

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE 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 de l'obtention du diplôme MASTER en génie civil.

OPTION : Constructions civiles et industrielles.

THEME

*Etude d'un bâtiment (R+7+sous sol) à usage
d'habitation, bureaux et commerce avec l'application
ROBOT BAT.*



Présenté par :

M^{elle}: HAMIDANE Thiziri.

M^{elle}: HAMMACHE Cilia .

Promotrice:

Mme: SMAHI R.

PROMOTION 2016/2017

Remerciement

Je remercie Dieu le tout puissant de nous avoir accordé santé et Courage pour accomplir ce travail.

Nous aimons exprimer à notre promotrice M^{me} SMAHL.R, notre sincère reconnaissance, pour avoir accepté de nous encadrer et d'avoir dirigé ce présent travail, qu'elle soit assuré de notre profonde gratitude pour toute l'aide et les précieuses orientations qu'elle a su nous apporter.

Nos sincères remerciements et notre profonde gratitude s'adressant également aux membres du jury qui nous feront l'honneur de juger notre projet. Afin de l'enrichir par leurs propositions.

On ne serait oublier toutes les personnes qui ont contribuées de près ou de loin, à la réalisation de ce travail.

Je dédie ce modeste travail à :

- ✓ Mes très chers parents (MOHAND AMOKRANE) qui m'ont toujours soutenu tout au long de ma vie et qui ont sacrifié leur vie pour mon bien être, que dieu vous garde pour moi, MERCI INFINIMENT.
- ✓ Mon frère SALEM et sa famille
- ✓ Mes sœurs (Zahia, Zakia, Sabrina) et leur famille
- ✓ Ma binôme Cilia et sa famille
- ✓ Tous mes amis (es) et proche
- ✓ Tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce travail

Je dédie ce modeste travail à :

La mémoire de ma mère que le bon dieu la
garde dans son vaste paradis

Mon chère papa qui a été toujours à mes cotées

Mon fiancé Amine et toute sa famille

Mes frères : Saïd et Merouane

Mes sœurs : Meriem et Manel

Mes chers grands parents qui m'ont toujours
soutenue

Tous mes oncles et tantes et leurs familles

Ma binôme Thiziri et toute sa famille

A tous ceux qui ont contribué de près ou de loin
à l'élaboration de ce mémoire.

Sommaire

Introduction générale

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage et caractéristiques des matériaux

I.1.Introduction.....	1
I.2. Présentation de l'ouvrage.....	1
I.3. Eléments constitutifs de l'ouvrage.....	2
I.4.Caractéristiques mécaniques des matériaux	3
I.5.Conclusion	10

Chapitre II: Pré dimensionnement et descente de charge

II.1. Pré dimensionnement des planchers.....	11
II.2. Pré dimensionnement des poutres.....	13
II.3. Pré dimensionnement des voiles.....	15
II.4. Pré dimensionnement des poteaux.....	17

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

III.1.L'acrotère.....	28
III.2.Les planchers.....	41
III.3.Les consoles.....	59
III.4.La salle machine.....	64
III.5.Les escaliers.....	73
III.6.La poutre palière.....	92
III.7.Les portes à faux.....	99

Chapitre IV : Modélisation et vérification de l'exigence de l'RPA.....

Chapitre V : Ferrailage des poteaux.....

Chapitre VI : Ferrailage des poutres.....

Chapitre VII: Ferrailage des voiles.....

Chapitre VIII : Etude du voile de soutènement.....

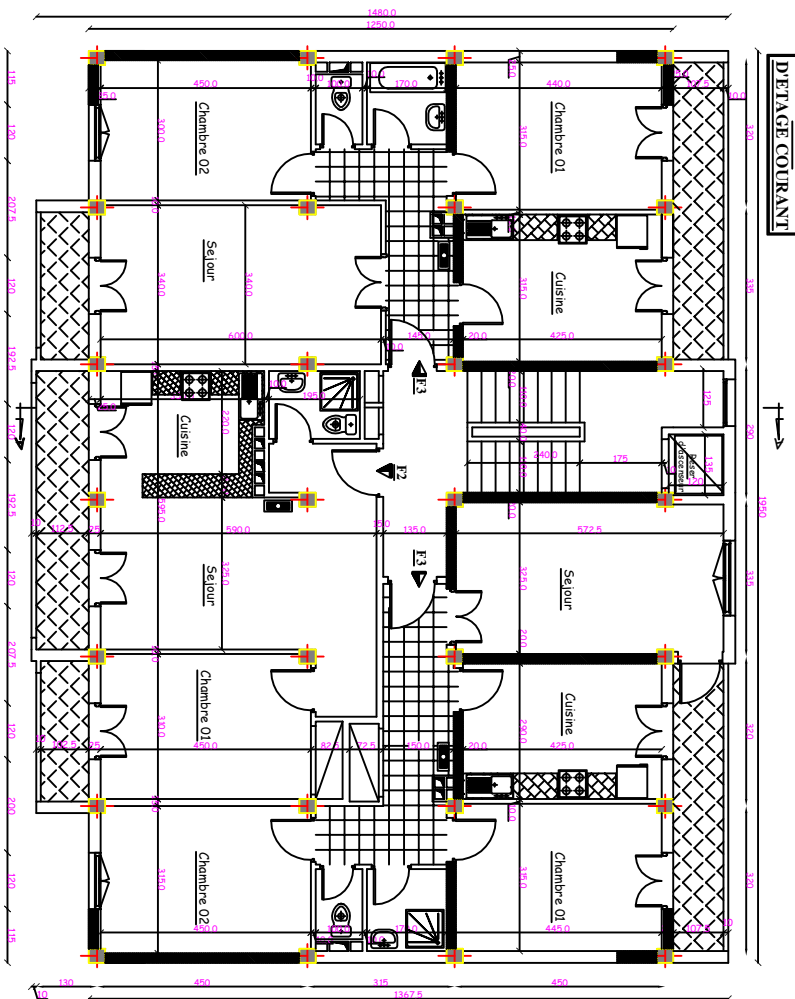
Chapitre IX: Etude de l'infrastructure.....

Chapitre X : Plans du ferrailage

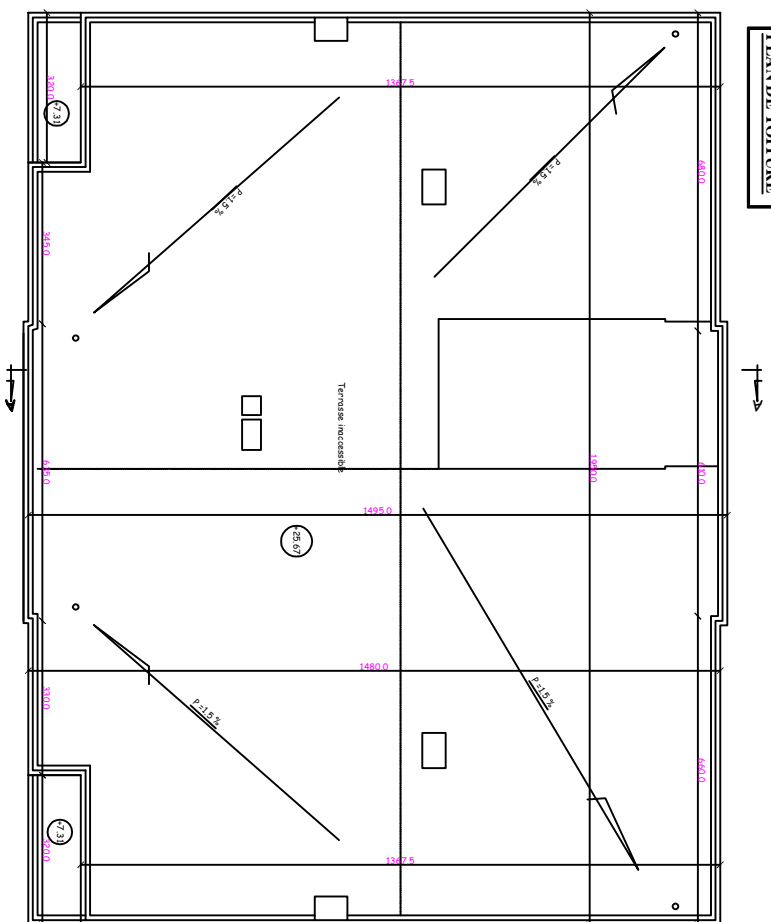
Conclusion générale

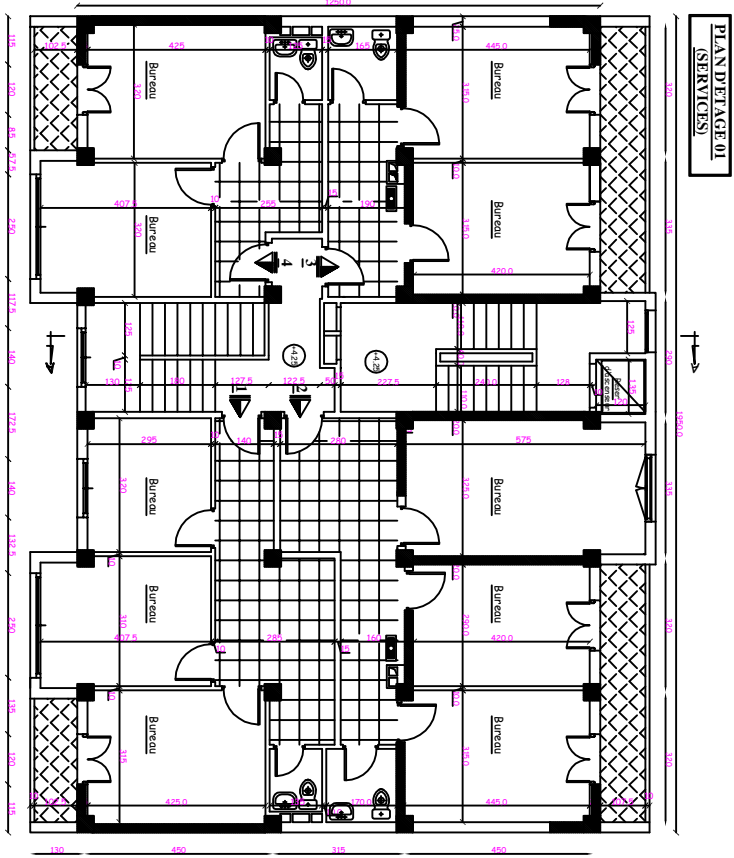
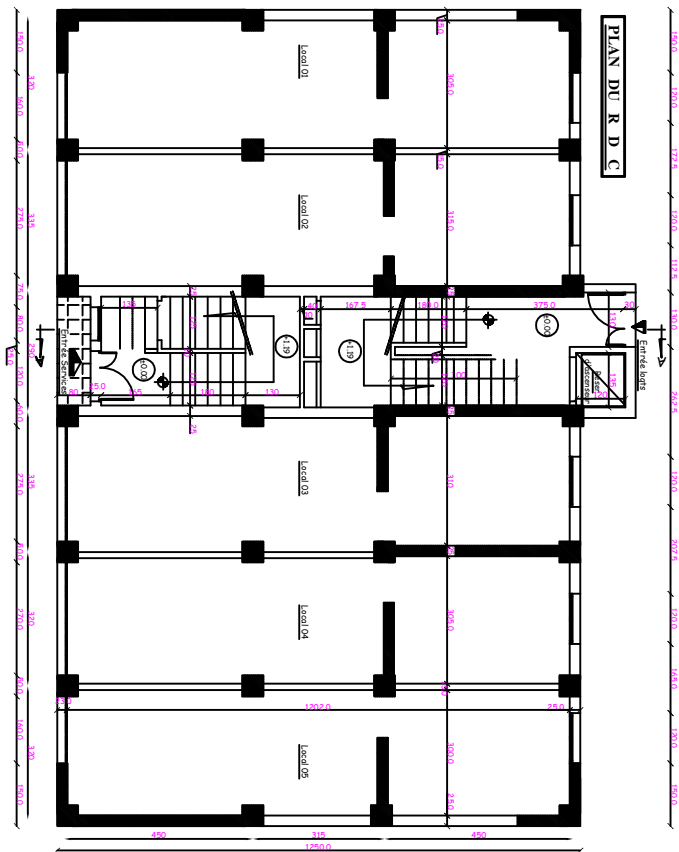
Bibliographie

PLAN
DETACHE COURANT

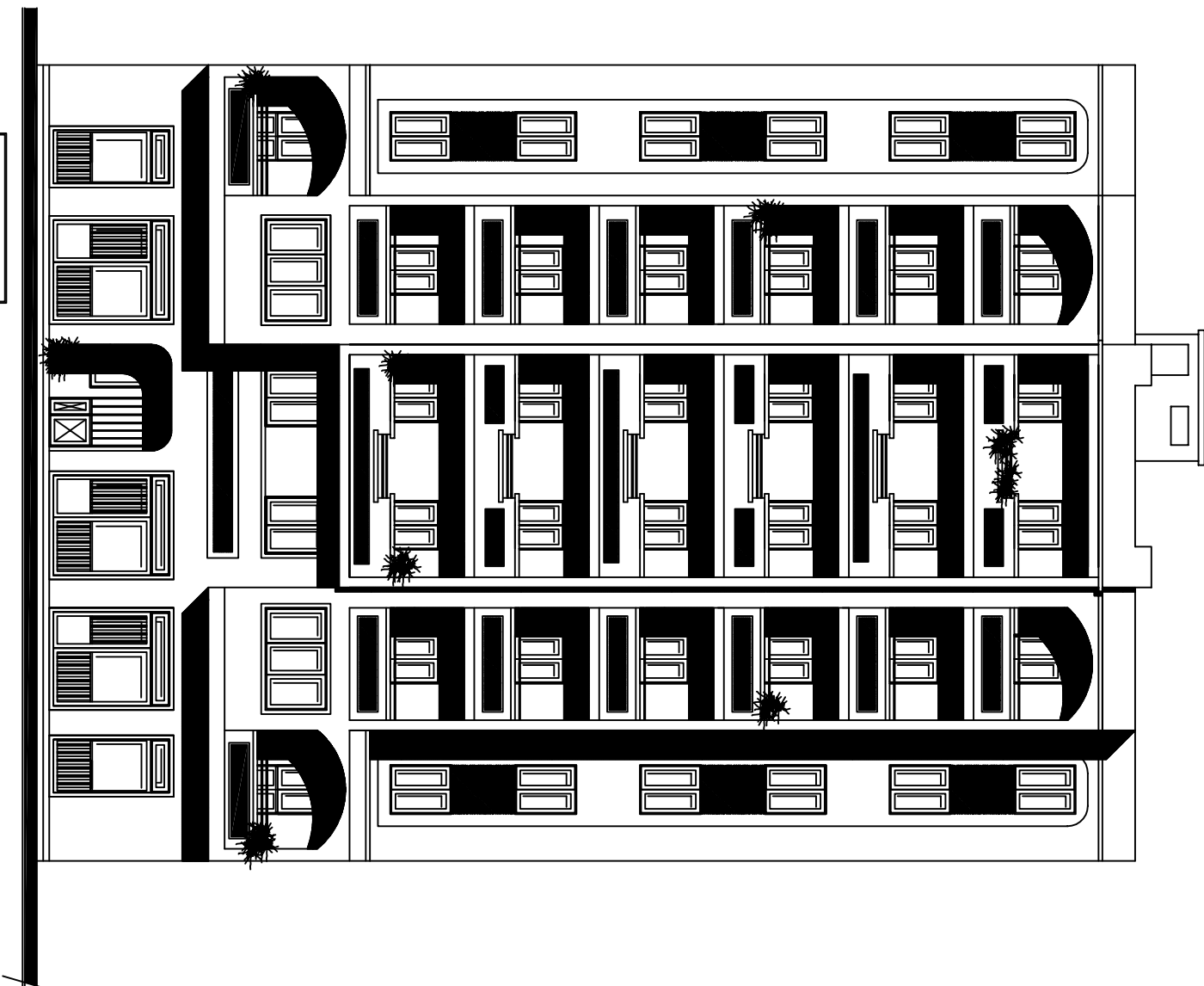


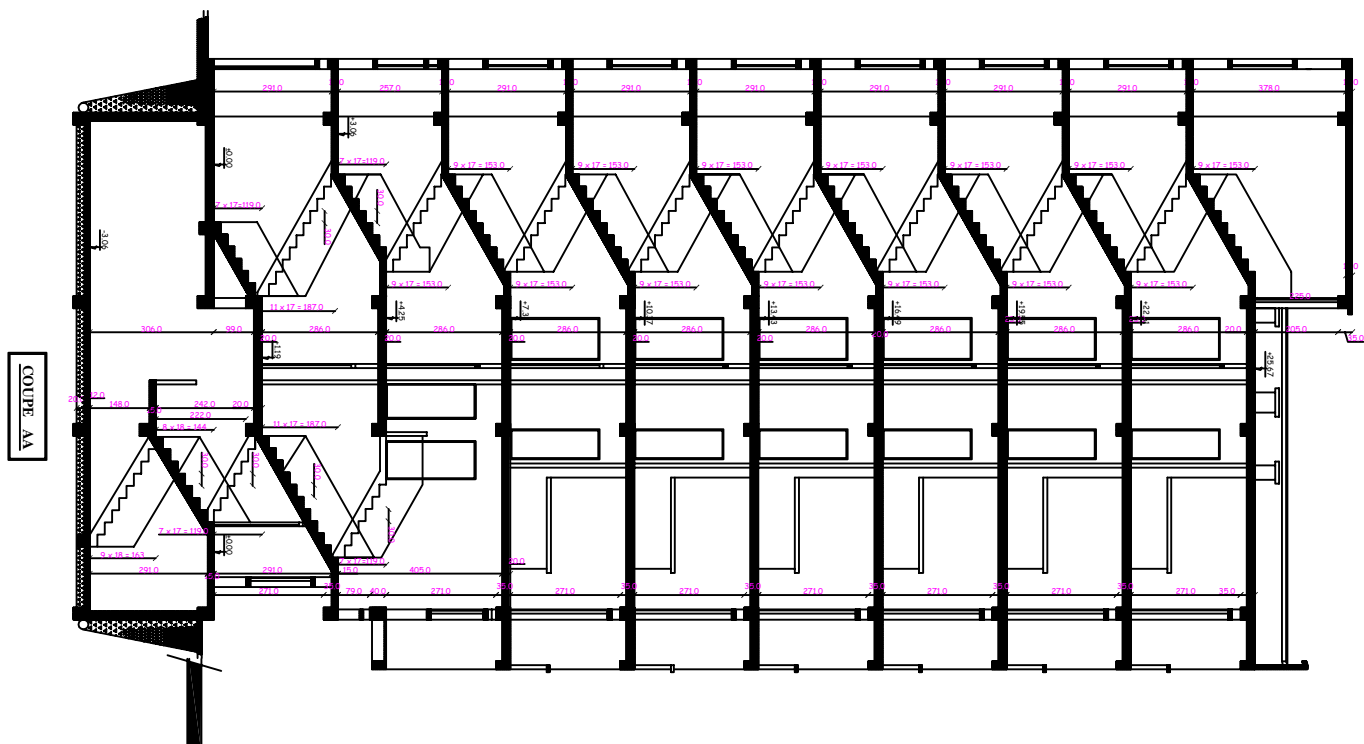
PLANDE TOITURE

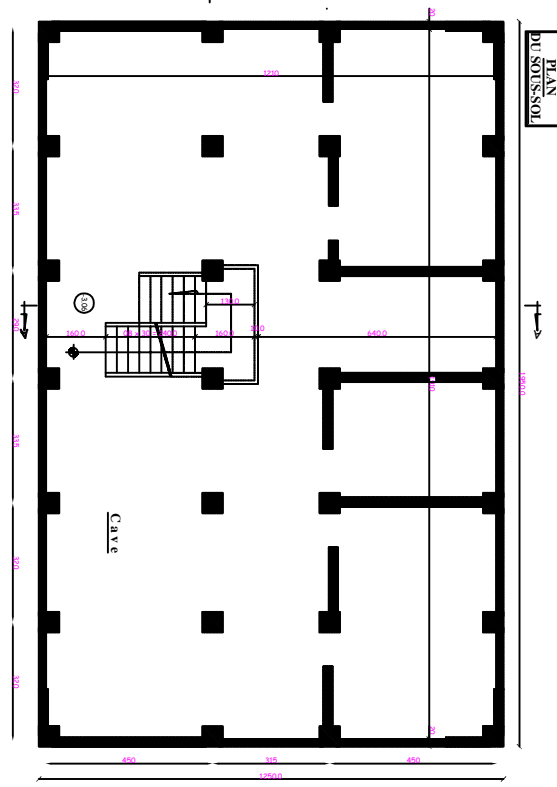
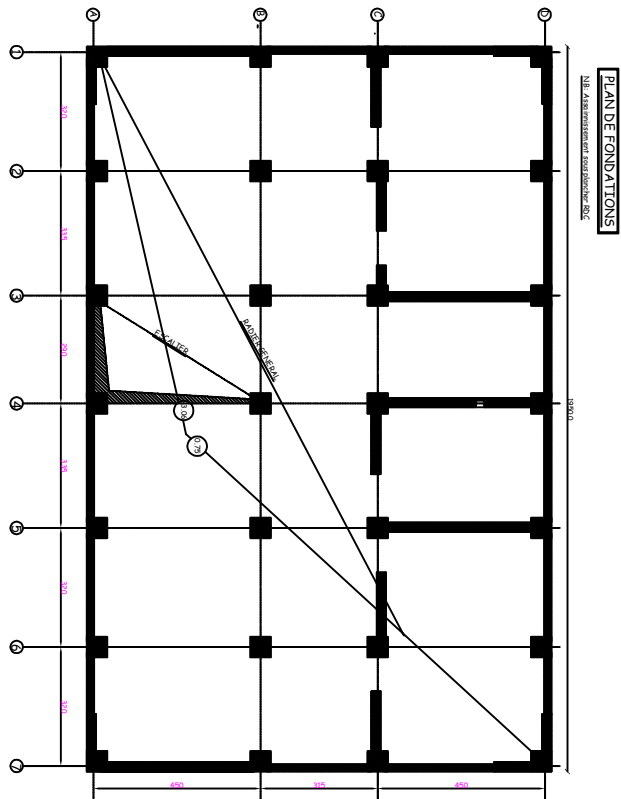




FACADE PRINCIPALE







Introduction Générale

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

Le génie civil est l'ensemble des activités conduisant à la réalisation de tout ouvrage lié au sol. L'étude de construction se fait principalement sur deux parties essentielles à savoir la superstructure et l'infrastructure qui sont respectivement, partie hors terre et partie enterrée.

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 des exécutions généralement désagréables.

Les normes de construction en Algérie deviennent de plus en plus strictes au vue des différents séismes vécus. La prise de conscience du facteur sécurité est placée en avant de nombreux paramètres.

Pour cela nos calculs seront conformes aux règles parasismique Algériennes (**RPA 99modifiées 2003**) et les règles de conception et du calcul des ouvrages et construction en béton armé suivant la méthode des états limites (**BAEL99**) afin d'assurer au mieux la stabilité de la bâtisse ainsi que la sécurité des usagers.

Ce projet de fin d'étude représente le premier résultat tangible de concrétisation des connaissances acquises durant notre cursus en se plaçant dans une situation réelle d'ingénieurs en génie civil pour le calcul des différentes parties d'une construction, tout en respectant la réglementation en terme de résistance, fonctionnalité, confort et contraintes économiques

Nous avons choisi le calcul des éléments structuraux d'un bâtiment en (S/SOL+RDC+7étages) à contreventement mixte , 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 **RPA** , et sa réponse est calculée en utilisant le logiciel **ROBOT BAT** , qui est un outil assez performant pour la modélisation, l'analyse et le dimensionnement des différentes structures.



Chapitre I :

Présentation de l'ouvrage

I.1. Introduction :

Nous commençons l'étude de ce projet par une présentation de tous ses éléments constitutifs ainsi que les principaux matériaux utilisés.

I.2.Présentation du projet :

Notre projet consiste à l'étude d'une structure en (S/SOL+RDC+7étages) à usage d'habitation et bureau. Il sera implanté dans la wilaya de BOUMERDES classée selon le règlement parasismique Algérien (RPA 99/ Version2003) comme zone de forte sismicité (zone III). Notre ouvrage est classé dans le groupe d'usage 2 : « Ouvrages d'importance moyenne » (Article3.2 de RPA), et selon le rapport du sol, la contrainte admissible $\sigma_{sol}=2\text{bars}$.

I.2.1.La structure est composée:

- D'un sous sol (cave) ;
- D'un RDC partie commerciale ;
- De sept étages à usage d'habitation ;
- D'un étage à usage administratif ;
- D'une cage d'escalier ;
- D'une cage d'ascenseur ;
- Terrasse (partie accessible et partie inaccessible)

I.2.2. Règlements utilisés et normes de conception :

L'étude du bâtiment sera menée en utilisant les codes suivants :

- ✓ Règlements Parasismique Algériens « **RPA 99/Version 2003** »
- ✓ Règles de conception et de calcul aux états limites des structures en béton armé « **BAEL91 /modifiées.99** ».
- ✓ Documents Technique Règlementaires « **D.T.R-B.C.2.2** » : charges permanentes et charges d'exploitations.
- ✓ Règles de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé « **CBA93** ».

I.2.3.Caractéristique géométrique de l'ouvrage :

La structure est en ossature mixte (poteaux voiles de contreventement, elle a pour dimension :

- Longueur totale19.50m
- Largeur totale14.80m
- Hauteur totale31.13m
- Hauteur du S/SOL03.06 m
- Hauteur du RDC 04.25 m
- Hauteur de l'étage courant03.06 m

I.3.Eléments constitutifs de l'ouvrage :

- **Ossature :**

Le bâtiment est en ossature mixte, composé de portique (poteaux poutres) et un ensemble de voiles disposés dans les deux sens formant ainsi un système de Contreventement rigide assurant la stabilité de l'ouvrage.

➤ **Voile :**

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

➤ **Portiques :**

Ou bien cadres rigides constitués de poutre et de poteaux. Ils sont capables de reprendre essentiellement les charges et surcharges verticales, et sont liés entre eux.

➤ **Planchers :**

Le plancher est une partie horizontale de la construction séparant deux niveaux d'un bâtiment, capable de supporter les charges et les surcharges et les transmettre aux éléments porteurs horizontaux et verticaux. Dans notre cas nous avons des planchers à corps creux et dalle de compression qui ont pour fonctions :

- ❖ **Fonction de résistance mécanique :** Les planchers supposés infiniment rigides dans le plan horizontal supportent leurs poids propres et les surcharges d'exploitations et les transmettent aux éléments porteurs de la structure.
- ❖ **Fonction d'isolation :** Les planchers permettent d'isoler thermiquement et acoustiquement les différents étages.

➤ **Les consoles :**

Sont des plates formes entourées d'une balustrade ou d'un garde en saillie sur une façade, ils communiquent avec l'intérieur par des baies.

➤ **Escaliers :**

C'est une succession de gradins permettant le passage à pied d'un étage à l'autre d'un bâtiment.

L'ouvrage est muni d'une seule cage d'escalier. Le coulage s'effectuera sur place.

➤ **Cage d'ascenseur :**

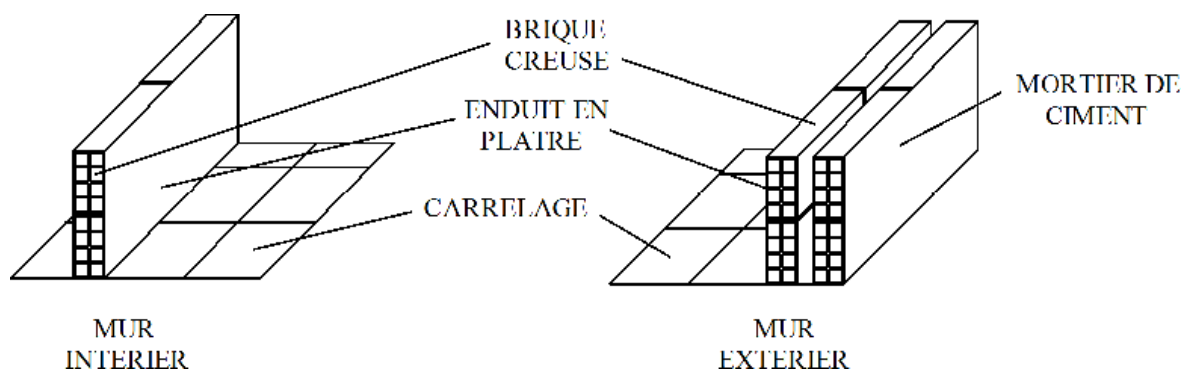
Notre bâtiment sera muni d'une cage d'ascenseur.

- **L'acrotère :** c'est un élément en béton armé coulé sur place, il joue un rôle de sécurité et de garde-corps.

➤ **Maçonnerie :**

Deux types de murs se présentent dans notre structure :

- Murs extérieurs : réalisés en double cloisons de brique creuse de 10 cm d'épaisseur séparées par une lame d'air de 5 cm.
- Murs de séparation intérieurs : réalisés en simple cloison de brique creuse de 10 cm d'épaisseur.



➤ Les fondations :

La fondation est l'élément qui est situé à la base de la structure. Elle a pour rôle la transmission des charges et surcharges de la superstructure au sol, donc elle constitue la partie essentielle de l'ouvrage puisque leur bonne conception découle de la bonne tenue de l'ensemble. Son choix dépend du type du sol d'implantation et de l'importance de l'ouvrage.

➤ Revêtements :

Ils seront réalisés en :

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

➤ Système de coffrage :

On opte pour un coffrage métallique pour les voiles pour réduire les opérations manuelles et le temps d'exécution.

Quand aux portiques, on opte pour un coffrage classique en bois.

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 mélange optimal de :

- liant (ciments artificiels).
- granulats (sables, gravillons, graviers...).
- eau de gâchage.
- éventuellement des adjuvants (entraîneur d'air, plastifiant, hydrofuge,...).

Il sera dosé à 350 kg /M³ de ciment portland artificiel (CPJ).

Le béton présente des résistances à la compression assez élevées ; de l'ordre de 25 à 40MPa mais faible à la traction ; de l'ordre 1/10 de sa résistance en compression. de plus, le béton de ciment à un comportement fragile.

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

❖ **Résistance caractéristique à la compression :**

Le béton est défini par sa résistance caractéristique à la compression à 28 jours d'âge noté f_{c28} . La résistance à la compression varie avec l'âge du béton, pour $j \leq 28$ jours, elle est calculée comme suit :

$$f_{cj} = \left(\frac{j}{4.76 + 0.83xj} \right) f_{c28} \quad \text{Pour} \longrightarrow \quad f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$$

$$f_{cj} = \left(\frac{j}{1.40 + 0.95xj} \right) f_{c28} \quad \text{Pour} \longrightarrow \quad f_{c28} \leq 40 \text{ MPa} \quad (\text{BAEL91/A.2.1,11})$$

Dans les calculs de notre ouvrage, nous adopterons une valeur de $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

❖ *Résistance caractéristique à la traction :*

La résistance caractéristique du béton à la traction à j jours ; noté f_{tj} ; est donnée conventionnellement en fonction de la résistance caractéristique à la compression par la relation suivante

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06f_{cj} \longrightarrow \text{BEAEL91/A.2.1,12}$$

$$\text{Dans notre cas : } f_{c28} = 25 \text{ MPa} \longrightarrow f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

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

● *Module de déformation longitudinal du béton :*

✓ *Module de déformation longitudinal instantanée du béton :*

Il est utilisé pour les calculs sous chargement vertical de durée inférieure à 24 heures.

$$E_{i28} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad \text{pour } f_{c28} = 25 \text{ MPa} \quad (\text{ART A. 2.1, 21BAEL 91})$$

$$\text{On a : } E_{i28} = 32164.2 \text{ M}$$

✓ *Module de déformation longitudinal différé du béton :*

Il est utilisé pour les chargements de longue durée, on utilise le module différé qui prend en compte les déformations du fluage du béton.

Le module de Young du béton dépend de sa résistance caractéristique à la compression, nous prenons un module égal à :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad (\text{ART A.2.1, 22BAEL91})$$

$$\text{Pour notre cas, } f_{c28} = 25 \text{ MPa} \quad E_{v28} = 10819 \text{ MPa}$$

● *Module de déformation transversale :*

Noté G , il caractérise la déformation du matériau sous l'effet de l'effort tranchant. Il est donné par la relation suivante :

$$G = E/2 (1+\nu) \text{ MPa} \quad (\text{ART .A.2.1.3/BAEL91modifié99})$$

Avec : E : module de Young

ν : coefficient de poisson $\nu = (\Delta l/l)$

● *Coefficient de poisson :*

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

$$\nu = \frac{\Delta d/d}{\Delta l/l}$$

$\Delta d/d$: déformation relative transversale

$\Delta l/l$: déformation relative longitudinale

Il est pris égal à :

- $\nu = 0$ à l'ELU, pour le calcul des sollicitations. (**ART A. 2.1. 3, BAEL 91**)
- $\nu = 0.2$ à l'ELS, pour le calcul des déformations. (**ART A. 2.1. 3, BAEL 91**)

➤ ***Fluage du béton :***

C'est le phénomène de déformation dans le temps sous une charge fixe constamment appliquée. Cette déformation différée est égale au double de la déformation instantanée. Le fluage varie surtout avec la contrainte moyenne permanente imposée au matériau.

➤ ***Phénomène du retrait :***

C'est la diminution de longueur d'un élément de béton, il est dû notamment:

- **au retrait avant prise** : c'est une évaporation d'une partie de l'eau que contient le béton ;
- **retrait thermique** : dû au retour de béton à la température ambiante après dissipation de la chaleur de la prise de prise du béton ;
- **retrait hydraulique** : dû à une diminution de volume résultant de l'hydratation et du durcissement de la pâte de ciment.

➤ ***Dilatation thermique :***

Le coefficient de dilatation thermique du béton est évalué à 1×10^{-5} pour une variation de $\pm 20^\circ \text{C}$ on obtient $\Delta L = \pm 2\% \times L$.

Une variation de température peut entraîner des contraintes internes de traction qui engendrent une dilatation. Pour éviter des dommages structuraux dû à ce phénomène, on place régulièrement aux éléments ou bâtiments de grandes dimensions des joints de dilatation espacés de 25 à 50 m selon la région.

➤ ***Etat limite de contrainte de béton :***

Tous les calculs qui vont suivre au cours de cette étude seront basés sur la théorie des états limites.

Un état limite est un état au-delà duquel une structure ou un de ses éléments constitutifs cesseront de remplir les fonctions pour lesquelles ils sont conçus. On les a donc classés en état limite ultime (ELU) et état limite de service (ELS).

a) ***les états limites ultimes (E.L.U) :***

Sont associés à l'effondrement de la bâtisse. Cet état de ruine de la structure peut mettre en danger la sécurité de la population.

La valeur de calcul de la résistance à la compression du béton est donnée par :

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{cj}}{\theta \gamma_b} \quad (\text{Art.A4.3.41, BAEL 91 modifié99})$$

γ_b : Coefficient de sécurité :

$$\left\{ \begin{array}{ll} \gamma_{b=1.5} & \longrightarrow \text{situation courante} \\ \gamma_{b=1.15} & \longrightarrow \text{situation accidentelle} \end{array} \right.$$

θ : Coefficient de durée d'application des actions considérées

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

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

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

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

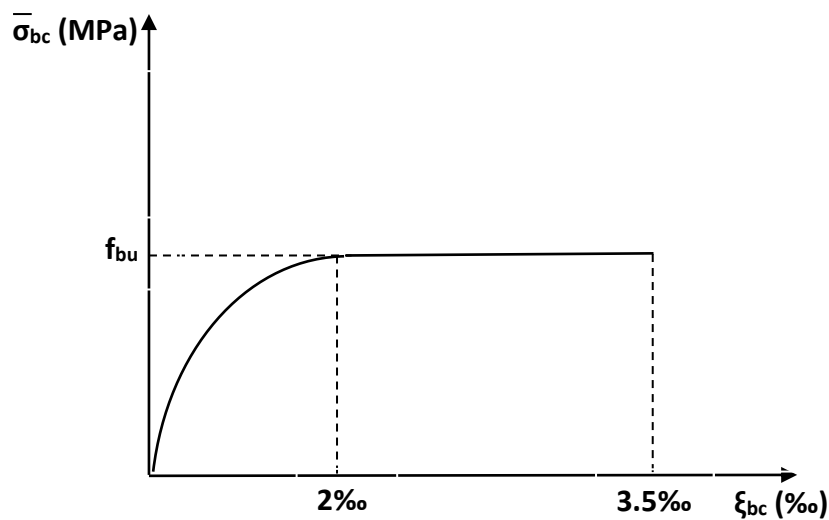


Figure.1.1 : Diagramme contrainte déformation de béton à l'ELU

b) les états limitent de services (E.L.S) :

Ils correspondent aux états au-delà desquels les conditions normales d'exploitation et de durabilité qui comprennent les états limites de fissuration ne sont plus satisfaites. La Contrainte admissible du béton à la compression est donnée par :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} \text{ MPa} \quad \text{Art (A.4.5, 2 BAEL 91)}$$

Pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa} \rightarrow \sigma_b = 15 \text{ MPa}$ à l'ELS.

