres secondaires : $\tau_u = \frac{62.32 \times 10^{-3}}{0,25 \times 0,33} = 0,75 \text{ MPa.}$

- Poutre palières : $\tau_u = \frac{62.32 \times 10^{-3}}{0,25 \times 0,38} = 0,65 \text{ MPa.}$

c) Vérification de la contrainte tangente du béton :(5 1 211 /BAEL91) :

la fissuration est peu nuisible, la contrainte doit vérifier : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa}\right) \Rightarrow \bar{\tau}_u = \min(0,2 \times 25 / 1,5 ; 5\text{MPa}) = 3,33\text{MPa}$$

- Poutres principales : $\tau_u = 0,55\text{MPa} < 3,33\text{MPa}$ condition vérifiée.

- Poutres secondaires : $\tau_u = 0,75\text{MPa} < 3,33\text{MPa}$ condition vérifiée.

- Poutre palières : $\tau_u = 0,65\text{MPa} < 3,33\text{MPa}$ condition vérifiée.

Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :

Au droit d'un appui ou existe un, ou existe M, la section (A) des armatures inférieures doit être

telle que l'on ait : $A_s \geq \frac{1,15}{f_e} \left(V_u + \frac{M_u}{0,9d} \right)$

Et ces armatures doivent être ancrées au delà de nu de l'appui pour pouvoir équilibrer un effort

égal a $\left(T_u + \frac{M_u}{0,9d} \right)$

M_u : étant pris avec son signe, généralement négatif, et T_u effort tranchant a droite l'appui étant

normalement positif, si on a : $\left(T_u + \frac{M_u}{0,9d} \right) < 0$

$$\left. \begin{array}{l} \text{- Poutres principales : } 63,21 - \frac{69,251}{0,9 \times 0,38} = -139,27 < 0 \\ \text{- Poutres secondaires : } 62,32 - \frac{73,805}{0,9 \times 0,33} = -186,18 < 0 \\ \text{- Poutres palières : } 62,32 - \frac{73,805}{0,9 \times 0,38} = -153,48 < 0 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Les armatures inférieures suffisent.}$$

d) Vérification de la contrainte d'adhérence :(Art. A.6.1.2.1, BAEL 91) :

La valeur limite de la contrainte d'adhérence pour l'ancrage des armatures :

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

Avec : $\Psi = 1,5$ Pour les aciers HA.

La contrainte d'adhérence à l'entraînement des armatures au niveau de l'appui le plus sollicité doit être :

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9d \sum U_i} < \bar{\tau}_{se} \quad \text{Avec : } \sum U : \text{ périmètre utile des aciers.}$$

$$\text{- Poutres principales : } \tau_{se} = \frac{T_u}{0,9d \sum U} = \frac{63,21 \times 10^3}{0,9 \times 380 \times (2 \times 14 + 1 \times 12) \times \pi} = 1,471 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se}$$

$$\text{- Poutres secondaires : } \tau_{se} = \frac{T_u}{0,9d \sum U} = \frac{62,32 \times 10^3}{0,9 \times 330 \times (4 \times 16) \times \pi} = 1,044 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se}$$

$$\text{- Poutres palières : } \tau_{se} = \frac{T_u}{0,9d \sum U} = \frac{62,32 \times 10^3}{0,9 \times 380 \times (4 \times 14) \times \pi} = 1,036 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se}$$

Conclusion : la contrainte d'adhérence est vérifiée.

c) Calcul de la longueur de scellement droit des barres :

$$l_s = \frac{\varphi \times f_e}{4 \times \tau_{su}} \quad \text{Avec : } \tau_{su} = 0,6 \psi_s^2 f_{t28} = 2,835 \text{ Mpa}$$

Pour les T₁₂ : l_s = 42,32cm

Pour les T₁₄ : l_s = 49,39cm

Pour les T₁₆ : l_s = 56,43cm

Pour l'encrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égales à : 0,4 l_s, pour les aciers HA.

Pour les Φ12 : l_a = 16,92cm.

Pour les Φ14 : l_a = 19,75cm.

Pour les Φ16 : l_a = 22,57cm.

e) Calcul des armatures transversales :

Selon le BAEL91, le diamètre des armatures transversales doit vérifier :

$\Phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}, \Phi_1, \frac{b}{10} \right) = \min (1.14 ; 1.2 ; 3)$ où Φ_1 est le plus petit diamètre utilisé dans le ferraillage.

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

Soit $A_t = 4\text{HA}8 = 2 \text{ cm}^2$

f) Calcul des espacements :

- **Zone nodale :** $S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}, \Phi_1 \right) = \min \{10 ; 12\}$

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

- **Zone courante :** $S'_t \leq \frac{h}{2} = 20\text{cm}$

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

1) Armatures transversales minimales :

La quantité d'armatures minimales est :

$$A_t^{\min} = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 10 \times 30 = 0,9\text{cm}^2$$

$$A_t^{\min} = 0,003 \times S'_t \times b = 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35\text{cm}^2$$

$$A_t > A_t^{\min} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Vérification à l'ELS :

a) Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration dans le cas des poutres étant considéré peu nuisible, alors cette vérification n'est pas nécessaire.

b) Etat limite de compression du béton :

La contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible :

$$\sigma_{bc} = \sigma_s / K_1 \leq \bar{\sigma}_{adm} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15\text{MPa}$$

$$\text{Avec : } \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s} \quad (A_s : \text{armatures adoptées à l'ELU})$$

On calcul : $\rho_1 = \frac{100A_s}{b d}$.

Les résultats sont donnés dans les tableaux suivants :

Niveau	Ms (KN.m)	As (cm ²)	ρ_1	β_1	K	σ_s (MPa)	σ_{bc} (MPa)	σ_{adm} (MPa)	OBS	
S-sol, RDC , 1 ^{er} et 2 ^{ème} étages	17.491	4.21	0.369	0.906	38.19	120.67	3.15	15	c.v	Travée
	30.557	4.21	0.369	0.906	38.19	210.82	5.52	15	c.v	appuis
3, 4,5et 6 ^{ème} étages	18.989	4.21	0.369	0.906	38.19	131.01	3.43	15	c.v	Travée
	14.36	4.21	0.369	0.906	38.19	99.07	2.59	15	c.v	appuis
7, 8et 9 ^{ème} étages	22.368	4.21	0.369	0.906	38.19	154.32	4.04	15	c.v	Travée
	50.51	4.21	0.369	0.906	38.19	348.48	9.12	15	c.v	appuis

Vérification du ferraillage des poutres Principales (30x40) à l'ELS.

Niveau	Ms (KN.m)	As (cm ²)	ρ_1	β_1	K	σ_s (MPa)	σ_{bc} (MPa)	σ_{adm} (MPa)	OBS
S.sol,RDC, Etages 1 et 2	36,34	8,04	0,975	0,862	21,23	158,89	7,48	15	Vérifiée
	37,872	8,04	0,975	0,862	21,23	165,59	7,79	15	Vérifiée
Etages 3,4,5 et 6	39,927	8,04	0,975	0,862	21,23	174,57	8,22	15	Vérifiée
	49,598	8,04	0,975	0,862	21,23	216,86	10,21	15	Vérifiée
Etages 7,8,9 et 10	47,77	8,04	0,975	0,862	21,23	208,87	9,83	15	Vérifiée
	53,408	8,04	0,975	0,862	21,23	233,52	10,99	15	Vérifiée

Vérification du ferraillage des poutres secondaires (25x35) à l'ELS.

	Ms (KN.m)	As (cm ²)	ρ_1	β_1	K	σ_s (MPa)	σ_{bc} (MPa)	σ_{adm} (MPa)	OBS
En travée	47,77	6,15	0,647	0,882	27,37	231,75	8,48	15	Vérifiée
Aux appuis	53,408	6,15	0,647	0,882	27,37	259,1	9,46	15	Vérifiée

Vérification du ferraillage des poutres palières (25x40) à l'ELS

➤ **Calcul de la flèche :****a) Sens longitudinal :**

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} ; \frac{40}{500} = 0,08 \geq \frac{22.368}{10 \times 50.141} = 0,044 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} ; \frac{40}{500} = 0,08 \geq 0,062 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A}{b.d} \leq \frac{4,2}{400} ; \frac{4,21}{30.38} = 0,0036 \leq 0,0105 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Les 3 conditions sont vérifiées donc on ne va pas procéder au calcul de la flèche.

b) Sens transversal :

On fait le calcul pour la plus grande travée dans les deux sens :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} ; \frac{35}{455} = 0,076 \geq \frac{47.77}{10 \times 53.408} = 0,089 \longrightarrow \text{Condition non vérifiée.}$$

La 1ère condition n'est pas vérifiée donc on va procéder au calcul de la flèche.

$$f_v = \frac{M_s \cdot L^2}{4E_v \cdot I_{fv}}$$

Avec :

L : Portée de la console (L=4,55m)

E_v : Module de déformation longitudinal différée ($E_v = 1081887 \text{ MPa}$)

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

$$I_{fv} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + 0,4 \cdot \lambda_v \cdot \mu} ; \quad \lambda_v = \frac{0,05 f_{t28}}{\rho \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} ; \quad \mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}} ; \quad \rho = \frac{A}{b_0 \cdot d}$$

I_0 : Moment d'inertie de la section totale rendue homogène passant par son c.d.g.

B_0 : Section homogénéisée

S_x : Moment statique de fibre supérieure non fissurée dans la partie tendue.

$$B_0 = b \cdot h + 15 \cdot A = 25 \times 35 + 15 \times 8,04$$

$$B_0 = 995.6 \text{ cm}^2$$

$$S_x = \frac{b \cdot h^2}{2} + 15 \cdot d \cdot A$$

$$S_x = \frac{25 \times (35)^2}{2} + 15 \times 33 \times 8,04$$

$$S_x = 19292.3 \text{ cm}^3$$

$$V_1 = \frac{S_x}{B} = \frac{19292.3}{995.6} \rightarrow V_1 = 19.37 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 35 - 19.37 \rightarrow V_2 = 15.63 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15 \cdot A \cdot (V_2 - c)^2$$

$$I_0 = \frac{25}{3} [(19.37)^3 + (15.63)^3] + 15 \times 8,04 \times (15.63 - 2)^2$$

$$I_0 = 322483.47 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{A}{b \cdot d} = \frac{8.04}{25 \times 33} \rightarrow \rho = 0,01 \rightarrow \sigma_s = 178.03 \text{ Mpa}$$

$$\lambda_v = \frac{0,05 \times 2,1}{0,01 \left(2 + 3 \frac{25}{25} \right)} \rightarrow \lambda_v = 0,21$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,01 \times 178.03 + 2,1} \rightarrow \mu = 0,60$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \times 322483.47}{1 + 0,4 \times 0,60 \times 0,21} \rightarrow I_{fv} = 337711,18 \text{ cm}^4$$

$$\text{d'ou : } f_v = \frac{47,77 \times 10^5 (455)^2}{4 \times 10818,87 \times 10^2 \times 337711,18} \rightarrow f_v = 0,676 \text{ cm}$$

La flèche admissible : $\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{455 \text{ cm}}{500} \rightarrow \bar{f} = 0,91 \text{ cm}$

$$f_v < \bar{f} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion : la flèche est 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 $\frac{1}{10}$ de la portée

VIII-3-Ferrailage des voiles :**VIII-3-1-Introduction :**

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales (charges et surcharges) et à des forces horizontales dues au séisme.

Le calcul se fera en flexion composée et au cisaillement.

Pour faire face à ces sollicitations, on va prévoir trois types d'armatures :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

Notre ouvrage comprend deux types de voiles, que nous allons ferrailer par zone. Car on a constaté qu'il est possible d'adopter le même ferrailage pour un certain nombre de niveau. Ceci, dans le but de faciliter la réalisation et alléger les calculs.

-Zone I : S.sol, RDC, 1^{er} étage.

-Zone II : 2.3.4^{ème} étage.

-Zone III:5. 6.7.8^{ème} étage.

➤ Combinaison d'action :

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre sont données ci-dessous :

$$\begin{array}{ll} \text{Selon le BAEL 91} & \left\{ \begin{array}{l} 1.35 G + 1.5 Q \\ G + Q \end{array} \right. \\ \text{Selon le RPA version 2003} & \left\{ \begin{array}{l} G + Q + E \\ 0.8 G + E \end{array} \right. \end{array}$$

La méthode utilisée est la méthode de RDM qui se fait pour une bande de largeur (d).

➤ Exposé de la méthode :

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M) en utilisant les formules suivantes :

$$\begin{aligned} \sigma_{max} &= \frac{N}{B} + \frac{M.V}{I} \\ \sigma_{min} &= \frac{N}{B} - \frac{M.V}{I} \end{aligned}$$

Avec : B : la section du béton, B=Lxe

L : la longueur de voile.

e : épaisseur de voile.

I : moment d'inertie du trumeau

V et V' : bras de levier, $V = V' = \frac{L}{2}$

Dans ce cas, le diagramme des contraintes sera relevé directement du fichier résultat

Le découpage du diagramme des contraintes en bandes de largeur (d) est donnée par :

$$d \leq \min \left(\frac{h_e}{2} ; \frac{2}{3} L_c \right)$$

Avec : h_e : hauteur entre nus de planchers du voile considéré ;

L_c : la longueur de la zone comprimée ;

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \cdot L$$

$$L_t = L - L_c$$

L_t : longueur tendue.

b) Les efforts normaux :

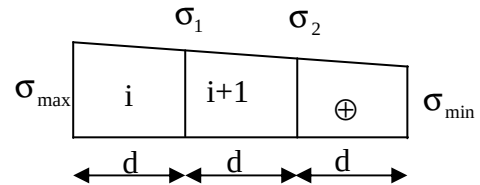
Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des diagrammes des contraintes obtenues ci-dessous :

- **Section entièrement comprimée :**

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d \cdot e$$

Avec e : épaisseur du voile

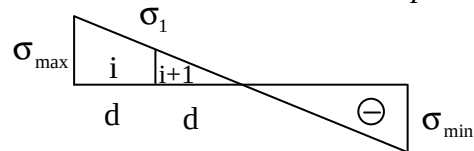


figVI-3-1 le diagramme des contraintes d'une Section entièrement comprimée.