- la contrainte de cisaillement ultime :

$$\tau = \min \left\{ \frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right\} \Rightarrow \text{fissuration peu nuisible}$$

$$\tau = \min \left\{ \frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right\} \Rightarrow \text{fissuration préjudiciable ou très préjudiciable}$$

- la masse volumique du béton est égale à 25 KN/m^3

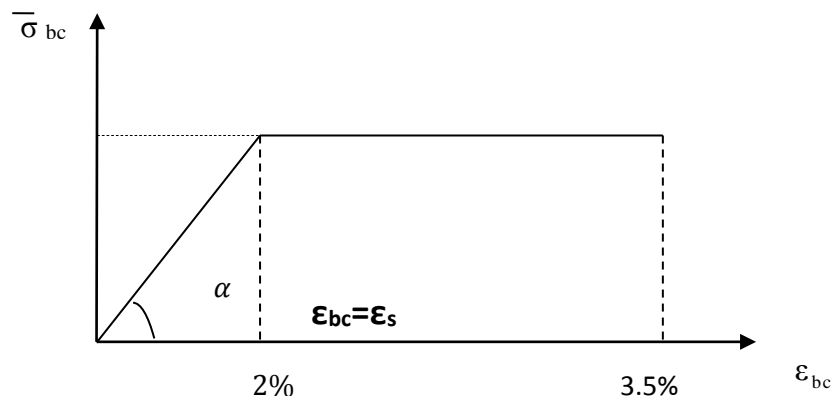


Figure.1.2 : Diagramme contrainte – déformation du béton à l'ELS

I.4.2.Acier :

L'acier est un matériau qui présente une très bonne résistance à la traction (et aussi à la compression pour des structures faiblement élancées), de l'ordre de 500 MPa .

Les aciers sont souvent associés au béton pour reprendre les efforts de tractions aux quels ce dernier ne résiste pas. Ils se distinguent par leurs nuances et leurs états de surfaces extérieures savoir :

- Barres lisses.
- Barres à haute adhérence (HA).
- Treillis soudé.

Dans le présent ouvrage, nous auront à utiliser les deux types d'armatures :

Aciers à haute adhérence [**feE400**] $f_e = 400 \text{ Mpa}$,

Treillis soudés [**TL 520**] $f_e = 520 \text{ Mpa}$.

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

On définit les aciers par:

✓ **Module d'élasticité longitudinale :**

À l'ELS, on suppose que les aciers travaillent dans le domaine élastique. tous les types d'aciers ont le même comportement élastique, donc le même module de Young :

$$E_s = 2.10^5 \text{ MPa.} \quad (\text{Art A.2.2,1 BAEL 91})$$

La déformation à la limite élastique est voisine de 2% et cela en fonction de la limite d'élasticité.

✓ **Contrainte limite ultime des aciers :**

Elle est définie par la formule suivante :

$$\overline{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad (\text{Art A.2.1.2, BAEL91/modifié99})$$

- $\overline{\sigma}_{st}$: Contrainte admissible d'élasticité de l'acier
- f_e : Limite d'élasticité garantie.
- γ_s : Coefficient de sécurité (A 4.3, 2/BAEL91 modifié99)

$$\Rightarrow \begin{cases} \gamma_s = 1,15 \text{ pour les situations durables.} \\ \gamma_s = 1 \text{ pour les situations accidentelles.} \end{cases}$$

Nuance de l acier	Situation courante	Situation accidentelle
$F_e = 400 \text{ MPa}$	$\sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$	$\sigma_{st} = 400 \text{ MPa}$
$F_e = 520 \text{ MPa}$	$\sigma_{st} = 452 \text{ MPa}$	$\sigma_{st} = 500 \text{ MPa}$

✓ *contrainte ultime de service des aciers :*

Afin de limiter l'apparition des fissures dans le béton et donc, d'éviter la corrosion d armatures, on doit limiter les contraintes dans les aciers.

On distingue trois (03) cas de fissurations :

- *fissuration peu nuisible :*

Dans ce cas l'élément se trouve dans les locaux couverts, il n'est soumis à condensation Il n'est pas nécessaire de limiter les contraintes dans les aciers.

$$\bar{\sigma}_{st} = f_e \quad (\text{Art .A.4.5, 32 BAEL91})$$

- *fissuration préjudiciable :*

Lorsque les éléments en cause sont soumis à des condensations et expo intempéries, la contrainte admissible de la traction dans les aciers est égale a :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right) \quad (\text{Art. A.4.5, 33 BAEL91})$$

- *fissuration très préjudiciable :*

Cas des éléments exposés à un milieu agressif (eau de mer).

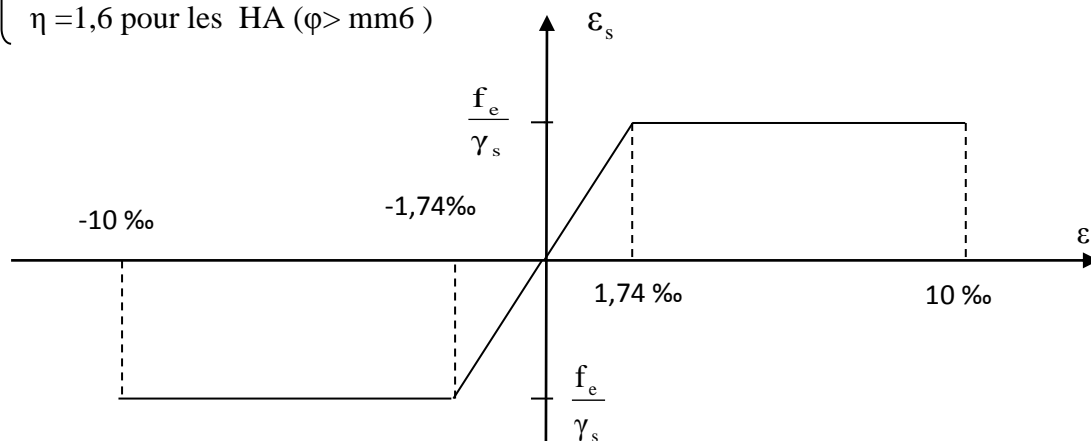
$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{1}{2} f_e ; 90 \sqrt{\eta f_{tj}} \right) \quad (\text{Art. A.4.5, 34 BAEL91})$$

Avec:

f_{tj} : Résistance caractéristique du béton a la traction

η : Coefficient de fissuration

$$\left\{ \begin{array}{l} \eta = 1 \text{ pour les ronds lisses} \\ \eta = 1,3 \text{ pour les HA } (\varphi < 6 \text{ mm}) \\ \eta = 1,6 \text{ pour les HA } (\varphi > 6 \text{ mm}) \end{array} \right.$$



✓ **Protection Des Armatures (Art A.4.5, 34BAEL91) :**

Figure.1.3 : Diagramme contraintes déformation de l'acier

Afin d'éviter des problèmes de corrosion des aciers ; il est nécessaire de les enrober par une épaisseur de béton suffisante qui dépend des conditions d'exploitations de l'ouvrage.

On doit donc respecter les prescriptions suivantes :

- **C = 5cm** pour des ouvrages exposés à la mer, aux embruns ou aux tout autre atmosphères très agressives tel les industries chimique ;
- **C = 3cm** pour des parois soumises à des actions agressives ; des intempéries ou à des condensations ;
- **C = 1cm** pour les parois situées dans un local couvert et clos et qui ne sont pas exposées aux condensations.

I.5.Conclusion :

Dans ce premier chapitre on a présenté la structure à étudier, on a défini les différents éléments qui la compose et le choix des matériaux à utiliser, et sa dans le but d'approfondir cette étude et faire un pré-dimensionnement précis des éléments définie afin d'assurer une bonne résistance de la construction.



Chapitre II

**Pré-
dimensionnement
et descente
de charge**

Introduction :

Après avoir déterminé les différentes caractéristiques de l'ouvrage, ainsi que les matériaux le constituant, nous passons au pré-dimensionnement des éléments tels que les planchers, les poutres (principales et secondaires), les poteaux, et enfin les voiles. Ce pré-dimensionnement permet de déterminer les différentes charges qui seront appliqués aux différents éléments de la structure.

Le pré dimensionnement est très important, son but est de déterminer une épaisseur économique afin d'éviter un sur plus d'acier et béton.

Et cela se fait en respectant les recommandations en vigueur à savoir :

- Le RPA 99
- Le CBA 93
- Le BAEL 91

II.1.pré-dimensionnement des planchers :

Les plancher permettent de séparer les différents étages d'une construction. On distingue les planchers pleins (dalle pleine) et planchers à corps creux.

A-plancher en corps creux :

le plancher est constitué de corps creux s'appuyant sur des poutrelles préfabriqués disposées suivant la petite portée, le tout complété par une dalle de compression armé d'un treillis soudé d'épaisseur de 4 à 5cm.

Afin de limiter la flèche, l'épaisseur minimum du plancher doit satisfaire la condition suivante :

$$Ht \geq \frac{L_{max}}{22.5} \quad (\text{Art B 6-8-423/BAEL91 modifier 99})$$

Avec :

L_{max} : la plus grande portée dans le sens des poutrelles entre nus des appuis.

Ht : hauteur total des planchers.

Remarque : Dans un premier temps on prend la section minimale exigée par le (RPA 99 version 2003) pour un poteau en **Zone III** qui est de **(30x 30) cm**

Dans notre cas : $L_{max} = 335-30=305\text{cm}$

Donc $Ht \geq \frac{305}{22.5} = 13.66\text{cm}$

On opte pour un plancher d'épaisseur : $H_t = 16+4$

- Epaisseur du corps creux = 16cm
- Epaisseur de la dalle de compression = 4cm

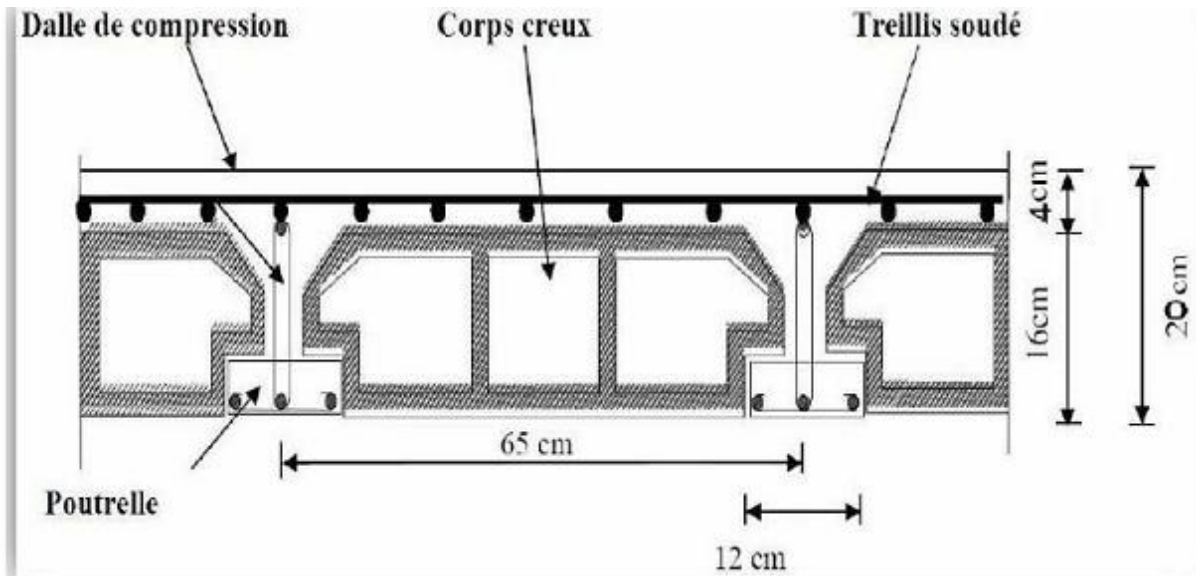


Figure. II. 1: Schéma descriptif d'un plancher en corps creux

B-Plancher en dalle pleine :

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

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

➤ **Condition de résistance à la flexion :** L'épaisseur de la dalle des balcons est donnée par la formule suivante : (BAEL91.modifié99, Art B.6.5.1)

$$e \geq \frac{\min(l_{x\max}, l_{y\max})}{22,5} = \frac{3,80}{22,5} = 0,169m$$

Avec :

- e : l'épaisseur du plancher.
- l : distance maximum entre nus d'appuis

On opte pour un plancher de 20cm = (16+4) cm

- 16 cm : hauteur du corps creux.
 - 4 cm : hauteur (épaisseur) de la dalle de compression.
- **Résistance au feu** : Pour deux heures d'exposition au feu, l'épaisseur minimale de la dalle pleine doit être égale à 11cm.
- **Isolation acoustique (phonique):**

Selon les règles techniques «CBA93» en vigueur en Algérie l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.

On limite donc notre épaisseur à:

$$e = 15\text{cm}$$

Remarque :

Concernant le pré dimensionnement des dalles des balcons on adopte une épaisseur:

$$e = 15\text{cm}$$

II.2.pré-dimensionnement des poutres :

a) Selon les règles de BAEL91 :

La section de la poutre est déterminée par les formules (1) et (2).

$$\frac{L}{15} < h < \frac{L}{10} \quad \dots\dots\dots (1)$$

$$0.4 h \leq b \leq 0.7 h \quad \dots\dots\dots (2)$$

Avec :

L : portée de la poutre.

h : hauteur de la section.

b: largeur de la section.

b). Les dimensions des poutres doivent respecter l'article 7.5.1 de RPA99/version 2003 suivant :

$$b \geq 20\text{cm} \quad ; \quad h \geq 30\text{cm}$$
$$\frac{h}{b} \leq 4 \quad ; \quad b_{\max} = 1,5.h_1 + b_1$$

II.2.1.Les poutres principales : Ce sont des poutres porteuses.

$$L_{\max} = 450 - 30 = 420 \text{ cm}$$

$$\frac{420}{15} \leq h_{pp} \leq \frac{420}{10} \Rightarrow 28 \leq h_{pp} \leq 42 \quad \text{Soit } h_{pp} = 40 \text{ cm}$$

$$0.4 \times 40 \leq b_{pp} \leq 0.7 \times 40 \Rightarrow 16 \text{ cm} \leq b_{pp} \leq 28 \text{ cm} \quad \text{Soit } b_{pp} = 30 \text{ cm}$$

La section des poutres principales est : (30x40) cm²

II.2.2.Les poutres secondaires : Elles sont parallèles aux poutrelles elles assurent le chaînage.

$$L_{\max} = 335 - 30 = 305 \text{ cm}$$

$$\frac{305}{15} \leq h_{ps} \leq \frac{305}{10} \Rightarrow 20.33 \text{ cm} \leq h_{ps} \leq 30.5 \text{ cm} \quad \text{Soit } h_{ps} = 30 \text{ cm}$$

$$0.4 \times 35 \leq b_{ps} \leq 0.7 \times 35 \Rightarrow 14 \text{ cm} \leq b_{ps} \leq 24.5 \text{ cm} \quad \text{Soit } b_{ps} = 30 \text{ cm}$$

La section des poutres secondaires est : (30x30) cm²

Tableau II.1 : pré- dimensionnement des poutre :

Conditions	Poutres principales	Poutres secondaires	Vérification
$h \geq 30 \text{ cm}$	40 cm	30 cm	Vérifiée
$b \geq 20 \text{ cm}$	30 cm	30 cm	Vérifiée
$h/b \leq 4$	1.33	1	Vérifiée

Conclusion :

On remarque bien que les conditions imposées par le RPA99 sont toutes vérifiées, donc les sections adoptées sont :

- poutres principales (30 x 40) cm²
- poutres secondaires (30x30) cm²

II.3.Pré-dimensionnement des voiles :

Pré dimensionnement des murs en béton armé justifié par l'article 7.7 de **RPA 99**. Les voiles servent, d'une part, à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et/ou vent), et d'autre part, à reprendre les efforts verticaux (poids propre et autres) qu'ils transmettent aux fondations.

- Les charges verticales : charges permanentes et surcharges.
- Les actions horizontales : effets de séisme et/ou du vent.
- Les voiles assurant le contreventement sont supposés pleins.
- Seuls les efforts de translation seront pris en compte ceux de la rotation ne sont pas connus de la cadre de ce pré dimensionnement.

D'après le **RPA 99** article 7.7.1 sont considérés comme voiles les éléments satisfaisants à la condition: ($L \geq 4e$). Dans le cas contraire, les éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

Avec :

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

L'épaisseur minimale est de 15 cm. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités comme indiquées à la Figure (II.2).

c.à.d.

Les voiles sont des murs en béton armé justifiant à l'article **7.7.1 de RPA99** :

$$e_{\min} = 15\text{cm.}$$

A partir de la hauteur d'étage $h_e = 3,06$ m et de condition de rigidité aux extrémités suivantes :

$$e \geq h/25 \quad \Rightarrow \quad e \geq 12,24 \text{ cm}$$

$$e \geq h/22 \quad \Rightarrow \quad e \geq 13,91 \text{ cm}$$

$$e \geq h/20 \quad \Rightarrow \quad e \geq 15,3\text{cm}$$

$$e \geq \max (e_{\min} , h_e/25, h_e/22 , h_e /20)$$

$$e \geq \max (15, 12.24, 13.91, 15.3)$$

$$e \geq 15,3 \text{ cm}$$

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

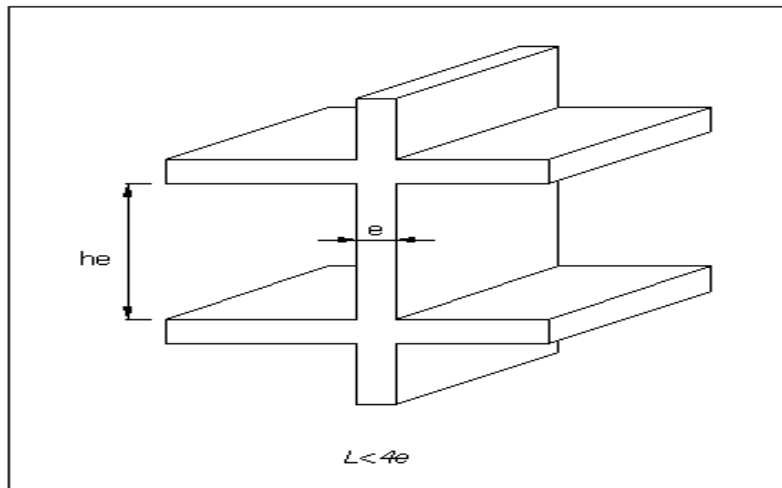


Figure II.2 .a: Coupe de voile en élévation.

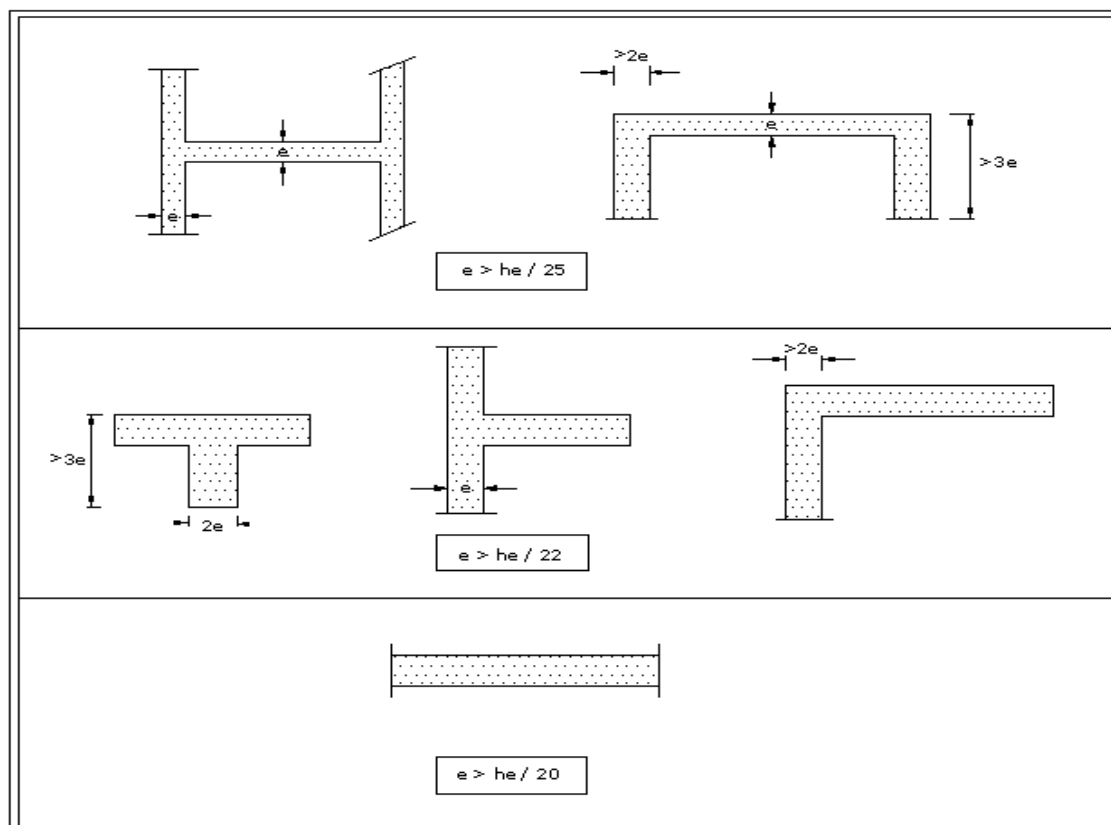


Figure II .2.b : Coupe de voile en plan.

II.4. Le pré dimensionnement des poteaux :

Le pré dimensionnement des poteaux se fait à l'ELS en compression simple, en vérifiant les exigences du RPA qui sont les suivantes pour les poteaux rectangulaires de zone III :

$$\text{Min } (b_1, h_1) \geq 30 \text{ cm}$$

$$\text{Min } (b_1, h_1) \geq h_e / 20$$

$$1/4 \leq b_1 / h_1 \leq 4$$

Avec :

b : largeur de la section,

h : longueur de la section,

h_e : hauteur libre du poteau.

On effectuera le calcul pour le poteau le plus sollicité (ayant la plus grande surface d'influence).

En supposant que seul le béton reprend la totalité des charges ; la section du poteau est donnée par la formule suivante : (**Art 7.4.3.1 du RPA/2003**)

$$\text{Avec : } S > \frac{N_s}{0.3 F_{c28}}$$

$$N_s = G + Q$$

N_s : effort normal revenant au poteau considéré

S : section du poteau

G : charges permanentes

Q : surcharges d'exploitations en tenant compte de la régression des surcharges

F_{c28} : résistance du béton à 28 jours

Remarque : on considère, en premier lieu, pour nos calculs la section du poteau selon le minimum exigé par le **RPA** qui est de **(30X30) cm²**.

II.5. Détermination des charges et surcharges (DTR B.C.2-2) :

Pour pré dimensionner les éléments (planchers, acrotères, poteaux....), on doit d'abord déterminer le chargement selon le règlement.

II.5.1. Charges permanentes (G)

a) Plancher terrasse :

On a, la charge $G = \rho \cdot e$

ρ : Poids volumique :

e : l'épaisseur de l'élément

Tableau II.2 : Valeur de la charge permanente du plancher terrasse :

N	Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charges (KN/m ²)
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	22	0.44
3	Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
4	Béton en forme de pente	0.04	22	0.88
5	Feuille de polyrâne	0.01	1	0.01
6	Isolation thermique	0.04	4	0.16
7	Dalle en corps creux	(16+4)	14	2.8
8	Enduit de plâtre	0.02	10	0.2

G=5.05

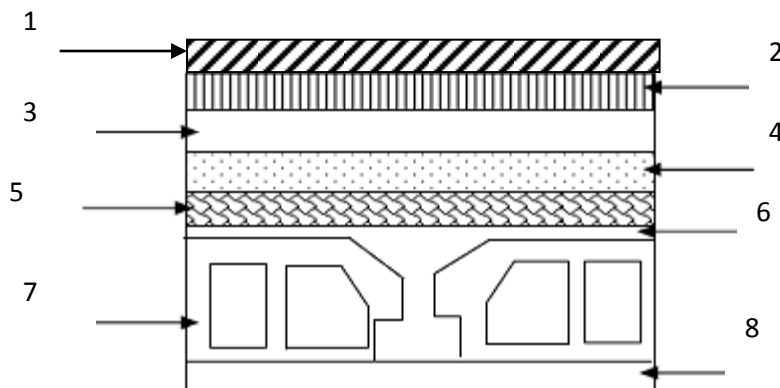


Figure II .3 : Constituant d'un plancher terrasse inaccessible

Tableau II.3 : Valeur de la charge permanente du plancher terrasse :

N	Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charges (KN/m ²)
---	----------	---------------	--	---------------------------------

1	Couche de gravier	0.05	17	0.85
2	Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3	Béton en forme de pente	0.06	22	1.32
4	Feuille de polyrâne	/	/	0.01
5	Isolation thermique	0.04	4	0.16
6	Dalle en corps creux	(16+4)	14	2.8
7	Enduit de plâtre	0.02	10	0.2

G=5.46

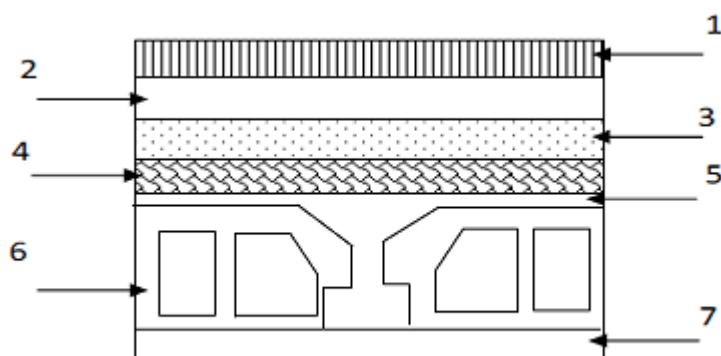


Figure II.4 : Constituant d'un plancher terrasse accessible

b) Plancher étage courant :

Tableau II.4: Valeur de la charge permanente du plancher étage courant :

N	Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charges (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Couche de sable	0.02	18	0.36
4	Dalle en corps creux	0.2	14	2.80

5	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
6	Cloison de séparation interne	0.1	09	0.90
				G=5.10

Figure II.5 : Constituant d'un plancher d'étage courant

c) Dalle pleine:

Tableau II.5 : Valeur de la charge permanente de la dalle pleine :

N	Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charges (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Couche de sable	0.02	18	0.36
4	Dalle pleine en béton	0.15	25	3.75
5	Enduit en mortier ciment	0.02	22	0.44
				G=5.39

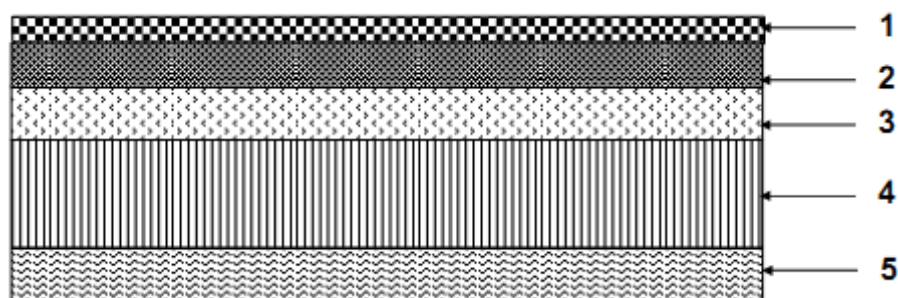


Figure II .6: Coupe de plancher en dalle pleine

d) Maçonnerie :

- **murs extérieurs :**

C'est une double cloison en brique creuse de 25 cm d'épaisseur (10+5+10).

Tableau II.6 : valeur de la charge permanente du mur extérieure :

N	Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique	Charges (KN/m ²)
---	----------	---------------	--------------------	---------------------------------

				(KN/m^3)
1	Enduit de ciment	0.02	22	0.44
2	Briques creuses	0.1	9	0.9
3	Lame d'air	0.05	/	/
4	Brique creuses	0.1	9	0.9
5	Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
				G=2.44

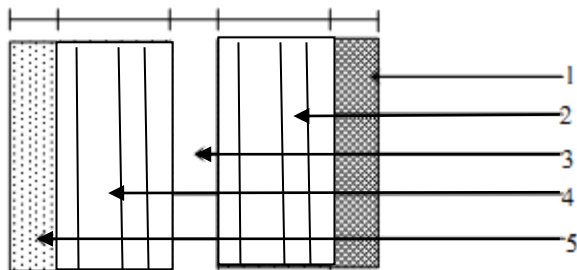


Figure II.7 : Coupe verticale d'un mur

• murs intérieurs :

Tableau II.7 : valeur de la charge permanente du mur intérieur :

N	Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Charges (KN/m^2)
1	Enduit de ciment	0.02	10	0.2
2	Briques creuses	0.1	9	0.9
3	Lame d'air	0.02	10	0.2
				G=1.4

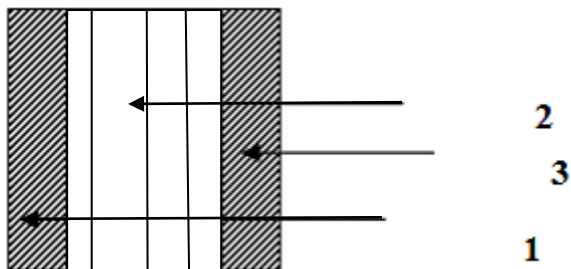
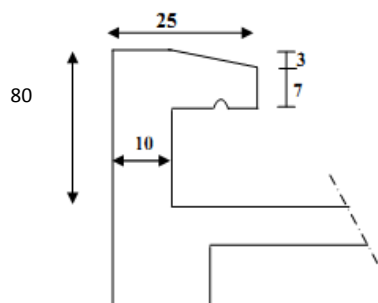


Figure II .8 : Coupe vertical d'un mur intérieur

e) L'acrotère :

La charge permanant de l'acrotère est déterminée comme suit :



$$S=(0.8 \times 0.1)+(0.15 \times 0.1)-\frac{0.03 \times 0.15}{2}$$

$$S=0.09275 \text{ m}^2$$

Figure II.9 : Coupe verticale de l'acrotère

$$G_{ac}=p \times S=0.09275 \times 25=2.319 \text{ KN}$$

II.5.2. Surcharges d'exploitations (Q) :

Les surcharges d'exploitation sont données par le DTR (article 7.2 et 7.2.2) comme suit :

Tableau II.8 : Valeurs des charges d'exploitations :

Eléments	Surcharges
♦ Acrotère	1KN/ m ²
♦ Plancher terrasse inaccessible	1KN/m ²
♦ Plancher terrasse accessible	1.5 KN/ m ²

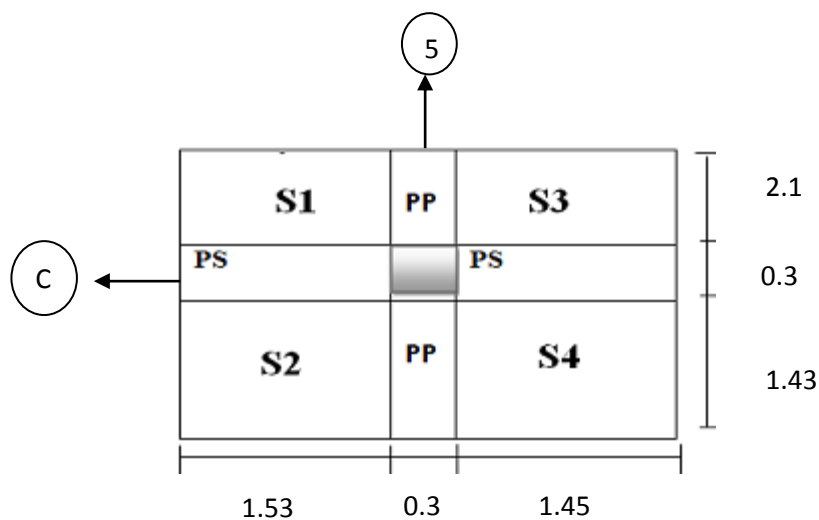
♦ Plancher étage courant (habitation)	1,5 KN/ m ²
♦ Plancher étage de service	2,5 KN/ m ²
♦ Plancher RDC (commerce)	3.5 KN/ m ²
♦ Les escaliers	2,5 KN/ m ²
♦ balcons	3,5 KN/ m ²
♦ Plancher sous sol (cave)	2,5 KN/ m ²
♦ plancher sous-sol (cave)	2.5KN/m ²

II.5.3.Descente de charge :

La descente de charge consiste à calculer pour le poteau le plus sollicité, les charges reprise par celui-ci et de les cumuler en partant du dernier niveau au premier niveau et cela jusqu'aux fondations, pour lui trouver la section adoptée dans les différents étages.

a) Surface d'influence :

Surface du plancher revenant au poteau le plus sollicité C5 :



$$S1=2.1 \times 1.53 = 3.21 \text{ m}^2$$

$$S2=1.53 \times 1.43 = 2.19 \text{ m}^2$$

$$S_n = S1 + S2 + S3 + S4$$

$$S3=2.1 \times 1.45= 3.05\text{m}^2$$

$$S4=1.45 \times 1.43=2.07 \text{ m}^2$$

$$\text{Section nette} \longrightarrow S_n = 10.52 \text{ m}^2$$

$$\text{Section brute} \longrightarrow S_b = 12.56 \text{ m}^2$$

b) Poids propre des éléments :

- **Plancher terrasse :**

$$PPT = G_t \times S_n = 5.46 \times 10.52 = 57.44 \text{ KN}$$

- **Plancher étage courant :**

$$PPc = G_c \times S_n = 5.10 \times 10.52 = 53.65 \text{ KN}$$

- **Poutres :**

- ❖ **Poutres principales :**

$$PPp = 0.40 \times 0.30 \times (2.1 + 0.3 + 1.43) \times 25 = 11.49 \text{ KN.}$$

- ❖ **Poutres secondaires :**

$$PPs = 0.30 \times 0.30 \times (1.53 + 1.45) \times 25 = 6.71 \text{ KN.}$$

Donc : le poids propre des poutres :

$$P_{tot} = PPp + PPs \rightarrow P_{tot} = 18.195 \text{ KN.}$$

- **Poteaux:**

- Poids des poteaux du sous-sol :**

$$PP_{ss} = 0.30 \times 0.30 \times 3.06 \times 25 = 6.88 \text{ KN}$$

- Poids de RDC et l'étage courant :**

$$PP_{RDC} = 0.3 \times 0.3 \times 3.06 \times 25 = 6.88 \text{ KN}$$

II.5.4. Dégression verticale des surcharges d'exploitation :

Le document technique réglementaire (**DTR. B.C.2.2**) nous impose une dégression des charges d'exploitation et ceci pour tenir compte de la non simultanéité d'application des surcharges sur tout les plancher.

Cette loi s'applique au bâtiment très élancé ; dont le nombre de niveaux est supérieur à 5 ce qui notre cas.

La loi de dégression des surcharges est comme suit :

$$Q_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n} \sum_{i=1}^n Q_i$$

Pour $n > 5$

Q_0 : surcharge d'exploitation à la terrasse.