- **Section partiellement comprimée :**

$$N_i = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

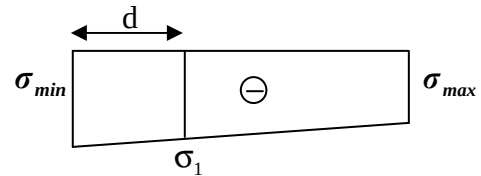
$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e$$



figVI-3-2 le diagramme des contraintes d'une Section partiellement comprimée

- **Section entièrement tendue :**

$$N_i = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$



figVI-3-3 le diagramme des contraintes d'une

c) Armatures verticales :

- **Section entièrement comprimée :**

$$A_{vi} = \frac{N_i + B \times f_{c28}}{\sigma_s}$$

Avec : B : section du voile.

σ_s : Contrainte de l'acier.

f_{bc} : Contrainte de calcul dans le béton.

Situation durable : $\sigma_s = 348$ Mpa, $f_{bc} = 14,20$ Mpa,

Situation accidentelle : $\sigma_s = 400$ Mpa, $f_{bc} = 18,48$ Mpa,

- **Section partiellement comprimée :**

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

- **Section entièrement tendue :**

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

d) Armatures minimales :

***Compression simple (Art. A.8.1,2 BAEL91) :**

- $A_{\min} \geq 4 \text{ cm}^2$ par mètre de parement mesuré perpendiculaire à ces armatures ;
- $0.2 \% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 0.5 \%$ avec B : section du béton comprimée.

***Traction simple :**

$$A_{\min} \geq \frac{B \cdot f_{t28}}{f_e}$$

Avec : B : section du béton tendue.

Le pourcentage minimum des armatures verticales de la zone tendue doit rester au moins égale à 0.2 % de la section horizontale du béton tendu.

- **Exigences de RPA 2003(article 7.7.4.3/RPA99 version 2003)**

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 15 %
- En zone courantes 0.10 %

e) Armatures horizontales :

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10 Φ .

- D'après le **BEAL 91** : $A_H = \frac{A_v}{4}$

- D'après le **RPA 2003** : $A_H \geq 0.15 \% \cdot B$

-Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

-Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 0.1 de l'épaisseur du voile.

f) Armatures transversales :(article 7.7.4.3 du RPA 2003)

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends.

Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'article **7.7.4.3 du RPA 2003**.

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingle au mètre carré.

g) Armatures de coutures :

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{T}{f_e} \quad (\text{Article 7.7.4.3/RPA99 version 2003})$$

$$T = 1.4 V_u$$

V_u : Effort tranchant calculée au niveau considéré

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

h) Potelet :

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est $\geq 4HA10$

i) Espacement :

D'après l'art 7.7.4.3 du RPA 99 modifier 2003, l'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S \leq 1.5e$$

$$S \leq 30 \text{ cm}$$

Avec : e = épaisseur du voile

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 0.1 de la longueur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à 15 cm

j) Longueur de recouvrement :

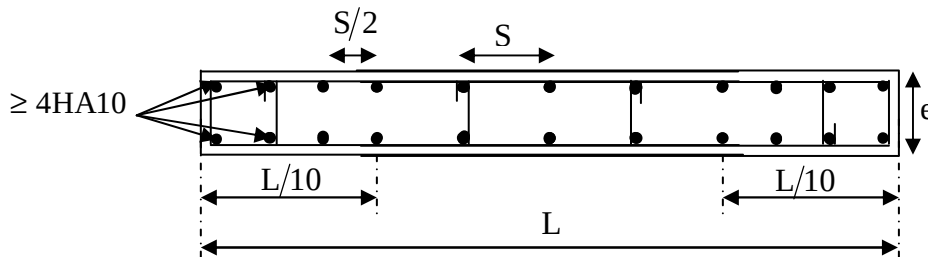
Elles doivent être égales à :

- 40Φ pour les barres situées dans les zones où le recouvrement du signe des efforts est possible.

- 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous action de toutes les combinaisons Possibles de charges.

k) Diamètre minimal :

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 0.10 de l'épaisseur du voile.



figVI-3-4) : Disposition des armatures verticales dans les voiles

VIII-3-2) Vérification :**A. Vérification à L'ELS :**

Pour cet état, il considère l'effort : $N_{ser} = G + Q$

$$N_{ser} = G + Q$$

$$\sigma_b = \frac{N}{B + 15 \cdot A} \leq \bar{\sigma}_b$$

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec : N_{ser} : Effort normal appliqué ;

B : Section du béton ;

A : Section d'armatures adoptée.

Vérification de la contrainte de cisaillement :

• D'après le RPA 2003

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \cdot f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \cdot d}$$

$$V = 1.4 \cdot V_{u, \text{calculé}}$$

Avec : b_0 : Epaisseur du linteau ou du voile .

d : Hauteur utile ($d = 0.9 h$) .

h : Hauteur totale de la section brute.

D'après le BAEL :

Il faut vérifier que :

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

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

τ_u : Contrainte de cisaillement

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

VIII-3-3) Exemple de calcul :

Soit à Ferrailer le voile longitudinal VL₁ :

Caractéristiques géométriques :

$L = 4.20\text{m}$, $e_p = 20 \text{ cm}$, $B = 0.84\text{m}$, $I = 1.235\text{m}^4$, $V = V' = 2.1\text{m}$.

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_{\max} = 1399.78 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_{\min} = -6203.96 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right\} \text{ Donc la section est partiellement comprimée.}$$

Calcul de L_c :

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times L = \frac{1399.73}{1399.73 + 6203.96} \times 4.2 = 0.773\text{m}.$$

$$L_t = L - L_c = 4.2 - 0.773 = 3.43\text{m}$$

Le découpage de diagramme est en deux bandes de longueur (d_1 et d_2) respectivement.

Avec :

$$d_1 \leq \min \left\{ \left\{ \frac{h_e}{2}, \frac{2}{3} L_c \right\} \right\} = \min \left\{ \left\{ \frac{h_e}{2}, \frac{2}{3} \times 0.773 \right\} \right\} = 0.515 \text{ m}$$

Soit $d_1 = 0.515\text{m}$

$$d_2 = L_t - d_1 = 3.43 - 0.515 = 2.912\text{m}.$$

- $\frac{L}{10} = \frac{4.2}{10} = 0.42\text{m} = 42\text{cm}.$

Espacement :

$$\begin{aligned} \text{zone courante}(d_2) \quad S_t &\leq \min\{1,5 \times e ; 30 \text{ cm}\} = 30 \text{ cm} & \text{soit } S_t = 20 \text{ cm} \\ \text{zone d'extrémité } (d_1) \quad D &= \frac{S_t}{2} = 10 \text{ cm} \end{aligned}$$

Calcul de N :**Zone tendue :**

$$\begin{aligned} \sigma_1 &= \sigma_{\max} \times \frac{(L_t - d_1)}{L_t} = 1399.78 \times \frac{(3.43 - 0.515)}{3.43} = 1189.6 \text{ Mpa} \\ N_1 &= \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \times d_1 \times e = \frac{6203.96 + 1189.6}{2} \times 0.515 \times 0.2 = 380.7 \text{ KN} \\ N_2 &= \frac{\sigma_1}{2} \times d_2 \times e = \frac{1189.6}{2} \times 2.912 \times 0.2 = 346.35 \text{ KN} \end{aligned}$$

Calcul des armatures :**les armatures verticales :**

$$\begin{aligned} A_{v1} &= \frac{N_1}{\sigma_s} = \frac{380.7}{400} \times 10 = 9.52 \text{ cm}^2 \\ A_{v2} &= \frac{N_2}{\sigma_s} = \frac{346.35}{400} \times 10 = 8.66 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

Armatures minimales:

$$A_{\min} \geq \max \left(\frac{0.23 \times B \cdot f_{t28}}{f_e} ; 0.005 B \right)$$

avec $\beta = d \times e$

$$\beta_1 = d_1 \times e = 51.5 \times 20 = 1030 \text{ cm}^2$$

$$\beta_2 = d_2 \times e = 291.2 \times 20 = 5824 \text{ cm}^2$$

$$A_{1\min} \geq \max(1.23 ; 5.1) = 5.1 \text{ cm}^2$$

$$A_{2\min} \geq \max(7.05 ; 29.2) = 29.2 \text{ cm}^2$$

Les armatures de couture :

$$A_{vj} = 1,1 \frac{T}{f_e} = 1,1 \frac{1,4 \times 17.94}{400} \times 10 = 0.7 \text{ cm}^2$$

Avec $T = 1,4 \times V_u$ **Les armatures calculées :**

$$A_1 = A_{v1} + \frac{A_{vj}}{4} = 9.52 + \frac{0.69}{4} = 9.7 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = A_{v2} + \frac{A_{vj}}{4} = 8.66 + \frac{0.69}{4} = 8.83 \text{ cm}^2$$

Le ferrailage adopte :

$$A_1 = 2 \times 4 \text{ HA14} = 12.32 \text{ cm}^2, \text{ avec } D = \frac{S_t}{2} = 10 \text{ cm}$$

$$A_2 = 2 \times 4 \text{ HA12} = 9.04 \text{ cm}^2, \text{ avec } S_t \leq \min\{1,5 \times e ; 30 \text{ cm}\} = 30 \text{ cm} \text{ soit } S_t = 20 \text{ cm}$$

Les armatures horizontales :

$$\text{D'après le BAEL 91 : } A_h = A_v / 4 = 2.43 \text{ cm}^2$$

$$\text{D'après le RPA révisée 2003 : } A_h = 0.15 \% B = 12.6 \text{ cm}^2$$

Soit $2 \times 4 \text{ HA12} = 9.04 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ avec $S_t = 17 \text{ cm}$.**Les armatures transversales :**

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles par mètre carré.

On adopte 4HA8 (2,01 cm²) par m²

Pour les potelets :

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est $\geq$ 4HA10

Vérification des contraintes de cisaillement :

Selon le BAEL :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4Mpa \right\} = \min \left\{ 0,15 \frac{25}{1,15} ; 4Mpa \right\} = 3,26Mpa \text{ (Fissuration préjudiciable)}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{17,94 \times 10^3}{200 \times 0,9 \times 4200} = 0,023 Mpa$$

$$\tau_u = 0,023 Mpa < \bar{\tau}_u = 3,36 Mpa \dots\dots\dots(\text{condition vérifiée})$$

RPA révisé 2003 :

$$\bar{\tau}_b = 0,6f_{c28} = 5Mpa$$

$$\tau_b = \frac{V}{b \times d} = \frac{1,4T}{b \times d} = \frac{1,4 \times 17,94 \times 10^3}{200 \times 0,9 \times 4200} = 0,033 Mpa$$

$$\tau_b = 0,033 Mpa < \bar{\tau}_b = 5 Mpa \dots\dots\dots(\text{condition vérifiée})$$

Vérification à L'ELS :

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B + 15A} = \frac{5953,64 \times 1000}{840000 + 15 \times 2136} = 6,827 Mpa < \bar{\sigma}_b = 15 Mpa$$

Ancrage des barres :

$$\bar{\tau}_{su} = 0,6\Psi_s^2 f_{t28} \text{ (Art. A.6.1,23/BAEL91)}$$

$$\bar{\tau}_{su} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 MPa$$

$$L_s = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} L_s = \frac{\Phi f_e}{4\bar{\tau}_{su}} = \frac{12 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,33 \text{ cm} \\ L_s = 40\phi = 40 \times 1,2 = 48 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$L_s = 48 \text{ cm}$$

Remarque :

L : la longueur totale de voile avec le poteau – (b ou h) de poteau.

Les résultats sont donnés dans les tableaux suivants :

VIII-3-4 Résumé de calcul :**Tableau VIII .1** ferrailage du voile VT1 dans les différentes zones :

Zones		Zone I	Zone II	zone III
Caractéristiques géométriques	L (m)	4.2	4.2	4.2
	e (m)	0.2	0.2	0.2
	B (m)	0.84	0.84	0.84
Sollicitations de calcul	$\sigma_{\max}$ [KN/m ²]	1399.78	1317.33	1597.05
	$\sigma_{\min}$ [KN/m ²]	-6203.96	-5926.29	-4378.67
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC
	V _u (kN)	17.94	79.11	83.44
	L _t (m)	3.43	3.44	3.08
	L _c (m)	0.77	0.76	1.12
	d (m)	0.515	0.509	0.748
	L _t -d(m)	2.912	2.927	2.329
	B1(m)	1030.667	1018.420	1496.636
	B2(m)	5823.333	5853.950	4658.409
	σ_1 [KN/m ²]	1189.289	1122.114	1208.718
	N (kN)	N ₁	381.00	358.91
		N ₂	346.281	328.440
	A _v (cm ²)	A _{v1}	9.52	8.97
		A _{v2}	8.66	8.21
	A _{vi} (cm ²)	0.69	3.05	3.21
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vi} /4	9.70	9.73
		A2=A _{v2} +A _{vi} /4	8.83	8.97
	A _{min1} (cm ²)	5.15	5.09	7.48
	A _{min2} (cm ²)	29.12	29.27	23.29
	A _v adopté (cm ²)	Bonde1	12.48	12.48
		Bonde 2	9.36	9.36
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2*8HA10	2*8HA10
		Bonde 2	2*6HA10	2*6HA10
	S _t (cm)	Bonde1	10 cm	10cm
		Bonde 2	20cm	20cm
	A _{Hmin} =0.15%*B (cm2)/bande	12.60	12.60	12.60
	A _h /adopté(cm ²)	10.17	10.17	10.17
	A _H /nappe (cm ²)	5.08	5.08	5.08
	Choix des barres/nappe (cm ²)	2*4HA12	2*4HA12	2*4HA12
	St(cm)	15	15	15
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²	
	contraint e	τ_u (MPa)	0.024	0.105
		τ_b (MPa)	0.033	0.147
	ELS	N _s (kN)	5953.64	5370.32
		σ_b (MPa)	6.83	6.16

Tableau. VIII.2 ferrailage du voile VT4 dans les différentes zones :