Q_i : surcharge d'exploitation de l'étage i

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

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

Surcharge d'exploitation

Plancher terrasse accessible :	$Q_0 = 1.5 \times 12.56 = 18.84 \text{ KN}$
Plancher étage courant de 2 à 6:	$Q_1 = \dots = Q_5 = 1.5 \times 12.56 = 18.84 \text{ KN}$
Plancher étage de service :	$Q_6 = 2.5 \times 12.56 = 31.4 \text{ KN}$
Plancher RDC commercial :	$Q_7 = 3.5 \times 12.56 = 43.96 \text{ KN}$
Plancher sous-sol :	$Q_8 = 2.5 \times 12.56 = 31.4 \text{ KN}$
9eme	$Q_0 = 18.84 \text{ KN}$
8eme	$Q_0 + Q_1 = 37.68 \text{ KN}$
7eme	$Q_0 + 0,95 (Q_1 + Q_2) = 54.64 \text{ KN}$
6eme	$Q_0 + 0,90 (Q_1 + Q_2 + Q_3) = 69.71 \text{ KN}$
5eme	$Q_0 + 0,85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 82.90 \text{ KN}$
4eme	$Q_0 + 0,80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 94.20 \text{ KN}$
3eme	$Q_0 + 0,75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 103.62 \text{ KN}$
2eme	$Q_0 + 0,714 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7) = 121.97 \text{ KN}$
1eme	$Q_0 + 0,687 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8) = 126.70 \text{ KN}$

Tableau II.9 : récapitulatif de la descente de charge sur le poteau C5 :

NIV	Charges permanentes [KN]	Surcharges	Effort	Section du poteau
		d'exploitation	normal	[cm ²]

[KN]										
<i>Planche r</i>	<i>Poutre s</i>	<i>Poteaux</i>	<i>Gtotal</i>	<i>G cumulée</i>	<i>Qi</i>	<i>Q cumulé</i>	<i>Ns=G+Q</i>	<i>Section trouvée</i>	<i>Section proposée</i>	<i>S ≥ Ns/0.3 xf_{c28}</i>
7	57.44	19.31	/	76.75	76.75	18.84	18.84	95.59	127.45	40x40
6	63.65	19.31	6.88	89.84	166.59	18.84	37.68	204.27	272.36	40x40
5	63.65	19.31	6.88	89.84	256.43	18.84	54.64	311.07	414.76	40x40
4	63.65	19.31	6.88	89.84	346.27	18.84	69.71	415.98	554.64	40x40
3	63.65	19.31	6.88	89.84	436.11	18.84	82.90	519.01	692.01	40x40
2	63.65	19.31	6.88	89.84	525.95	18.84	94.20	620.15	826.87	40x40
1	63.65	19.31	6.88	89.84	615.79	31.40	103.62	719.41	959.21	45x45
RD C	63.65	19.31	6.88	89.84	705.63	43.96	121.97	827.60	1103.46	45x45
S SOL	63.65	19.31	6.88	89.84	795.47	31.40	126.70	922.17	1229.56	50x50

II-6 Vérifications relatives aux exigences du RPA :(Art 7. 4 .1du RPA99)

$$\text{Min (bxh)} \geq 30 \text{ [cm]}$$

$$\text{Min (bxh)} \geq h_e/20$$

$$1/4 \leq h/b \leq 4$$

Tableau II.10. Vérification des sections selon RPA 99 (Art 7.4.1)

Poteaux	Conditions exigées par RPA	Valeur calculée	observation
50x50	$\text{Min}(b, h) \geq 30$	$\text{Min}(b, h)=45$	Condition vérifiée
(sous sol)	$\text{Min}(b, h) \geq h_e / 20$	$h_e / 20=14.3$	Condition vérifiée
	$1/4 \leq b/h \leq 4$	$b/h =1$	Condition vérifiée
45x45	$\text{Min}(b, h) \geq 30$	$\text{Min}(b, h)=40$	Condition vérifiée
(RDC)	$\text{Min}(b, h) \geq h_e / 20$	$h_e / 20=20.25$	Condition vérifiée
	$1/4 \leq b/h \leq 4$	$b/h =1$	Condition vérifiée
45x45	$\text{Min}(b, h) \geq 30$	$\text{Min}(b, h)=40$	Condition vérifiée
1^{er} étage de service)	$\text{Min}(b, h) \geq h_e / 20$	$h_e / 20=14.3$	Condition vérifiée
	$1/4 \leq b/h \leq 4$	$b/h =1$	Condition vérifiée
40x40	$\text{Min}(b, h) \geq 30$	$\text{Min}(b, h)=35$	Condition vérifiée
(étage 2,3, 4, 5, 6, 7 et 8)	$\text{Min}(b, h) \geq h_e / 20$	$h_e / 20=14.3$	Condition vérifiée
	$1/4 \leq b/h \leq 4$	$b/h =1$	Condition vérifiée

Toutes les sections des poteaux sont admissibles.

II.7.Vérification de la résistance des poteaux au flambement :

Le flambement est un phénomène d'instabilité de forme qui peut survenir dans les éléments comprimés des structures, lorsque ces derniers sont élancés suite à l'influence défavorable des sollicitations.

Pour qu'il n'y ait de flambement il faut que l'élancement « λ » soit ≤ 50

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \quad \text{avec :} \quad \textbf{(BAEL99B.8.4.1)}$$

L_f : longueur de flambement, qui égale à $L_f = 0,7 L_0$

L_0 : portée réelle du poteau (Hauteur libre).

$$i : \text{rayon de giration,} \quad i = \sqrt{\frac{I}{A}} \quad \text{avec :}$$

I : moment d'inertie du poteau, $I = bh^3/12$ (section rectangulaire)

A : section transversale du poteau (b x h)

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{bh^3}{12bh}} = \sqrt{\frac{h^2}{12}} = \frac{h}{3.46}$$

$$\lambda = \frac{Lf}{i} = \frac{0.7l_0 3.46}{h}$$

Pour $l_0 = 3.06 - 0.30 = 2.76\text{m}$ et $h = 0,30\text{m}$ poteau (50x50) $\rightarrow \lambda = 22.28 < 50$ (ok).

Pour $l_0 = 3.06 - 0.30 = 2.76\text{ m}$ et $h = 0,35\text{m}$ poteau (45x45) $\rightarrow \lambda = 19.10 < 50$ (ok).

Pour $l_0 = 3.06 - 0.30 = 2.76\text{ m}$ et $h = 0,40\text{m}$ poteau (40x40) $\rightarrow \lambda = 16.71 < 50$ (ok).

Pour $l_0 = 4.25 - 0.30 = 3.95\text{m}$ et $h = 0,40\text{m}$ poteau (40x40) $\rightarrow \lambda = 23.91 < 50$ (ok).

Pour $l_0 = 3.06 - 0.30 = 2.76\text{ m}$ et $h = 0,45\text{m}$ poteau (45x45) $\rightarrow \lambda = 14.85 < 50$ (ok).

Pour tous les poteaux la condition au flambement est vérifiée.

Conclusion :

Les différentes règles lois et documents technique nous ont permis de pré dimensionner les éléments de notre structure comme suit :

❖ Pré dimensionnement des planchers:

Pré-dimensionnements	h_t
Les planchers en corps creux	20 cm (16+4)
Dalles pleines (consoles)	16cm
Les voiles	20cm

❖ Pré dimensionnement des poutres :

<i>poutres</i>	Poutres	Poutres
	principales	secondaires
Section adoptée	(40x30)	(30x30)

❖ Pré dimensionnement des poteaux :

Niveau	Section adoptée
Sous sol	50x50
RDC/étage service	45x45
étage courant	40x40



Chapitre III

Calcul des éléments secondaires

Introduction :

Après avoir pré-dimensionné les éléments de contreventement, on passera au dimensionnement des éléments non structuraux à savoir l'acrotère, les planchers, escaliers et les consoles. Le calcul se fera conformément aux règles (BAEL 91 modifié 99) et le RPA 99/2003.

III.1. L'acrotère :

L'acrotère est un élément secondaire de la structure assimilée à une console encastrée au niveau du plancher dernier étage, elle est soumise à l'effort (G) dû à son poids propre, et un effort latéral (Q=1KN/ml) dû à la main courante, engendrant un moment de renversement (M) dans la section d'encastrement. Le ferrailage sera déterminé en flexion composée pour une bande de 1m de largeur.

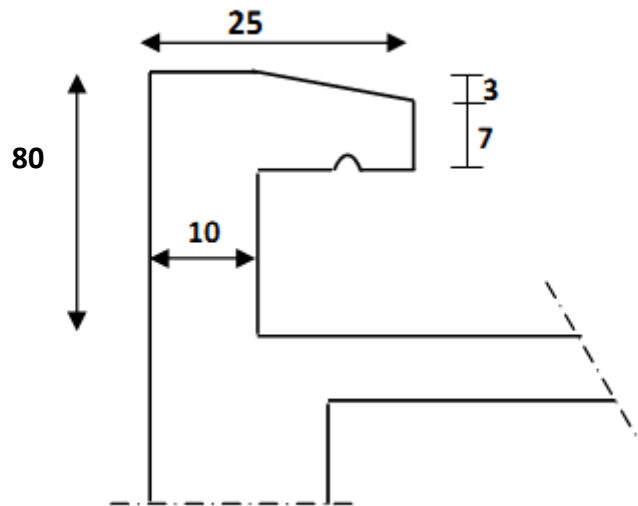


Figure .III.1. Coupe verticale de l'acrotère.

III.1.1. Calcul des sollicitations :

- **effort normal dû au poids propre :**

$$S = (0.8 \times 0.1) + (0.1 \times 0.5) - \frac{0.03 \times 0.15}{2}$$

$$S = 0.0927 \text{ m}^2$$

$$G_{ac} = \rho \times S = 0.09275 \times 25 = 2.319 \text{ KN}$$

$$\mathbf{N = 2.319 \text{ KN}}$$

- **L'Effort tranchant :**

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

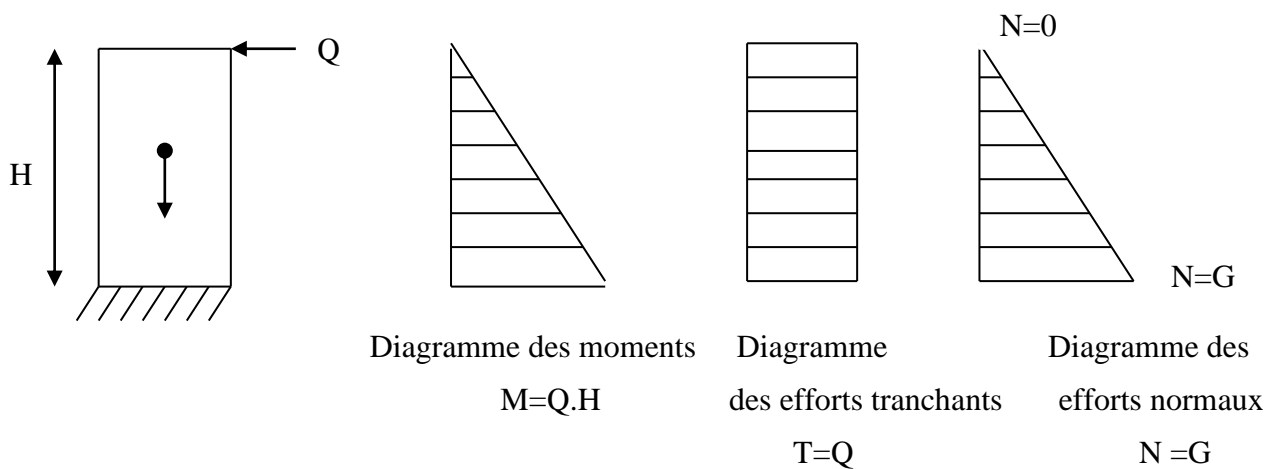
- **Moment de renversement dû à l'effort horizontal :**

$$M = Q \times H \times 1\text{m}$$

$$M = 1 \times 0.8 \times 1\text{m} = 0.8\text{Kn.m.}$$

$$M = 0.8\text{kN.m}$$

Diagramme des efforts internes (M, N, T) :



III.1.2. Combinaisons de charges :

a) Etat limite ultime :

La combinaison de charge à considérer est : **1.35G + 1.5Q**

- **Effort normal de compression :**

$$N_u = 1.35N = 1.35 \times 2.319 = 3.13\text{KN}$$

- **Effort tranchant :**

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

- **Moment fléchissant :**

$$M_u = 1.5M = 1.5 \times 0.8 = 1.2\text{KN}$$

b) Etat limite de service :

La combinaison de charge à considérer est : **G + Q**

- **Effort normal de compression :**

$$N_S = N = 2.319 \text{ KN}$$

• **Effort tranchant :**

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

• **Moment fléchissant :**

$$M_S = M = 0.8 \text{ KN.m}$$

III.1.3. Ferrailage de l'acrotère à L'(ELU) :

Le calcul sera déterminé en flexion composée à L'ELU ; on considère une section rectangulaire (hxb), sous un effort normal **Nu** et un moment de flexion **Mu**.

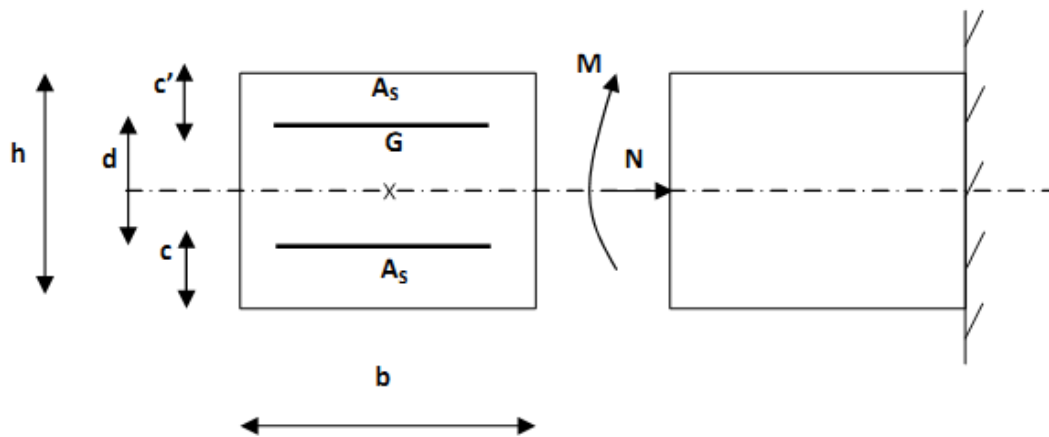


Figure. III.1.3 : Section rectangulaire soumise à la flexion

III.1.3.1. calcul à l'ELU :

❖ **position du centre de pression :**

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1.2}{3.13} \approx 0.38 \text{ m} \geq \left(\frac{h}{2} - c'\right) = \left(\frac{0.10}{2} - 0.03\right) = 0.02 \text{ m}$$

Le centre de pression se trouve en dehors de la zone délimitée par les armatures, nous avons donc une section partiellement comprimée. Le calcul des armatures se fera en deux étapes :

✓ **Etape fictive :**

$$M_f = M_u + N_u \times \left(\frac{h}{2} - c\right) = 1.2 + 3.130 \times (0.05 - 0.03) = 1.263 \text{ KN.m}$$

$$M_f = f_{bu} \cdot b \cdot d^2 \cdot \mu_u \implies \mu_u = \frac{M_f}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2}$$

$$\text{Avec : } f_{bu} = 0.85 f_{c28} / 1.5 = 14.16 \text{ MPa}$$

$$\mu_u = \frac{1.263 \times 10^3}{14.16 \times 100 \times 7^2} = 0.018$$

- **Calcul de μ_{id} :**

$$\mu_{id} = 0.8 \times \alpha_{id} (1 - 0.4 \alpha_{id})$$

$$\alpha_{id} = \frac{3.5 \times 10^{-3}}{23.5 \times 10^{-3} + 0.00173} = 0.668 \implies \mu_i = 0.8 \times 0.668 (1 - 0.4 \times 0.668) = 0.392$$

On a $\mu_u = 0.018 < \mu_i = 0.392 \implies$ la section est simplement armée \implies SSA

➤ Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

- **Les armatures fictives en flexion simple :**

$$\beta = 1 - 0.4\alpha \quad \text{avec : } \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.018}) = 0.0227$$

$$\text{D'où } \beta = 0.991$$

$$\implies A_{stf} = \frac{M_f}{\sigma_{st} \cdot d \cdot \beta_f} = \frac{1.263 \times 10^3}{348 \times 7 \times 0.991} \approx 0.523 \text{ cm}^2$$

✓ **Etape réelle :**

❖ **Les armatures réelles en flexion composée :**

$$A_{str} = A_{stf} - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0.52 - \frac{3.13 \times 10^3}{384 \times 10^2} = 0.082 \text{ cm}^2$$

III.1.3.2. Vérification à l'ELU :

a) condition de non fragilité :

L'acrotère est généralement ferraillé à la condition de non fragilité $A_s \geq A_{min}$

$$A_{str} \geq A_{min} = 0.23 \times \left[\frac{f_{t28}}{f_e} \times \frac{e_s - 0.455(d)}{e_s - 0.185(d)} \right] \times b \times d$$

Avec :

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

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.8}{2.319} \approx 0.34 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } A_{min} = 0.23 \times \frac{2.1}{400} \times \frac{34 - 0.455 \times 8}{34 - 0.185 \times 8} \times 100 \times 8 = 0.90$$

On remarque qu' $A_{str} < A_{min} \longrightarrow$ la section n'est pas vérifiée

Donc on adopte une section : $A_{str}=A_{min} = 0.90\text{cm}^2$

Soit 4HA8 $A_{str}=2.01\text{cm}^2/\text{ml}$ avec un espacement $S_t=100/4=25\text{cm}$

- **Les armatures de répartition :**

$$A_s = \frac{A}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.502\text{cm}^2$$

Soit 4HA8 $A_{str}=2.01\text{cm}^2/\text{ml}$ avec un espacement $S_t=100/4=25\text{cm}$

b) Vérification de l'écartement dans les barres :

Armatures verticaux:

$$A=2.01\text{cm}^2$$

$$S_t \leq \min \left\{ 3h, 33\text{cm} \right\} = 30\text{cm}$$

$$S_t = 25\text{ cm}$$

Armatures de répartition:

$$S_t \leq \min \left\{ 4h, 45\text{cm} \right\} = 30\text{cm}$$

$$S_t = 25\text{ cm}$$

c. Vérification au cisaillement :(BAEL 91 art 5.1.1)

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \text{ Avec : } \tau_u : \text{Contrainte de cisaillement.}$$

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

On a aussi : $\tau_u = \min \left(0.15 \frac{f_c}{\gamma_b}, 4\text{MPa} \right) = 2.5\text{MPa}$ pour la fissuration préjudiciable.

$$\tau_u = \frac{1.5 \times 10^3}{1000 \times 80} = 0.0187\text{MPa} \leq 2.5\text{MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ Donc pas de risque de cisaillement.

d. Vérification de l'adhérence des barres :

Le béton armé est composé de béton et d'acier. Il est donc nécessaire de connaître le comportement de l'interface entre ces deux matériaux. Pour cela, on doit vérifier que :

$$\overline{\tau_{se}} < \tau_{seu} = \Psi_s f_{tj} \text{ Avec : } \tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum U_i}$$

$$V_u = 1.5\text{KN}$$

$$\Psi_s = 1.5 \longrightarrow (\text{Hautes adhérences})$$

ΣU_i : Somme du périmètre utile des barres

$$\Sigma U_i = \pi \cdot 4 \cdot \phi = 4 \times 3.14 \times 0.8 = 10.048 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \bar{\tau}_{seu} = 3.15 \text{ MPa} > \tau_{se} = 0.207 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ Donc pas de risque d'entraînement des barres.

e. Ancrage des barres verticales :

Pour avoir un bon ancrage droit, il faut mettre en œuvre un ancrage qui est défini par sa longueur de scellement droit (L_s).

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \tau_{se}} \quad \text{et} \quad \tau_{se} = 0.6 \Psi_s^2 f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{0.8 \times 400}{4 \times 2.835} = 28.22$$

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

f. Vérification vis-à-vis de l'ouverture des fissures :

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est prise comme préjudiciable. Les contraintes limites dans le béton et les aciers doivent vérifier les conditions suivantes

- Vérification vis-à-vis de l'ouverture des fissures :

$$\sigma_s = \bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}} \right\}$$

$$\text{On a des aciers :} \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{HA : } \Phi \geq 6 \text{ mm} \\ F_e E400 \\ \eta = 1.6 : \text{Fissuration préjudiciable} \end{array} \right.$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} 400, 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right) = \min (266.66, 201.63)$$

$$\bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 x d x A_s}$$

Valeur de β_1 :

$$\rho = \frac{100 A_s}{b d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 8} = 0.251 \xrightarrow{\text{Tableau}} \text{Après interpolation} \longrightarrow (\beta_1 = 0.9207)$$

$k_1 = 47.7$

$$\text{Alors : } \sigma_s = \frac{0.8 \times 10^6}{0.9207 \times 80 \times 2.01 \times 10^2} = 54.04 \text{ MPa}$$

La section est justifiée vis-à-vis de l'ouverture des fissures.

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{54.04}{47.7} = 1.13 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1.13 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

g. Vérification de l'acrotère au séisme (Art 6.2.3 du RPA99) :

Pour que l'acrotère soit prémuni des efforts provoqués par le séisme, l'action des forces horizontales F_p doit être inférieure ou égale à l'action de la main courante

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

A : coefficient de force horizontale pour les éléments secondaires (zone III). $A = 0.25$

C_p : Facteur de force horizontale pour les éléments secondaires $C_p = 0.8$

W_p : poids de l'acrotère $W_p = 2.319 \text{ KN/ml}$

D'où $F_p = 4 \times 0.25 \times 0.8 \times 2.319 = 1.85 \text{ KN} > Q = 1 \text{ KN} \longrightarrow \text{condition NON vérifiée}$

L'acrotère est calculé avec un effort horizontal supérieur à la force sismique F_p , d'où on opte pour le calcul suivant :

❖ Les charges :

Poids propre de l'acrotère: $G = 2.319 \text{ KN/ml}$

Surcharge d'exploitation : $Q = 1 \text{ KN/ml}$

Force sismique : $F_p = 1.85 \text{ KN/ml}$

❖ Sollicitations :

G : Crée un effort normal : $N_G = G = 2.319 \text{ KN/ml}$

Crée un Moment : $M_G = 0$

Q : Crée un effort normal : $N_Q = 0 \text{ KN}$

Crée un Moment : $M_Q = Q \times H = 1 \times 0.8 = 0.8 \text{ KNm}$

F_p : Crée un effort normal : $N_{F_p} = 0 \text{ KN}$

Crée un Moment : $M_{F_p} = F_p \cdot 2 \cdot H / 3 = 0.98 \text{ KNm}$

❖ Combinaison des sollicitations :

ELU : $N_U = 1.35 N_G + 1.5 N_Q$

$M_U = 1.35 M_G + 1.5 M_Q$

ELS : $N_{ser} = N_G + N_Q$

$M_{ser} = M_G + M_Q$

Combinaison accidentelle : $G+0.75Q+ F_p$

$$ELA : N_A=N_G+0.75N_Q+N_{Fp}$$

$$M_A=M_G+0.75M_Q+M_{Fp}$$

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Cas	combinaisons	M(KNm)	N(KN)
ELU	1.35G+1.5Q	1.2	3.130
ELS	G+Q	0.8	2.319
ELA	G+0.75Q+ F_p	1.58	2.319

3. Ferrailage :

Le travail consiste à étudier une section Rectangulaire avec :

$$h=10 \text{ cm} \quad b=100 \text{ cm}$$

$$d=7 \text{ cm} \quad d'=3 \text{ cm}$$

III.2.3.1. Calcul des armatures à L'E.L.U :

- Calcul de l'excentricité :**

$$e_u = M_u / N_u = \frac{1.2}{3.130} = 0.38 \text{ m}$$

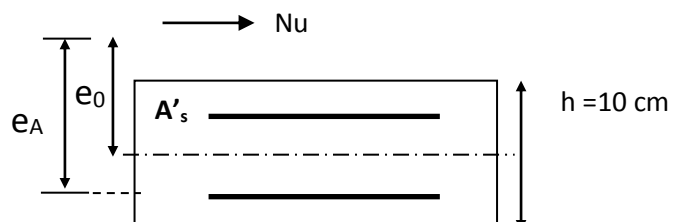
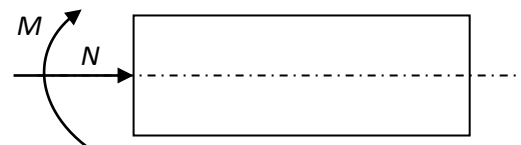
$$h/2 - d' = 5 - 3 = 2 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad e_u = 38 \text{ cm} > h/2 - d' = 3 \text{ cm}$$

D'où Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures, et l'effort normal (N) est un effort de compression ($N_u > 0$), donc la section est partiellement comprimée, elle sera calculée en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif M_f puis on se ramène à la flexion composée.

- Calcul en flexion simple :**

$$e_A = e_0 + (h/2 - d') = 0.38 + (0.1/2 - 0.03) = 0.4 \text{ m}$$

$$M_F = N_u \times e_A = 3.13 \times 0.4 = 1.252 \text{ KN.m}$$



$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_F}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$\mu_{bu} = \frac{1.252 \times 10^{-3}}{1 \times 0.07^2 \times 14.2} = 0.018$$

$$\mu_{lu} = (3440\gamma + 49 \times f_{c28} - 3050) \times 10^{-4}$$

$$\gamma = \frac{M_F}{M_s} = \frac{0.996}{0.6} = 1.66$$

$$\mu_{lu} = (3440 \times 1.66 + 49 \times 25 - 3050) \times 10^{-4} = 0.39$$

$$\mu_{bu} < \mu_{lu} \Rightarrow A' = 0 \quad \Longrightarrow \quad (\text{Pas d'armature comprimée})$$

$$\mu_{bu} = 0.018 < 0.392 \quad \Longrightarrow \quad \text{On utilise la méthode simplifiée}$$

$$Z_b = d(1 - 0.6 \times \mu_{bu})$$

$$Z_b = 0.07 (1 - 0.6 \times 0.018) = 0.07$$

$$A = \frac{M_f}{\tau_b \times F_{bu}} = \frac{1.252 \times 10}{0.07 \times 348} = 0.51 \text{ cm}^2$$

- **Les armatures en flexion composée :**

$$A' = Afs' = 0 \quad A = Afs - \left(\frac{N_u}{F_{bu}}\right) = 0.51 - \frac{3.130 \times 10}{348} = 0.420 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23 (b \times d) f_{t28}/f_{ed} \quad , \quad f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_{\min} = 0.23 (1 \times 0.07) \times 2.1/400 = \mathbf{0.845 \text{ cm}^2}$$

On remarque que : $A_u < A_{\min}$

III.2.3.2. Calcul des armatures à L'E.L.A :

- **Calcul de l'excentricité :**

$$e_0 = M_A / N_A = 1.58 / 2.319 = 0.68 \text{ m}$$

$$h/2 - d' = 5 - 3 = 2 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad e_0 = 68 \text{ cm} > h/2 - d' = 2 \text{ cm}$$

D'où Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures, et l'effort normal (N) est un effort de compression ($N_u > 0$), donc la section est partiellement

comprimée, elle sera calculée en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif M_f puis on se ramène à la flexion composée.

- **Calcul en flexion simple :**

$$e_A = e_0 + (h/2 - d') = 0.68 + (0.1/2 - 0.03) = 0.70 \text{ m}$$

$$M_F = N_u \times e_A = 2.319 \times 0.70 = 1.62 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_F}{b \times d^2 \times f_{bu}} \quad C$$

$$\mu_{bu} = \frac{1.62 \times 10^{-3}}{1 \times 0.07^2 \times 21.7} = 0.015$$

$$\mu_{lu} = (3440\gamma + 49 \times f_{c28} - 3050) \times 10^{-4}$$

$$\mu_{lu} = 0.392$$

$$\mu_{bu} < \mu_{lu} \Rightarrow A' = 0 \text{ (Pas d'armature comprimée)}$$

$$Z_b = d(1 - 0.6 \times \mu_{bu})$$

$$Z_b = 0.07(1 - 0.6 \times 0.015) = 0.069$$

$$A = \frac{M_f}{z_b \times f_{ed}} = \frac{1.62 \times 10}{0.069 \times 400} = 0.59 \text{ cm}^2$$

- **Les armatures en flexion composée :**

$$A' = A_{fs}' = 0 \quad A = A_{fs} - \left(\frac{N_u}{F_{bu}}\right) = 0.59 - \frac{2.319 \times 10}{400} = 0.532 \text{ cm}^2$$

III.2.3.3..Calcul des armatures à L'E.L.S :

On a: $N_{ser} = 2.319 \text{ KN/m}$

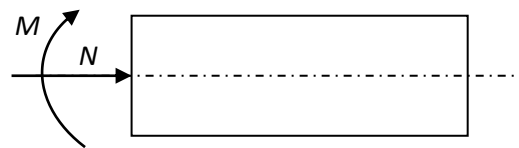
$$M_{ser} = 0.8 \text{ KN.m}$$

$$M_{br} = \frac{1}{2} \alpha_1 \left(1 - \frac{\alpha_1}{3}\right) \times b_0 \times d^2 \times \overline{\sigma_{bc}}$$

$$\alpha_1 = 15 \overline{\sigma_{bc}} / (15 \overline{\sigma_{bc}} + \overline{\sigma_s})$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma_s} = \min\left(\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta F_{tj}}\right) \Rightarrow \text{Fissuration préjudiciable}$$



$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} 400, 110\sqrt{1.6 \times 2.1}\right) = \min(266.67, 201.63) = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\alpha_1 = 15(15) / (15 \times 15 + 201.63) = 0.53$$

$$M_{rb} = \left\{ \frac{1}{2} (0.53) \left(1 - \frac{0.53}{3} \right) \right\} 1 \times 0.07^2 \times 15 \times 10^3 = 16.04 \text{ KNm}$$

$$M_{rb} > M_{ser} \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_s = \frac{M_{sr}}{b_0 d^2 \bar{\sigma}_s} = \frac{0.8 \times 10^{-3}}{1 \times 0.07^2 \times 201.63} = 0.00081$$

On applique la méthode simplifiée :

$$Z_{b1} = \frac{15}{16} d \frac{40\mu_s + 1}{54\mu_s + 1} = \frac{15}{16} \times 7 \times \frac{(40 \times 0.00081) + 1}{(54 \times 0.00081) + 1} = 6.49 \text{ cm}$$

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{Z_{b1} \times \bar{\sigma}_s} = \frac{0.8 \times 10^3}{6.49 \times 201.63} = 0.61 \text{ cm}^2$$

$$A_{ser} = 0.61 \text{ cm}^2$$

- **Conclusion de ferrailage :**

$$A_s = \text{Max} (A_{ser}; A_u; A_a; A_{min}) = (0.61 ; 0.42 ; 0.532 ; 0.845) = 0.845 \text{ cm}^2$$

On prend **4HA8 (2.01 cm²)** avec espacement de **25 cm**

- **Armature de répartition :**

$$A_r = A_s / 4 = 2.01 / 4 = 0.5 \text{ cm}^2$$

On prend \Rightarrow **4HA8 (2.1 cm²)** avec espacement **S_t=25 cm**

III.2.4. Vérifications à l'E.L.U :

❖ **Vérification de l'effort tranchant :**

Il faut vérifier que $\tau_{u \max} < \bar{\tau}$ tel que :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b x d} = \frac{1.5 \times 10^3}{1 \times 0.07} = 0.021 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec } T_u = 1.5 \times Q = 1.50 \text{ kN}$$

$$\bar{\tau} = \min\left(0.15 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa}\right)$$

$$\bar{\tau} = \min\left(0.15 \times \frac{25}{1.5}, 4 \text{ MPa}\right) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} > \tau_u \quad \text{Condition vérifiée.}$$

❖ Vérification d'adhérence des barres au cisaillement :

La contrainte d'adhérence doit être inférieure à la valeur limite ultime $\tau_{se} < \bar{\tau}_s = \psi_s f_{ct28}$
(ψ_s : Coefficient de scellement)

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9d \sum u_i}$$

$\psi_s = 1.5$ (acier Fe400, haute adhérence)

τ_{se} : Contrainte d'adhérence

$\bar{\tau}_s$: Contrainte d'adhérence

$\sum u_i = n\pi\phi$: Somme du périmètre utile des barres

n: nombre des barres

ϕ : Diamètre des barres ($\phi = 8\text{mm}$)

$$\tau_{se} = \frac{1500}{0.9 \times 0.07 \times 4 \times \pi \times 0.008 \times 10^6} = 0.24 \text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_s = \psi_s f_{tj} = \psi_s f_{t28}$$

$$\bar{\tau}_s = 1.5(2.1) = 3.15 \text{MPa}$$

$\tau_{se} = 0.24 < 3.15 \text{MPa} \implies$ condition vérifiée donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres

III.2.5. Vérification à l'ELS :

La contrainte dans le béton : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

La contrainte dans l'acier : $\sigma_s < \bar{\sigma}_s$

$$e_{ser} = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0.8}{2.319} = 0.34\text{m} > 0.03\text{m} \implies \text{la section est partiellement comprimée}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{ct28} = 15 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = y \times k \quad \text{Avec} \quad k = \frac{M_{ser}}{I}$$

On a :

$$\frac{b \times y^2}{2} + \eta(A + A') \times y - \eta(A \cdot d + A' \cdot d') = 0 \quad \text{Avec} \quad (A' = 0 \text{ et } \eta = 15)$$

$$\implies 50y^2 + 15 \times 2.01y - 15 \times 7 \times 2.01 = 0$$

$$\implies 50y^2 + 30.15y - 211.05 = 0 \implies y = 1.78 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A(d - y)^2 + \eta A'(y - d')^2$$

$$I = \frac{100}{3} (1.78)^3 + 15 \times 2.01 \times (7 - 1.78)^2 = 1009.53 \text{ cm}^4$$

❖ **Contrainte de compression dans le béton :**

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

Contrainte maximale dans le béton comprimé : $\sigma_{bc} = Ky$

$$K = \frac{M_{ser}}{I}$$

—

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{0.8}{1009.53 \times 10^{-8}} = 7.92 \times 10^4 \text{ KN/m}^3$$

$$K = 0.0792 \text{ N/mm}^3$$

$$\sigma_{bc} = K \times y = 0.0792 \times 17.8 = 1.41 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \implies \text{Condition vérifiée}$$

❖ **Vérification des contraintes maximales dans l'acier :**

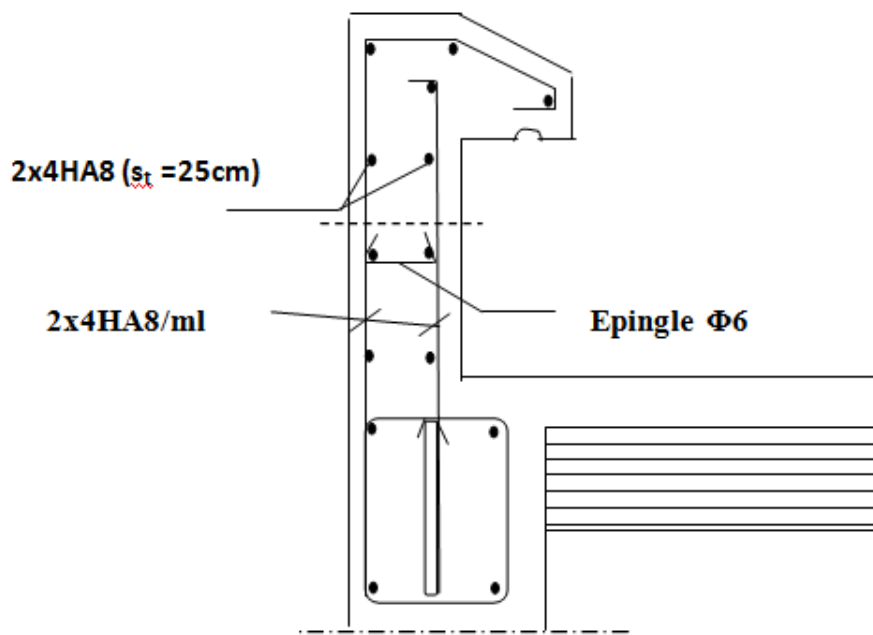
On doit vérifier que : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right\} = \min(267.67 \text{ MPa}; 201.63 \text{ MPa})$$

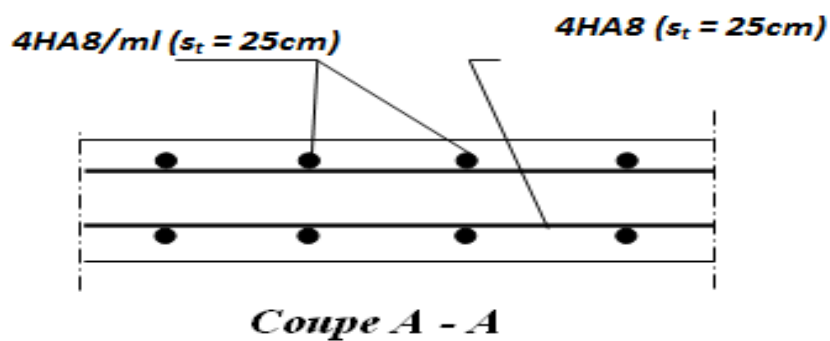
$$\bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \eta \cdot k \cdot (d - y) = 15 \times 0.0792 \times (70 - 17.8)$$

$$\sigma_s = 62.01 \leq \bar{\sigma}_s = 201.63 \implies \text{Condition vérifiée}$$



FigIII.2 : Ferrailage de l'acrotère



III.2.Les Planchers :

III.2.1. Introduction:

La structure comporte des planchers en corps creux (16+4), dont les poutrelles sont Préfabriquées, disposées suivant le sens transversal et sur lesquelles repose le corps creux, et des dalles pleines d'épaisseur 15 cm.

Les planchers à corps creux sont constitués de :

Nervure appelé poutrelle de section en T, elle assure la fonction de portance.

La distance entre axe des poutrelles est de 65cm.

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

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

III.2.2. Ferrailage De La Dalle De Compression:

La table de compression de 4 à 5 cm d'épaisseur est coulée sur place, elle est armée d'un quadrillage de treillis soudé de nuance (TLE 520) dont le but est de :

- limiter les risques de fissurations par retrait ;
- résister aux effets des charges appliquées sur des surfaces réduites ;
- répartir les charges localisées entre poutrelles voisines.

Les dimensions des mailles sont au plus égale à celles indiquées par le règlement Les dimensions des mailles sont au plus égale à celles indiquée(BAEL 91/B.6.8,423) qui sont :

- 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles;
- 33 cm pour les armatures parallèles aux poutrelles.

Les sections d'armatures doivent satisfaire les conditions suivantes :

A) les armatures \perp aux poutrelles (BAEL 91/B.6.8,5) :

$$A_{\perp} = \frac{4l'}{f_e}$$

Avec : l' =distance entre axes des poutrelles comprise entre 50 et 80 cm

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

On adoptera $A_{\perp} = 5T5 / \text{ml} = 0.98 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ avec un espacement $St = 15 \text{ cm}$.

B) les armatures // aux poutrelles :

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0.98}{2} = 0.49 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adoptera $A_{//} = 5T5 / \text{ml} = 0.98 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ avec un espacement $St = 15 \text{ cm}$.

Conclusion : pour le ferrailage de la dalle de compression, on adoptera un treillis soudé de mailles (150x150) mm², avec 5T5/ml

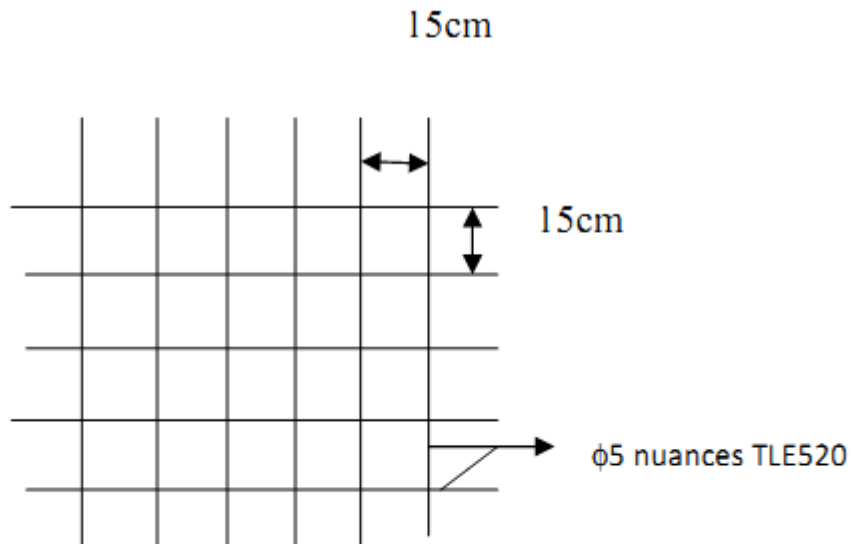


Figure.III.2.1: ferrailage de la dalle de compression

III.2.3. Calcul des poutrelles à l'ELU :

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

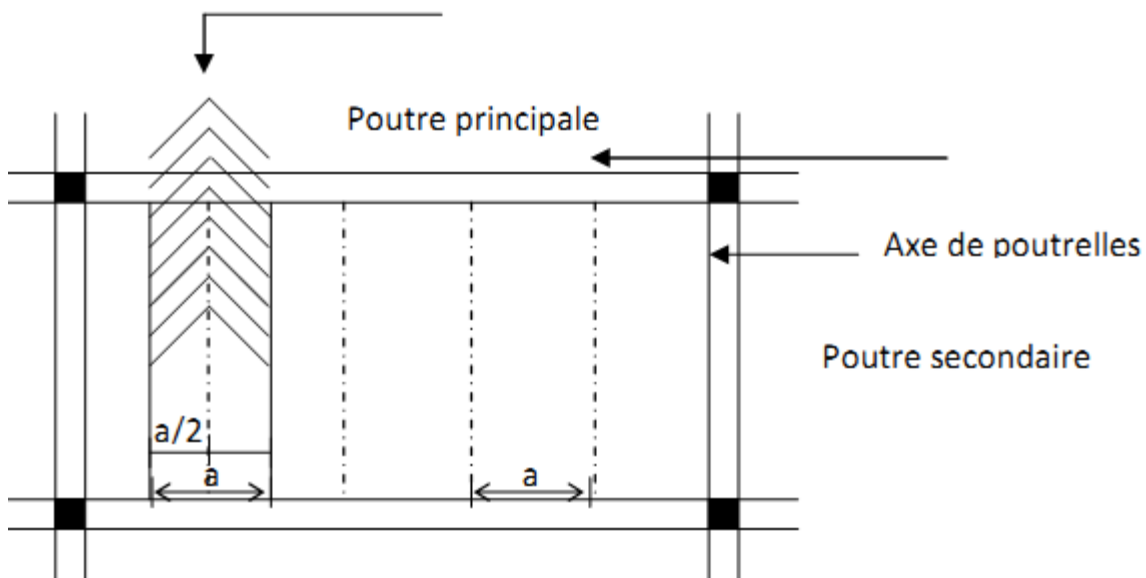


Figure III.2.2 : Surfaces revenant aux poutrelles

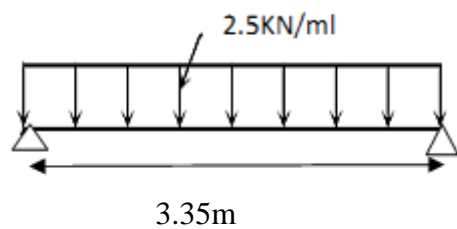
A/ Avant le coulage :

Avant le coulage de la dalle de compression les poutrelles sont considérées comme étant simplement appuyées à ces deux extrémités, et soumises aux charges suivantes :

- poids propre de la poutrelle : $25 \times 0.12 \times 0.04 = 0.12 \text{ KN/ml}$
- poids propre du corps creux : $0.65 \times 0.95 = 0.62 \text{ KN/ml}$
- surcharge Q due au poids propre de l'ouvrier : $Q = 1 \text{ KN/ml}$

1. combinaison d'actions :

A l'ELU : $Q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35(0.12 + 0.62) + 1.5 \times 1 = 2.5 \text{ KN/ml}$



2. Calcul du moment isostatique :

$$M_u = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{2.5 \times 3.35^2}{8} = 3.51 \text{ KN.m}$$

$$V_u = \frac{q_u l}{2} = \frac{2.5 \times 3.35}{2} = 4.19 \text{ KN}$$

3. Calcul des armatures :

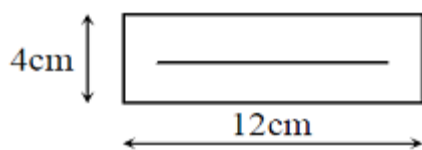


Figure.III.2.3

$$d = h - c = 4 - 2 = 2 \text{ cm}$$

$$\mu_b = \frac{M_u}{b d^2 f_{b_u}} = \frac{3.51 \times 10^6}{120 \times 20^2 \times 14.2} = 5.13 > 0.392$$

$$\mu_b > \mu_1 = 0.392 \longrightarrow \text{S.D.A}$$

Donc les armatures comprimées sont nécessaires, et comme la section de la poutrelle est très réduite il est impossible de les placer, alors on est obligé de prévoir des étais intermédiaires pour l'aider à supporter les charges avant le coulage de la dalle de Compression (espacement entre étais : 80 à 120 cm).

B/Calcul Après Coulage De La Dalle De Compression :

Dans ce cas, le calcul est conduit en considérant la poutrelle comme une poutre continue, de section en T avec une inertie constante reposant sur plusieurs appuis ; les appuis de rives sont considérés comme semi encastré et les appuis intermédiaires comme étant simples.

- **Détermination des dimensions de la section en T :**

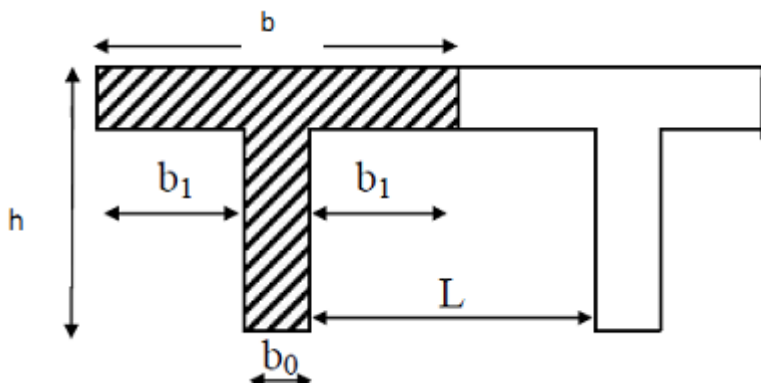


Figure III.2.4. Les dimensions de la section en T

$h = 16 + 4 = 20$ cm (hauteur de la dalle)

$h_0 = 4$ cm (épaisseur de la dalle de compression) h_0

$C = 2$ cm (enrobage)

$d = 18$ cm (hauteur utile)

b_1 : largeur de l'hourdis

Avec :

L : distance entre faces voisines de deux nervures

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

• combinaisons de charges :

- poids propre du plancher (étage courant) : $G = 5.10 \times 0.65 = 3.32 \text{ KN / ml ;}$

-poids propre du plancher terrasse accessible: $G = 5.46 \times 0.65 = 3.55 \text{ KN / ml ;}$

surcharge d'exploitation

Usage d'habitation : $Q = 1.5 \times 0.65 = 0.98 \text{ KN/ml ;}$

Usage de commerce: $Q = 3.5 \times 0.65 = 2.275 \text{ KN/ml ;}$

Usage de service : $Q = 2.5 \times 0.65 = 1.625 \text{ KN/ml}$

Dernier étage(partie accessible) : $Q = 1.5 \times 0.65 = 0.975 \text{ KN/ ml .}$

Dernier étage(partie inaccessible) : $Q = 1 \times 0.65 = 0.65 \text{ KN/ ml .}$

$$\begin{cases} ELU: q_u = (1,35G + 1,5Q) \times 0,65 \\ ELS: q_{ser} = (G + Q) \times 0,65 \end{cases}$$

	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	q _u (KN/ml)	q _{ser} (KN/ml)
Planché terrasse accessible	5.46	1.5	6.25	4.52
Planché terrasse inaccessible	5.46	1	5.76	4.19
Planché étage courant	5.10	1.5	5.94	4.29
Planché étage de service	5.10	2.5	6.91	4.94
RDC (commerce)	5.10	3.5	7.89	5.59

Tableau III.1 : Evaluation des charges

On adoptera pour le calcul le plancher du RDC.

- Nous avons deux types de poutrelles :

Le premier comporte un plancher sur 4 appuis et le deuxième sur 3 appuis.

• choix de la méthode :

Les efforts internes sont déterminés, selon le type de plancher ; à l'aide des méthodes suivantes :

a-Méthode forfaitaire

b-Méthode des trois moments

c-Méthode de Caquot

a) Vérification des conditions de la méthode forfaitaire :

(ART B.6.2, 210/BAEL91 modifié99) :

1. $Q=1.5\text{KN/ml} < 5\text{KN/ml}$ \longrightarrow Condition vérifiée.

2. les moments d'inerties des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées en continuité \longrightarrow condition vérifiée

3. les portées libres successives sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25 :

$$(0.80 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25)$$

$$\frac{3.20}{3.20} = 1, \quad \frac{3.20}{3.35} = 0.95, \quad \frac{3.35}{2.90} = 1.15, \quad \frac{2.90}{3.35} = 0.86, \quad \frac{3.35}{3.20} = 1.04$$

\longrightarrow Condition vérifiée

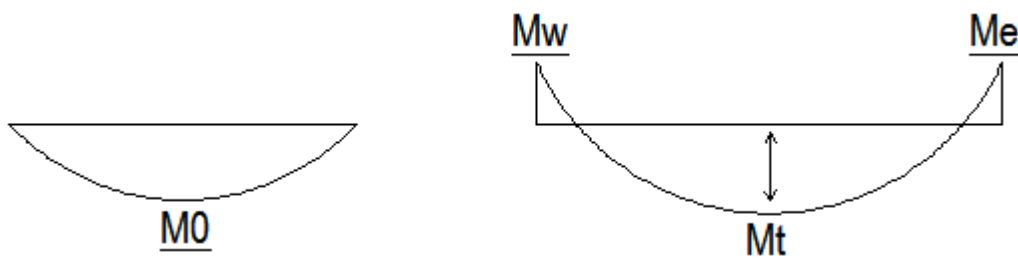
4. La fissuration est considérée comme non préjudiciable. \longrightarrow Condition vérifiée.

Conclusion :

Les conditions sont vérifiées donc la méthode forfaitaire est applicable.

b) Rappel sur la méthode forfaitaire :

Le principe de la méthode consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travées à partir de la fraction fixée forfaitairement de la valeur maximale du moment fléchissant en travées ; celle-ci étant supposée isostatique de la même portée libre et soumise aux mêmes charges que la travée considérée.



$$\alpha = \frac{Q}{G+Q}$$

Avec : α = le rapport des charges d'exploitations à la somme des charges permanentes et d'exploitations non pondérés.

Les valeurs M_w et M_e doivent vérifier les conditions suivantes :

$$\left. \begin{aligned} M_t &\geq -\frac{M_t + M_e}{2} + \text{Max} \left\{ 1.05M_0; (1+0.3\alpha)M_0 \right\} \\ M_t &\geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_0 \longrightarrow \text{Travée intermédiaire} \\ M_t &\geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_0 \longrightarrow \text{Travée de rive} \end{aligned} \right\} \text{ On prend } M_t^{\text{Max}}$$

Avec :

- ✓ M_t : moment maximal en travée considérée ;
- ✓ M_e : moment sur l'appui de droite en valeur absolue ;
- ✓ M_w : moment sur l'appui de gauche en valeur absolue ; valeur maximal du moment fléchissant dans la travée de comparaison.

$$M_0 = \frac{ql^2}{8}$$

Avec ℓ longueur entre nus d'appuis

- ✓ Les valeurs de chaque moment sur appuis intermédiaire doit être au moins égale à :
- ✓ $0.6 M_0$ pour une poutre à deux travées ;
- ✓ $0.5 M_0$ pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées ;
- ✓ $0.4 M_0$ pour les autres appuis intermédiaires pour une poutre à plus de trois travées.

1^{er} cas :

On a une poutre sur quatre appuis, on aura donc le diagramme suivant :

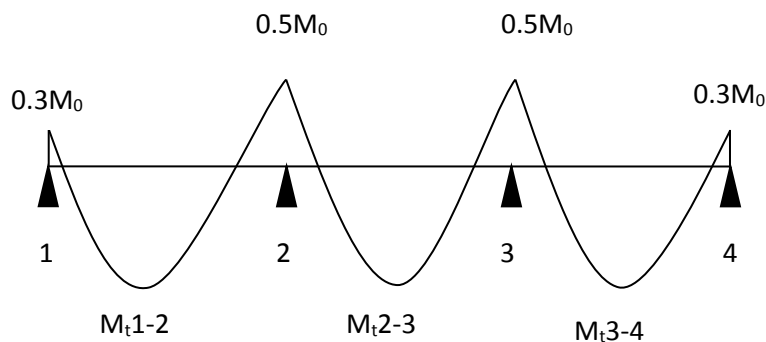


Figure .III.2.5: diagramme des moments d'une poutre continue

c) Application de la méthode :

$$\text{à l'ELU } q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 \times 5.10 + 1.5 \times 3.5 = 12.135 \text{ KN/ml}$$

$$\text{à l'ELS } : q_s = G + Q = 5.10 + 3.35 = 8.6 \text{ KN/ml}$$

d) calcul du rapport de charge α :

$$\left\{ \begin{aligned} \alpha &= \frac{Q}{G+Q} = \frac{3.5}{3.5+5.10} = 0.41 \text{ KN/ml} \\ 1 + 0.3\alpha &= 1.123 \end{aligned} \right.$$

$$\frac{1+0.3\alpha}{2} = 0.561$$

$$\frac{1.2+0.3\alpha}{2} = 0.661$$

e)calcul des moments fléchissant :

✓ **calcul des moments isostatiques M_{oi} à l'ELU :**

$$M_{01} = \frac{q_u x l^2}{8} = \frac{12.135 \times 3.35^2}{8} = 17.02 \text{ KN.m}$$

$$M_{02} = M_{03} = \frac{q_u x l^2}{8} = \frac{12.135 \times 3.20^2}{8} = 15.53 \text{ KN.m}$$

✓ **calcul des moments sur appuis :**

$$M_1 = 0.3M_{01} = 0.3 \times 17.02 = 5.11 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = 0.5 \max (M_{01} ; M_{02}) = 0.5 \times 17.02 = 8.51 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = 0.5 \max (M_{02} ; M_{03}) = 0.5 \times 15.53 = 7.77 \text{ KN.m}$$

$$M_4 = 0.3M_{01} = 0.3 \times 15.53 = 4.66 \text{ KN.m}$$

✓ **Calcul moments en travées :**

$$\text{Travée 1.2 : } \begin{cases} M_t \geq -\frac{5.11+8.51}{2} + \max (1.05 \times 17.02 ; 1.123 \times 17.02) = 12.3 \text{ KN.m} \\ M_t \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_0 = 0.661 \times 17.02 = 11.25 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Soit : $M_{1.2} = 12.3 \text{ KN.m}$

$$\text{Travée 2.3 : } \begin{cases} M_t \geq -\frac{8.51+7.77}{2} + \max (1.05 \times 15.53 ; 1.123 \times 15.53) = 9.30 \text{ KN.m} \\ M_t \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_0 = 0.561 \times 15.53 = 8.71 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Soit : $M_{2,3}=9.3 \text{ KN.m}$

$$\text{Travée 3.4 : } \left\{ \begin{array}{l} M_t \geq -\frac{4.66+7.77}{2} + \max (1.05 \times 15.53 ; 1.123 \times 15.53) = 11.23 \text{ KN.m} \\ M_t \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_0 = 0.661 \times 15.53 = 10.27 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Soit : $M_{3,4}=11.23 \text{ KN.m}$

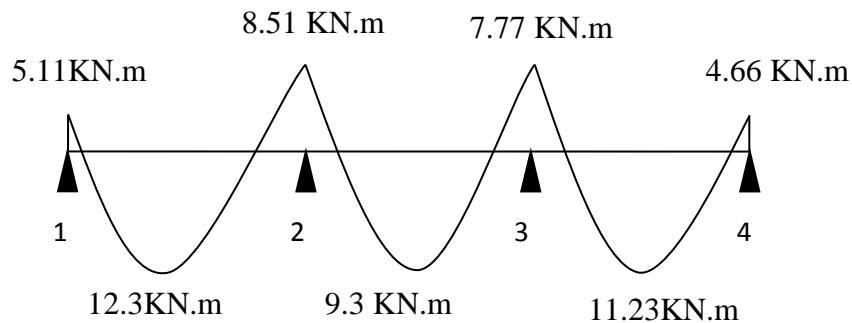


Figure.III.2.6 : diagramme des moments d'une poutre continue

f) Calcul des efforts tranchants :

L'effort tranchant en tout point d'une poutre est donné par la formule suivante :

$$T(x) = \theta(x) + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i}$$

Avec : $\theta(x=0) = \frac{qu \times l}{2}$

$$\left\{ \begin{array}{l} T_w = \frac{qu \times l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i} \\ T_e = -\frac{qu \times l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i} \end{array} \right.$$

$$\theta(x=L) = -\frac{qu \times l}{2} \quad \Rightarrow$$

$T(x)$: effort tranchant sur appui ;

$\theta(x)$: effort tranchant de la travée isostatique ;

M_i et M_{i+1} : moment sur appuis i , $i+1$ respectivement en valeur algébrique ;

T_w : effort tranchant sur appui gauche de la travée ;

T_e : effort tranchant sur appui droit de la travée ;

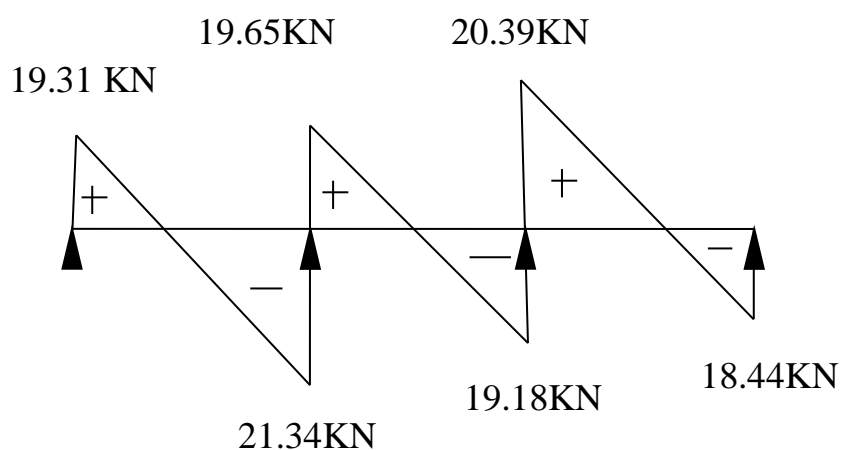
L : longueur de la travée

• **Application :**

$$\text{Travée 1.2} \quad \left\{ \begin{array}{l} T_1 = \frac{12.135 \times 3.35}{2} + \frac{(-8.51) - (-5.11)}{3.35} = 19.31 \text{ KN} \\ T_2 = -\frac{12.135 \times 3.35}{2} + \frac{(-8.51) - (-5.11)}{3.35} = -21.34 \text{ KN} \end{array} \right.$$

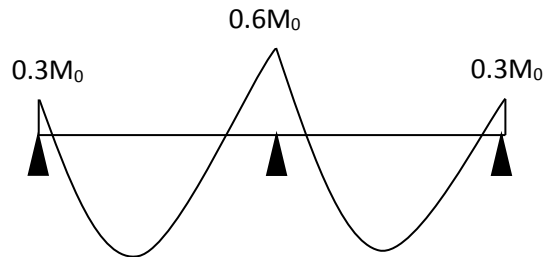
$$\text{Travée 2.3} \quad \left\{ \begin{array}{l} T_1 = \frac{12.135 \times 3.20}{2} + \frac{(-7.77) - (-8.51)}{3.20} = 19.65 \text{ KN} \\ T_2 = -\frac{12.135 \times 3.20}{2} + \frac{(-7.77) - (-8.51)}{3.20} = -19.18 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$\text{Travée 3.3} \quad \left\{ \begin{array}{l} T_1 = \frac{12.135 \times 3.20}{2} + \frac{-(4.66) - (-7.77)}{3.20} = 20.39 \text{ KN} \\ T_2 = -\frac{12.135 \times 3.20}{2} + \frac{-(4.66) - (-7.77)}{3.20} = -18.44 \text{ KN} \end{array} \right.$$



2^{ème} cas :

On a une poutre sur trois appuis ; on aura donc le diagramme suivant :



a) calcul des moments fléchissant :

✓ calcul des moments isostatiques M_{oi} à l'ELU :

$$M_{01} = \frac{q_u x l^2}{8} = \frac{12.135 \times 3.20^2}{8} = 15.53 \text{ KN.m}$$

$$M_{02} = \frac{q_u x l^2}{8} = \frac{12.135 \times 3.35^2}{8} = 17.02 \text{ KN.m}$$

✓ calcul des moments sur appuis :

$$M_1 = 0.3M_{01} = 0.3 \times 15.53 = 4.66 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = 0.6 \max (M_{01}; M_{02}) = 0.6 \times 17.02 = 10.21 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = 0.3M_{02} = 0.3 \times 17.02 = 5.11 \text{ KN.m}$$

✓ Calcul moments en travées :

$$\text{Travée 1.2 : } \left\{ \begin{array}{l} M_t \geq -\frac{4.66+10.21}{2} + \max (1.05 \times 15.53 ; 1.123 \times 15.53) = 10.00 \text{ KN.m} \\ M_t \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_0 = 0.661 \times 15.53 = 10.27 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Soit : $M_{12} = 10.27 \text{ KN.m}$

$$\text{Travée 2.3: } \left\{ \begin{array}{l} M_t \geq -\frac{5.11+10.21}{2} + \max (1.05 \times 17.02 ; 1.123 \times 17.02) = 11.45 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$M_t \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_0 = 0.661 \times 17.02 = 11.25 \text{ KN.m}$$

Soit : $M_{23} = 11.45 \text{ KN.m}$

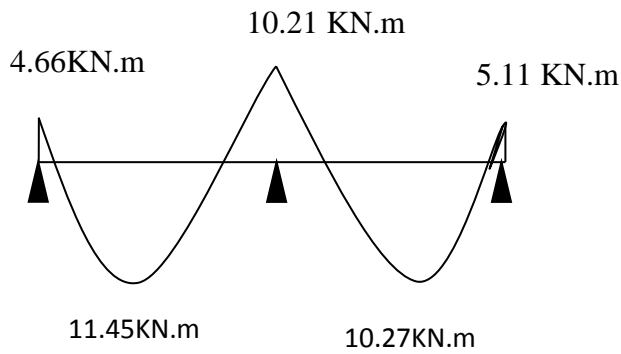


Figure .III.2.7 Diagramme des moments fléchissants

b) Calcul des efforts tranchants :

Travée 1.2

$$\begin{cases} T_1 = \frac{12.135 \times 3.20}{2} + \frac{(-10.21) - (-4.66)}{3.20} = 17.68 \text{ KN} \\ T_2 = - \frac{12.135 \times 3.20}{2} + \frac{(-10.21) - (-4.66)}{3.20} = -21.15 \text{ KN} \end{cases}$$

Travée 2.3

$$\begin{cases} T_1 = \frac{12.135 \times 3.35}{2} + \frac{(-10.21) - (-5.11)}{3.35} = 18.80 \text{ KN} \\ T_2 = - \frac{12.135 \times 3.35}{2} + \frac{(-10.21) - (-5.11)}{3.35} = -21.85 \text{ KN} \end{cases}$$

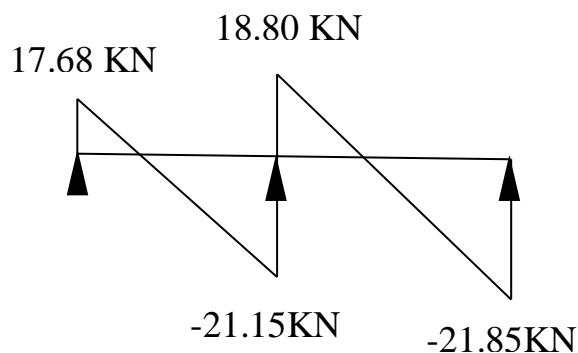


Figure .III.2.8. Diagramme des efforts tranchants

➤ **Calcul des armatures (ELU) :**

M_0 : Moment qui peut être repris par la table de compression est donné par la formule suivante :

$$M_0 = b h_0 f_{bu} \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_0 = 0.65 \times 0.04 \times 14.2 \times 10^3 \left(0.18 - \frac{h_0}{2} \right) = 59.07 \text{ KN.m}$$

$$M_0 = 59.07 \text{ KN.m}$$

❖ **Calcul des armatures longitudinales :**

• **Aux appuis :**

$M_u = 8.51 \text{ KN.m} < M_0 = 59.07 \text{ KN.m} \longrightarrow$ Donc l'axe neutre se situe dans la table de compression, le béton tendu est négligé,

La table est entièrement tendue donc Le calcul se fait pour une section rectangulaire de dimension $b_0 \times h$

$$b = 65 \text{ cm}, c = 2 \text{ cm}, h = 20 \text{ cm}, d = 18 \text{ cm}$$

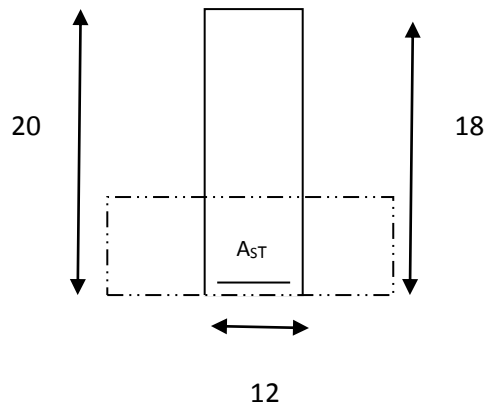


Figure. III. 2.9: section de calcul de la poutrelle aux appuis

$$\mu = \frac{M_a^{\max}}{b \cdot d'^2 \cdot f_{bu}} = \frac{8.51 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14.2} = 0.028$$

$$\mu = 0.028 < \mu_1 = 0.392 \longrightarrow \text{SSA}$$

Les armatures nécessaires sont les armatures de traction

$$\mu = 0.028 \longrightarrow \beta = 0.986$$

$$A_{st} = \frac{M_a^{\max}}{\beta \cdot d \cdot f_e} = \frac{8.51 \times 10^3}{0.986 \times 18 \times 348} = 1.38 \text{ cm}^2 \longrightarrow A_{st} = 2\text{HA}10 = 1.57 \text{ cm}^2$$

- **En travée :**

$M_u = 11.23 \text{ KN.m} < M_0 = 59.07 \text{ KN.m} \longrightarrow$ Donc l'axe neutre se situe dans la table de compression, le béton tendu est négligé,

La table est entièrement tendue donc Le calcul se fait pour une section rectangulaire.

$$\mu = \frac{M_t^{\max}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{11.23 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14.2} = 0.038$$

$$\mu = 0.038 < \mu_1 = 0.392 \longrightarrow \text{SSA}$$

Les armatures nécessaires sont les armatures de traction

$$\mu = 0.038 \longrightarrow \beta = 0.981$$

$$A_{st} = \frac{M_t^{\max}}{\beta \cdot d \cdot f_e} = \frac{11.23 \times 10^3}{0.981 \times 18 \times 348} = 1.83 \text{ cm}^2 \longrightarrow A_{st} = 3\text{HA}10 = 2.36 \text{ cm}^2$$

❖ **Calcul des armatures transversales (BEAL 91 Art A7-2-2) :**

Le diamètre des armatures transversales est donné par :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi_t; \frac{b_0}{10}\right) = \min\left(\frac{20}{35}; 1.0; \frac{12}{10}\right)$$

Avec :

h : étant la hauteur totale de la poutre.

ϕ_t : Diamètre des barres longitudinales

$$\phi_t \leq \min(0.57; 1.0; 1.2) = 0.57 \text{ cm}$$

Les armatures transversale seront constituée d'un étrier ;

$$\text{On opte pour : } A_{tr} = 2\text{HA}8 = 1.01 \text{ cm}^2$$

- **Espacement des armatures transversales (Art : A.5-22. BAEL 91) :**

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

$$S_t \leq \min(16.2; 40 \text{ cm}) \longrightarrow S_t \leq 16.2 \text{ cm}$$

On prend donc: $S_t = 15 \text{ cm}$

La section d'armatures transversales doit vérifier :

$$\frac{A_{str} f_e}{b S_t} \geq 0.4 \text{ MPa} \quad (\text{BAEL 91 Art A.5_1_23})$$

$$\frac{1.01 \times 400}{65 \times 15} = 0.41 \text{ MPa} > 0.4 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

III.2.4.. Vérification à l'ELU :

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

$$A_{\min} = \frac{0.23 b_0 d f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 12 \times 18 \times 2.1}{400} = 0.26 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Aux appuis}$$

$$A_{\min} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 65 \times 18 \times 2.1}{400} = 1.41 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{En travée}$$

Aux appuis : $A_{sa} = 1.57 \text{ cm}^2 > 0.26 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée}$

aux travée : $A_{st} = 2.36 \text{ cm}^2 > 1.41 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée}$

b) Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres :

(Art A.6.1 ,3/BAEL91)

On doit vérifier la condition suivante :

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28} = 3.15 \text{ MPa}$$

$\sum u_i$: étant la somme des périmètres utiles des barres

$$\sum u_i = n \pi \varnothing = 2 \times \pi \times 12 = 75.36 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{v_u^{\max}}{0.9 d \sum u_i} = \frac{21.34 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 75.36} = 1.74 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.74 \text{ MPa} \leq \tau_{se} = 3.15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Donc pas de risque d'entraînement des barres longitudinales

c) Ancrage des barres :

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = 0.6 \Psi_s^2 f_{t28} 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.74 \text{ MPa} \leq \tau_{se} = 2.835 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

d) Longueur de scellement droit (BEAL 91 Art A-6-1-2-3) :

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.

$$L_s = \frac{\phi_{travée} f_e}{\tau_{su}} = \frac{1 \times 400}{4 \times 2.835} = 35.27 \text{ cm}$$

e) Longueur d'ancrage mesurée hors crochets :

$$L_0 = 0.4L_s = 0.4 \times 35.27 = 14.10 \text{ cm}$$

f) Vérification de la contrainte de cisaillement (Art A.5.1, 322) :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 d} \leq \tau_u = \frac{0.07 \times f_{c28}}{\delta_b} = 1.167 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\tau_u = \frac{21.34 \times 10^3}{120 \times 180} = 0.98 \text{ MPa} < 1.167 \text{ MPa}$$

g) Influence de l'effort tranchant aux voisinages des appuis (BAEL 91. Art A.5-1-313

• Influence sur le béton (Art A.5.1,313/BAEL91modifiées 99) :

On doit vérifier la condition :

$$\frac{2V_u^{\max}}{a \times b} \leq 0.8 \frac{f_{ej}}{\delta_b} \longrightarrow V_u^{\max} \leq 0.267 \times a \times b \times f_{c28}$$

Avec : $a = 0.93 d = 0.93 \times 18 = 16.2 \text{ cm}$.

$$V_u^{\max} \leq 0.267 \times (16.2 \times 10) \times 120 \times 25 \times 10^{-3} = 129.6 \text{ KN}$$

$$V_u^{\max} = 21.34 \text{ KN} \leq 129.6 \text{ KN} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

• Influence sur l'acier :

$$A_u \geq \frac{V_u + \frac{M_u}{0.9d}}{\sigma_s} \longrightarrow A_u \geq \frac{1}{\sigma_s} \left(V_u + \frac{M_u}{0.9d} \right)$$

$$A_u \geq \frac{1}{34.8} \left(21.34 - \frac{8.51}{0.9 \times 0.18} \right) = -0.90 \text{ cm}^2$$

$$-0.90 \text{ cm}^2 < 0 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

III.2.4.5. Vérification à l'ELS :

• Vérification à l'état limite d'ouverture des fissures (Art. A.4.5,3/BAEL91) :

Fissuration peu nuisible donc aucune vérification n'est nécessaire.

• Vérification à l'état limite de compression du béton (Art. A.4.5,2/BAEL91) :

On peut se dispenser de calculer $\tau_{bc} \leq \bar{\tau}_{bc}$ si ces conditions sont vérifiées.

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$ avec $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{bc}}{k_1}$

✓ **Aux appuis :**

$$A_s = 1.57 \text{ cm}^2 ; M_{as} = -8.51 \text{ KN.m}$$

$$\rho = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 1.57}{12 \times 18} = 0.73$$

$$\rho = 0.73 \longrightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0.892 \\ K = 0.032 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{as}}{\beta_1 \times d \times A} = \frac{8.51 \times 10^3}{0.892 \times 18 \times 1.57} = 337.6 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 337.6 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = k \times \sigma_s = 10.80 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

✓ **En travée :**

$$A_s = 2.36 \text{ cm}^2 ; M_{st} = 11.23 \text{ KN.m}$$

$$\rho = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 2.36}{12 \times 18} = 1.09$$

$$\rho = 1.09 \longrightarrow \beta_1 = 0.856$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ts}}{\beta_1 \times d \times A} = \frac{11.23 \times 10^3}{0.856 \times 18 \times 2.36} = 308.83 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 321.74 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

• **Vérification à la flèche :**

Selon les règles de BAEL 91 (Art B.6.8, 424) le calcul de la flèche n'est indispensable que si les conditions ci-après ne sont pas vérifiées

- 1) $\frac{h}{L} > \frac{1}{22.5}$
- 2) $\frac{h}{L} > \frac{M_t}{15 M_0}$
- 3) $\frac{A}{b \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e}$

$$\blacklozenge \frac{h}{L} = \frac{20}{335} = 0.059 > \frac{1}{22.5} = 0.44 \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\blacklozenge \frac{h}{L} = 0.059 > \frac{M_t}{15 M_0} = \frac{8.51}{15 \times 59.07} = 0.01 \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\blacklozenge \frac{A}{b \cdot d} = \frac{2.36}{12 \times 18} = 0.0109 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.105 \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

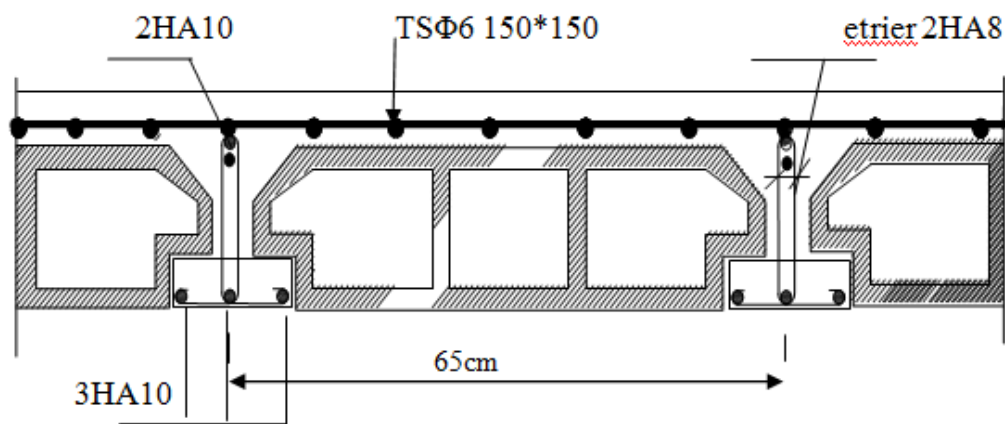
Toutes les conditions sont vérifiées alors le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes pour le ferrailage des poutrelles d'où on adopte le même ferrailage sur tous les niveaux :

Armatures principales : Aux appuis : $A_{st} = 2HA10 = 1,57 \text{ cm}^2$

En travée : $A_{sa} = 3HA10 = 2,36 \text{ cm}^2$

Armatures transversales : $A_t = 2HA8 = 1,01 \text{ cm}^2$ (cadre + étrier); $S_t = 15 \text{ cm}$



FigIII.2.10 : Plan de ferrailage du plancher en corps creux.