Zones				Zone I	Zone II	zone III	
Caractéristiques géométriques	L (m)			4	4	4	
	e (m)			0.2	0.2	0.2	
	B (m)			0.8	0.8	0.8	
Sollicitations de calcul	$\sigma_{\max}$ [KN/m²]			1787.4	1871.99	3107.62	
	$\sigma_{\min}$ [KN/m²]			-3352.49	-4221.37	-3696.69	
	Nature de la section			SPC	SPC	SPC	
	V _u (kN)			19.9	26.99	18.82	
	L _t (m)			2.61	2.77	2.17	
	L _c (m)			1.39	1.23	1.83	
	d (m)			0.927	0.819	1.218	
	Lt-d(m)			1.682	1.952	0.955	
	B1(m)			1854.670	1638.496	2435.805	
	B2(m)			3363.325	3903.760	1910.487	
		$\sigma 1$ [KN/m²		1152.091	1318.560	1366.008	
	N (kN)		N ₁	417.73	453.86	616.59	
			N ₂	193.743	257.367	130.487	
	A _v (cm²)		A _{v1}	10.44	11.35	15.41	
			A _{v2}	4.84	6.43	3.26	
	A _{vi} (cm²)			0.77	1.04	0.72	
	A (cm²)		A1=A _{v1} +A _{vi} /4	10.63	11.61	15.60	
			A2=A _{v2} +A _{vi} /4	5.04	6.69	3.44	
	A _{min1} (cm²)			9.27	8.19	12.18	
	A _{min2} (cm²)			16.82	19.52	9.55	
	A _v adopté (cm²)		Bonde1	14.04	14.04	20.34	
			Bonde 2	12.38	12.38	12.38	
	Ferrailage des voiles	Choix des barres		Bonde1	2*9HA10	2*9HA10	2*9HA12
				Bonde 2	2*8HA10	2*8HA10	2*8HA10
S _t (cm)		Bonde1	10 cm	10cm	10cm		
		Bonde 2	20cm	20cm	20cm		
A _{Hmin} =0.15%*B (cm2)/bande			12.00	12.00	12.00		
		Ah/adopté(cm²)			12.32	12.32	12.32
A _H /nappe (cm²)			6.16	6.16	6.16		
Choix des barres/nappe (cm²)			2*4HA14	2*4HA14	2*4HA14		
St (cm)			15	15	15		
Vérification des contraintes	Armature transversal			4 Epingles HA8/m²			
	contrainte	τ_u (MPa)		0.028	0.037	0.026	
		τ_b (MPa)		0.039	0.052	0.037	
	ELS	N _s (kN)		3478.76	4586.22	3309.04	
σ_b (MPa)		4.21	5.53	3.98			

	Zones		Zone I	Zone II	zone III
Caractéristiques géométriques	L (m)		1	1	1
	e (m)		0.2	0.2	0.2
	B (m)		0.2	0.2	0.2
Sollicitations de calcul	$\sigma_{\max}$ [KN/m ²]		1287.94	623.41	1051.35
	$\sigma_{\min}$ [KN/m ²]		-4175.95	-4695.76	-3492.44
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	V _u (kN)		3.51	23.69	63.9
	L _t (m)		0.76	0.88	0.77
	L _c (m)		0.24	0.12	0.23
	d (m)		0.157	0.078	0.154
	L _t -d(m)		0.607	0.805	0.614
	B1(m)		314.291	156.267	308.509
	B2(m)		1214.272	1609.331	1228.728
	σ_1 [KN/m ²]		1023.124	568.234	840.354
	N (kN)	N ₁	81.70	41.13	66.84
		N ₂	62.118	45.724	51.628
	A _v (cm ²)	A _{v1}	2.04	1.03	1.67
		A _{v2}	1.55	1.14	1.29
	A _{vi} (cm ²)		0.14	0.91	2.46
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vi} /4	2.08	1.26	2.29
		A2=A _{v2} +A _{vi} /4	1.59	1.37	1.91
	A _{min1} (cm ²)		1.57	0.78	1.54
	A _{min2} (cm ²)		6.07	8.05	6.14
	A _v adopté (cm ²)	Bonde1	7.8	7.8	7.8
		Bonde 2	4.68	4.68	4.68
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2*5HA10	2*5HA10	2*5HA10
		Bonde 2	2*3HA10	2*3HA10	2*3HA10
	S _t (cm)	Bonde1	8 cm	8cm	8cm
		Bonde 2	20cm	20cm	20cm
	A _{Hmin} =0.15%*B (cm2)/bande		3.00	3.00	3.00
	Ah/adopté(cm ²)		6.78	6.78	6.78
	A _H /nappe (cm ²)		3.39	3.39	3.39
	Choix des barres/nappe (cm ²)		2*2HA12	2*2HA12	2*2HA12
	St (cm)		15	15	15
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²		
	contrainte	τ_u (MPa)	0.020	0.132	0.355
		τ_b (MPa)	0.027	0.184	0.497
	ELS	N _s (kN)	1842.55	1674.2	1192.85
		σ_b (MPa)	8.70	7.91	5.63

tableau. VIII.3 ferrailage le bout du voile VL6 dans les différentes zones :

IX-Etude de l'infrastructure :**➤ Introduction :**

La fondation est par définition un élément de la structure qui permet la transmission au sol des efforts provenant de la superstructure. Ces efforts sont :

- Un effort normal : charge et surcharge verticale centrée.
- Une force horizontale : résultante de l'action sismique.
- Un moment qui peut être de valeur variable qui s'exerce dans des plans différents.

Selon le mode d'exécution et la résistance aux sollicitations, les fondations peuvent être classées comme suite :

- **Fondations superficielles :** Utilisées pour des sols de grande capacité portante. Elles sont réalisées près de la surface, (semelles isolées, semelles filantes et radier).
- **Fondations profondes :** Utilisées pour des sols ayant une faible capacité portante, le bon sol est assez profond (pieux, puits).

➤ Choix du type de fondation :

Le type de fondation est choisit essentiellement selon les critères suivants :

- La résistance du sol.
- Le tassement du sol.
- Le mode constructif de la structure.

Le choix de la fondation doit satisfaire les critères suivants :

- La stabilité de l'ouvrage (rigidité).
- Facilité d'exécution (coffrage).
- Economie.

Pour le cas de la structure étudiée, en fonction des résultats du dimensionnement on adoptera le type de semelle convenable.

L'étude géologique du site à donner une contrainte admissible de **2 bars**.

IX-1) Fondation :**IX-1-1) semelles isolée :**

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer l'effort normal N_{ser} qui est obtenu à la base de tous les poteaux du RDC.

$$A \times B \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

✓ **Homothétie des dimensions :**

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K \Rightarrow \frac{45}{45} = 1.00 \Rightarrow A = 1.00B \quad \text{Poteau rectangulaire}$$

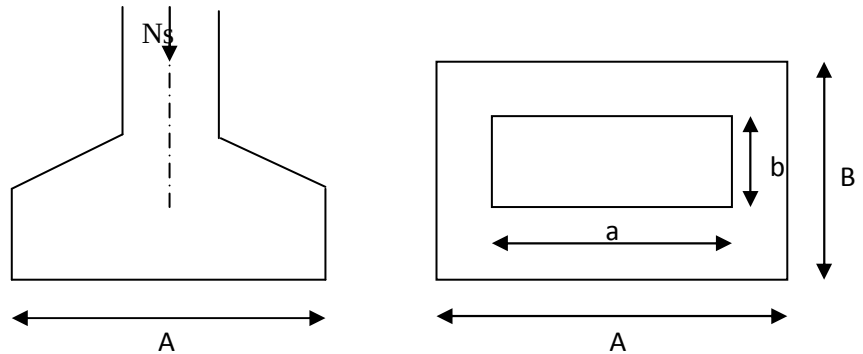
$$\text{D'où } B \geq \sqrt{\frac{N_{\text{ser}}}{\sigma_{\text{sol}}}}$$

On a :

$$N_{\text{ser}} = 1364.58 \text{ KN}$$

$$\sigma_{\text{sol}} = 200 \text{ KN/m}^2$$

$$B \geq \sqrt{\frac{1364.58}{200}} = 2.6\text{m} \Rightarrow B = 2.6\text{m}$$

✓ **Conclusion :**

Vu l'importance des dimensions des semelles dans le but d'éviter tout risque de chevauchement, on doit donc opter pour des semelles filantes.

IX-1-2) semelles filantes :**a- Dimensionnement des semelles filantes sous les voiles :**

$$\sigma_{\text{sol}} \geq \frac{N_s}{S} = \frac{G+Q}{B L} \Rightarrow B \geq \frac{N_s}{\sigma_{\text{sol}} L}$$

Avec :

σ_{sol} : Capacité portante du sol ($\sigma_{\text{sol}} = 0,2 \text{ MPa}$),

B : largeur de la semelle,

L : longueur de la semelle sous voile.

Les résultats de calcul sont donnés sur le tableau suivant :

Tableau 1 : Surface des semelles filantes sous les voiles (sens longitudinale) :

Voile	G + Q	L(m)	B(m)	B _{adp} (m)	S = BxL(m ²)
VL5	3093.04	1.00	15.46	15.50	15.50
VL6	3302.70	1.00	15.05	15.50	15.50
Somme					31

Tableau 2 : Surface des semelles filantes sous les voiles (sens transversal) :

Voile	G + Q	L(m)	B(m)	B _{adp} (m)	S=BxL
VT1et VT4	2520.42	4.00	3.15	3.50	14
VT2et VT3	2417.17	4.00	3.02	3.50	14
VT1	3620.42	4.20	4.31	5.00	21
VT4	3820.25	4.20	4.54	5.00	21
Somme					70

La surface des semelles filantes sous les voiles est : **St =101 m²**.

b- Dimensionnement des semelles filantes sous poteaux :

1-hypothèses de calcul :

Une semelle infiniment rigide engendre une répartition linéaire de contrainte sur le sol. Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leur centre de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

2- Etape du calcul :

- détermination de la résultante des charges :

$$R = \sum N_i$$

- détermination de coordonnée de la résultante :

$$e = \frac{\sum N_i e_i + \sum M_i}{R}$$

- détermination de la distribution par (ml) de semelle :

Si $e > \frac{L}{6} \Rightarrow$ Répartition triangulaire.

Si : $e \leq \frac{L}{6} \Rightarrow$ Répartition trapézoïdale.

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6e}{L} \right)$$

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6e}{L} \right)$$

$$q\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{3e}{L} \right)$$

Détermination de largeur B de la semelle :**Détermination de la charge totale transmise par les poteaux :**

Column	G+Q(KN)	Ni total(KN/m)	Mi(KN/m)	Mtotal(KN.m)	ei (m)	Nixei (KN.m)
C28	325.22		4.212		7.7	2504.2
C27	1142.38		5.03		4.66	5323.5
C26	1364.58		3.975		0.1	136.458
C13	466.37		1.898		-4.1	-1912.117
C5	207.17		1.843		-8.1	-1678.077
		3505.72		16.958		4373.964

Coordonnée de la résultante des forces par rapport au CDG de la semelle :

$$e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{\sum N_i}$$

$$\text{AN : } e = \frac{4373.964 + 16.958}{3505.72} = 1.25m$$

$$e = 1.25 \text{ m} < \frac{L}{6} = \frac{16.25}{6} = 2.7 \text{ m} \longrightarrow \text{Répartition trapézoïdale}$$

$$q_{\max} = \frac{N}{L} \left(1 + \frac{6e}{L} \right) = \frac{3505.72}{16.25} \times \left(1 + \frac{6 \times 1.25}{16.25} \right) = 315.3 \text{ [KN/m]}$$

$$q_{\min} = \frac{N}{L} \left(1 - \frac{6e}{L} \right) = \frac{3505.72}{16.25} \times \left(1 - \frac{6 \times 1.25}{16.25} \right) = 116.16 \text{ [KN/m]}$$

$$q_{(L/4)} = \frac{N}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L} \right) = \frac{3505.72}{16.25} \times \left(1 + \frac{3 \times 1.25}{16.25} \right) = 265.5 \text{ kN / m}^2$$

✓ détermination de la largeur de la semelle :

$$B \geq \frac{q_{(L/4)}}{\sigma_{\text{SOL}}} = \frac{265.5}{200} = 1.33m \text{ on prend } B = 1.50m$$

$$\text{On aura donc, } S = 1.50 \times 16.25 = 24.4m^2$$

Nous aurons la surface totale des semelles sous poteaux : $S_p = S \times n$

$$S_p = 24.4 \times 5 = 122 m^2$$

$$S_t = S_p + S_v$$

$$S_t = 122 + 101 = 223 m^2$$

La surface totale de la structure : $S_{st} = 16.25 \times 26.85 = 436.31 m^2$

Le rapport de la surface des semelles sur la surface de la structure est :

$$\frac{S_t}{S_{st}} = \frac{223}{436.31} = 0.51$$

$$S_t > 50 \% S_{st}$$

La surface des semelles représente 75 %

Conclusion :

Les semelles présentent de grandes largeurs provoquant un chevauchement entre elles occupant ainsi une superficie supérieure à **50 %** de la surface totale du bâtiment, pour cela nous opterons pour un radier général.

IX-1-3) Calcul du radier général :

Un radier est défini comme étant une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé, dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol diminuées du poids propre du radier.

Les avantages que le radier offre par rapport aux autres semelles superficielles :

- Rigide en son plan horizontal ;
- Permet une répartition de la charge sur le sol de la fondation ;
- Facilité de coffrage
- Rapidité d'exécution
- Coût élevé de l'opération.