III.3. Les console :

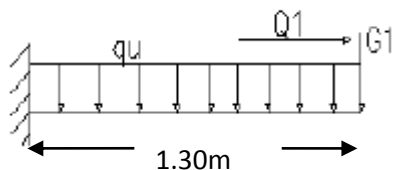
La structure est constituée de deux types de consoles; le premier est en corps creux(16+4) et le second est en dalle pleine.

III.3.1. Etude De La Dalle Pleine (balcon):

La console est calculée telle une poutre encastrée à une extrémité et libre de l'autre. Soumise à des charges permanentes G , au poids du garde de corps ainsi qu'aux charges d'exploitations ils sont constitués de dalles pleines et sont dimensionnés comme suit :

- largeur $L = 1.30 \text{ m}$;
- longueur $l = 3.15 \text{ m}$
- un garde du corps de hauteur $h = 1 \text{ m}$ en brique pleine de 10.5 cm d'épaisseur.

Le calcul du ferrailage se fera pour une bande de 1 m de largeur dont la section est soumise à la flexion simple. Le schéma statique est comme suit :



III.3.1.1. Dimensionnement :

L'épaisseur de la console est donnée par la formule suivante :

$$e \geq \frac{L}{10}$$

Avec L : largeur de la console

$$e \geq \frac{130}{10} = 13\text{cm} \quad \text{on prend } e=15\text{cm}$$

III.3.1.2. Détermination Des Sollicitations :

a) charges permanentes :

N	Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charges (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Couche de sable	0.02	18	0.36
4	Dalle pleine en béton	0.15	25	3.75
5	Enduit en mortier ciment	0.02	22	0.44

G=5.39

Tableau. III.3.1 : Les charges permanentes revenant à la console

b) charge concentrée du garde du corps :

Charges permanentes concentrées poids du corps creux	Masse volumique (KN)	Epaisseur (m)	Poids (KN)
--	----------------------------	------------------	---------------

Murs en briques creuses	9	0,01	0,9
Enduit en mortier de ciment	18	2×0,02	0,72
Poids total			G=1.62

Tableau. III.3.2 : Les charges concentrées revenant à la console

c) surcharge d'exploitation:

$Q = 3.5 \text{ KN/ml}$ (DTR B.C.2.2 \implies surcharges de la console

d) Combinaisons de charges : Le balcon travaille en flexion simple.

• **À l'ELU :**

$$Q_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$\text{Dalle: } q_{u1} = 1.35 \times 5.39 + 1.5 \times 3.5 = 12.53 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Garde du Corp. : } q_{u2} = 1.35 \times 1.62 = 2.19 \text{ KN/ml}$$

• **À l'ELS :**

$$q_s = G + Q$$

$$\text{Dalle: } q_{s1} = 5.39 + 3.5 = 8.89 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Garde de corp } q_{s2} = 1.62 = 1.62 \text{ KN/ml}$$

III.3.1.3. calcul à l'ELU :

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

$$M_{qu1} = (q_u \cdot l^2) / 2 = (12.53 \times 1.3^2) / 2 = 10.58 \text{ KN m}$$

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

$$M_{qu2} = q_u \times l = 2.19 \times 1.3 = 2.85 \text{ KN m}$$

Le moment total est :

$$M_{qu} = M_{qu1} + M_{qu2} = 10.58 + 2.85 = 13.43 \text{ KN m}$$

III.3.1.4. ferrailage:

• **Armatures principales :**

$$\mu = M_U / (b d^2 f_{bu}) = (13.43 \times 10^3) / (100 \times 12^2 \times 14.2)$$

$$= 0.065 < \mu_l = 0.392$$

\implies La section est simplement armée

$$\mu = 0.058 \implies \beta = 0.9665$$

$$A_s = M_u / (\beta x d \sigma_{st}) = (12.04 \times 10^3) / (0.9665 \times 12 \times 348)$$

$$A_s = 3.32 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 5HA12 = 5.65 \text{ cm}^2$$

$$\text{Avec : } S_t = 100/5 = 20 \text{ cm}$$

• **Armatures de répartition :**

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

$$\text{Soit : } 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

$$\text{Avec : } S_t = 100/4 = 25 \text{ cm}$$

III.3.1.5. vérification à l'ELU :

➤ **Vérification de la condition de non fragilité (Art 4.21/BAEL 91) :**

$$A_{\min} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 12 \times 2.1}{400} = 1.45 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1.45 \text{ cm}^2 < A_{\text{adoptée}} = 5.65 \text{ cm}^2 \implies \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification de la condition de l'adhérence des barres (Art 6.13/BAEL 91) :**

$$\text{On doit vérifier : } \tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 \cdot d \cdot \sum u_t} \leq \bar{\tau}_{se}$$

$$\text{Avec : } \bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\sum u_t : n \cdot \Phi \cdot \pi = 5 \times 3.14 \times 12 = 18.84 \text{ cm}^2$$

-Calcul de l'effort tranchant :

$$V_u = q_{u1} + q_{u2} = q_u \times L + q_{u2} = (12.53 \times 1.3) + 2.19 = 18.48 \text{ KN.}$$

$$\tau_{se} = \frac{18.48 \times 10}{0.9 \times 12 \times 18.84} = 0.908 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \implies \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Vérification au cisaillement (Art 5.2.2/BAEL 91) :**

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min} \left\{ \frac{0.15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\}$$

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

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left\{ 2.5 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa} \right\}$$

$$\bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \implies \text{(fissuration préjudiciable)}$$

$$\tau_u = \frac{18.48 \times 10}{100 \times 12} = 0.154 < \tau_u = 2.5 \text{ MPa} \implies \text{condition vérifiée}$$

Pas de risque de cisaillement \Rightarrow Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

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

Armatures principales : $S_t = 20 \text{ cm} < \min(3h ; 33\text{cm}) = 33 \text{ cm}$. \longrightarrow **Condition vérifiée**

Armatures secondaires: $S_t = 25 \text{ cm} < \min(4h ; 45\text{cm}) = 45 \text{ cm}$. \longrightarrow **Condition vérifiée**

III.3.1.6. Calcul à l'ELS :

La console est exposée aux intempéries, donc la fissuration est prise comme préjudiciable

- **calcul des moments :**

$$M_s = M_{q_{s1}} + M_{q_{s2}} = \left\{ \frac{q_{s1} l^2}{2} + q_{s2} l \right\}$$
$$= \left\{ \frac{8.89 \times 1.3^2}{2} + 1.62 \times 1.3 \right\}$$
$$M_s = 9.62 \text{ KN.m}$$

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

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

Etat limite de compression de béton : (**Art A 4.5.2 du BAEL**) :

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

- ✓ La section est rectangulaire.
- ✓ La nuance des aciers est FeE400.

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{13.43}{9.62} = 1.4$$

$$\mu = 0.065 \implies \alpha = 0.0841 < \frac{1.4 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.45 \implies \text{condition vérifiée}$$

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

- **Vérification vis-à-vis de l'ouverture des fissures :**

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st} = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{n \cdot f_{t28}} \right\}$$

$$= \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} \times 400 ; 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right\}$$

$$= \text{Min} \left\{ 266.66 ; 201.63 \right\}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa}$$

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

$$\text{On a : } \rho = \frac{100 A_s}{b d} \implies \rho = \frac{100 \times 5.65}{100.12} = 0.377 \implies \beta_1 = 0.896$$

$$\text{Alors } \sigma_{st} = \frac{9.62 \times 10^6}{0.896 \times 120 \times 5.65 \times 10^2} = 158.36 \text{ MPa}$$

$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \implies$ La section est vérifiée vis-à-vis de l'ouverture des fissures

- **Vérification de la flèche :**

D'après le BAEL, on vérifie la flèche si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée

- 1) $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \implies \frac{15}{130} = 0.115 \geq 0.0625 \longrightarrow \text{condition vérifiée}$
- 2) $\frac{h}{l} \geq \frac{M_s}{10 \times M_0} \implies \frac{15}{130} = 0.122 \geq \frac{9.62}{10 \times 13.43} = 0.07 \longrightarrow \text{condition vérifiée}$
- 3) $\frac{A}{b d} \leq \frac{4.2}{f_e} \implies \frac{5.65}{100.12} = 0.0047 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \longrightarrow \text{condition vérifiée}$

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

III.3.1.7. Ferrailage du balcon :

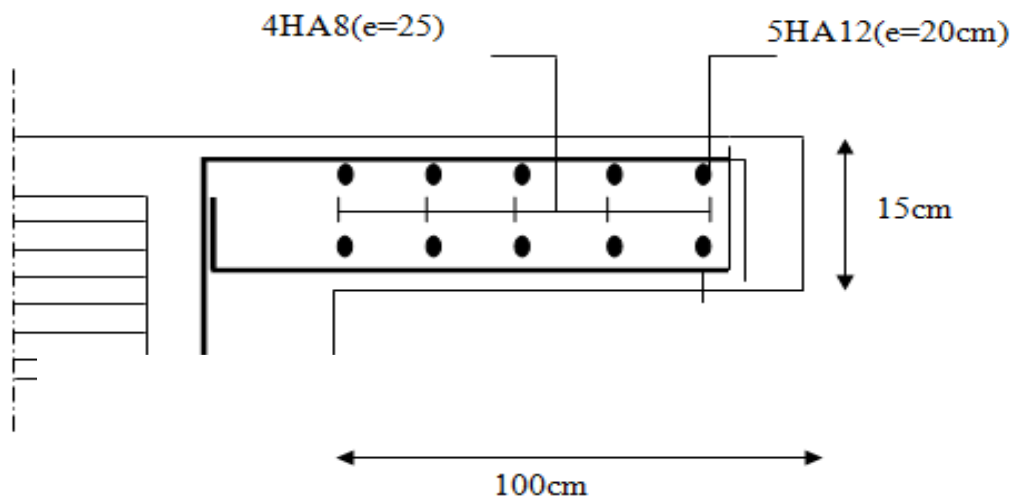


Figure III. 3 Ferrailage du balcon reposant sur deux appuis

III.4. La Dalle Pleine De La Salle Machine :

Vu le nombre de niveaux que comporte notre structure (8 niveaux), un ascenseur a été prévu pour faciliter la circulation verticale entre les niveaux, munie d'une dalle pleine de dimensions $(1.35 \times 1.20) = 1.62 \text{ m}^2$ reposant sur quatre (04) cotés.

L'épaisseur de la dalle est de 15cm (voir chapitre II)

III.4.1 calcul de la dalle pleine de la salle machine :

Elle est soumise à la charge permanente localisée concentrique agissant sur un rectangle ($U \times V$), (surface d'impacte) au niveau du feuillet moyen de la dalle. Le calcul se fera à l'aide des abaques de **PIGEAUD** qui permettent de déterminer les moments dans les deux sens en plaçant la charge au milieu du panneau.

III.4.1.1.dimensionnement :

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.20}{1.35} = 0.88 \\ 0.4 \leq \rho = 0.88 \leq 1 \end{array} \right. \quad \Rightarrow \quad \text{La dalle travaille dans les deux sens}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} U = U_0 + 2\xi e + h_t \\ V = V_0 + 2\xi e + h_t \end{array} \right.$$

Avec :

- h_t = épaisseur de la dalle ($h_0 = 15 \text{ cm}$);
- e = épaisseur du revêtement ($e = 5 \text{ cm}$)
- 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 : $\rightarrow \xi = 1.0$
- ($U \times V$): surface d'impact au niveau du feuillet moyen
- ($U_0 \times V_0$): coté du rectangle dans le quel la charge est centrée ($u_0 = v_0 = 80 \text{ cm}$)

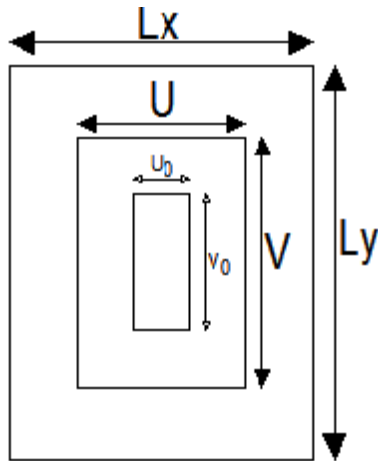


Figure III-4-1: schéma de la salle machine

D'où :

$$U = 80 + 2 \times 5 + 15 = 105 \text{ cm}$$

$$V = 80 + 2 \times 5 + 15 = 105 \text{ cm.}$$

III.4.1.2.détermination des sollicitations :

- **A l'ELU :** $q_u = 1.35 G + 1.5Q$

$$P_u = 1.35 P$$

Avec :

$$G = 25 \times 0.15 + 22 \times 0.05 = 4.85 \text{ KN/m}^2 \text{ (poids propre de la dalle)}$$

$$Q = 1 \text{ KN/m}^2 \text{ (surcharge d'exploitation)}$$

$$q_u = 1.35 \times 4.85 + 1.5 \times 1 = 8.05 \text{ KN/ml (charge uniformément répartie sur une bande de 1m)}$$

$$P_u = 1.35 \times 90 = 121.5 \text{ KN (charge concentrée dus au système de levage)}$$

- **A l'ELS :**

$$q_s = G + Q = 4.85 + 1 = 5.85 \text{ KN/ml}$$

$$P_s = P = 90 \text{ KN}$$

III.4.1.3.calcul des moments :

a) moment dû au système de levage :

Les abaques nous donnent les moments au centre du panneau.

$$M_x = P (M_1 + v.M_2)$$

$$M_y = P (M_2 + v.M_1)$$

Avec : M_1 et M_2 : coefficients données par les tables de PIGEAUD en fonction de (ρ_x et les rapports U/L_x et V/L_y)

ν : Coefficient de poisson $\begin{cases} \nu = 0 \text{ à L'ELU} \\ \nu = 0.2 \text{ à L'ELS} \end{cases}$

$$\rho = 0.88$$

$$\begin{cases} \frac{u}{L_x} = \frac{105}{120} = 0.875 \\ \frac{v}{L_y} = \frac{105}{135} = 0.777 \end{cases} \Rightarrow \text{Après interpolation} \begin{cases} M_1 = 0.0578 \\ M_2 = 0.0434 \end{cases}$$

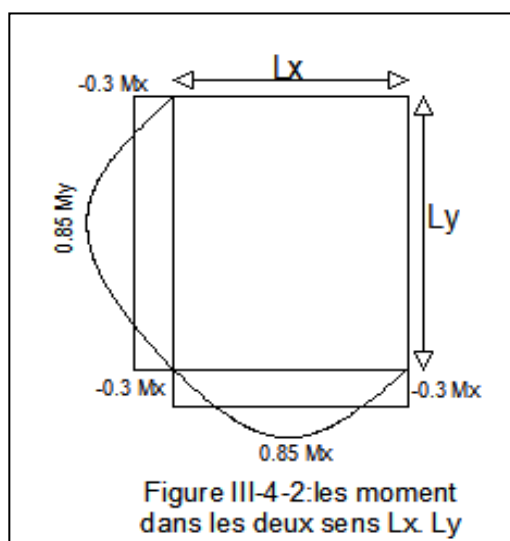
$$M_{x1} = 121.5 (0.0578 + 0) = 7.02 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = 121.5 (0.0434 + 0) = 5.27 \text{ KN.m}$$

b) moment du poids propre de la dalle pleine :

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \times q \times L_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \rho = 0.88 \\ M_{x2} = 0.0478 \times 8.05 \times 1.35^2 = 0.70 \text{ KN m} \\ M_{y2} = 0.740 \times 0.70 = 0.52 \text{ KN m} \end{cases} \xrightarrow{\text{Tableau}} \begin{cases} \mu_x = 0.0478 \\ \mu_y = 0.740 \end{cases}$$



c) superposition des moments :

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 7.02 + 0.70 = 7.72 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 5.27 + 0.52 = 5.79 \text{ KN.m}$$

d) Correction des moments:

• **en travées :**

$$M_x^t = 0.85 M_x = 0.85 \times 7.72 = 6.56 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0.85 M_y = 0.85 \times 5.79 = 4.92 \text{ KN.m}$$

• **sur appuis :**

$$M_x^a = M_y^a = 0.3 M_x = 0.3 \times 7.72 = 2.32 \text{ KN.m}$$

III.4.1.4. ferrailage :

Il se fera à l'ELU pour une bonde de 1 m de largeur

❖ **sens x-x :**

• **Aux appuis :**

$$\mu = \frac{M_{ax}}{bd^2 F_{bu}} = \frac{2.32 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.2} = 0.011 \leq 0.392 \longrightarrow \text{SSA} \longrightarrow \beta = 0.999$$

$$A_{st}^a = \frac{M_{ax}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{2.32 \times 10^3}{0.999 \times 12 \times 348} = 0.56 \text{ cm}^2$$

On opte pour : $A_{st}^a = 4 \text{ HA8/ml} = 2.01 \text{ cm}^2$ avec $St = 25 \text{ cm}$

• **En travées :**

$$\mu = \frac{M_{tx}}{bd^2 F_{bu}} = \frac{6.56 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.2} = 0.032 \leq 0.392 \longrightarrow \text{SSA} \longrightarrow \beta = 0.984$$

$$A_{st}^t = \frac{M_{tx}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{6.56 \times 10^3}{0.984 \times 12 \times 348} = 1.60 \text{ cm}^2$$

On opte pour : $A_{st}^t = 4 \text{ HA10/ml} = 3.14 \text{ cm}^2$ avec $St = 25 \text{ cm}$

❖ **sens y-y :**

• **Aux appuis**

$$\mu = \frac{M_{ay}}{bd^2 F_{bu}} = \frac{2.32 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.2} = 0.011 \leq 0.392 \longrightarrow \text{SSA} \longrightarrow \beta = 0.999$$

$$A_{st}^a = \frac{M^{ay}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{2.32 \times 10^3}{0.999 \times 12 \times 348} = 0.56 \text{ cm}^2$$

on opte pour : $A_{st}^a = 4 \text{ HA8/ml} = 2.01 \text{ cm}^2$ avec $St = 25 \text{ cm}$

• **En travées :**

$$\mu = \frac{M_{ty}}{bd^2 F_{bu}} = \frac{4.92 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.2} = 0.024 \leq 0.392 \longrightarrow \text{SSA} \longrightarrow \beta = 0.988$$

$$A_{st}^a = \frac{M^{ty}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{4.92 \times 10^3}{0.988 \times 12 \times 348} = 1.19 \text{ cm}^2$$

On opte pour : $A_{st}^a = 4 \text{ HA10/ml} = 3.14 \text{ cm}^2$ avec $St = 25 \text{ cm}$

III.4.1.5. vérification à l'ELU :

A- Condition de non fragilité (Art A.4.2.1 BAEL91) :

Les armatures tendue d'une section transversale soumise à la flexion doivent présenter une section minimum correspondant au taux d'armature suivant:

On a : $\omega_0 = 0.8 \times 10^{-3}$ pour les aciers de nuance feE400 ;

On a : ω : le pourcentage d'acier en travée dans le sens x-x

$$A_x^{\min} = \omega_0 \left(\frac{3-\rho}{2} \right) b x h = 0.8 \times 10^{-3} \left(\frac{3-0.88}{2} \right) \times 100 \times 15 = 1.27 \text{ cm}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} A_x^{\min} = 1.27 \text{ cm}^2 \\ A_x^a = 2.01 \text{ cm}^2 \\ A_x^t = 3.14 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} \Longrightarrow A_x > A_x^{\min} \Longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Sens y-y :

$$A_y^{\min} = \omega_0 x b x h = 0.8 \times 10^{-3} \times 100 \times 15 = 1.2 \text{ cm}^2$$

$$A_y^{\min} = 1.2 \text{ cm}^2$$

$$A_y^a = 2.01 \text{ cm}^2 \Longrightarrow A_y > A_y^{\min} \Longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$A_y^t = 3.14 \text{ cm}^2$$

Les conditions de non fragilité sont vérifiées dans les deux sens.

B- Diamètre minimal des barres : (art A-7.21 BAEL91) :

On doit vérifier que : $\phi_{\max} \leq h_0/10 = 150/10 = 15 \text{ mm}$

$$\phi = 10 \text{ mm} < \phi_{\max} = 15 \text{ mm} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

C- Ecartement des barres :

L'écartement des armatures d'une même nappe ne peut excéder la plus faible des deux valeurs suivantes en région centrale.

- Armatures //à lx : $A_x/L_x : S_t = 25 \text{ cm} < \min(3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$
- Armatures //à ly : $A_y/L_y : S_t = 25 \text{ cm} < \min(4h ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$

D- Condition de non poinçonnement :

On n'admet aucune armature transversale si la condition suivante est satisfaite :

$$P_u \leq 0.045 \mu_c h \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{BAEL 91 Art 5.2.42)}$$

Avec:

μ_c : Périmètre du contour de l'aire sur lequel agit la charge dans le plan du feuillet moyen.

$$\mu_c = 2(U+V) = 2(105+105) = 420 \text{ cm} = 4,20 \text{ m.}$$

P_u : charge de calcul à l'état limite ultime.

$$P_u = 1,35G = 1,35 \times 90 = 121,5 \text{ Kn.}$$

$$P_u = 121,5 < 0,045 \times 4,20 \times 0,15 \times \frac{25}{1,5} \times 10^3 = 472,5 \text{ KN} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

E-Vérification de la contrainte tangentielle :

Les efforts tranchants sont max au voisinage de la charge.

$$\text{Au milieu de U : } T_{\max} = \frac{P_u}{2U+V} = \frac{121.5}{(2 \times 1.05) + 1.05} = 38.57 \text{ KN}$$

$$\text{Au milieu de V : } T_{\max} = \frac{P_u}{3U} = \frac{121.5}{3 \times 1.05} = 38.57 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \times d} = \frac{38.57}{1 \times 0.12} = 321.42 \text{ KN/m}^2 = 0.32 \text{ MPa} < \frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b} = 1.167 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

III.4.1.6. vérification à l'ELS :

1. calcul des moments :

a. moment dû au système de levage :

Les abaques nous donnent les moments au centre du panneau

{

$$M_{x1}^s = P_s (M_1 + v M_2)$$

$$M_{y1}^s = P_s (M_2 + v M_1)$$

Avec : $v=0.2$; $M_1= 0.0578 \text{ KN.m}$; $M_2= 0.0434 \text{ KN.m}$; $P_s =90 \text{ KN}$

$$M_{x1}^s = 90(0.0578 + 0.2 \times 0.0434) = 5.98 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1}^s = 90(0.0434 + 0.2 \times 0.0578) = 4.95 \text{ KN.m}$$

b. moment dû au poids propre de la dalle pleine :

$$q_s = G + Q = 4.85 + 1 = 5.85 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Dans le sens } L_x : M_{x2}^s = \mu_x \cdot q_s (l_x)^2$$

$$\text{Dans le sens } L_y : M_{y2}^s = \mu_y \cdot M_{x2}^s$$

$$\text{On a } \begin{cases} \rho=0.88 \\ v=0.2 \end{cases} \xrightarrow{\text{Tableau}} \begin{cases} \mu_x=0.0549 \\ \mu_y=0.818 \end{cases}$$

$$M_{x2}^s = 0.0549 \times 5.85 \times (1.35)^2 = 0.585 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2}^s = 0.585 \times 0.818 = 0.479 \text{ KN.m}$$

c. superposition des moments :

$$M_x^s = M_{x1}^s + M_{x2}^s = 5.98 + 0.585 = 6.57 \text{ KN.m}$$

$$M_y^s = M_{y1}^s + M_{y2}^s = 4.95 + 0.479 = 5.43 \text{ KN.m}$$

d. correction des moments :

• en travées :

$$M_x^t = 0.85 M_x^s = 0.85 \times 6.57 = 5.58 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0.85 M_y^s = 0.85 \times 5.43 = 4.62 \text{ KN.m}$$

• sur appuis :

$$M_x^a = M_y^a = 0.3 M_x^s = 0.3 \times 6.57 = 1.97 \text{ KN.m}$$

e. Calcul des moments :

✓ Vérification des contraintes dans le béton :

Aucune vérification n'est nécessaire, si la condition suivante est satisfaite :

- La section est rectangulaire ;
- La nuance des aciers est de feE400 ;
- $\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$ Avec : $\gamma = \frac{M_u}{M_s}$

➤ **Sens x-x :**

❖ **en travées :**

$$\mu = \frac{M^{S_{tx}}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{5.58 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.2} = 0.028 \longrightarrow \alpha = 0.0355$$

$$\gamma = \frac{M_{tx}^u}{M_{tx}^s} = \frac{6.56}{5.58} = 1.18 \longrightarrow \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.18-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.34$$

$$\alpha = 0.0355 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.34 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

❖ **sur appuis :**

$$\mu = \frac{M^{S_{ax}}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{1.97 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.2} = 0.0096 \longrightarrow \alpha = 0.0025$$

$$\gamma = \frac{M_{ax}^u}{M_{ax}^s} = \frac{2.32}{1.97} = 1.18 \longrightarrow \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.18-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.34$$

$$\alpha = 0.0025 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.34 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Sens y-y:**

❖ **en travées :**

$$\mu = \frac{M^{S_{ty}}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{4.62 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.2} = 0.022 \longrightarrow \alpha = 0.0279$$

$$\gamma = \frac{M_{ty}^u}{M_{ty}^s} = \frac{4.92}{4.62} = 1.06 \longrightarrow \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.06-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.28$$

$$\alpha = 0.0279 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.28 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

❖ **sur appuis :**

$$\mu = \frac{M^{S_{ay}}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{1.97 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.2} = 0.0096 \longrightarrow \alpha = 0.0025$$

$$\gamma = \frac{M_{ay}^u}{M_{ay}^s} = \frac{2.32}{1.97} = 1.18 \longrightarrow \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.18-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.34$$

$$\alpha = 0.0025 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.34 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Toutes les conditions sont vérifiées, donc la vérification de la contrainte de compression du Béton n'est pas nécessaire.

➤ **Etat limite de fissuration :**

La fissuration est peu préjudiciable, aucune vérification n'est nécessaire

➤ **Vérification au poinçonnement :**

$$q_u \leq \frac{0.045 \times U_{cx} f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec : $U_c = 2.(u+v) = 2 \times 2 \times 1.05 = 4.2m$

$$q_u = 8.05 \text{ KN} \leq \frac{0.045 \times 4.2 \times 25}{1.5} = 3150 \text{ KN} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

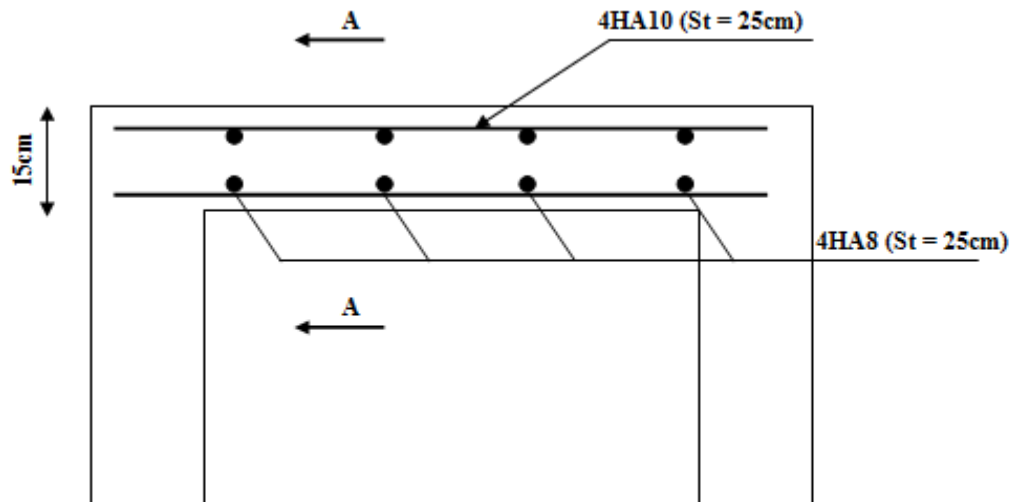


Figure III.4.3 : Ferrailage de la dalle de la salle machine

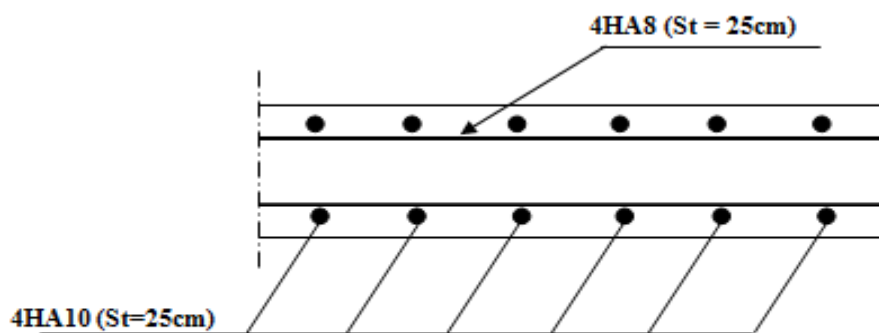


Figure III.4.4 : Coupe A-A

III.5.calcul des escaliers :

Introduction :

Dans une construction, la circulation verticale et à pieds entre les étages est assurée par l'intermédiaire des escaliers. L'escalier se compose d'une ou plusieurs volées comportant des marches, des paliers de départ, d'arrivée et des paliers intermédiaires.

Notre bâtiment comporte une seule cage d'escalier, il s'agit d'un escalier droit composé de deux volées.

III.5.1. Définitions :

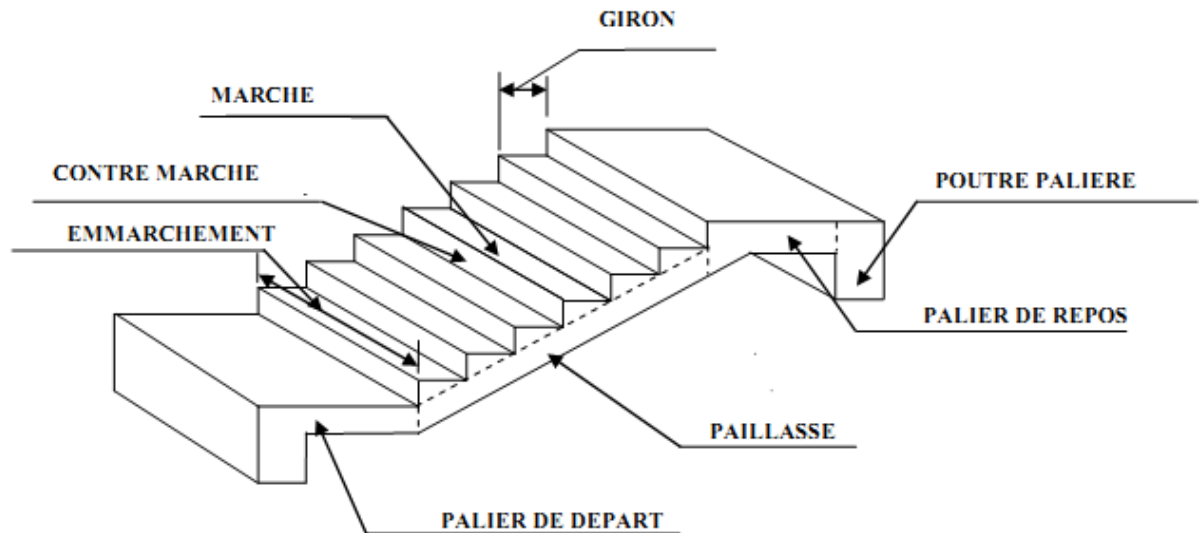


Figure III.5.1.les éléments d'un escalier

- **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 20cm.
- **Le giron g** : est la distance en plan séparant deux contre marches successives. Elle varie entre 22 et 33cm
- **La volée** : est la partie de l'escalier comprise entre deux paliers (ensemble de marches), sa longueur projetée est l_p .
- **La paillasse d'épaisseur e_p** : est la dalle en béton armé incorporant les marches et contre marches.
- **Le palier** : est la plate forme constituant un lieu de repos entre deux volées intermédiaires.
- **L'emmarchement** : représente la largeur de la marche.

III.5.2 Etude des escaliers :

III.5.2.1 Escalier du sous sol vers RDC

Il est constitué de deux volées :

est constituée de deux volées :

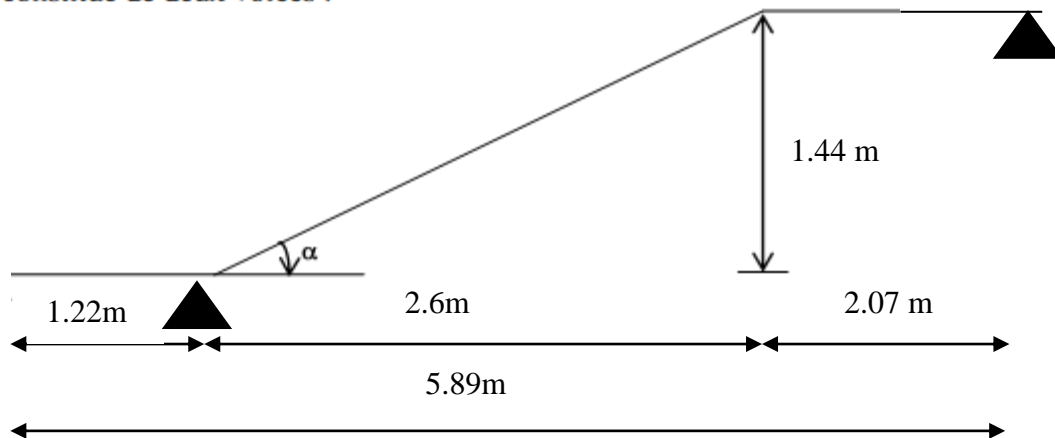


Figure III.5.2. Escalier du sous sol vers RDC

Soit :

- H: hauteur de la volée.
- L : portée de la paillasse.
- L_1 : largeur du palier de départ
- L_2 : largeur du palier de repos
- l_p : longueur projetée de la paillasse.

On prend compte des dimensions des plans d'architectures.

Pour le confort, on vérifie la condition de BLONDEL, qui permet le pré dimensionnement convenable de notre escalier.

Pour un bâtiment à usage d'habitation ou recevant du public :

$$14\text{cm} < h < 20\text{cm}$$

$$22\text{cm} < g < 33\text{cm}$$

$$59\text{cm} \leq g+2h \leq 66\text{cm}$$

On pose : $h = 18\text{cm}$

➤ **Le nombre de contremarches « n » :**

$$n = \frac{H}{h} = \frac{3.06}{0.18} = 17$$

on aura alors 9 contre marche et 8 marche pour un volée, 8 contre marche et 7 marche pour l'autre.

➤ **Vérification de la loi de BLONDEL**

$$g = \frac{L_p}{m} = \frac{2.6}{8} = 0.32$$

$$59\text{cm} \leq g+2h \leq 66\text{cm} \quad \Longleftrightarrow \quad 22\text{m} < g < 33\text{cm} \dots\dots\text{condition vérifiée}$$

Donc, on garde la valeur $g=30\text{ cm}$.

II.5.2.a. Pré dimensionnement de la paillasse :

Le palier et la paillasse auront la même épaisseur et sera déterminée par la formule suivante :

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

L_0 : longueur projetée du palier et de la paillasse $=L_1+L_2+L$

$$\tan \alpha = \frac{H}{L_p} = \frac{1.44}{2.6} = 0.55 \rightarrow \alpha = 28.81^\circ$$

$$L = \frac{L_p}{\cos \alpha} = 2.97 \rightarrow L_0 = 2.97 + 1.22 + 2.07 = 6.26\text{m}$$

• **Epaisseur de la paillasse**

$$\frac{626}{30} \leq e_p \leq \frac{626}{20} \rightarrow 20 \leq e_p \leq 31 \quad \text{Donc on opte pour : } e_p = 20\text{cm}.$$

III.5.2.2.. Détermination des charges et surcharges :

Le calcul se fera en flexion simple pour une bande de 1m de projection horizontale, considérant une poutre simplement appuyée aux endroits des deux paliers.