IX-1-4) Pré dimensionnement du radier :

a) Selon la condition d'épaisseur minimale :

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ($h_{\min} \geq 25 \text{ cm}$)

b) Selon la condition forfaitaire :

- Sous voiles :

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5}$$

h : épaisseur du radier

$L_{\max}$: portée max

$$L_{\max} = 4.55 \text{ m} \Rightarrow \Rightarrow 455/8 = 56.8 \text{ cm} \leq h \leq 455/5 = 91 \text{ cm}$$

On prend $h=90$

- Sous poteaux :

➤ La dalle :

La dalle du radier doit satisfaire les conditions suivantes :

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20}$$

Avec une hauteur minimale de 25 cm

$$h_d \geq \frac{455}{20} = 22.75 \text{ cm} \quad ; \text{ Soit } h_d = 25 \text{ cm}$$

➤ La nervure :

La nervure du radier doit avoir une hauteur h_n égale a :

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10} \Rightarrow h_n \geq \frac{455}{10} = 45.5 \text{ cm}$$

Soit $h_n = 95 \text{ cm}$

-La base de la nervure :

$$0.4h_n \leq b_n \leq 0.7 h_n \Rightarrow 0.4 \times 95 \leq b_n \leq 0.7 \times 95 = 38 \text{ cm} \leq b_n \leq 66.5 \text{ cm}$$

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

C) Condition de la longueur d'élasticité :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{K \cdot b}} \geq \frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} \cdot L_e \quad \text{Ce qui conduit à : } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}\right)^4 \cdot \frac{3 \cdot K}{E}}$$

Avec :

L_e : Longueur élastique ;

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface **$K = 40 \text{ MPa}$** pour un sol moyen ;

I : L'inertie de la section du radier (bande de 1 m) ;

E : Module de déformation longitudinale déformée $E = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.86 \text{ MPa}$

$L_{\max}$: Distance maximale entre nus des nervures.

$$D'où : h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times 4.55\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10818.86}} = 0.92 \text{ m}$$

Conclusion : D'après les calculs précédents on adopte le dimensionnement suivant :

$h_n = 95 \text{ cm}$ Hauteur de la nervure.

$h_d = 25 \text{ cm}$ Hauteur de la dalle.

$b_n = 50 \text{ cm}$ Largeur de la nervure.

IX-1-5) Détermination des efforts :

❖ Calcul de la surface nécessaire au radier :

- Charge permanente $G = 34451.56 \text{ KN}$
- Charge d'exploitation $Q = 6607.23 \text{ KN}$

❖ Combinaison d'actions :

ELU : $N_{ul} = 1,35G + 1,5Q = (1,35 \times 34451.56) + (1,5 \times 6607.23) = 56420.45 \text{ KN}$.

ELS : $N_{sl} = G + Q = 34451.56 + 6607.23 = 41058.8 \text{ KN}$.

IX-1-6) Détermination de la surface nécessaire du radier :

$$\text{ELU: } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_u}{1,33 \bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{56420.45}{1,33 \times 200} = 212.10 \text{ m}^2$$

$$\text{ELS: } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_s}{1,33 \bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{41058.8}{1,33 \times 200} = 154.35 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{rad}} = \max(S_{\text{nec}}^{\text{ELU}}; S_{\text{nec}}^{\text{ELS}}) = 212.10 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{bat}} = 436.31 \text{ m}^2 > \max(S_1; S_2) = 212.10 \text{ m}^2$$

Remarque : On remarque que la surface totale du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, dans ce cas on opte juste pour un débord minimal que nous imposent les règles de BAEL, et il sera calculé comme suit :

$$L_{\text{deb}} \geq \max\left(\frac{h}{2}; 30 \text{ cm}\right) = \max\left(\frac{95}{2}; 30 \text{ cm}\right) = 47.5 \text{ cm}$$

On opte pour un radier de $h_{deb} = 50$ cm.

$$S_{rad} = 436.31 + 0,5 \times (16.25 + 26.85) \times 2 = 479.41 \text{ m}^2$$

Donc on aura une surface totale du radier égale : $S_{rad} = 479.41 \text{ m}^2$

IX-1-7) Calcul des sollicitations à la base du radier :

G_{rad} = Poids de la dalle + Poids de la nervure + Poids de (T.V.O) + Poids de la dalle flottante.

Poids de la dalle:

$$P_{dalle} = S_{radier} \times h_d \times \rho_b$$

$$P_{dalle} = (479.41 \times 0,25) \times 25 = 2996.31 \text{ KN}$$

Poids des nervures:

$$P_{nerv} = b_n \times (h_n - h_d) \times L \times n \times \rho_b$$

$$P_n = [(0,5 \times (0,95 - 0,25) \times 16.25 \times 5) + (0,5 \times (0,95 - 0,25) \times 26.85 \times 8)] \times 25$$

$$P_n = 2590.43 \text{ KN}$$

Poids de TVO:

$$P_{TVO} = (S_{rad} - S_{ner}) \times (h_n - h_d) \times \rho$$

$$\text{Avec : } S_{nerv} = (0,5 \times 16.25 \times 5) + (0,5 \times 26.85 \times 8) = 148.02 \text{ m}^2$$

$$P_{TVO} = [(479.41 - 148.02) \times (0.95 - 0,25)] \times 17 = 3943.54 \text{ KN}.$$

poids de la dalle flottante:

$$P_{df} = S_{rad} \times e_p \times \rho_b$$

$$P_{df} = 479.41 \times 0,1 \times 25 = 1198.52 \text{ KN}. (e_p = 10 \text{ cm}).$$

$$G_{rad} = 2996.31 + 2590.43 + 3943.54 + 1198.52 = 10728.8 \text{ KN}$$

❖ Combinaison d'action :

$$N_u = N_{ul} + 1,35 G_{rad} = 56420.45 + (1,35 \times 10728.8) = 70904.33 \text{ KN}.$$

$$N_s = N_{sl} + G_{rad} = 41058.8 + 10728.8 = 51787.6 \text{ KN}.$$

IX-1-8) Vérification :

IX-1-8-1) Vérification à la contrainte de cisaillement :

Il faut vérifier que $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0,15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa}$$

Avec : $b=100 \text{ cm}$, $d=0,9 h_d=0,9 \times 25=22,5 \text{ cm}$.

$$T_u^{\max} = \frac{N_u \cdot b}{S_{rad}} \frac{L_{\max}}{2} = \frac{70904,33 \times 1}{479,41} \times \frac{4,55}{2} = 336,5 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{336,5 \times 1000}{1000 \times 225} = 1,49 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

IX-1-8-2) Vérification de la stabilité du radier :

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par le effort normal (N) du aux charges verticales.

Le diagramme uniforme des contraintes nous donne :

$$\sigma_m = \sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}}$$

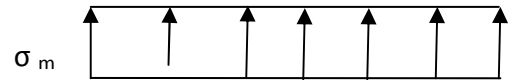


Fig. 10.1 : Diagramme des contraintes.

Ainsi on doit vérifier que :

$$\text{A l'ELU : } \sigma_m = \frac{N_u}{S_{rad}} \leq 2 \cdot \sigma_{sol}$$

$$\text{A l'ELS : } \sigma_m = \frac{N_s}{S_{rad}} \leq \sigma_{sol}$$

$$\text{A l'ELU : } N_u = 70904,33 \text{ KN}$$

$$\sigma_m = \frac{N_u}{S_{rad}} = \frac{70904,33}{479,41} = 147,9 \text{ KN/m}^2$$

$$2\sigma_{sol} = 2 \times 200 = 400 \text{ KN/m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = 147,9 \text{ KN/m}^2 < 2 \times \sigma_{sol} = 400 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\text{A l'ELS : } N_s = 51787,6 \text{ KN}$$

$$\sigma_m = \frac{N_s}{S_{rad}} = \frac{51787,6}{479,41} = 108,02 \text{ KN/m}^2 \quad \sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = 108.02 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

IX-1-9) Ferrailage du radier :

Pour le calcul du ferrailage du radier, on utilise les méthodes exposées dans le BEAL 91

IX-1-9-1) Ferrailage des panneaux encastrés sur 4 appuis :

On distingue deux cas :

1^{er} Cas : Si $\alpha < 0,4$: la flexion longitudinale est négligeable.

$$M_{ox} = q_u \cdot \frac{L_x^2}{8} \quad \text{et} \quad M_{oy} = 0$$

2^{ème} Cas : Si $\alpha \leq 0,4 \leq 1$: les deux flexions interviennent, les moments développés au centre de la dalle dans les deux bandes de largeur d'unité valent :

- Dans le sens de la petite portée L_x : $M_{ox} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2$
- Dans le sens de la grande portée L_y : $M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox}$

Les coefficients μ_x, μ_y sont données par les tables de PIGEAUD.

Avec :

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} \quad \text{avec} (L_x < L_y)$$

Remarque :

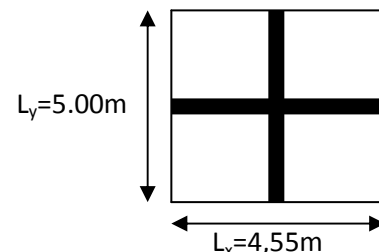
Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, il leur sera donc adopté la même section d'armatures, en considérant pour le calcul de panneau le plus sollicité.

IX-1-9-2) Identification du panneau le plus sollicité :

$$L_x = 4.55 \text{ m} ; L_y = 5.00 \text{ m}, \quad \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4.55}{5.00} = 0.91$$

A l'ELU : $\Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0448 \\ \mu_y = 0.798 \end{cases}$

A l'ELS : $\Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0519 \\ \mu_y = 0.861 \end{cases}$



$0,4 \leq \alpha \leq 1 \Rightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens.

Pour le calcul du Ferrailage, soustrairons de la contrainte maximale $\sigma_M^{\max}$, la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

- A l'ELU :

$$q_{um} = \sigma_m(ELU) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = (147.9 - \frac{10728.8}{479.41}) \times 1ml = 125.5 KN / m^2$$

- A l'ELS :

$$q_{sm} = \sigma_m(ELS) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = (108.02 - \frac{10728.8}{479.41}) \times 1ml = 85.64 KN / m^2$$

IX-1-9-3) Calcul à l'ELU :

1. Evaluation des moments M_x, M_y :

On obtient :

$$M_{0x} = 0.0448 \times 125.5 \times 4.55^2 = 116.4 KN.m$$

$$M_{0y} = 0.798 \times 116.4 = 92.88 KN.m$$

Remarque : Afin de tenir compte des semi encastrement de cette dalle au niveau des nervures, les moments calculés seront minorés en leur effectuant de (-0,5) aux appuis et (0,85) en travée.

2. Ferrailage dans le sens x-x :

Moments aux appuis :

$$M_{ua} = (-0,5) \cdot M_{0x}$$

$$M_{ua} = (-0,5) \times 116.4$$

$$M_{ua} = -58.2 KN.m$$

Moments en travée :

$$M_{ut} = (0,85) \cdot M_{0x}$$

$$M_{ut} = (0,85) \times 116.4$$

$$M_{ut} = 98.94 KN.m$$

- Aux appuis :

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{58.2 \times 10^3}{100 \times (22)^2 \times 14.2} = 0.084 < 0.392 \Rightarrow SSA$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0.084 \rightarrow \beta_u = 0.956$$

$$A_{ua} = \frac{M_{ua}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{58.2 \times 10^3}{0.956 \times 22 \times 348} = 7.95 cm^2 / ml \Rightarrow A_{ua} = 7.95 cm^2 / ml$$

Soit : 6HA14 = 9.24 cm² / ml avec un espacement de 20 cm

- En travée :

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{98.94 \times 10^3}{100 \times (22)^2 \times 14.2} = 0.144 < 0.392 \Rightarrow SSA$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0.144 \rightarrow \beta_u = 0.922$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{98.94 \times 10^3}{0.922 \times 22 \times 348} = 14.01 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{ut} = 14.01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit : 8HA16 /ml = 16.08 cm² Avec un espacement de 17 cm.

3. Ferrailage dans le sens y-y :

Moments aux appuis :

$$M_{ua} = (-0.5) \cdot M_{0y}$$

$$M_{ua} = (-0.5) \times 92.88$$

$$M_{ua} = -46.44 \text{ KN.m}$$

Moments en travée :

$$M_{ut} = (0.85) \cdot M_{0y}$$

$$M_{ut} = (0.85) \times 92.88$$

$$M_{ut} = 78.95 \text{ KN.m}$$

• Aux appuis :

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{46.44 \times 10^3}{100 \times (22)^2 \times 14.2} = 0.070 < 0.392 \Rightarrow SSA$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0.07 \rightarrow \beta_u = 0.964$$

$$A_{ua} = \frac{M_{ua}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{58.2 \times 10^3}{0.964 \times 22 \times 348} = 7.88 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{ua} = 7.88 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit : 6HA14 = 9.24 cm² / ml avec un espacement de 20 cm

• En travée :

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{78.95 \times 10^3}{100 \times (22)^2 \times 14.2} = 0.114 < 0.392 \Rightarrow SSA$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0.114 \rightarrow \beta_u = 0.939$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{78.95 \times 10^3}{0.939 \times 22 \times 348} = 10.98 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{ut} = 10.98 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{Soit : } 5\text{HA}16 = 10.05 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad \text{avec un espacement de } 20 \text{ cm}$$

IX-1-9-4) Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \delta_0 \cdot b \cdot h \cdot \frac{3 - \frac{L_x}{L_y}}{2} \quad \text{Avec } \delta_0 = 0,0008 \text{ pour HA FeE400}$$

$$A_{\min} = 0,0008 \times 100 \times 25 \times \frac{3 - 0,91}{2} = 2.09 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Aux appuis : $\begin{cases} A_{ua}^x = 7.95 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.09 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée} \\ A_{ua}^y = 7.88 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.09 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée} \end{cases}$

En travée : $\begin{cases} A_{ut}^x = 14.01 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.09 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée} \\ A_{ut}^y = 10.98 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.09 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée} \end{cases}$

IX-1-9-5) Calcul à l'ELS :

1. Evaluation des moments M_x , M_y :

$$M_x = \mu_x \cdot q_s \cdot L_x^2 \quad \text{et} \quad M_y = \mu_y \cdot M_x$$

On obtient : $M_x = 0,0519 \times 85.64 \times 4.55^2 = 92.01 \text{ KN.m}$
 $M_y = 0.861 \times 92.01 = \text{KN.m}$

Moments aux appuis :

$$M_{sa} = (-0,5) \cdot M_{sx}$$

$$M_{sa} = (-0,5) \times 92.01$$

$$M_{sa} = -46. \text{KN.m}$$

Moments en travée :

$$M_{st} = (0,85) \cdot M_{sx}$$

$$M_{st} = (0,85) \times 92.01$$

$$M_{st} = 78.20 \text{ KN.m}$$

2. Vérification des contraintes dans le béton (Sens x-x) :

- a. On peut se dispenser de cette vérification, si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha = \frac{y}{d} < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

- **Aux appuis :**

$$\gamma = \frac{58.2}{46} = 1.26 \quad \text{et } \mu = 0.068 \rightarrow \alpha = 0.0881$$

$$\alpha = 0.0881 < \frac{1.26-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.38$$

- **En travée :**

$$\gamma = \frac{98.94}{78.20} = 1.26 \quad \text{et } \mu = 0.06 \rightarrow \alpha = 0.0881$$

$$\alpha = 0.0881 < \frac{1.26-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.38$$

La condition est vérifiée, donc il n'y a pas lieu de vérifier les contraintes dans le béton.