➤ **Charge permanente :**

• **Paillasse**

Eléments	Poids propre [KN/m ²]
Poids propre de la paillasse	$\frac{25 \times e_p}{\cos \alpha} = \frac{25 \times 0.20}{\cos 28.81} = 5.71$
Poids propre des marches (17 cm)	$\frac{25 \times 0.18}{2} = 2.25$
Poids des revêtements (sable + mortier +	1.86

carrelage + enduit)	
Poids propre du garde corps	0.2
	$G_2=10.02$ $Q = 2.5$

• **Le palier :**

Eléments	Poids propre [KN/m²]
Poids propre de la dalle	$25 \times 0.18 = 4.5$
Revêtements de carrelage	$22 \times 0.22 = 0.44$
mortier de pose (2 cm)	$22 \times 0.22 = 0.44$
Couche de sable (3 cm)	$18 \times 0.03 = 0.54$
Couche de sable (3 cm)	$22 \times 0.22 = 0.44$
	$G_2 = 6.36$ $Q = 2.5$

➤ **les charges concentrées :**

$$P_1 = (3.06 - 0.20) \times 1 \times 1 \text{ m} = 2.86 \text{ KN.}$$

$$P_2 = (3.06 - 0.20) \times 2.91 \times 1 \text{ m} = 8.30 \text{ KN.}$$

➤ **Les surcharges d'exploitation :**

Surcharge d'exploitation : selon le (DTR C2-2) pour une construction a usage d'habitation

$$Q = 2.5 \text{ KN /m}^2.$$

III.5.2.a. Combinaison des charges

• **Etat limite ultime : ELU**

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

$$q_{u \text{ palier}} = (1.35 \times 6.36 + 1.5 \times 2.5) \times 1 \text{ m} = 12.34 \text{ kN/ml}$$

$$q_{u \text{ paillasse}} = (1.35 \times 10.12 + 1.5 \times 2.5) \times 1 \text{ m} = 17.28 \text{ kN/m}$$

$$q_{up1} = 1.35 \times 2.86 = 3.86 \text{ KN.}$$

$$Q_{up2} = 1.35 \times 8.30 = 11.21 \text{ KN.}$$

- **Etat limite de service : ELS**

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

$$q_{s \text{ palier}} = (6.36 + 2.5) \times 1 \text{ m} = 8.86 \text{ kN/ml}$$

$$q_{s \text{ paillasse}} = (10.02 + 2.5) \times 1 \text{ m} = 12.52 \text{ kN/ml}$$

$$q_{sp1} = 2.86 = 2.86 \text{ KN.}$$

$$Q_{sp2} = 8.30 = 8.30 \text{ KN.}$$

III.5.3 : Calcule des moments et effort tranchant a l'ELU :

Pour déterminer les efforts dans la paillasse et les paliers, on fera référence aux lois de la RDM en prenant l'ensemble (paillasse + paliers) comme une poutre reposant sur deux appuis simples et en considérant la projection horizontale de la charge q sur la paillasse d'une portée projetée $LP = 2.427 \text{ m}$.

a) Les réactions aux appuis :

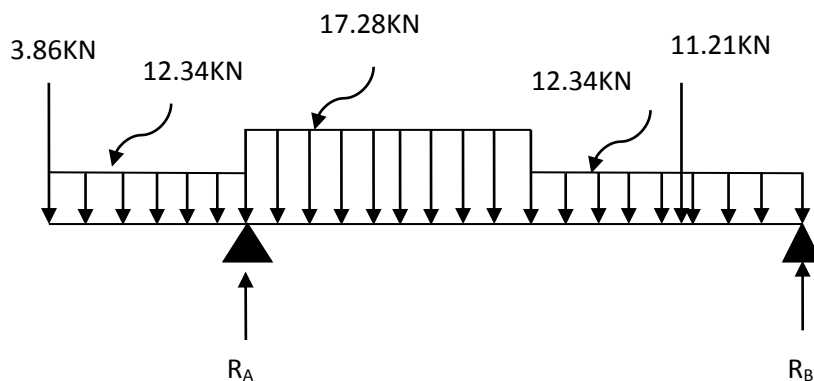


Figure III.5.3. Schéma statique d'escalier a l'ELU

- D'après les formules de la RDM :

$$\Sigma F = 0$$

$$R_A + R_B = 3.86 + 12.34 \times 1.22 + 17.28 \times 2.6 + 12.34 \times 2.07 + 11.21 = 100.6 \text{ KN}$$

$$\Sigma M / B = 0$$

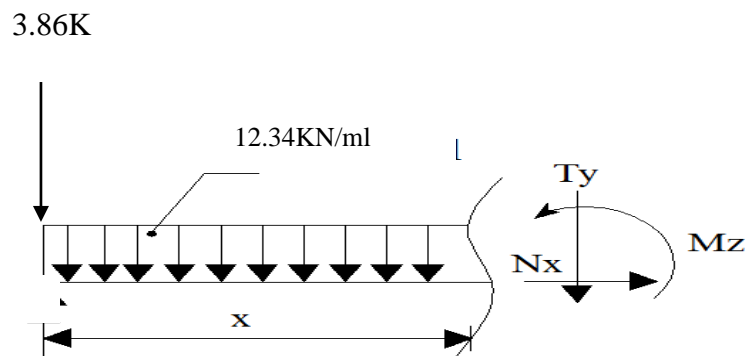
$$R_A (4.67) - 12.34 \times 1.22 \times \left(\frac{1.22}{2} + 2.6 + 2.07 \right) - 17.28 \times 2.6 \times \left(\frac{2.6}{2} + 2.07 \right) - 12.34 \times \frac{2.07}{2} -$$

$$3.86 \times (1.22 + 2.6 + 2.07) - 11.21 \times 0.92 = 0$$

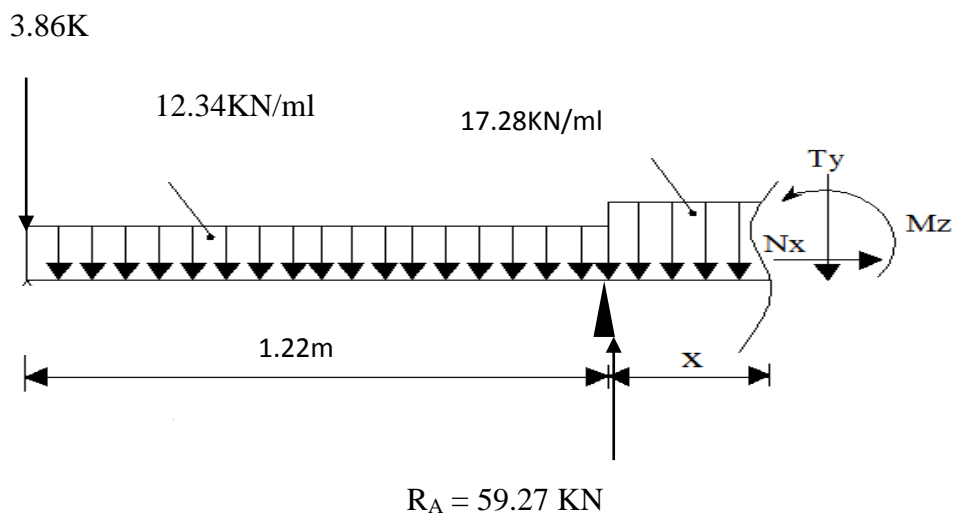
$$R_A = 59.27 \text{ KN et } R_B = 41.33 \text{ KN}$$

b) Efforts tranchants et moments fléchissant :

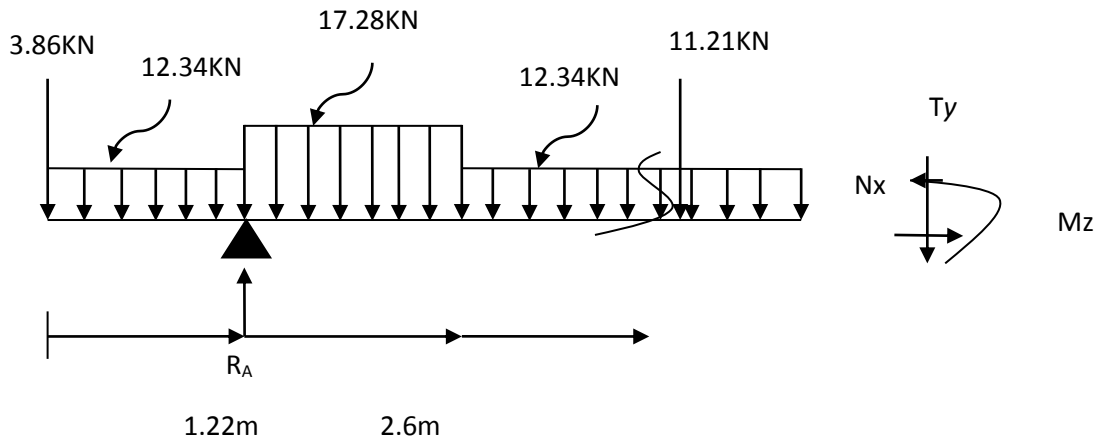
- Le 1^{er} tronçon : $0 \text{ m} \leq x \leq 1.22 \text{ m}$



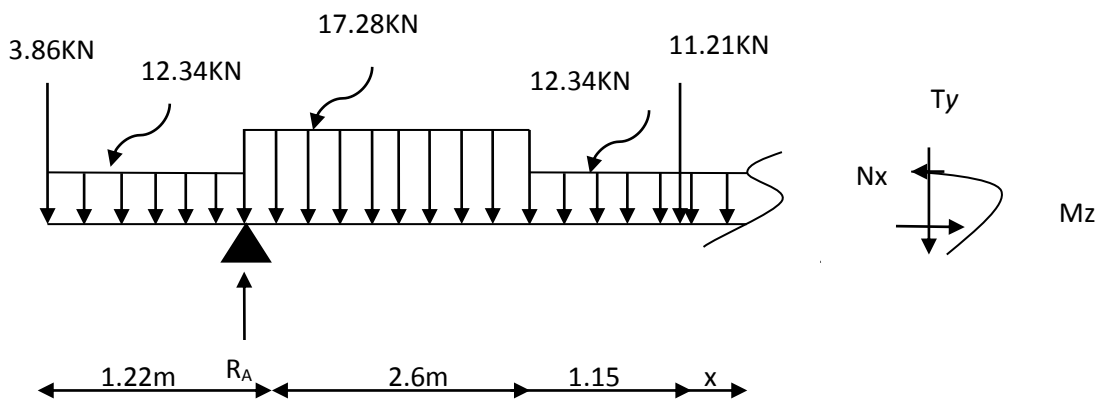
- Le 2^{eme} tronçon : $1.22 \text{ m} \leq x \leq 3.82 \text{ m}$



- Le 3^{eme} tronçon : $3.82 \text{ m} \leq x \leq 4.97 \text{ m}$



- Le 4^{eme} tronçon : $4.97 \text{ m} \leq x \leq 5.89 \text{ m}$



1. Efforts tranchant :

Tronçons	Expression	X(m)	T _y (KN)
$0 \leq x \leq 1.22$		0	-3.86
(m)	$-3.86 - 12.34x$	1.22	-18.91
$1.22 \leq x \leq 3.82$	$59.27 - 3.86 - 12.34x1.22 - 17.28(x - 1.22)$	1.22	40.35
(m)		3.82	-4.57
$3.82 \leq x \leq 4.97$	$59.27 - 3.86 - 12.34x1.22 - 17.28x2.6 - 12.34(x - 3.82)$	3.82	-4.57
(m)		4.97	-18.76
$4.97 \leq x \leq 5.89$	$59.27 - 3.86 - 12.34x1.22 - 17.28x2.6 - 12.34x1.15 - 11.21 - 12.34x(x - 4.97)$	4.97	-29.97
(m)		5.89	-41.33

2. Moments fléchissant :

Tronçons	Expression	X(m)	M(KN.m)
$0 \leq x \leq 1.22$		0	0
(m)	$-3.86x - 12.34 \frac{x^2}{2}$	1.22	-13.89
$1.22 \leq x \leq 3.82$	$59.27(x - 1.22) - 3.86x - 12.34x1.22(x - \frac{1.22}{2})$	1.22	-13.89
(m)	$- 17.28x \frac{(x - 1.22)^2}{2}$	3.82	32.62
$3.82 \leq x \leq 4.97$	$59.27(x - 1.22) - 3.86x - 12.34x1.22 \left(x - \frac{1.22}{2}\right)$	3.82	32.62
(m)	$-17.28x2.6(x - 1.22 - \frac{2.6}{2})$	4.97	19.20
	$- 12.34 \frac{(x - 1.22 - 2.6)^2}{2}$		
$4.82 \leq x$	$59.27(x - 1.22) - 3.86x - 12.34x1.22 \left(x - \frac{1.22}{2}\right)$	4.97	19.47

$$\leq 5.89$$

$$(m) \quad -17.28 \times 2.6 \left(x - 1.22 - \frac{2.6}{2} \right) - 12.34 \times 1.15 \left(x - 1.22 - 2.6 - \frac{1.15}{2} \right) - 11.21x \left(x - 1.22 - 2.6 - 1.15 \right) - 12.34x \frac{(x - 1.22 - 2.6 - 1.15)^2}{2}$$

$$5.89 \quad -13.57$$

- Le moment max M_{\max} pour $T_y = 0$

$$T_y = 0 \implies 59.27 - 3.86 - 12.34x1.22 - 17.28(x - 1.22) = 0$$

$$\implies x = |-3.55| = 3.55m$$

$$\text{Donc } M_{\max} = 59.27(x - 1.22) - 3.86x - 12.34 \times 1.22 \left(x - \frac{1.22}{2} \right) - 17.28x \frac{(x - 1.22)^2}{2} = 33.23 \text{ KN.m}$$

➤ **Remarque :**

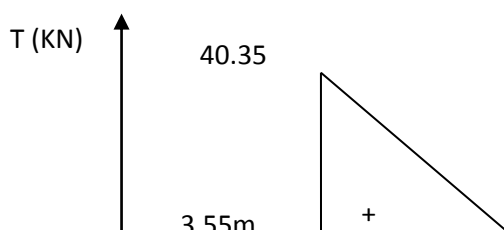
Afin de tenir compte des semi-encastres aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment max aux niveaux des appuis et en travées.

- **Aux appuis :** $M_{Ba} = -0.3M_z^{\max} = -9.97 \text{ KN.m}$

$$M_{Aa} = -13.89 \text{ KN}$$

- **En travée :** $M_{\text{travée}} = 0.85 M_z^{\max} = 28.24 \text{ KN.m}$

- **En console :** $M_{\text{console}} = -13.89 \text{ KN.m}$



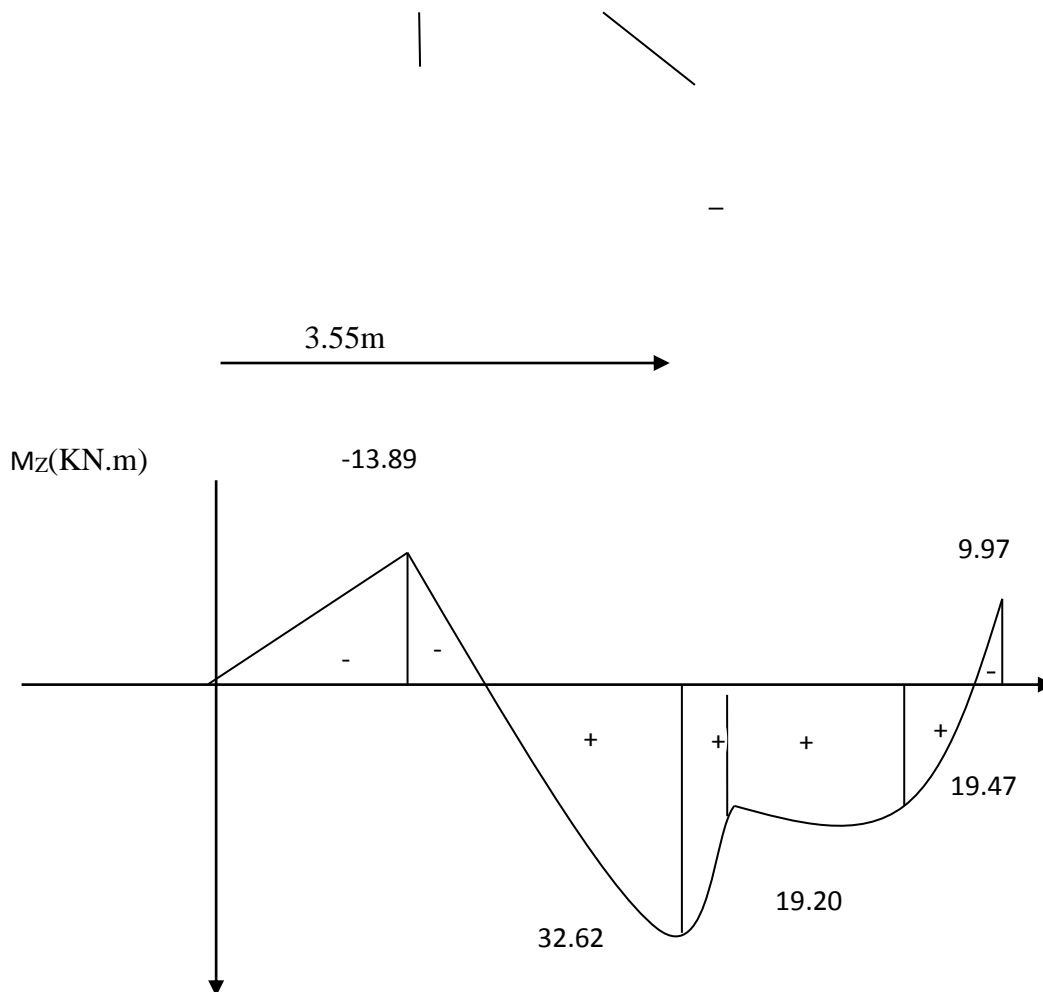


Figure III.5.4. Diagramme des efforts tranchants et les moments

III.5.4. Calcul des armatures :

On calcule une section rectangulaire dont les caractéristiques géométriques sont :

$b = 100\text{cm}$; $c = 2\text{cm}$; $d = 18\text{ cm}$

III.5.4.1.Aux appuis :

$$M_B = 9.97\text{KN.m}$$

a. Armatures principales :

$$\mu_a = \frac{M_B}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{9.97 \times 1000}{100 \times 18^2 \times 14.2} = 0.022 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow S.S.A.$$

$$\mu_a = 0.022 \Rightarrow \beta = 0.989$$

$$A_{ap} = \frac{M_B}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{9.97 \times 1000}{0.989 \times 18 \times 348} = 1.61 \text{ cm}^2$$

Soit **4HA10 = 3.14 cm²** avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$.

b. Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_{ap}}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.785 \text{ cm}^2$$

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

III.5.4.2. En travée :

$$M_t = 28.24 \text{ KN.m}$$

a. Armatures principales :

$$\mu_t = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{28.24 \times 1000}{100 \times 18^2 \times 14.2} = 0.061 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A.}$$

$$\mu_t = 0.061 \Rightarrow \beta = 0.9685$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{28.24 \times 1000}{0.9685 \times 18 \times 348} = 4.65 \text{ cm}^2$$

Soit **4HA14 = 6.15 cm²** avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$.

b. Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{6.15}{4} = 1.54 \text{ cm}^2$$

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

III.5.4.3. Vérifications à l'ELU :

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

$$A_{min} = 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 2.174 \text{ cm}^2$$

• **En travée :**

$$A_{st} = 6.15 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2.174 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{C.V.}$$

• **Sur appuis :**

$$A_{ap} = 3.14 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2.174 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{C.V.}$$

b. Vérification de l'effort tranchant (Art : A.5.1,1 et A.5.1,211/ BAEL91):

$$\tau_u = \frac{V_u^{max}}{b \times d}$$

Avec :

$$V_u^{max} = 41.33 \text{ kN (effort tranchant maximal)}.$$

$$\tau_u = \frac{41.33 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0.229 \text{ MPa}.$$

Pour une fissuration peu préjudiciable nous avons :

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

$$\tau_u = 0.229 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa} \longrightarrow \text{C.V.}$$

c. Influence de l'effort tranchant sur le béton (Art A.5.1, 313 / BAEL91) :

$$\frac{2V_u}{b \times 0.9d} \leq 0.8 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\frac{2 \times 41.33 \times 10^3}{1000 \times 0.9 \times 180} \leq 0.8 \times \frac{25}{1.5}$$

$$0.510 \text{ MPa} < 13.33 \text{ MPa} \longrightarrow \text{C.V.}$$

d. Ancrage des barres (Art A.6.1, 22 / BAEL91):

$$\tau_s = 0.6 \Psi^2 f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}.$$

$$\text{Longueur de scellement droit : } L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_s} = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 2.835} = 49.382 \text{ cm. Soit: } L_s = 50 \text{ cm}$$

$$\text{Longueur d'ancrage mesuré hors crochets : } L_c = 0.4 L_s = 0.4 \times 50 = 20 \text{ cm}.$$

e. Vérification de la contrainte d'adhérence acier-béton (Art. A.6.1, 3 / BAEL91):

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

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}.$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 d \times \sum U_i}$$

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 4 \times 3.14 \times 1.4 = 17.584 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{41.33 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 226.08} = 1.451 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.451 \text{ MPa} < \overline{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{C.V.}$$

f. Espacement des barres :

• **Armature principales :**

$$\left. \begin{array}{l} \text{Aux appuis : } S_t = 25\text{cm} \\ \text{En travées : } S_t = 25\text{cm} \end{array} \right\} < \min (3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \longrightarrow \text{C.V.}$$

• **Armature de répartition :**

$$\left. \begin{array}{l} \text{Aux appuis : } S_t = 25\text{cm} \\ \text{En travées : } S_t = 25\text{cm} \end{array} \right\} < \min (3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \longrightarrow \text{C.V.}$$

III.5.5. Calcul à l'ELS :

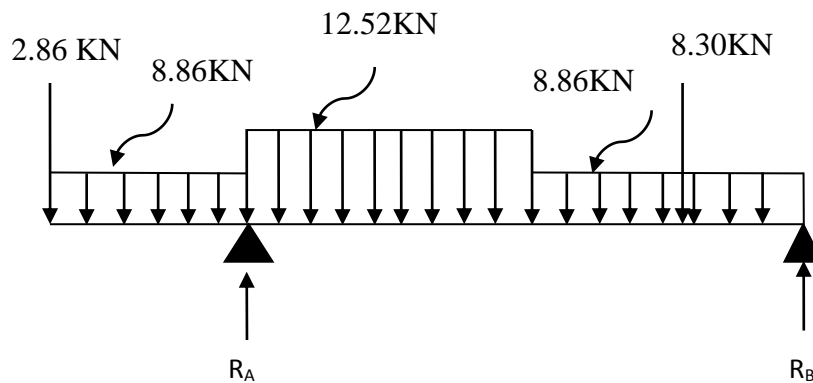


Figure III.5.5. Schéma statique à ELS.

III.5.5.1. Réaction d'appuis :

$$\Sigma F = 0$$

$$R_A + R_B = 2.86 + 8.86 \times 1.22 + 12.52 \times 2.6 + 8.86 \times 1.15 + 8.86 \times 0.92 + 8.30 = 72.86 \text{ kN}$$

$$\Sigma M / B = 0$$

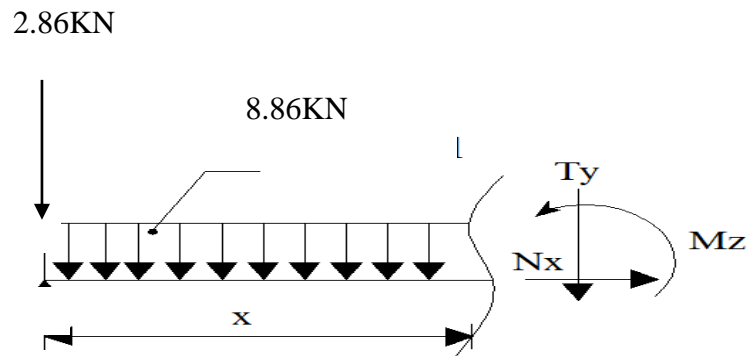
$$R_A (4.67) - 8.86 \times 1.22 \times \left(\frac{1.22}{2} + 2.6 + 2.07 \right) - 12.52 \times 2.6 \times \left(\frac{2.6}{2} + 2.07 \right) - 8.86 \times \frac{2.07}{2} -$$

$$2.86 \times (1.22 + 2.6 + 2.07) - 8.30 \times 0.92 = 0$$

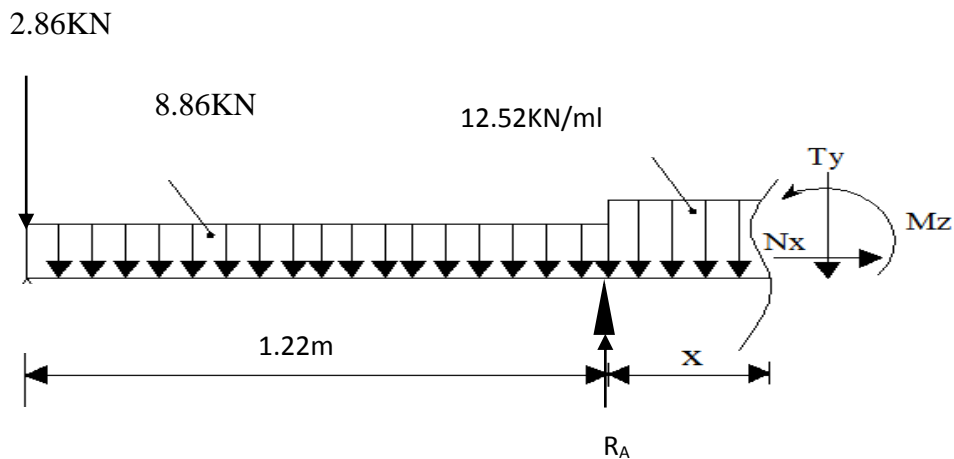
$$R_A = 40.33 \text{ kN et } R_B = 32.53 \text{ kN}$$

III.5.5.2.Efforts tranchants et moments fléchissant :

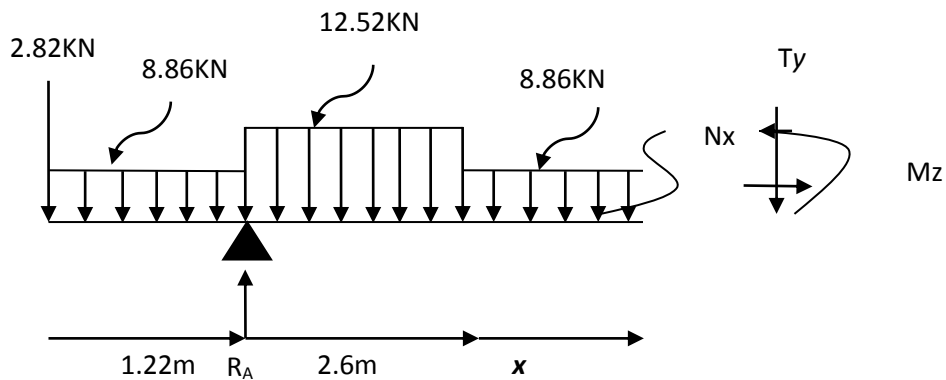
- Le 1^{er} tronçon : $0 \text{ m} \leq x \leq 1.22 \text{ m}$



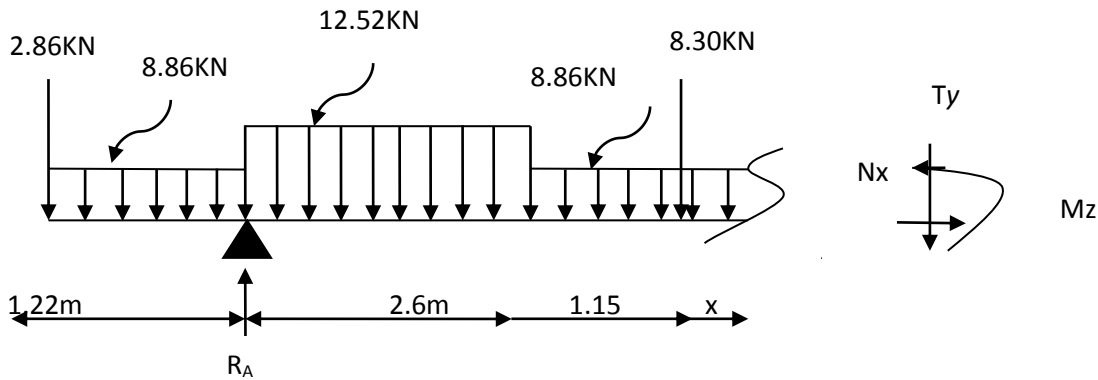
- Le 2^{ème} tronçon : $1.22 \text{ m} \leq x \leq 3.82 \text{ m}$



- Le 3^{ème} tronçon : $3.82 \text{ m} \leq x \leq 4.97 \text{ m}$



- Le 4^{eme} tronçon : $4.97\text{m} \leq x \leq 5.89\text{m}$



a. Efforts tranchant :

Tronçons	Expression	X(m)	T _y (KN)
$0 \leq x \leq 1.22$		0	-2.86
(m)	$-2.86 - 8.86x$	1.22	-13.67
$1.22 \leq x \leq 3.82$		1.22	26.66
(m)	$40.33 - 2.86 - 8.86x1.22 - 12.52(x - 1.22)$	3.82	-5.89
$3.82 \leq x \leq 4.97$		3.82	-5.89
(m)	$40.33 - 2.86 - 8.86x1.22 - 12.52x2.6 - 8.86(x - 3.82)$	4.97	-16.08
$4.97 \leq x \leq 5.89$		4.97	-24.38
(m)	$40.33 - 2.86 - 8.86x1.22 - 12.52x2.6 - 8.86x1.15 - 8.30 - 8.86x(x - 4.97)$	5.89	-32.53

c. Moments fléchissant :

Tronçons	Expression	X(m)	M(KN.m)
$0 \leq x \leq 1.22$		0	0
	$-2.86x - 8.86 \frac{x^2}{2}$		

(m)		1.22	-10.08
$1.22 \leq x \leq 3.82$	$40.33(x - 1.22) - 2.86x - 8.86 \times 1.22 \left(x - \frac{1.22}{2}\right) - 12.52x \frac{(x - 1.22)^2}{2}$	1.22	-10.08
(m)		3.82	16.92
$3.82 \leq x \leq 4.97$	$40.33(x - 1.22) - 2.86x - 8.86 \times 1.22 \left(x - \frac{1.22}{2}\right) - 12.52 \times 2.6 \left(x - 1.22 - \frac{2.6}{2}\right) - 8.86 \frac{(x - 1.22 - 2.6)^2}{2}$	3.82	16.92
(m)		4.97	4.28
$4.82 \leq x \leq 5.89$	$40.33(x - 1.22) - 2.86x - 8.86 \times 1.22 \left(x - \frac{1.22}{2}\right) - 12.52 \times 2.6 \left(x - 1.22 - \frac{2.6}{2}\right) - 8.86 \times 1.15 \left(x - 1.22 - 2.6 - \frac{1.15}{2}\right) - 8.30x \left(x - 1.22 - 2.6 - 1.15\right) - 8.86 \frac{(x - 1.22 - 2.6 - 1.15)^2}{2}$	4.97	4.28
(m)		5.89	-3.03

- Le moment max M_{\max} pour $T_y = 0$

$$T_y = 0 \implies 40.33 - 2.86 - 8.86 \times 1.22 - 12.52(x - 1.22) = 0$$

$$\implies x = |-3.35| = 3.35\text{m}$$

$$\text{Donc } M_{\max} = 40.33(x - 1.22) - 2.86x - 8.86 \times 1.22 \left(x - \frac{1.22}{2}\right) - 12.52x \frac{(x - 1.22)^2}{2} = 18.30\text{KN.m}$$

➤ Remarque :

Afin de tenir compte des semi-encastres aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment max aux niveaux des appuis et en travées.

- Aux appuis :** $M_{Ba} = -0.3M_z^{\max} = -5.49\text{KN.m}$

$$M_{Aa} = -10.08\text{KN}$$

- En travée :** $M_{\text{travée}} = 0.85 M_z^{\max} = 15.56\text{KN.m}$

- En console :** $M_{\text{console}} = -10.08\text{KN.m}$

III.5.5.3. vérifications à l'ELS :

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

La contrainte de compression est limitée à : $\overline{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 0.6 * 25 = 15 \text{ MPa}$.

- **En travée :**

La fissuration étant peu nuisible, on doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 6.15}{100 \times 18} = 0.342$$

Des tables, et après interpolation, on aura : $\{\beta_1 = 0.909 ; K_1 = 39.95\}$

$$\text{La contrainte dans les aciers : } \sigma_s = \frac{M_{st}}{\beta_1 \times A_{st} \times d} = \frac{15.56 \times 10^3}{0.909 \times 3.14 \times 18} = 302.861 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 302.86 < \overline{\sigma}_s = 348 \text{ MPa.}$$

D'où la contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{302.86}{39.95} = 7.58 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{C.V.}$$

- **Sur appuis :**

La fissuration étant peu nuisible, on doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 18} = 0.174$$

Des tables, et après interpolation, on aura : $\{\beta_1 = 0.932 ; K_1 = 58.53\}$

$$\text{La contrainte dans les aciers : } \sigma_s = \frac{M_B}{\beta_1 \times A_{st} \times d} = \frac{5.49 \times 10^3}{0.905 \times 6.79 \times 18} = 48.20 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 48.20 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}$$

D'où la contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{48.20}{58.53} = 0.82 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{C.V.}$$

b. Etat limite de déformation (Art B.6.5, 1 /BAEL 91) :

La flèche développée au niveau de la poutrelle doit être au plus égale à la flèche admissible.

Lorsque il est prévu des étais intermédiaires, on peut cependant se dispenser du calcul de la flèche du plancher sous réserve de vérifier les trois conditions suivantes :0

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$

- $\frac{A_s}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$
- $\frac{h}{L} = \frac{20}{467} = 0.043 < \frac{1}{16} = 0.0625 \longrightarrow \text{C. N. V.}$

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

b.1. Calcul de la flèche :

Nous aurons à revivifier deux flèches, pour la partie entre deux appuis, et pour la partie en console.

- **Partie sur appuis :**

$$f_{max1} = \frac{5}{384} \times \frac{q_{s1}^{max} \times L^4}{E_v \times I} < \bar{f}_1 = \frac{L}{500}$$

- **Partie en console :**

$$f_{max2} = \frac{5}{384} \times \frac{q_{s2}^{max} \times l^4}{E_v \times I} < \bar{f}_2 = \frac{l}{200}$$

Avec :

I : Moment d'inertie de la section de la section homogénéisée.

E_v : Module de la déformation diffère, $E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,86 \text{ MPa}$.

q_{s1}^{max} = max (8.86 KN/m ; 12.52 KN/m)

q_{s2}^{max} = 8.86 KN/m

$$I = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15A_{st}(V_2 - c)^2$$

$$S_{xx} = \frac{b \times h^2}{2} + 15 \cdot A_{st} \cdot d = \frac{100 \times 20^2}{2} + 15 \times 3.14 \times 18 = 20847.8 \text{ cm}^2$$

$$B_0 = b \times h + 15 \times A_{st} = 100 \times 20 + 15 \times 3.14 = 2047.1 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0} = \frac{20847.8}{2047.1} = 10.18 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 10.18 = 9.82 \text{ cm}$$

$$I = \frac{100}{3} (10.18^3 + 9.82^3) + 15 \times 3.14 (9.82 - 2)^2 = 35500.80$$

$$f_{max1} = \frac{5}{384} \times \frac{12.52 \times 10^3 \times 4.670^4}{10818.86 \times 10^6 \times 35500.80 \times 10^{-8}} = 0.02 \text{ cm}$$

$$\bar{f}_1 = \frac{L}{500} = \frac{4670}{500} = 9.34$$

$$f_{max1} < \bar{f}_1 \longrightarrow C.V.$$

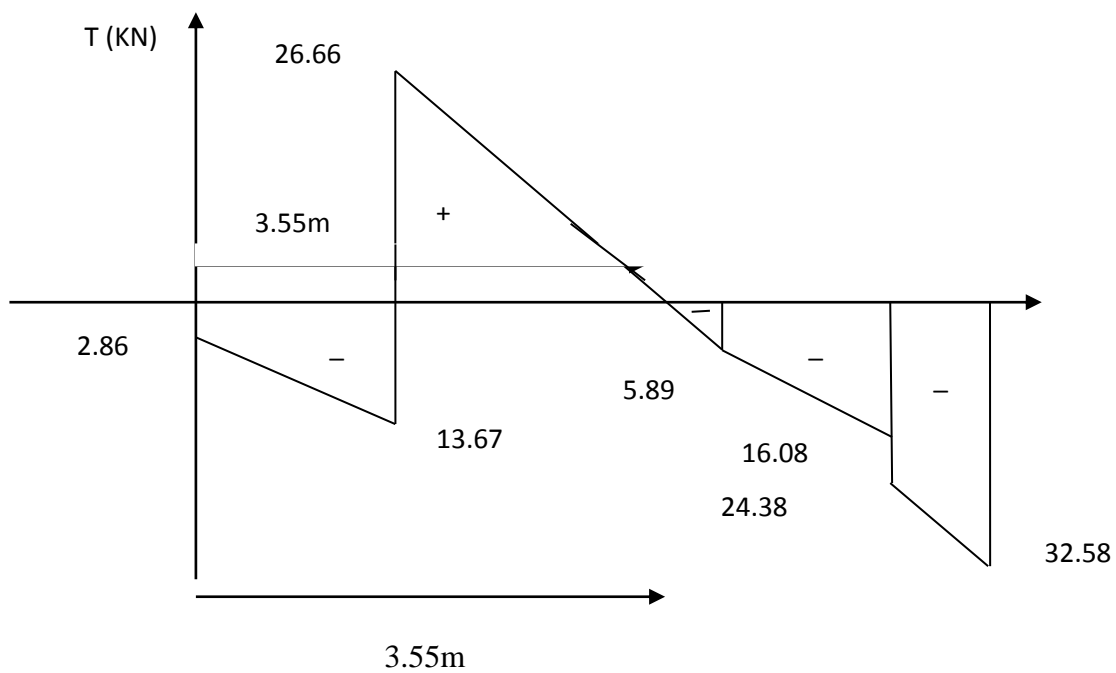
$$f_{max2} = \frac{5}{384} \times \frac{8.86 \times 10^3 \times 1.220^4}{10818.86 \times 10^6 \times 35500.80 \times 10^{-8}} = 0.0006 \text{ cm}$$

$$\bar{f}_2 = \frac{l}{200} = \frac{1220}{200} = 0.61 \text{ cm}$$

$$f_{max2} < \bar{f}_2 \longrightarrow C.V.$$

C. Vérification à l'état limite d'ouverture des fissures : (BAEL 91, Art A.5.34)

La fissuration est peu nuisible donc la vérification n'est pas nécessaire



M_z (KN.m)

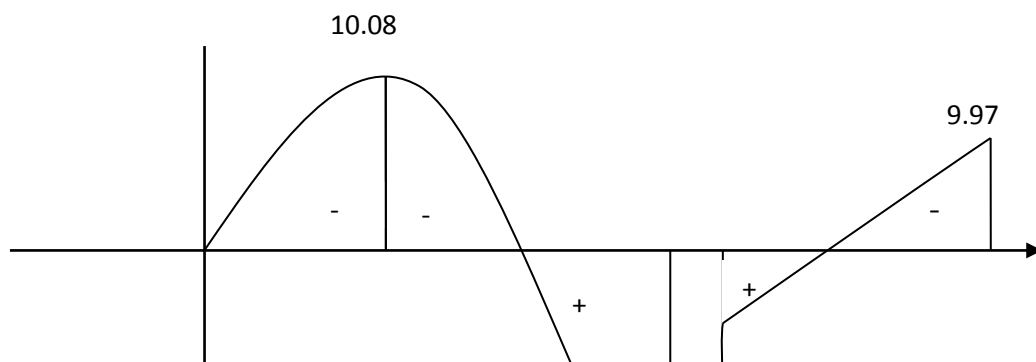


Figure III 5.6. Diagramme des efforts tranchants et les moments

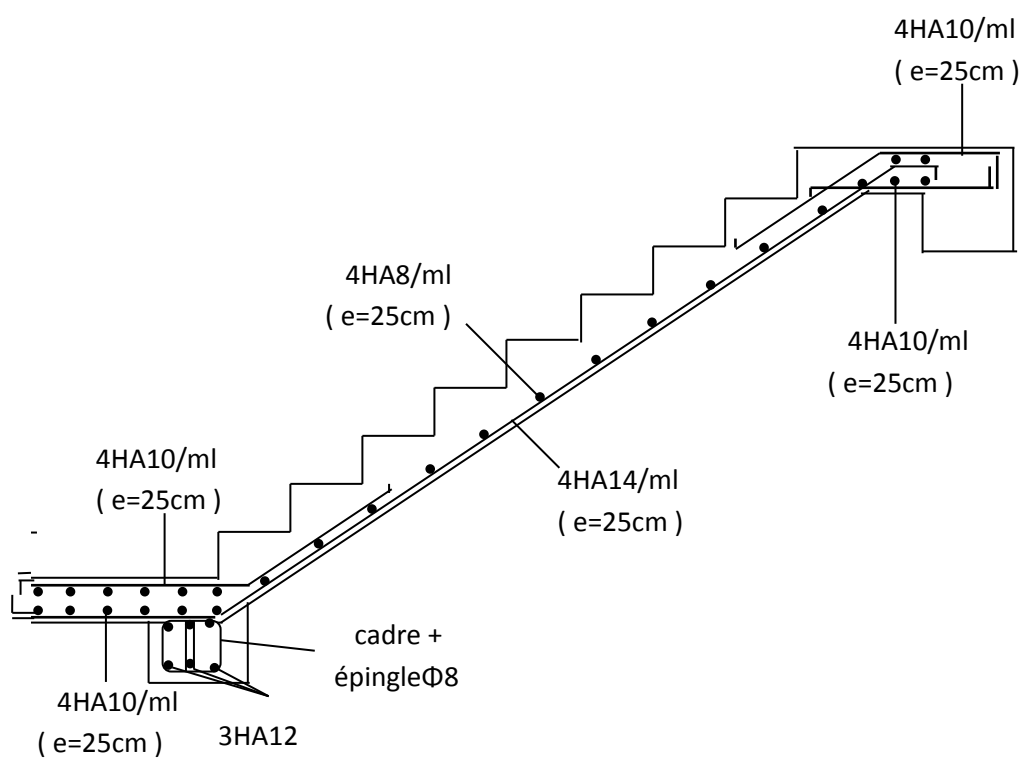


Figure III 5.7. Ferrailage des escaliers

III.6. Calcul de la poutre palière :

La poutre palière est destinée à supporter son poids propre, poids du mur et les réactions du palier. Elle est partiellement encastree dans les poteaux.

Sa portée est de 2.90m (entre nu d'appuis).

a) Dimensionnement :

➤ La hauteur h_t est donnée par la relation suivante :

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

l : longueur libre entre nus d'appuis

$$\frac{290}{15} \leq h_t \leq \frac{290}{10} \quad \Longrightarrow \quad 19.33\text{cm} \leq h_t \leq 29\text{cm}$$

On prend : **$h_t = 35\text{cm}$**

➤ La largeur b est donnée par la relation suivante :

$$0.4h_t \leq b \leq 0.7h_t \quad \Longrightarrow \quad 14 \leq b \leq 24.5$$

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

b) Recommandations du RPA (Art 7.5.1) :

$b \geq 20\text{cm}$, $h \geq 30\text{cm}$ \Longrightarrow condition vérifiée

$$\frac{h}{b} \leq 4 \quad \Longrightarrow \quad \frac{35}{30} = 1.17 \leq 4 \quad \Longrightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

Notre poutre a pour dimensions $(b \times h) = (30 \times 35)\text{ cm}^2$

c) Détermination des charges :

- Poids propre de la poutre : $G_p = 25 \times 0.35 \times 0.30 = 2.625\text{ kN/ml}$

- Charge d'exploitation : $Q = 2,5\text{ KN/m}$

- Réaction du palier à l'ELU : $R_u = 41.35\text{ kN}$

- Réaction du palier à l'ELS : $R_s = 32.53 \text{ kN}$

III.6.1. Calcul à l'ELU :

III.6.1.1. Calcul du moment et de l'effort tranchant :

Le calcul se fera pour 1ml de longueur.

$$q_u = 1.35G + \frac{R_u}{1}$$

$$q_u = 1.35 (2.625) + \frac{41.35}{1} = 44.89 \text{ KN/ml}$$

- Moment isostatique : $M_u = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{44.89 \times 2.90^2}{8} = 47.19 \text{ KN.m}$
- L'effort tranchant : $T_u^{\max} = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{44.89 \times 2.90}{2} = 65.09 \text{ KN}$

Pour tenir compte du semi encastrement, on affecte M_0 par des coefficients numérateurs, on aura donc les valeurs suivantes :

Aux appuis : $M_a = (-0.3) M_u = -0.3 \times 47.19 = -14.16 \text{ KN.m}$

En travée : $M_t = (0.85) M_u = 0.85 \times 47.19 = 40.11 \text{ KN.m}$

III.6.1.2 Les diagrammes :

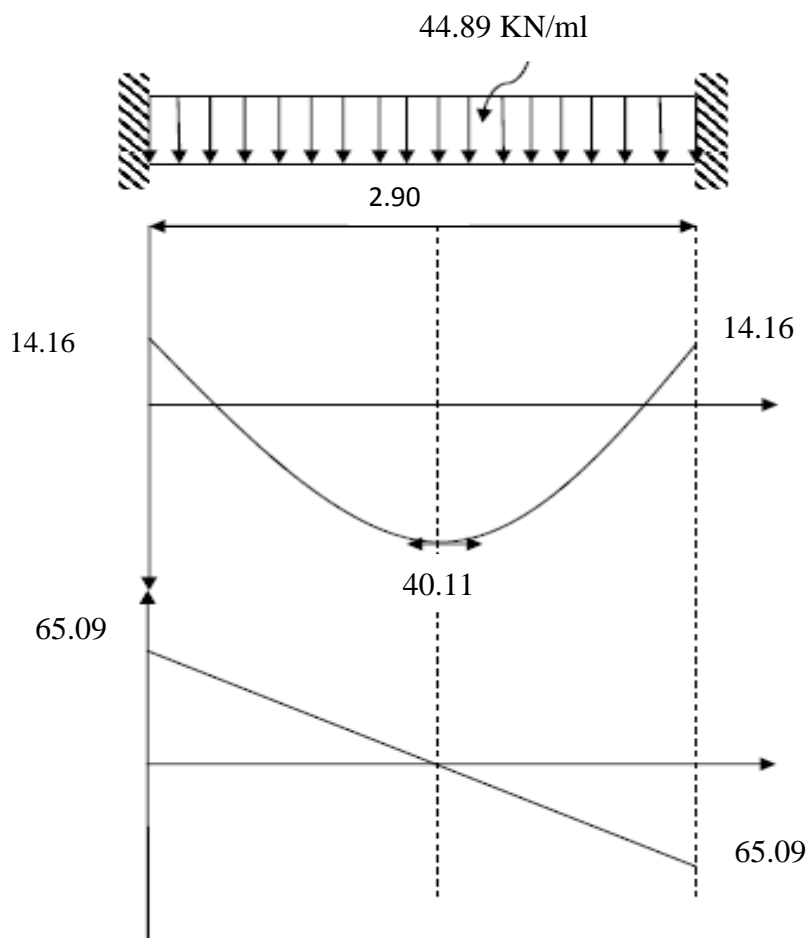


Figure III.6.1: Diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchants à l'ELU.

III.6.1.3.Ferraillage :

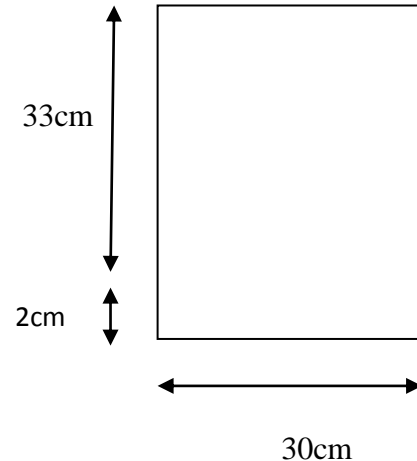
• En travée :

$$\mu_t = \frac{M_t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{40.11 \times 10^6}{300 \times 330^2 \times 14.2} = 0.086$$

$$\mu_t = 0.086 < \mu = 0.392 \longrightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_t = 0.086 \longrightarrow \beta = 0.955$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{40.11 \times 10^3}{0.955 \times 33 \times 348} = 3.66 \text{ cm}^2$$



Soit **3T16=6.03cm²** avec un espacement de 25cm

• Aux appuis :

$$\mu_t = \frac{M_a}{bd^2 f_{bu}} = \frac{14.11 \times 10^6}{300 \times 330^2 \times 14.2} = 0.0304$$

$$\mu_t = 0.0304 < \mu = 0.392 \longrightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_t = 0.0304 \longrightarrow \beta = 0.985$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{14.11 \times 10^3}{0.985 \times 33 \times 348} = 1.25 \text{ cm}^2$$

Soit **3T16=6.03cm²** avec un espacement de 25cm

III.6.1.4Exigences du RPA pour les aciers longitudinaux (art 7.5.2.1)

le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.

$$A_t = 3T16 = 6.03 \text{ cm}^2 > 0.005 b.h = 5.25 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_a = 3T16 = 6.03 \text{ cm}^2 > 0.005 b.h = 5.25 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

III.6.1.5. Vérification à l'ELU :

➤ Condition de non fragilité (Art-A-4.2, 1 BAEL):

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

$$\text{En travée : } A_t = 6.03 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.19 \text{ cm}^2$$

$$\text{Aux appuis : } A_a = 6.03 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.19 \text{ cm}^2$$

⇒ La condition est vérifiée.

➤ Contrainte tangentielle (BAEL, Art A.5.1.) :

$$T_u^{\max} = 65.09 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{u\max}}{b.d} = \frac{65.09 \times 10^3}{300 \times 330} = 0.66 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left\{ 0.2f_{t28} ; 5\text{MPa} \right\} = 3.33\text{MPa}$$

$\bar{\tau}_u = 0.66 \leq \tau_u = 3.33 \implies$ La condition est vérifiée.

\implies Le béton seul peut reprendre l'effort de cisaillement, les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

➤ **Vérification de l'adhérence aux appuis :**

Il faut vérifier que :

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

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

$$\sum U_i = \sum n. \Pi. \Phi = 3.14 \times 3 \times 16 = 150.72 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{65.09 \times 10^3}{0.9 \times 330 \times 150.72} = 1.45\text{MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.45\text{MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Ancrage des barres aux appuis : (BAEL 91/99 Art.6.1.2)**

$$L_s = \frac{\Phi f_e}{4\tau_s} \quad \text{Avec : } \tau_s = 0.6 \psi^2 f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{1.6 \times 400}{4 \times 2.835} = 56.43 \text{ cm} \quad \text{Soit } L_s = 60\text{cm}$$

Comme L_s dépasse l'épaisseur de la poutre, les armatures doivent comporter des crochets.
La longueur de scellement mesurée hors crochets est : $L_t = 0.4 L_s = 0.4 \times 60 = 24 \text{ cm}$

➤ **les armatures transversales :**

$$\text{Diamètre } \Phi_t = \frac{\Phi}{3} = 5.33 \text{ mm} \quad \text{Soit } \Phi_t = 8\text{mm}$$

On prend un cadre et un étrier en **T8**.

➤ **Vérification du diamètre des armatures transversales :**

$$\Phi_t \leq \text{Min} \left\{ \Phi_t ; \frac{b}{10} ; \frac{h}{35} \right\} = \text{Min} \left\{ 16 ; \frac{300}{10} ; \frac{350}{35} \right\} = \text{Min} \left\{ 16 ; 30 ; 10 \right\} = 10 \text{ mm}$$

$$\Phi_t = 8\text{mm} \leq 10\text{mm} \implies \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Exigence du RPA99(Art.7.5.2.2)**

-Zone nodale :

$$S_t \leq \text{Min} \left\{ \frac{h}{4} ; 12\Phi \right\} = \text{Min} \left\{ \frac{35}{4} ; 12 \times 1.6 \right\} = \text{Min} \left\{ 8.75 ; 19.2 \right\}$$

On prend : $S_t = 8\text{cm}$

-En zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{35}{2} = 17.5 \text{ cm} \quad \text{Soit } S_t = 17 \text{ cm}$$

$$A_t^{\min} = 0.003 \times 17 \times 30 = 1.53 \text{ cm}^2$$

III.6.2. Etat limite de service ELS :

III.6.2.1. Calcul des moments et de l'effort tranchant :

$$q_s = G + \frac{R_s}{1}$$

$$q_s = 2.625 + \frac{32.53}{1} = 35.15 \text{ KN/ml}$$

- Moment isostatique : $M_s = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{35.15 \times 2.90^2}{8} = 36.95 \text{ KN.m}$
- L'effort tranchant : $T_s^{\max} = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{35.15 \times 2.90}{2} = 50.96 \text{ KN}$

Pour tenir compte du semi encastrement, on affecte M_0 par des coefficients numérateurs, on aura donc les valeurs suivantes :

$$\text{Aux appuis : } M_a = (-0.3) M_s = -0.3 \times 36.95 = -11.08 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travée : } M_t = (0.85) M_s = 0.85 \times 36.95 = 31.41 \text{ KN.m}$$

III.6.2.2. Les diagrammes :

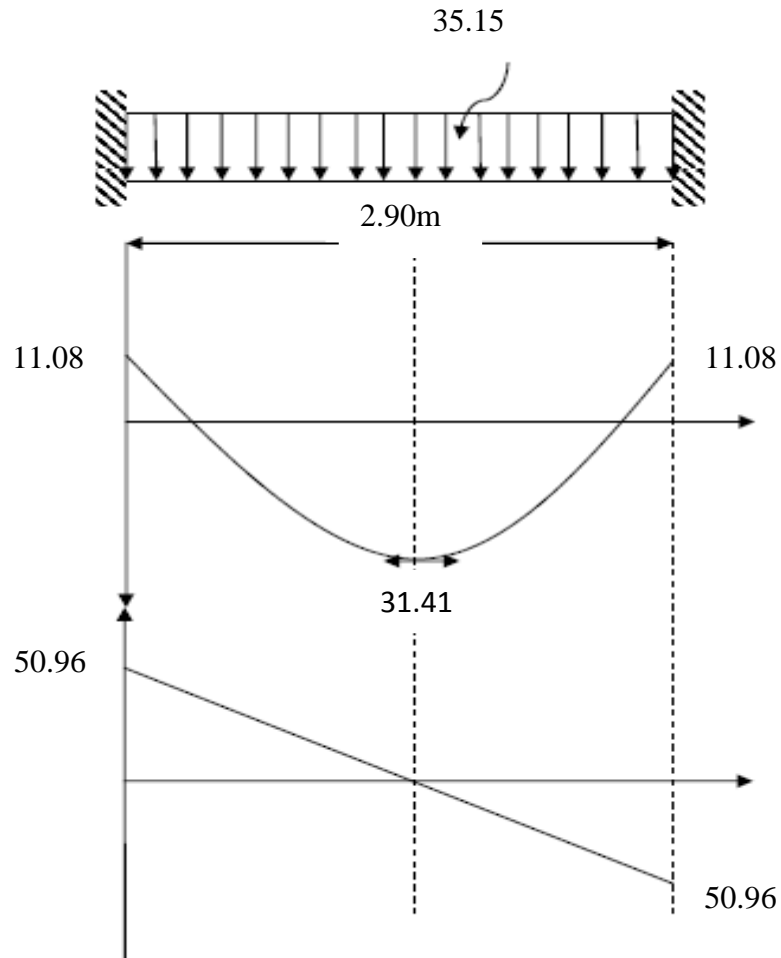


Fig III.6.2 : Diagrammes des efforts internes à l'ELS

III.6.2.3.Vérification des contraintes :

a) Etat limite de compression dans le béton :

$$\sigma_b \leq 0.6f_{c28} = 15\text{MPa}$$

- Aux appuis :**

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{b \times d} = \frac{100 \times 6.03}{30 \times 33} = 0.606$$

$$\rho_1 = 0.606 ; \beta_1 = 0.885 ; K = 28.48$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_a^s}{A \cdot \beta \cdot d} = \frac{M_a^s}{A \cdot \beta \cdot d} = \frac{11.08 \times 10^6}{603 \times 0.885 \times 330} = 62.92\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k} = \frac{62.92}{28.48} = 2.209\text{ MPa} < \sigma_{bc} = 15\text{ MPa}$$

- **En travées :**

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{b \times d} = \frac{100 \times 6.03}{30 \times 33} = 0.606$$

$$\rho_1 = 0.606 ; \beta_1 = 0.885 ; K = 28.48$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t^s}{A \cdot \beta \cdot d} = \frac{M_t^s}{A \cdot \beta \cdot d} = \frac{31.41 \times 10^6}{603 \times 0.885 \times 330} = 178.35 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k} = \frac{178.35}{28.48} = 6.26 \text{ MPa} < \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

b) 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

c) Etat limite de déformation

Les règles de BAEL (Art B.6.5, 2) précisent qu'on peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les conditions suivantes seront vérifiées.

- $\frac{H}{l} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{H}{l} \geq \frac{M_t}{10 M_0}$
- $\frac{A}{b \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e}$

Avec : H=35cm ; L=2.9m ; Mt=31.42 KNm ; Mo=36.95KNm

- $\frac{H}{l} \geq \frac{1}{16} \iff \frac{35}{290} = 0.120 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \implies \text{Condition vérifiée}$
- $\frac{H}{l} \geq \frac{M_t}{10 M_0} \iff \frac{35}{290} = 0.120 \geq \frac{31.42}{10 \times 36.95} = 0.085 \implies \text{Condition vérifiée}$
- $\frac{A}{b \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e} \iff \frac{6.03}{30 \times 33} = 0.006 \leq \frac{4.2}{400} = 0.010 \implies \text{Condition vérifiée}$

\implies Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire car les 3 conditions sont vérifiées.

Conclusion :

Les dimensions de la poutre palière (b=30 cm, h=35), vérifiées toutes les conditions de ferrailage exigé par le (BAEL/91) et (RPA. Version 2003) ; Donc on opte pour les sections d'armatures calculées : **A_a=3 HA16=6.03 cm² ; A_t=3 HA16=603cm².**

III 6.3. Plan de ferrailage de la poutre palière :

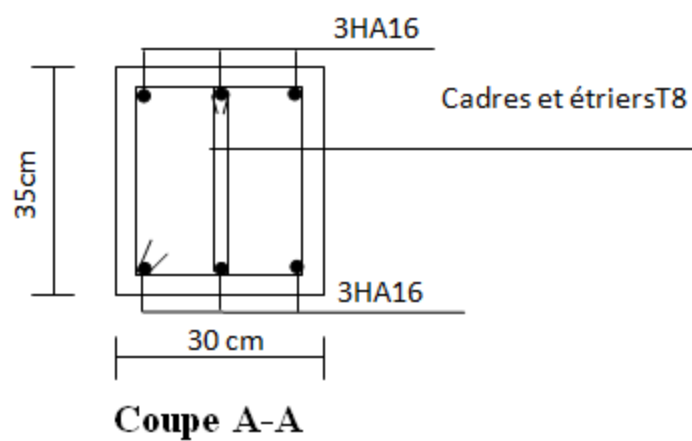
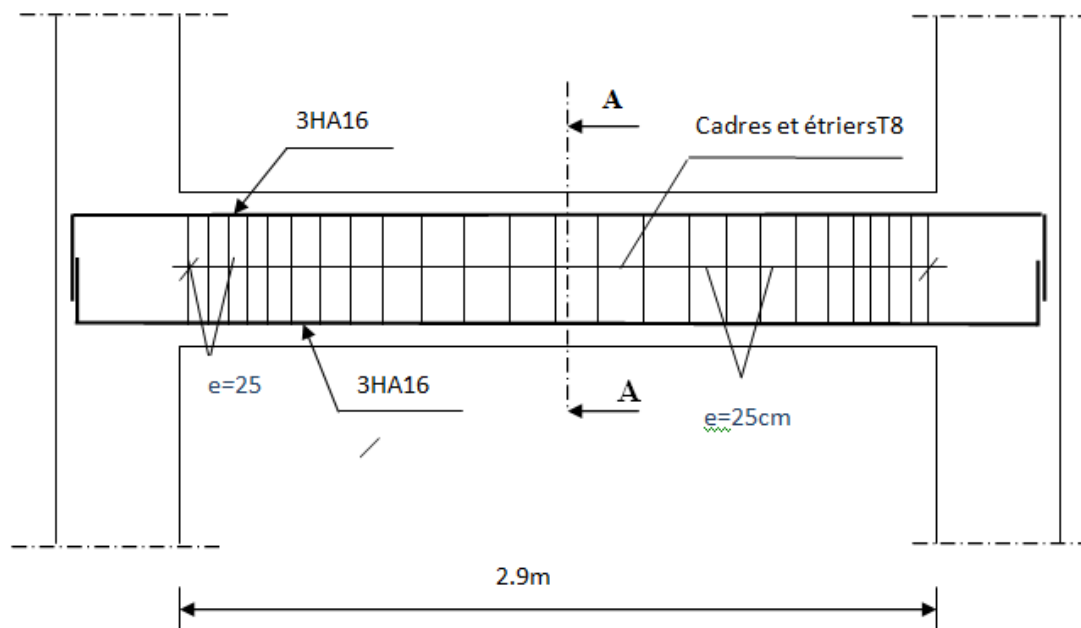


Figure III.6.3. ferrailage de la poutre palière

III.7. Porte à faux :

III.7.1. Introduction :

Notre structure est munie de deux types de porte à faux, On va opter au calcul du porte à faux le plus sollicité. Il sera assimilé à une console encastrée à une extrémité réalisée en dalle pleine

Largeur : 1.525 m.

Longueur : 3.35m.

III.7.2 Dimensionnement :

Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur.

L'épaisseur des portes à faux est donnée par la formule suivante :

$$e \geq \frac{L}{10} = \frac{152.5}{10} = 15.25 \text{ cm}$$

On prend : $e=15$ [cm]

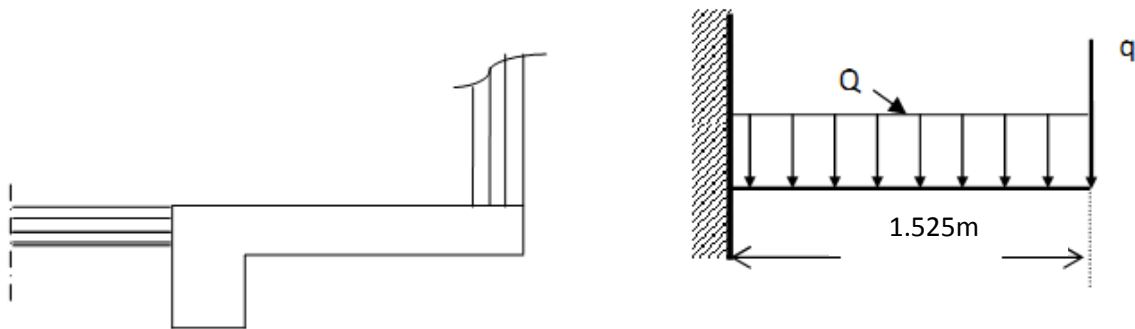


Fig III.7.1.: schéma statiques du port à faux.

III.7.3. Détermination des charges et surcharge :

a- Charges permanentes :

- La dalle pleine :

$$G = 5.39 [\text{KN/m}^2]$$

- Mur extérieur :

$$G = 2.44 [\text{KN/m}^2]$$

b- Surcharge d'exploitation

$$Q = 1.5 \text{ [KN/m}^2\text{]}$$

III.7.4. Calcul à l'ELU :

La porte à faux est calculée en flexion simple.

1) Combinaison des charges :

$$q_u = 1.35G + 1.5Q$$

- **La dalle**

$$Q_u = [1.35 \times 5.39 + 1.5 \times 1.5] \times 1 = 9.35 \text{ [KN/ml]}$$

- **Mur extérieur**

$$q_u = [1.35 \times 2.44 \times 2.91] \times 1 = 9.58 \text{ [KN]}$$

2) Calcul du moment d'encastrement et de l'effort tranchant :

La section dangereuse étant au niveau d'encastrement, le moment est égale à :

- **Moment provoqué par la charge Q_u**

$$M_{Qu} = (Q_u \cdot l^2) / 2 = (9.35 \times 1.525^2) / 2 = 10.87 \text{ KN m}$$

- **le moment provoqué par la charge q_u est :**

$$M_{qu} = q_u \times l = 9.58 \times 1.525 = 14.61 \text{ KN m}$$

- **Le moment total est :**

$$M_{qu} = M_{Qu} + M_{qu} = 10.87 + 14.61 = 25.48 \text{ KN m}$$

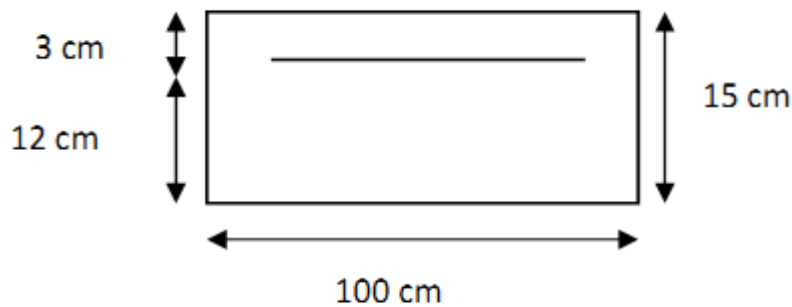
- **Effort tranchant :**

$$T_U = Q_u \cdot l + q_u = 9.35 \times 1.525 + 9.58 = 23.84 \text{ [KN]}$$

III.7.5. ferrailage:

Le calcul se fera considérant une poutre simplement appuyée en flexion composée de section rectangulaire (b x h) de dimensions :

$$b = 100 \text{ cm. } h = 15 \text{ cm. } d = 12 \text{ cm. } c = 3 \text{ cm}$$



- **Armatures principales :**

$$\mu = M_U / (b d^2 f_{bu}) = (25.48 \times 10^3) / (100 \times 12^2 \times 14.2)$$

$$= 0.125 < \mu_l = 0.392$$

⟹ La section est simplement armée

$$\mu = 0.125 \Rightarrow \beta = 0.933$$

$$A_s = M_u / (\beta x d \sigma_{st}) = (25.48 \times 10^3) / (0.933 \times 12 \times 348)$$

$$A_s = 6.54 \text{ cm}^2$$

Soit : 5HA14 = 7.71 cm²

Avec : St = 100/5 = 20 cm

- **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{7.7}{4} = 1.92 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA8 = 2.01 cm²

Avec : St = 100/4 = 25 cm

III.7.6. vérification à l'ELU:

➤ **Vérification de la condition de non fragilité (Art 4.21/BAEL 91) :**

$$A_{\min} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 12 \times 2.1}{400} = 1.45 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1.45 \text{ cm}^2 < A_{\text{adoptée}} = 6.54 \text{ cm}^2 \implies \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification de la condition de l'adhérence des barres (Art 6.13/BAEL 91) :**

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

$$\tau_{se} = \frac{Vu}{0.9.d.\sum ut} \leq \bar{\tau}_{se}$$

$$\text{Avec : } \bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\sum ut : n.\Phi.\pi = 5 \times 3.14 \times 14 = 21.98 \text{ cm}^2$$

$$\tau_{se} = \frac{23.84 \times 10}{0.9 \times 12 \times 18.84} = 1.00 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \implies \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Vérification au cisaillement (Art 5.2.2/BAEL 91) :**

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

$$\tau_u = \frac{Vu}{bxd} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min} \left\{ \frac{0.2.f_{c28}}{\gamma b} ; 5 \text{ MPa} \right\}$$

$$\text{Avec } \gamma b : 1.5 ; f_{c28} : 25 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left\{ 3.33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa} \right\}$$

$$\bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \implies (\text{fissuration peu nuisible})$$

$$\tau_u = \frac{23.84 \times 10}{100 \times 12} = 0.198 < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \implies \text{condition vérifiée}$$

Pas de risque de cisaillement \Rightarrow Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

➤ **Influence de l'effort tranchant aux appuis :**

$$A_s \geq \frac{T_U}{f_e / \delta_s} = \frac{23.84 \times 10 \times 1.15}{400} = 0.685 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 7.7 > 0.685 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Vérification des contraintes de béton au des appuis :**

$$V_u \leq \bar{V}_u$$

$$\bar{V}_u = 0.4 \times \frac{f_{c28}}{\delta_b} \times bxd = 0.4 \times \frac{25}{1.5} \times 100 \times 12 = 800 \text{ KN}$$

$$V_u = 13.84 \text{ KN} < 800 \text{ KN} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Calcul de la longueur de scellement droit (BAEL91/Art.A.6.1 ; 23) :**

$$L_s = \frac{\phi F_e}{4\tau_{su}}$$

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

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

On prend : $L_s = 50 \text{ cm}$

A défaut de calcul plus précis, on peut admettre que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la partie ancrée hors crochet est au moins égale à :

$0.4 L_s$ s'il s'agit d'une barre à haute adhérence de classe FeE400 ou FeE500.

(BAEL91/A.6.1.235) : $L_C = 0.4 L_s = 0.4 \times 50 = 20 \text{ cm}$

➤ Vérification de l'écartement des barres :

Armatures principales : $S_t = 20 \text{ cm} < \min(3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$. —> **Condition vérifiée**

Armatures secondaires : $S_t = 25 \text{ cm} < \min(4h ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$. —> **Condition vérifiée**

III.7.7. calcul à l'ELS :

La console est exposée aux intempéries, donc la fissuration est prise comme préjudiciable

- **Combinaison des charges : $Q_s = G + Q$**

Dalle : $Q_s = [5.39 + 1.5] = 6.89 \text{ [KN/ml]}$.

Mur extérieur : $q_s = 2.44 \times 2.91 \times 1 = 7.10 \text{ [KN]}$.

- **Moment provoqué par la charge Q_u**

$$M_{Qs} = (Q_s \cdot l^2) / 2 = (6.89 \times 1.525^2) / 2 = 8.01 \text{ KN m}$$

- **le moment provoqué par la charge q_u est :**

$$M_{q_s} = q_s \times l = 7.10 \times 1.525 = 10.83 \text{ KN m}$$

- **Le moment total est :**

$$M_{q_s} = M_{Qs} + M_{q_s} = 8.01 + 10.83 = 18.84 \text{ KN m}$$

- **Effort tranchant :**

$$T_s = Q_s \cdot l + q_s = 6.89 \times 1.525 + 7.10 = 17.61 \text{ [KN]}$$

III.7.7.1. Calcul des armatures à l'ELS :

$$\mu = M_s / (b d^2 f_{bc}) = (18.84 \times 10^3) / (100 \times 12^2 \times 14.2) = 0.092 < \mu_1 = 0.392$$

————> La section est simplement armée

$$\mu = 0.092 \Rightarrow \beta = 0.952$$

$$A_s = M_u / (\beta x d x \sigma_{st}) = (18.84 \times 10^3) / (0.952 \times 12 \times 348)$$

$$A_s = 4.74 \text{ cm}^2$$

$$A_s^{ELU} = 7.7 \text{ cm}^2 > A_u^{ELS} = 4.74 \text{ cm}^2$$

III.3.1.5. vérification à l'ELS:

➤ **Vérification de la condition de non fragilité (Art 4.21/BAEL 91) :**

$$A_{\min} = \frac{0.23.b.d.ft_{28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 12 \times 2.1}{400} = 1.45 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1.45 \text{ cm}^2 < A_{\text{adoptée}}$$

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

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

Etat limite de compression de béton : (Art A 4.5.2 du BAEL) :

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

- ✓ La section est rectangulaire.
- ✓ La nuance des aciers est FeE400.