Les contraintes suivant (x) sont plus défavorables, donc les contraintes suivant (y-y) sont vérifiées.

-Vérification de l'espacement des barres :

Lorsque la fissuration est préjudiciable, l'écartement max des armatures d'une nappe est donnée par (A.8.2, 42/BAEL91 modifiées 99).

$$S_t \leq \min\{2h; 25cm\} = 25cm \Rightarrow OK$$

-Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u \quad \text{Avec ;} \quad V_u = \frac{q_u L_y}{2} = \frac{125.5 \times 5}{2} = 313.75KN$$

$$\tau_u = \frac{313.75 \times 10^3}{1000 \times 220} = 1.42MPa$$

$$\bar{\tau}_u \leq \min\left\{\frac{0.15 f_{c28}}{1.5}; 4MPa\right\} = 2.5MPa$$

$$\tau_u = 1.42MPa < \bar{\tau}_u = 2.5 \Rightarrow OK$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires

IX-1-10) Ferrailage du débord :

Le débord est assimilé à une console rectangulaire soumise à une charge uniformément répartie ; illustré dans la figure ci-dessous. Le calcul se fera pour une bonde de 1 mètre de longueur.

1. Sollicitations de calcul :• **A l'ELU :**

$$q_u = 125.5 \text{ KN/ml}$$

$$M_u = \frac{-P_u \cdot l^2}{2} = \frac{-125.5 \times 0.5^2}{2} = -15.68 \text{ KN.m}$$

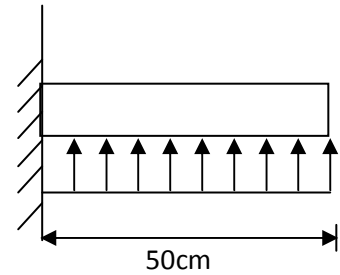


Schéma statique du débord

• **A l'ELS :**

$$q_s = 85.64 \text{ KN/ml}$$

$$M_s = \frac{-P_s \cdot l^2}{2} = \frac{-85.64 \times 0.5^2}{2} = -10.7 \text{ KN.m}$$

2. Calcul des armatures :

$$b = 1 \text{ m} ; \quad d = 22 \text{ cm} ; \quad f_{bc} = 14,20 \text{ MPa} ; \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{15.68 \times 10^3}{100 \times 22^2 \times 14.20} = 0,022 < \mu_r = 0.392$$

$$\mu_u = 0.022 \rightarrow \beta_u = 0.989$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{15.68 \times 10^3}{0.989 \times 22 \times 348} = 2.07 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_u = 2.07 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

3. Vérification à l'ELU :

$$A_{\min} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 22 \times 2.1}{400} = 2.65 \text{ cm}^2$$

On adopte 3 HA12 = 3.38 cm²/ml avec s_t=15

5. Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.42 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{On adopte 2 HA12} = 2.26 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$S_t = 20 \text{ cm.}$$

6. Vérification à l'ELS :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{15.68}{10.7} = 1.46$$

$$\mu = 0,067 \rightarrow \alpha = 0,141$$

$$\alpha = 0,141 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,46 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,48 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

$\Rightarrow$ il n'y a pas lieu de faire la vérification des contraintes à l'ELS

Remarque :

Les armatures du radier sont supérieures à celles du débord

$A_{\text{radier}} > A_{\text{débord}} \Rightarrow$ Le ferrailage du débord sera la continuité de celui de radier (le prolongement des barres des poutres et de la dalle au niveau des appuis).

IX-1-11) Ferrailage des nervures :

Afin d'éviter tout risque de soulèvement du radier (vers le haut), celui-ci est muni de nervures (raidisseurs) dans les sens.

Pour le calcul des efforts internes, on utilisera le logiciel **ETABS**.

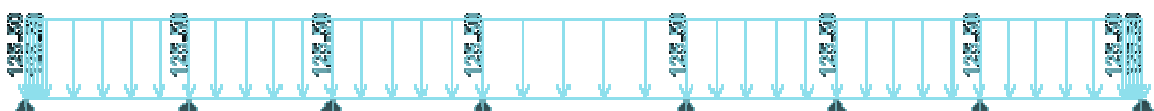
IX-1-12) Détermination des efforts :

Sens longitudinal(X-X) :

$$\text{ELU : } q_u = 125.5 \text{ KN/m}$$

$$\text{ELS : } q_s = 85.64 \text{ KN/m}$$

➤ ELU :



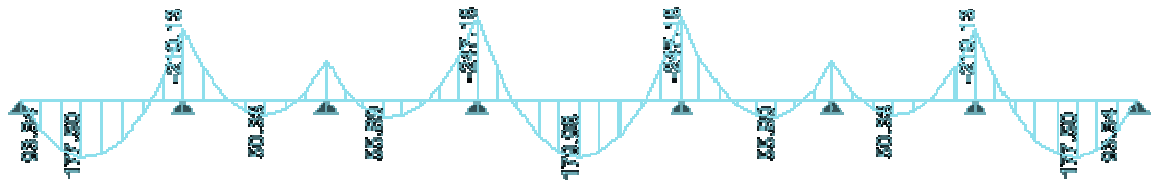


Diagramme du moment fléchissant à l'E.L.U

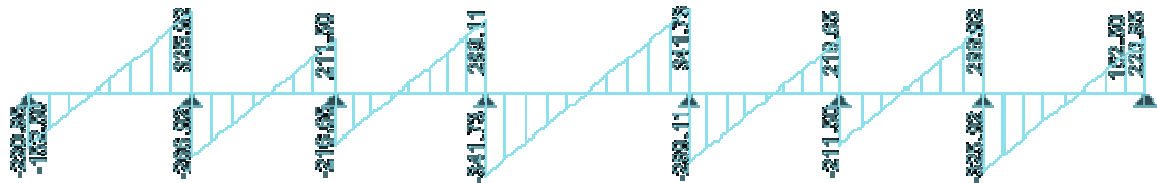


Diagramme de l'effort tranchant à l'E.L.U

➤ ELS :

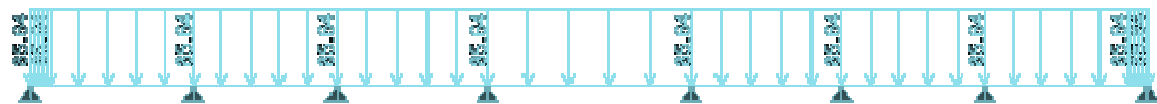


Diagramme de moment fléchissant à l'E.L.S

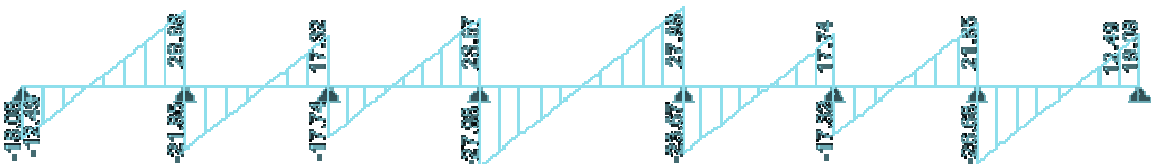


Diagramme de l'effort tranchant à l'E.L.S

❖ **Calcul des armatures :**

b=50cm, h=95cm, d=90cm,

- **Au appuis:**

$$\mu_u = \frac{M_{app}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{247.18 \times 10^3}{50 \times 90^2 \times 14.20} = 0.042 < \mu_r = 0.392$$

$$\mu_u = 0.042 \rightarrow \beta_u = 0.979$$

$$A_u = \frac{Mu}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{247.18 \times 10^3}{0.979 \times 90 \times 348} = 8.06 \text{ cm}^2$$

$$A_u = 8.06 \text{ cm}^2$$

Soit: 4HA20=12.56cm²/ml Avec :S_t=10cm

• **En travée :**

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{179.98 \times 10^3}{50 \times (90)^2 \times 14.2} = 0.03 < 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

La section est simplement armée : $\mu_u = 0.03 \rightarrow \beta_u = 0.985$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{179.98 \times 10^3}{0.985 \times 90 \times 348} = 5.83 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{ut} = 5.83 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit: 4HA16 / ml = 8.04 cm² / ml avec un espacement de 20cm

❖ **Vérification à l'E.L.S :**

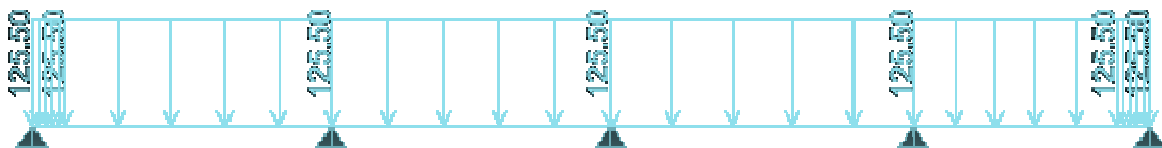
On peut se dispenser de cette vérification, si l'inégalité suivante est vérifiée :

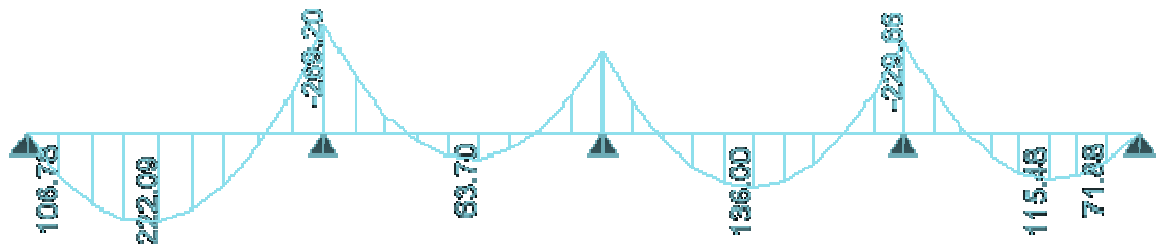
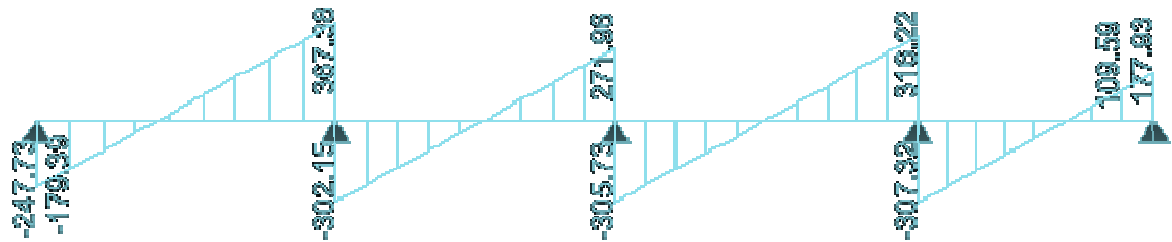
$$\alpha = \frac{y}{d} < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

Sens	Zone	Mu	Ms				Obs.
X- X	Appuis	247.18	220.24	1.12	0.05	0,105	Condition vérifiée
	Travée	179.98	160.69	1.12	0,05	0,105	Condition vérifiée

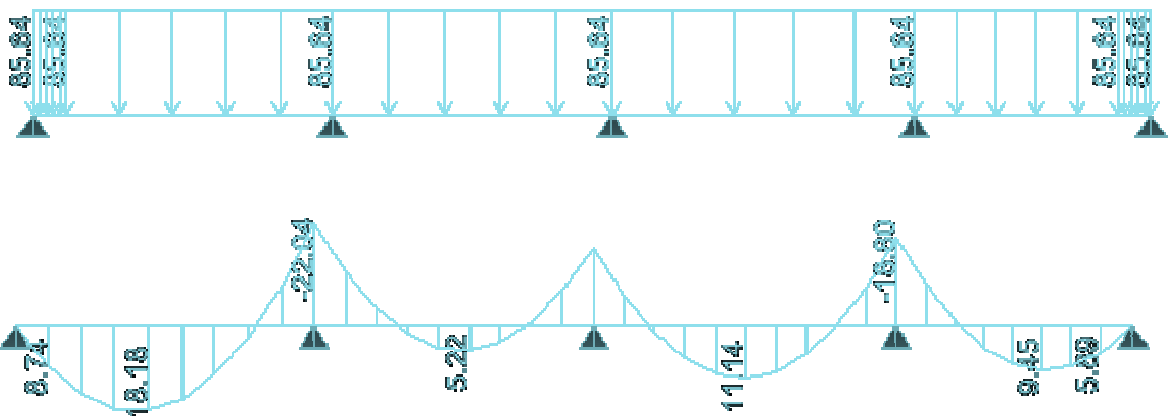
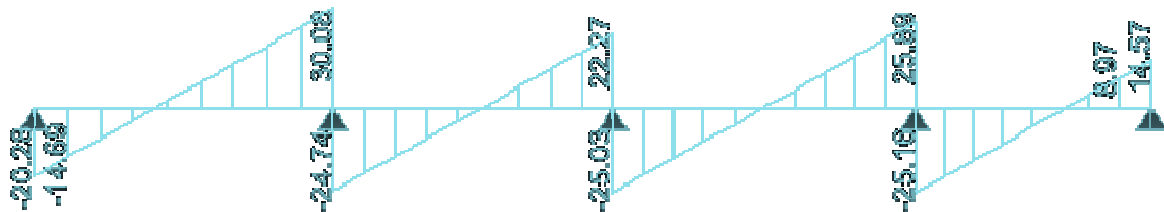
➤ **Sens transversal (Y-Y) :**

• **ELU :**



**Diagramme du moment fléchissant à l'E.L.U****Diagramme de l'effort tranchant à l'E.L.U**

- **ELS :**

**Diagramme de moment fléchissant à l'E.L.S****Diagramme de l'effort tranchant à l'E.L.S**

$$M_t^{\max} = 222.09 \text{ KN.m}$$

$$M_a^{\max} = -269.20 \text{ KN.m}$$

Le ferrailage se fera avec le moment Max aux appuis et travées dans le sens longitudinal

$$b=50\text{cm}, h=95\text{cm}, d=90\text{cm}, f_{bc} = 14.2 \text{ Mpa}, \sigma_{st} = 348 \text{ Mpa}$$

- **Aux appuis:**

$$M_a^{\max} = 269.20 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{app}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{269.20 \times 10^3}{50 \times 90^2 \times 14.20} = 0.046 < \mu_r = 0.392$$

$$\mu_u = 0.046 \rightarrow \beta_u = 0.976$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{269.20 \times 10^3}{0.976 \times 90 \times 348} = 8.8 \text{ cm}^2$$

$$A_u = 8.8 \text{ cm}^2$$

Soit: 4HA20=12.56cm²/ml Avec : S_t=10cm.

- **En travée :**

$$M_{ut}^{\max} = 222.09 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{222.09 \times 10^3}{50 \times (90)^2 \times 14.2} = 0.038 < 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

La section est simplement armée

$$\mu_u = 0.038 \rightarrow \beta_u = 0.981$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{222.09 \times 10^3}{0.981 \times 90 \times 348} = 7.22 \text{ cm}^2$$

$$A_{ut} = 7.22 \text{ cm}^2$$

Soit: 4HA20 / ml = 12.56cm² / ml avec un espacement de 10cm

❖ Vérification à l'E.L.S :

On peut se dispenser de cette vérification, si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha = \frac{y}{d} < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

Sens	Zone	Mu	Ms	γ	μ	α	Obs.
Y- Y	Appuis	269.20	240.35	1.12	0.05	0,105	Condition vérifiée
	Travée	222.09	198.29	1.12	0,05	0,105	Condition vérifiée

❖ Vérification à l'ELU :Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{0.23 b d f_{t21}}{f_e} = \frac{0.23 \times 90 \times 50 \times 2.1}{400} = 5.43 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

Les sections d'armatures adoptées vérifient cette condition.

Armatures transversales :

Selon le BAEL91, le diamètre minimal des armatures transversales doit vérifier :

$$\varphi_t \geq \frac{\varphi_t}{3} = \frac{16}{3} = 5.33 \text{ mm}$$

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

On prend un cadre et un étrier de $\varphi_t = 10 \text{ mm}$

Espacement des armatures :En zone nodale :

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}, 12\varphi \right\} = \min \{ 23.75; 24 \} = 15 \text{ cm}$$

En zone courante :

$$S_T \leq \frac{h}{2} = 47.5 \text{ cm} \quad \text{Soit } S_t = 20 \text{ cm}$$

Armatures transversales minimales :

$$A_{min} = 0.003 S_t b = 2.7 \text{ cm}^2.$$

Soit $A_t = 4HA10 = 3.12 \text{ cm}^2$ (2 cadres).

Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

Avec :

$$T_{u \max} = 336.5 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{336.5 \times 10^3}{500 \times 900} = 0.74 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

IX-2) Etude du mur plaque :**1) Introduction :**

Le mur plaque sera prévu au niveau de l'infrastructure pour reprendre les poussées des terres. Sa hauteur est de 6.12 m. L'épaisseur minimale exigée par le RPA 99 est telle que : $e \geq 15\text{cm}$. Dans notre cas on optera pour une épaisseur de 25cm

2) Méthode de calcul :**a) Contrainte de sollicitation :**

Les contraintes qui s'exercent sur la face du mur sont : σ_H et σ_V

Avec :

σ_H : contrainte horizontale

$$\sigma_H = K_0 \times \sigma_V$$

σ_V : contrainte verticale

K_a : coeff de poussée des terres

$$K_a = \tan^2(\pi/4 - \varphi/2)$$

φ : angle de frottement interne

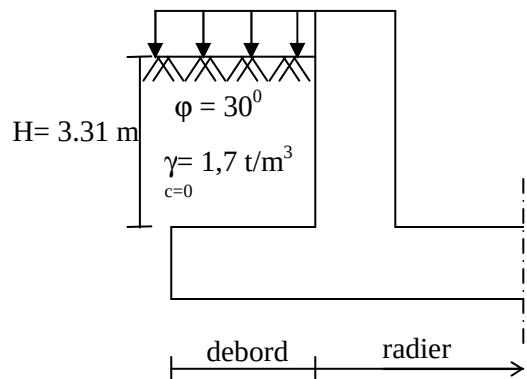
b) Caractéristiques du sol :

Poids volumique des terres : $\gamma = 1.7 \text{ t/m}^3$

Surcharge éventuelle : $q = 1 \text{ t/m}^2$

Angle de frottement : $\varphi = 30^\circ$

Cohésion : $C = 0$

**❖ Calcul des sollicitations :**

$$K_0 = \frac{1 - \sin \varphi}{\cos \varphi} = 0,577$$

$$\sigma_H = K_0 \cdot \sigma_V = K_0 (q + \gamma \cdot h) \text{ avec } 0 < h < H$$

ELU :

$$\sigma_H = K_0 (1,5q + 1,35\gamma \cdot h)$$

$$\sigma_H = 0,577 (1,5 \times 1 + 1,35 \times 1,7 \cdot h)$$

$$\sigma_H = 0,865 + 1,324h$$

-pour : $h = 0 \rightarrow \sigma_H = 0,865 \text{ t/m}^2$

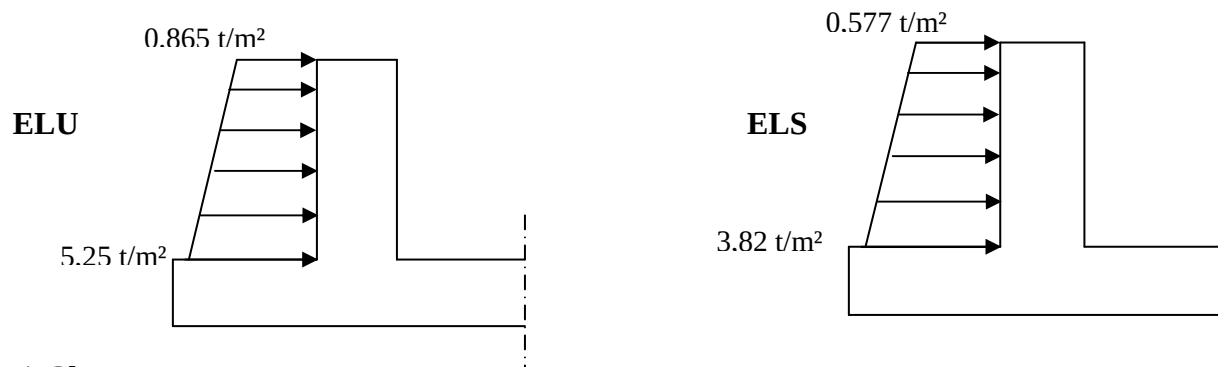
-pour : $h = 3,31 \text{ m} \rightarrow \sigma_H = 5,25 \text{ t/m}^2$

ELS :

$$\sigma_H = K_0 (q + \gamma \cdot h)$$

-pour $h = 0 \rightarrow \sigma_H = 0,577 \text{ t/m}^2$

-pour $h = 3,31 \text{ m} \rightarrow \sigma_H = 3,82 \text{ t/m}^2$

❖ Diagramme des contraintes :c) Charge moyenne:

La charge moyenne à considérer dans le calcul d'une bonde de 1 mètre est :

• A l'ELU :

$$q_u = \frac{(3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}) \times 1}{4} = \frac{(3 \times 5.250 + 0.865) \times 1}{4} = 4.15 \text{ t/m}$$

• A l'ELS :

$$q_s = \frac{(3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}) \times 1}{4} = \frac{(3 \times 3.820 + 0.577) \times 1}{4} = 3.01 \text{ t/m}$$

Le mur de plaque sera considéré comme un ensemble de dalles continues encastrees sur 4 cotés au niveau des nervures et des poteaux.

3) Détermination des moments :

La détermination des moments de flexion se fera à partir de la méthode des panneaux encastres sur 4 appuis.

Le panneau considéré est un panneau intermédiaire, dont l'appui peut assurer un encastrement partiel, et pour tenir compte de la continuité de la dalle on affecte les moments sur appuis par les coefficients suivants :

- Moment en travée 0.85M
- Moment d'encastrement sur les grands coté :
-0.3M (appuis de rive).
-0.5M (autres appuis).

4) Identification des panneaux : $l_x = 3.31 \text{ m}$ $l_y = 5.00 \text{ m}$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3.31}{5.00} = 0.66 > 0.4 \Rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens.}$$

➤ ELU :

$$\rho = 0.66 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0733 \\ \mu_y = 0.382 \end{cases}$$

$$M_{ox} = \mu_x \cdot q \cdot l_x^2 = 0.0733 \times 4.15 \times 3.31^2 = 3.33 \text{ t.m}$$

$$M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox} = 0.382 \times 3.33 = 1.27 \text{ KN.m}$$

5) Correction des moments :

Sens x-x :

$$\text{Aux appuis: } M_a = 0.5 M_{ox} = 0.5 \times 3.33 = 1.67 \text{ t.m}$$

$$\text{En travée: } M_t = 0.85 \cdot M_{ox} = 0.85 \times 3.33 = 2.83 \text{ t.m}$$

Sens y-y :

$$\text{Aux appuis: } M_a = 0.5 \cdot M_{oy} = 0.5 \times 1.27 = 0.64 \text{ t.m}$$

$$\text{En travée: } M_t = 0.85 \cdot M_{oy} = 0.85 \times 1.27 = 1.08 \text{ t.m}$$

6) Recommandations du RPA 99 :

Le voile doit avoir les caractéristiques suivantes :

Les armatures sont constituées de deux nappes.

Le pourcentage minimum des armatures est de 0,10 %B dans les deux sens (horizontal et vertical).

$$A \geq 0,001 \cdot b \cdot h = 0,001 \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2 \Rightarrow A \geq 2 \text{ cm}^2.$$

Les deux nappes sont reliées par 4 épingles par m² de diamètre $\phi 8$.

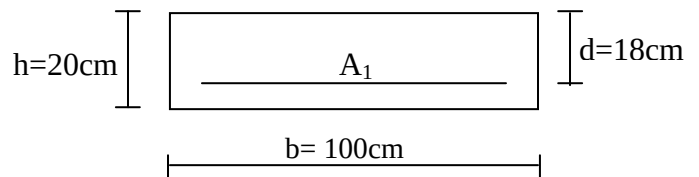
7) Ferrailage :

Les efforts qui seront utilisés dans les calculs sont :

$$M_{t \max}^x = 2.83 \text{ t.m}$$

$$M_{t \max}^y = 1.08 \text{ t.m}$$

$$M_{a \max} = 1.67 \text{ t.m}$$



Calcul des sections d'armatures :

Sens	zone	M_u t.m	μ_b	β	A_u [cm ²]	$A_{\min}$ [cm ²]	$A_{\text{adopté}}$ [cm ²]	St [cm]
x-x	appuis	1.67	0,036	0,982	2.71	1,60	5HA10=3,93	20
	travée	2.83	0,062	0,968	4.66	1,60	5HA12=5.65	20
y-y	appuis	1.67	0,036	0,982	2.71	1,60	5HA10=3,93	20
	travée	1.08	0,022	0,989	1.74	1,60	5HA12=5.65	20

Tableau de ferrailage du mur plaque.

8) Vérification à l'ELS :

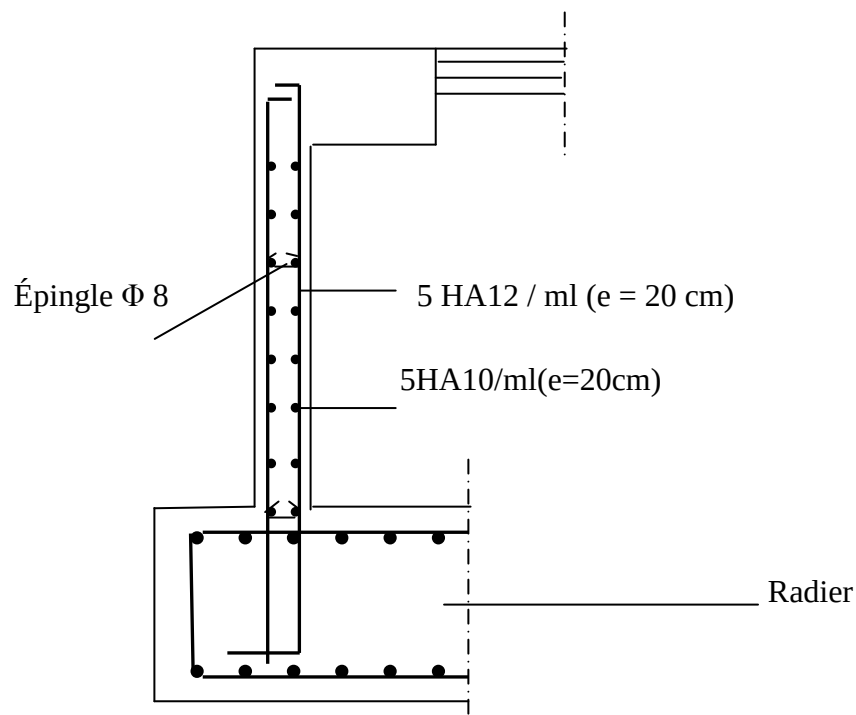
Les moments isostatiques :

- aux appuis : $M_{a \max} = 1.3 \text{ t.m}$

- en travée : $M_{t \max} = 2.21 \text{ t.m}$

Moment [t.m]	$\bar{\sigma}_b$ [Mpa]	$\bar{\sigma}_s$ [Mpa]	σ_b [Mpa]	σ_s [Mpa]	Observation
$M_a=1.3$	15	201,63	2.96	198.62	Vérifiée
$M_t=2.21$	15	201,63	4.66	188.79	Vérifiée

Tableau: Vérification des contraintes à l'ELS.



FERRAILLAGE DU VOILE PERIFIRIQUE

Conclusion générale

L'étude de ce projet nous a permis de mieux cerner une synthèse assez objective de toutes les connaissances acquises tout le long de notre formation en génie civil qui reste un domaine très vaste.

Suite à cela, ce modeste travail nous a permis d'appliquer les différents règlements à savoir : «BAEL91», «RPA99/ version2003» ainsi que les divers documents techniques.

Les difficultés rencontrées lors des calculs nous ont permis de mieux comprendre le comportement de notre structure, ainsi qu'à travailler en parallèle avec d'autres personnes qui ont suffisamment d'expérience dans le domaine, de longues discussions ont apporté des connaissances importantes en plus pour nous.

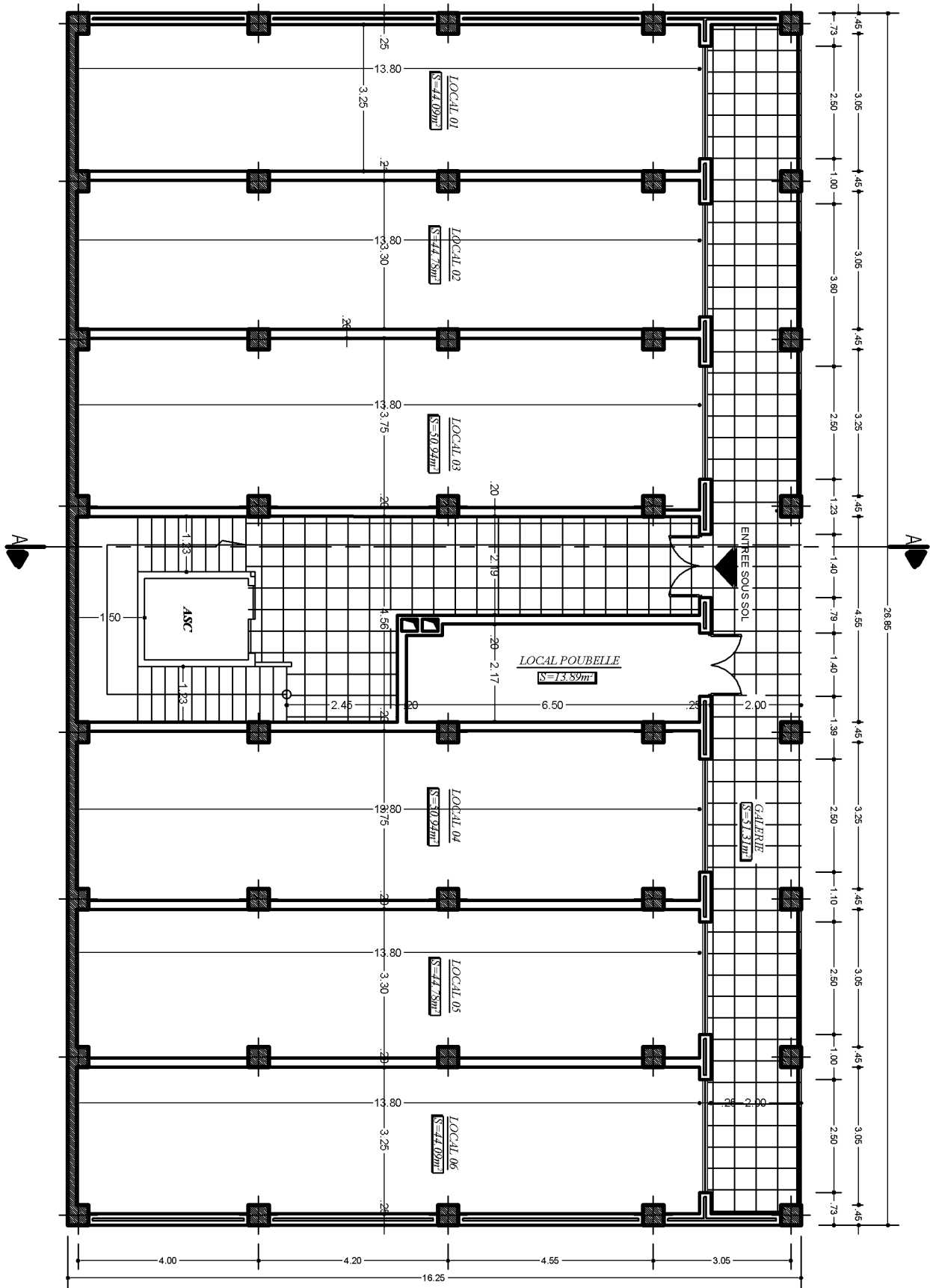
Nous avons constaté que l'élaboration d'un projet ne se base pas uniquement sur le calcul, mais plutôt sur la pratique et la réalisation sur chantier.

En fin nous souhaitons que ce modeste travail soit un support et un apport pour les promotions à venir.

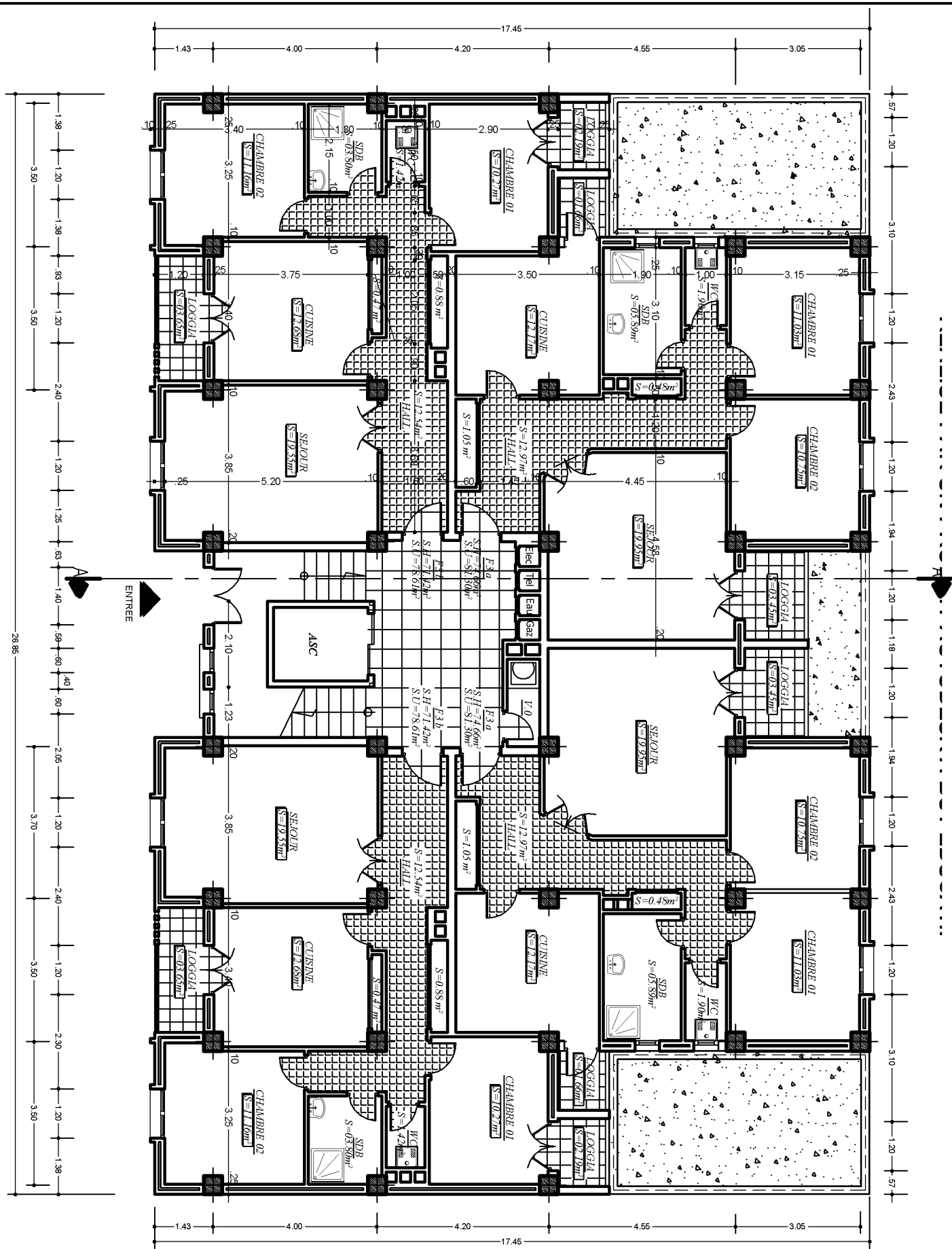
Bibliographie

- BAEL 91 règles techniques de conception et de calcul des ouvrages de construction en béton armé suivant la méthode des états limites (Edition EYROLLES 1996)
- BAEL 91 calcul des éléments et des structures des bâtiments. Jean-Pierre MOUGIN (Edition BERTI 1994)
- BAEL 83 calcul des ouvrages en béton armé. Théorie et applications Edition EYROLLES (Pierre CHARON)
- Règles parasismiques algériennes (RPA 99 avec Addenda).
- Calcul pratique des tours en béton armé. Marius DIVER (Edition DUNOD 1972)
- DTR B-C-22 charges permanentes et charges d'exploitation.
- Mémoires de fin d'étude des promotions précédentes.
- Cours et TD que nous avons reçus pendant notre cursus.

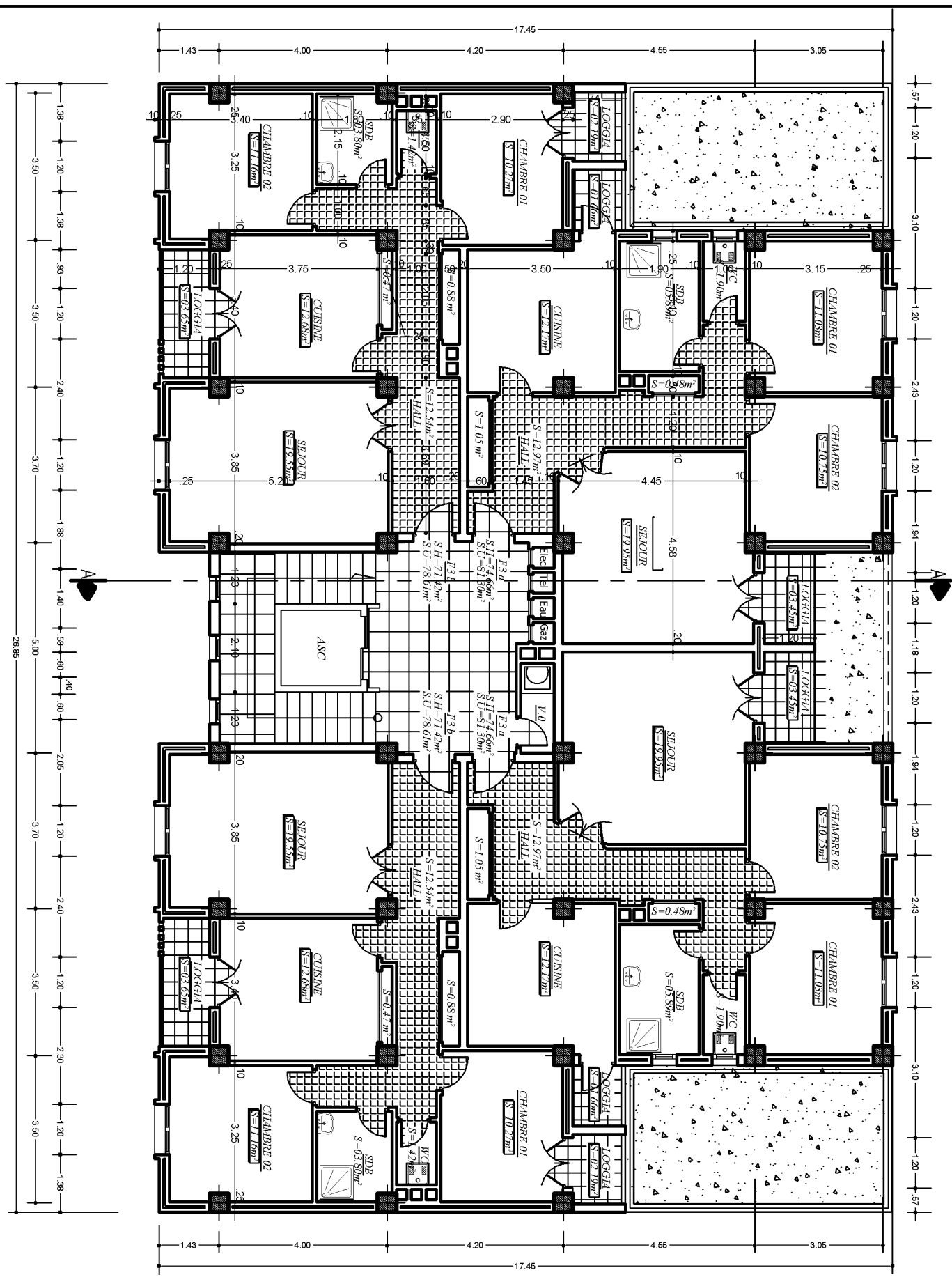
PLAN DE SOUS SOL 01

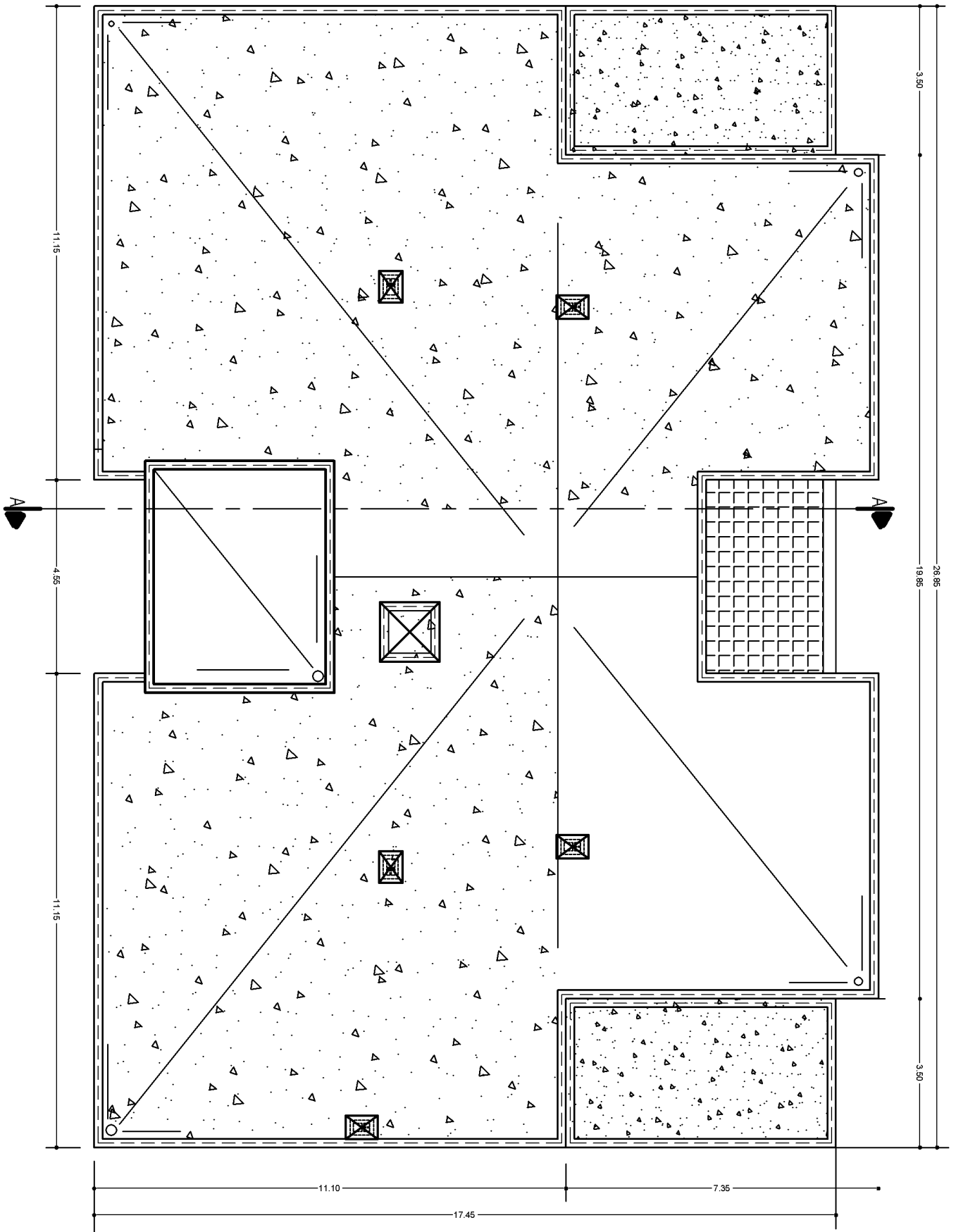


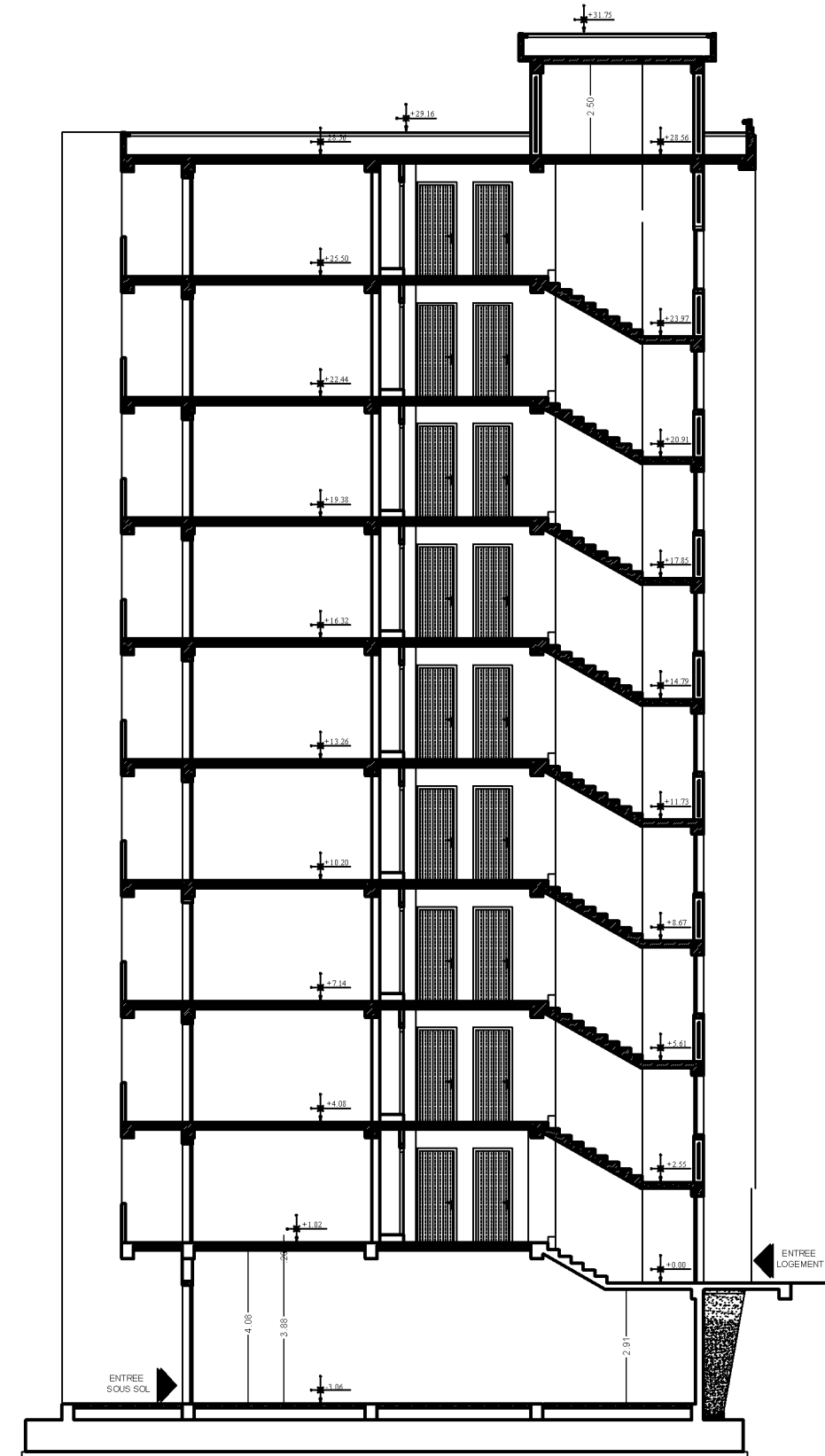
REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF



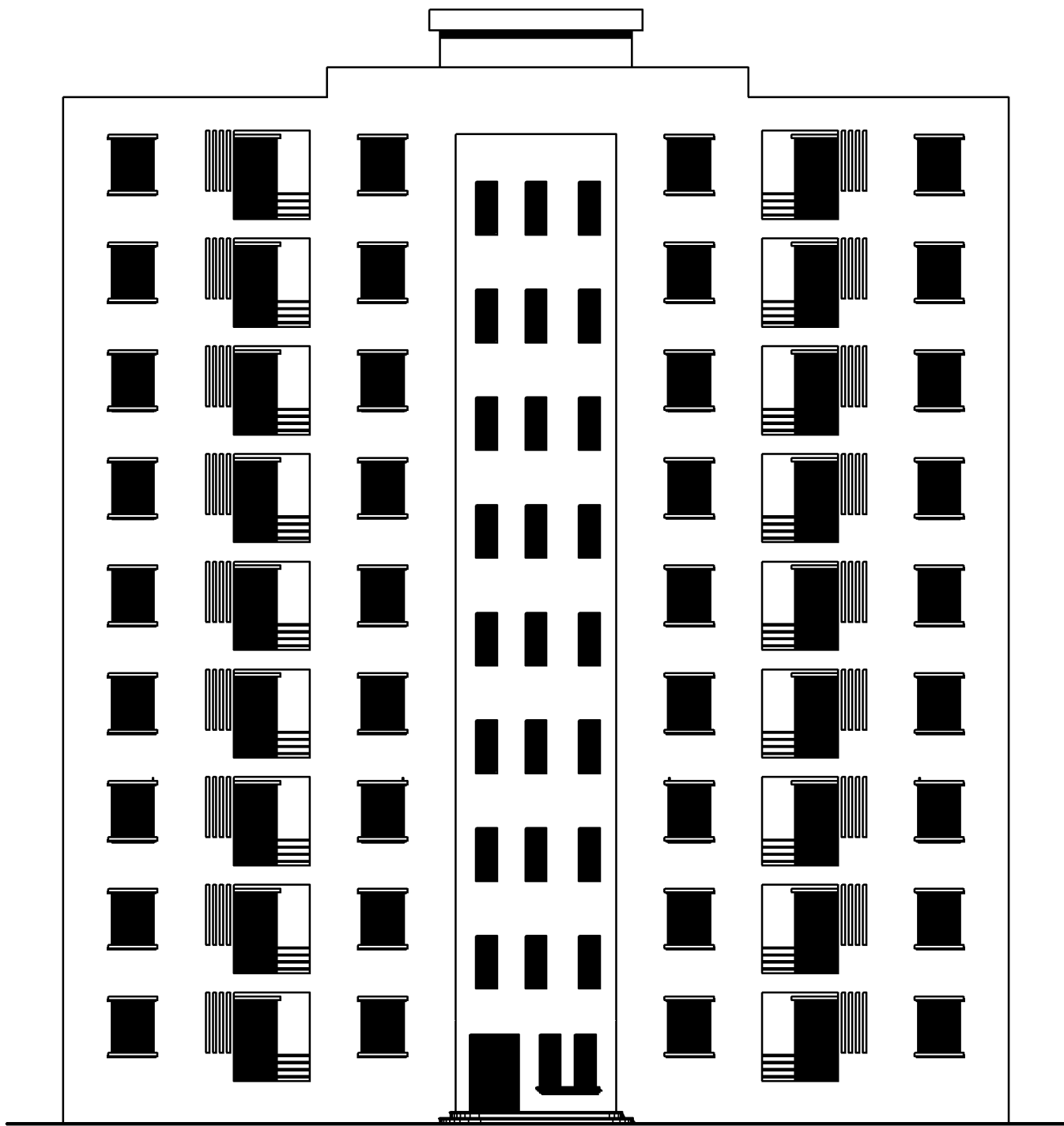
PLAN ETAGE COURANT



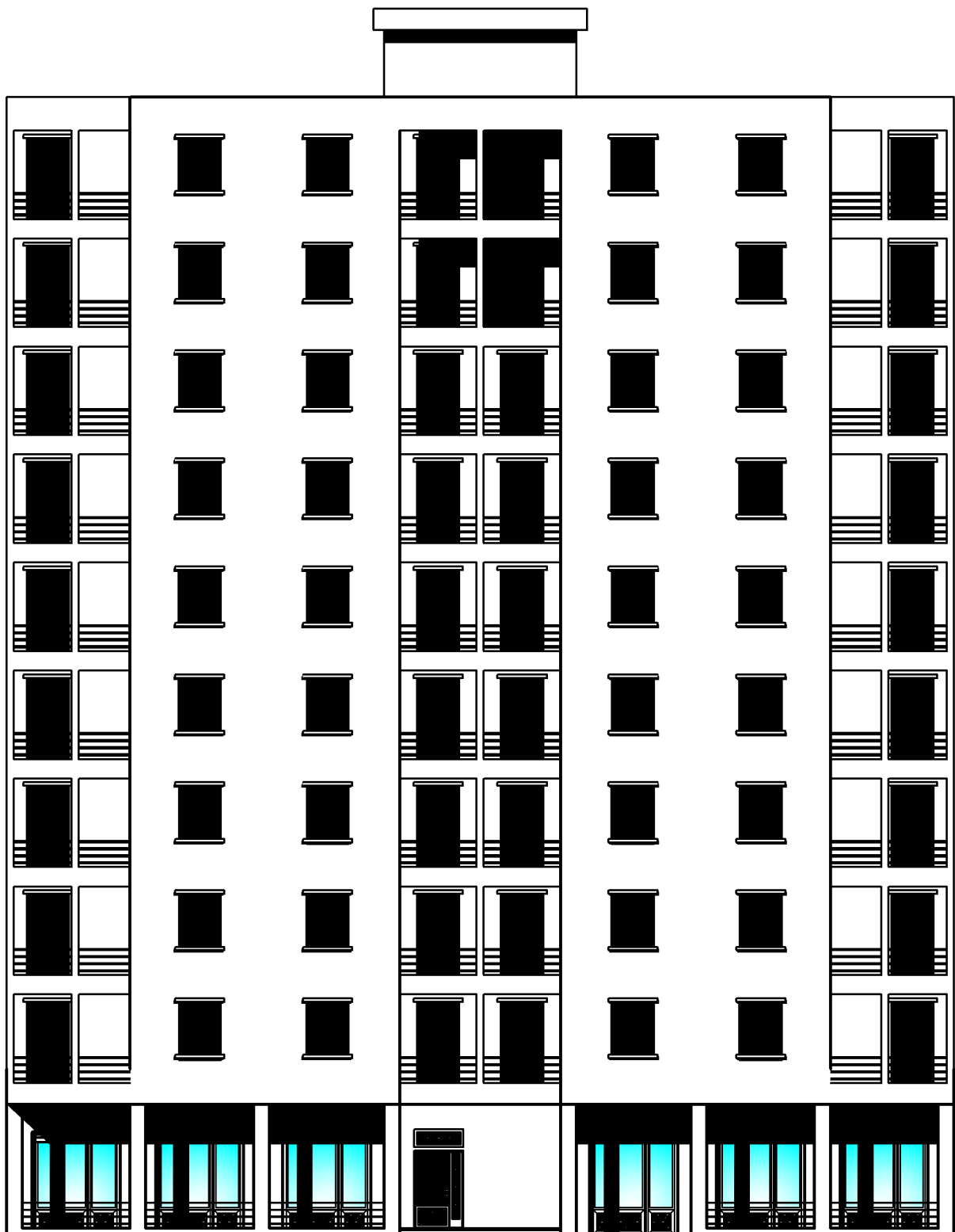




COUPE *A-A*



FAÇADE PRINCIPALE



FAÇADE POSTERIEURE