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{12.04}{8.62} = 1.4$$

$$\mu = 0.065 \implies \alpha = 0.0841 < \frac{1.4 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.45 \implies \text{condition vérifiée}$$

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

➤ **Vérification vis-à-vis de l'ouverture des fissures :**

$$\sigma_{st} = \frac{\sigma_s}{k_1} \leq \overline{\sigma}_{st} = 0.6 \times f_{c28}$$

$$\text{On a : } \rho = \frac{100.A_s}{b.d} \implies \rho = \frac{100 \times 7.7}{100.12} = 0.641$$

$$\rho = 0.641 \implies \beta_1 = 0.882 \implies K_1 = 27.37$$

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

$$\text{Alors } \sigma_{st} = \frac{18.84 \times 10^3}{0.882 \times 7.7 \times 12} = 231.17 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{231.17}{27.37} = 8.45 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 8.45 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \implies$ La section est vérifiée vis-à-vis de l'ouverture des fissures

➤ **Vérification de la flèche :**

D'après le BAEL, on vérifie la flèche si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée

$$\begin{aligned} 4) \quad \frac{h}{l} &\geq \frac{1}{22.5} \implies \frac{15}{152.5} = 0.098 \geq 0.044 \longrightarrow \text{condition vérifiée} \\ 5) \quad \frac{h}{l} &\geq \frac{M_t}{15 \times M_0} \implies \frac{15}{152.5} = 0.098 \geq \frac{25.48}{10 \times 18.84} = 0.033 \longrightarrow \text{condition vérifiée} \\ 6) \quad \frac{A}{b.d} &\leq \frac{7.71}{f_e} \implies \frac{7.71}{100.12} = 0.0064 \leq \frac{4.2}{400} = 0.019 \longrightarrow \text{condition vérifiée} \end{aligned}$$

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

III.3.1.6. Ferailage du porte à faux :

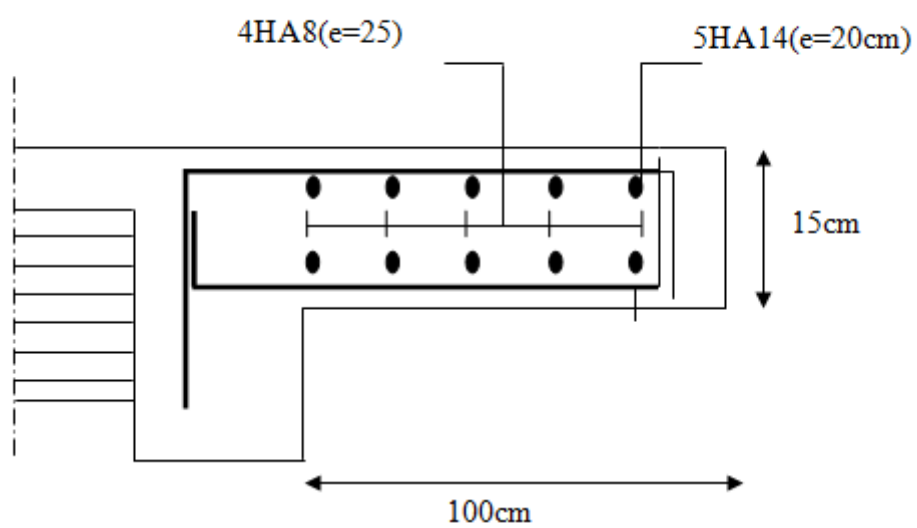


Figure III. 3. Ferraillage du porte à faux



Chapitre IV

**Modélisation
et vérification
des exigences
de l'RPA**

IV.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.

Plusieurs programmes de calcul automatique sont faits afin de formuler le problème de calcul des structures et de le contrôler en un temps réduit. Pour notre projet, on utilise le logiciel de calcul par éléments finis **ROBOT BAT**.

IV.2.Concept de base de la MEF :

La méthode des éléments finis est une méthode d'approximation des solutions d'équation aux dérivées partielles qui est construite à partir d'une formulation équivalente du problème à résoudre ; cette dernière est appelée formulation vibrationnelle du problème. La méthode des éléments finis est donc basée sur la forme intégrale des équations à la dérivée partielle (forme faible) du phénomène analysé plutôt que sur la forme différentielle (forme forte que représente l'équation aux dérivées partielles et les conditions aux limites).

Pour discrétiser les modèles complexes de phénomène physiques, l'ingénieur dispose à L'heure actuelle de méthodes d'approximations permettant de résoudre la plupart des problèmes pour lesquels il n'existe pas de solution formelle. Toutes les méthodes d'approximation ont un même objectif, remplacer un problème mathématique défini sur un milieu continu (équations différentielles ou intégrales) par un problème mathématique discret (Équation matricielle), problème de dimension finie que l'on sait résoudre numériquement.

1.1ère Partie : Présentation du logiciel Robot Structurale Analyses Professional 2010.

Le système **Robot** est un logiciel dédié à l'analyse et au calcul des structures de génie civil.

Robot dispose, en effet, de plusieurs modules spécialisés dans chacune des étapes de l'étude de la structure (création du modèle de structure, calcul de la structure, dimensionnement et génération des dessins d'exécution des éléments dimensionnés).

La définition de la structure est réalisée en mode entièrement graphique dans l'éditeur conçu à cet effet. On peut, cependant, importer la géométrie de la structure lorsque celle-ci est créée et définie dans un logiciel de CAO tel qu'AUTOCAD.

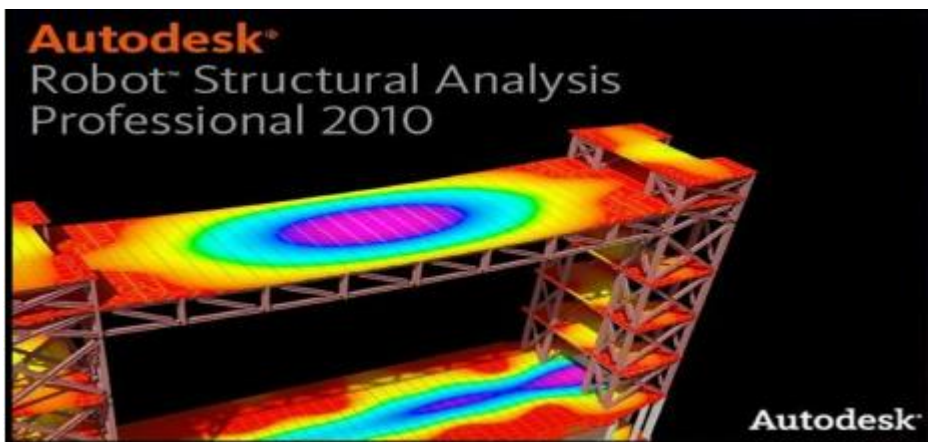


Fig. III.1 : Page d'accueil du logiciel ROBOT

Etapes de calcul à suivre dans Robot :

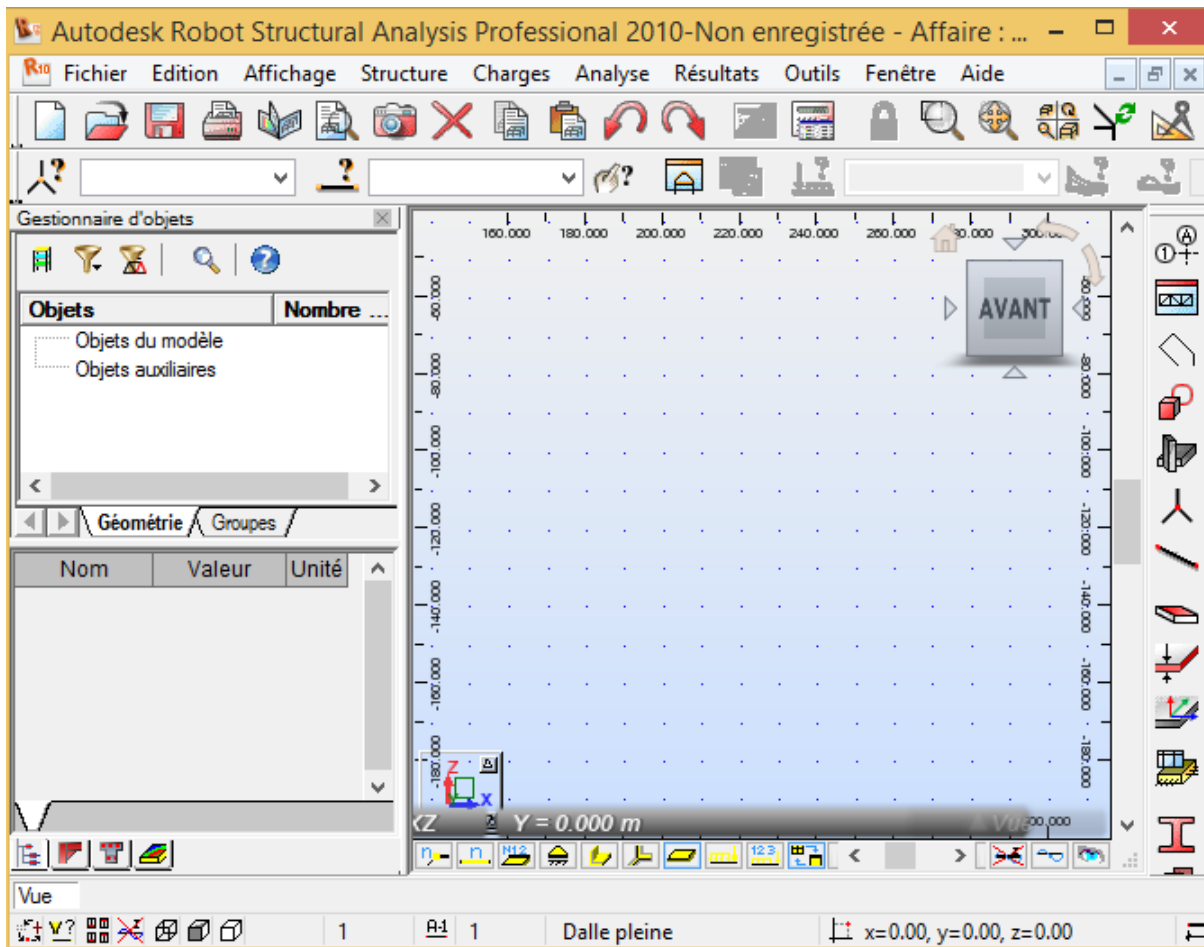
Choix du type de structure : Pour notre cas on étudiera une structure en coque comme montré sur la figure .





Pour notre cas, on étudiera une structure en coque on sélectionnant

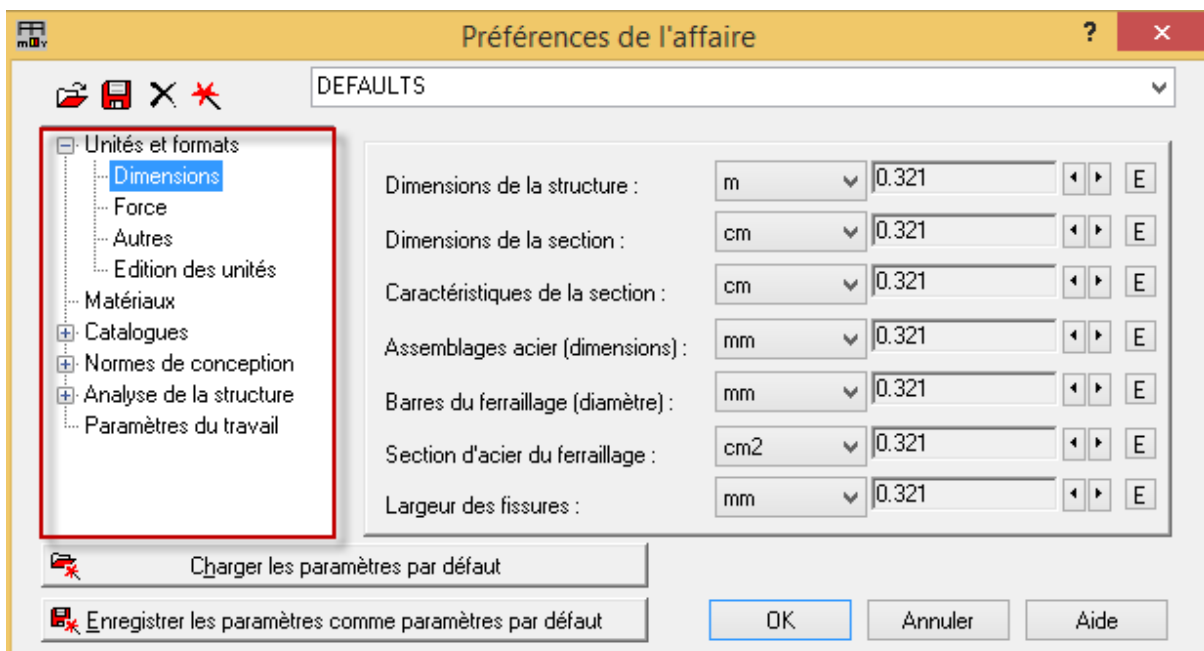


La nouvelle affaire s'affiche :



Configuration des préférences de l'affaire :

Dans le menu « **outils** » on choisit « **préférences de l'affaire** » pour définir les différents paramètres tels que les matériaux, unités et normes de l'affaire. Ou clique sur l'icône  et .




❖ Unités et formats :

- Dimensions : mettez toutes les valeurs avec trois (3) chiffres après la virgule.
 - Force : mettez la Force (KN), le Moment (KN.m), et la Contrainte (KN/m²).
 - Autres : mettez le Déplacement (cm), Rotation (deg), Température (°C), Poids (KN) et la Masse (kg).
 - Edition des unités : mettez les longueurs (m), Force (N) et Masse (kg).
- ❖ Normes de conceptions : Pour Structure en Béton armé (BAEL91 mode.99, et Géotechnique)
- ❖ Paramètres du travail : Dans type de maillage sélectionné (Normal).
- Avant de cliquer sur OK, donner un nom à la nouvelle configuration.

Lignes de construction :

Avant de dessiner la structure, on doit créer les lignes de construction qui servent à modéliser la structure. Dans le menu « structure-lignes de constructions » ou dans la barre d'outils « Modèle

de structure » à droite, on clique sur l'icône 

Les cotes des lignes de construction de la structure sont introduites dans la fenêtre donnée ci-dessous dans un système de coordonnées cartésiennes, cylindriques ou arbitraires.

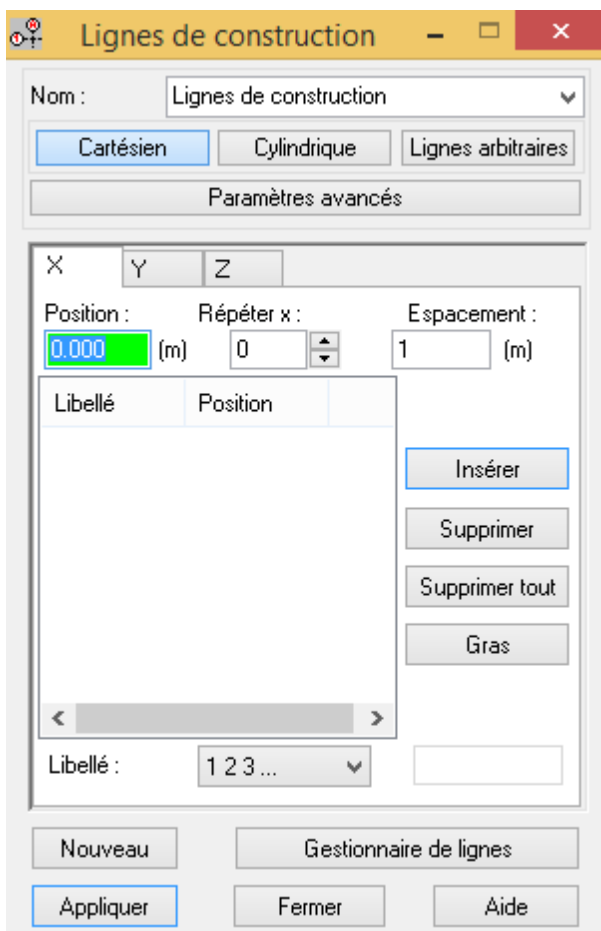




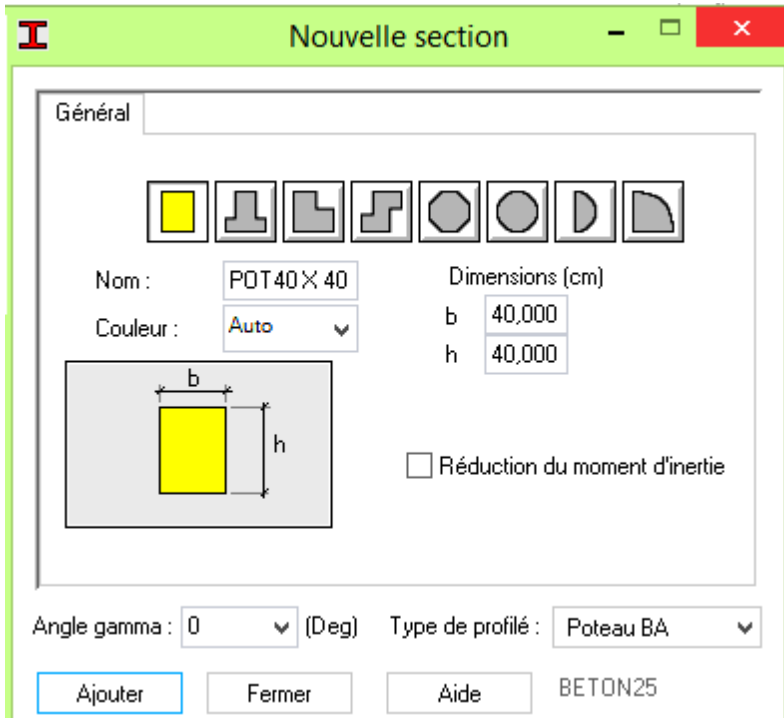
Fig .III.4 : Lignes de constructions

Profilés des barres :


Cette étape permet de définir les différentes sections. Dans le menu « structure - Caractéristiques-Profilés de barres » ou dans la barre d'outils « Modèle de structure »,

On clique sur l'icône : 

Puis on clique sur « Définir un nouveau profilé » |  et on choisit le type et la géométrie de notre section, en introduisant les dimensions de nos éléments



Création du modèle de la structure :

Dans le menu « structure-Barres » ou avec la commande « Barre »  dans la barre d'outils, on choisit l'élément et sa section. Le dessin du modèle de la structure est fait suivant les lignes de construction.

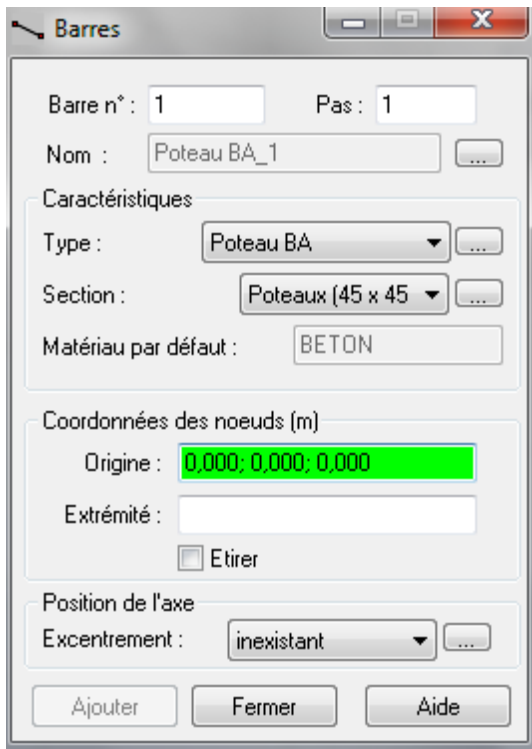





Figure IV.6 : Modélisation des poutres et des poteaux

Pour accéder à la boîte de dialogue « **épaisseur EF** » on sélectionne dans le menu

« **structure** » « **caractéristique** » et on clique sur l'icône , après un clic sur l'icône  « **Définir nouvelle section** » et sur l'onglet « **uniforme** » on introduit le nom, l'épaisseur et sa variation ainsi que le matériau du panneau.

Nouvelle épaisseur

Uniforme Orthotrope



Nom : **1** Dalle pleine Couleur : Auto

☒ uniforme $E_p =$ **2** 20 (cm)

☐ variable par 2 points

☐ variable par 3 points

	Coordonnées du point (m)	Epaisseur (cm)
P1 :		
P2 :		
P3 :		

☐ Réduction du moment d'inertie 1.000 %lg >>

☐ Paramètres de l'élasticité du sol

Matériau : **4** **BETON25** **3**

Ajouter Fermer Aide

Figure IV.7 : Création des panneaux.

Avant de modéliser les panneaux, on doit créer leurs lignes de construction et définir les

contours, pour cela on clique sur l'icône  « **poly ligne-contour** » et on coche la case « **Contour** » et la case « **panneau** » dans « **paramètre** », puis on passe au mode graphique pour construire ce contour.

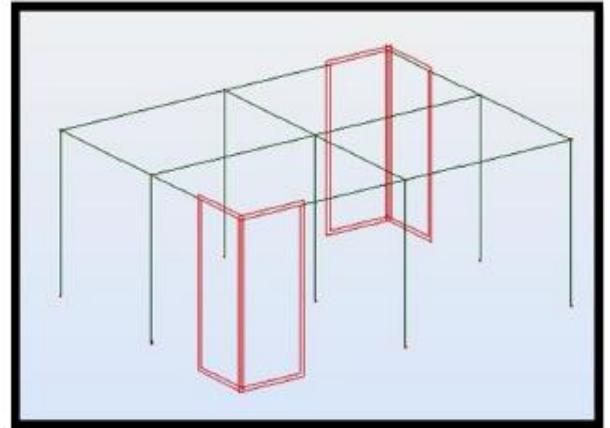


Figure IV.9 : Définition des contours pour les voiles.

Pour la modélisation des voiles, on clique sur l'icône « **panneau** » dans la barre d'outils, on coche la case panneau et on pose le curseur dans la case où l'on demande un point interne, puis on clique à l'intérieur du contour créé pour le voile.

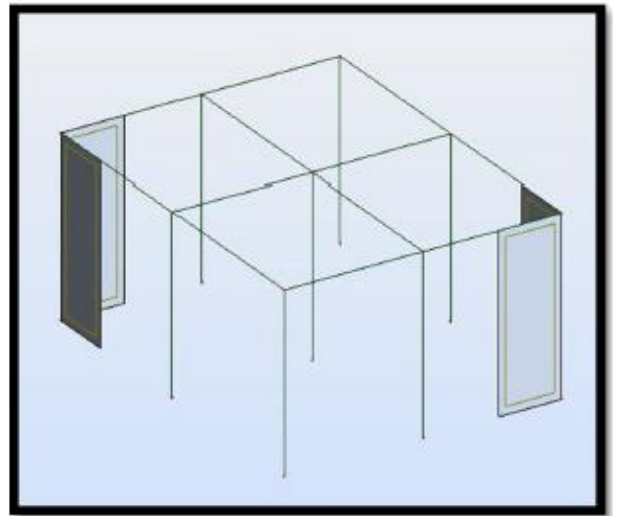
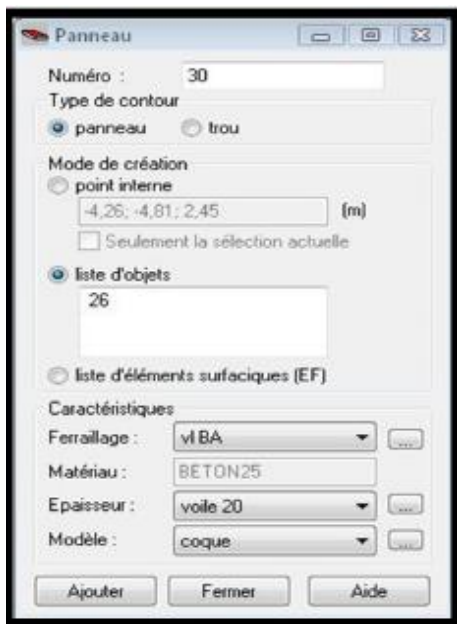



Figure IV.10 : Définition des panneaux.

Définition des degrés de liberté des nœuds de la base :

Afin d'effectuer les appuis dans notre structure on clique sur l'icône  « **appuis** », on choisit les encastrements nodaux pour les nœuds et les encastrements linéaire pour les voiles (bords des contours)

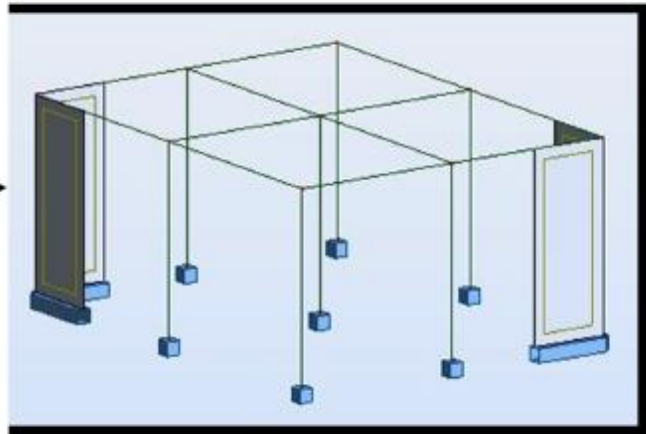
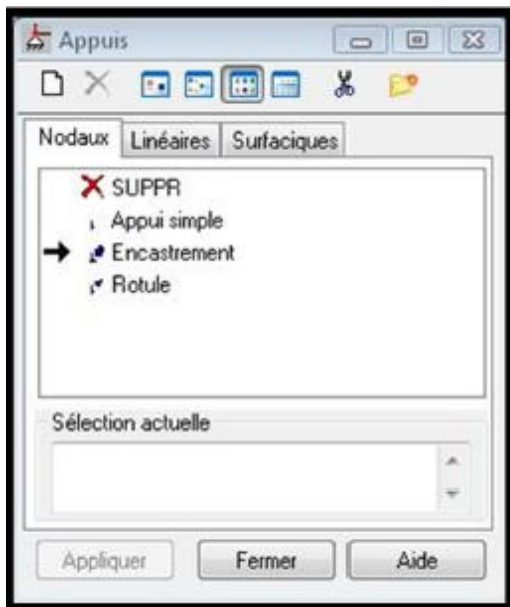

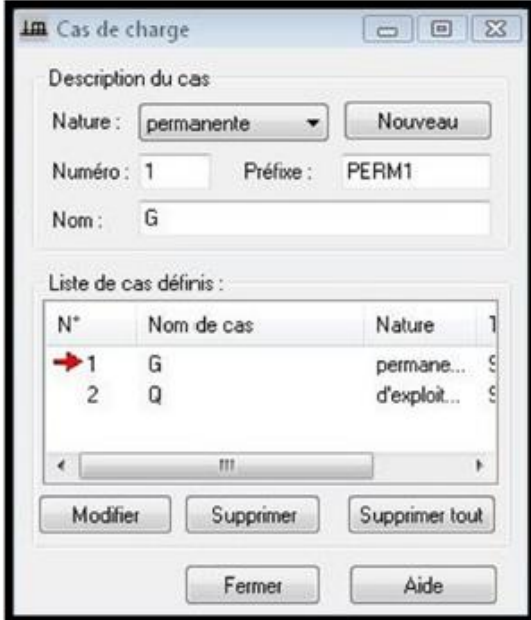


Figure IV.11 : Définition des appuis.

Définition des cas de charges :

Pour définir les charges statiques (permanentes et d'exploitation) de la structure, on clique sur

l'icône  « **cas de charges** », on choisit le nom et la nature de la charge puis on clique sur « **nouveau** ».



N°	Nom de cas	Nature
1	G	permane...
2	Q	d'exploit...

Figure IV.12 : Définition des charges.

1. Chargement de la structure :

Pour charger la structure on choisit le type de charge G (permanente) ou Q (exploitation), puis on sélectionne dans le menu « **charge** », « **autres charges** », « **charge surfacique sur barre par objet 3D** », on introduit la valeur de G ou Q dans la zone « **charge** ».

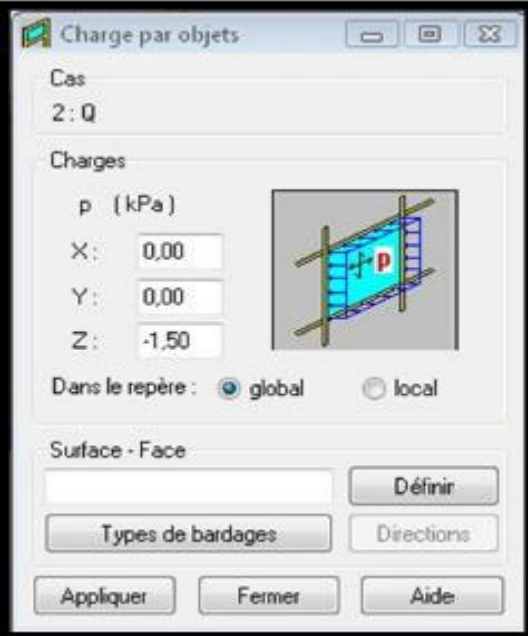


Figure IV.13 : Application des charges surfaciques.

Puis on choisit le type de bardage :

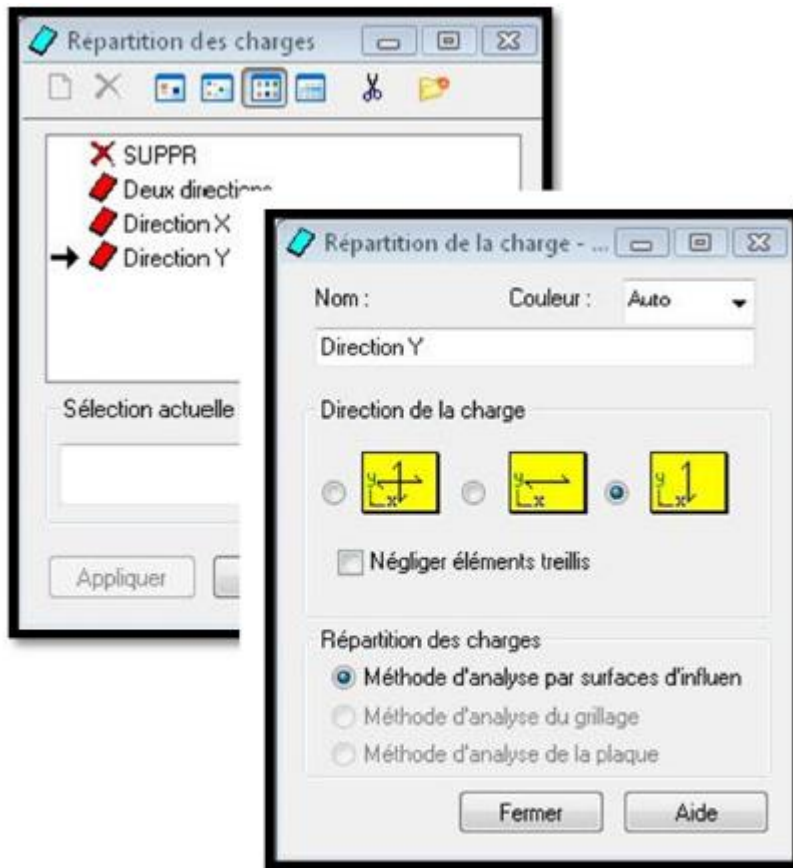


Figure IV.14 : choix de bardages.

Puis on clique sur « **Définir** » pour définir le contour du plancher qui est soumis à une charge surfacique uniformément répartie.

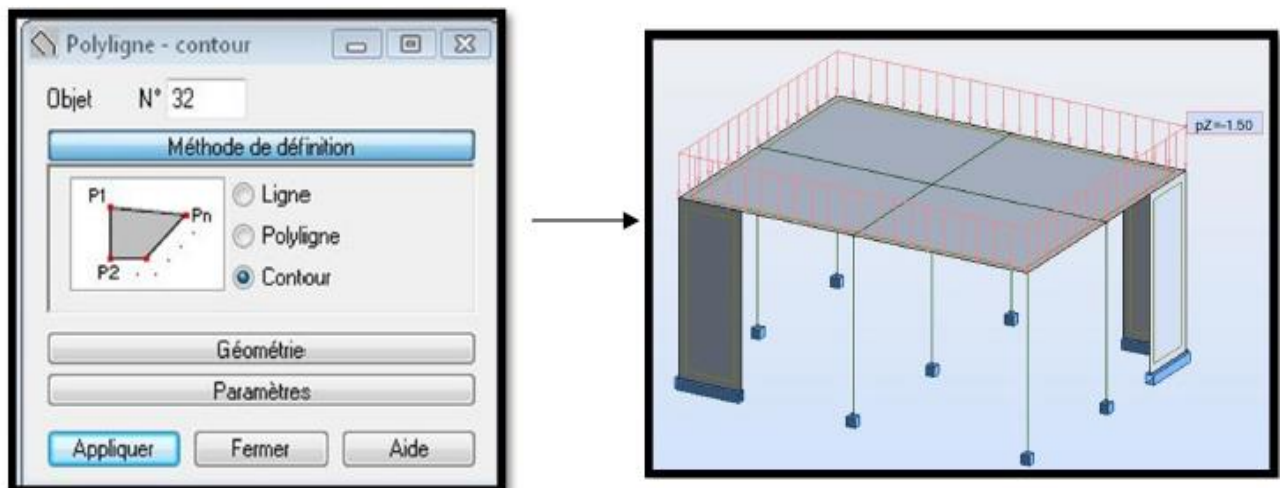


Figure IV.15 : Application des charges surfaciques.

2. Définition des options de calcul :

On clique sur le menu « **Analyse** », « **Type d'analyse** » une boîte de dialogue apparaît :

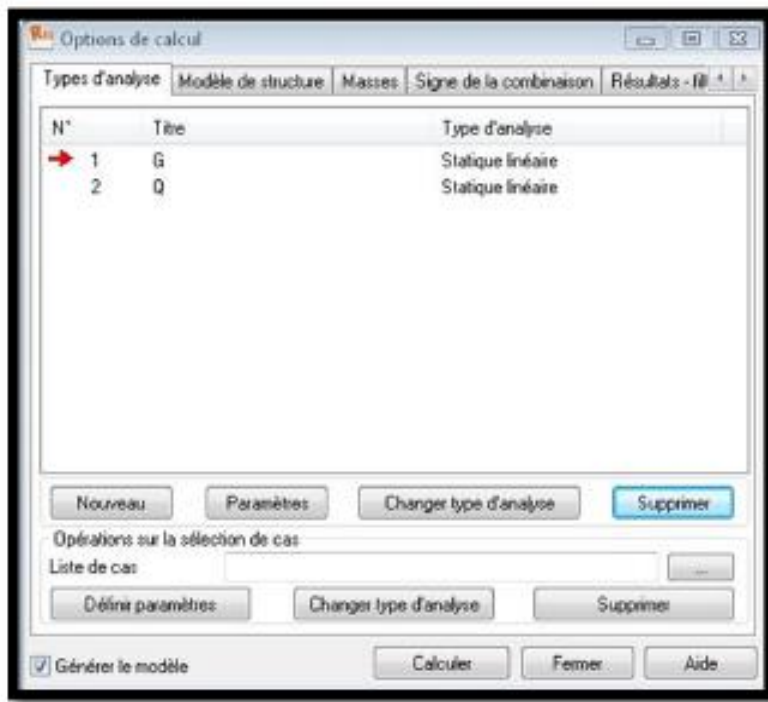


Figure IV.16 : Définition des charges dynamiques.

Où on peut choisir les options de calcul à savoir le type d'analyse (modale et sismique), et introduire le nombre de modes de vibration pour l'analyse modale et les valeurs des paramètres du RPA 99 version 2003 pour l'analyse sismique.

On clique sur « **nouveau** » et sélectionne le champ « **modale** », on introduit les paramètres de l'analyse modale dans la boîte de dialogue qui s'affiche après la validation de la précédente.

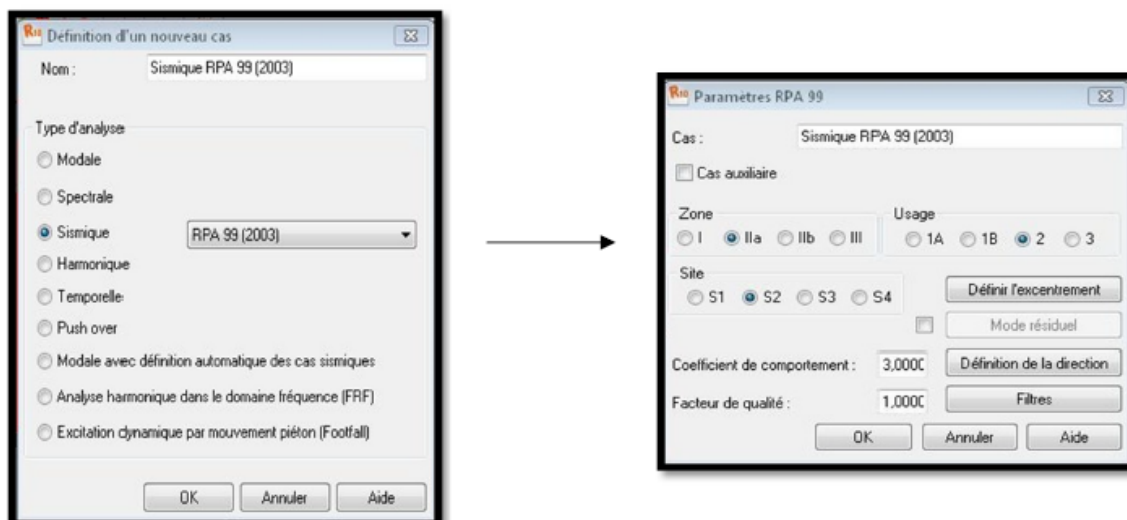



Figure IV.18: Introduction des paramètres de l'analyse sismique.

Le logiciel permet de convertir les charges en masses pour éviter la définition séparée des charges (pour les calculs en statique) et des masses (pour les calculs en dynamique), cela se fait dans le menu « **masse** » de la boîte de dialogue « **option de calcul** », on clique sur convertir les

cas et dans la fenêtre qui apparaît on choisit le cas de charge (GouQ) et on clique sur  puis on ferme, après on choisit la direction ainsi que le coefficient et on click sur Ajouter. (Même opération pour l'autre cas de charge).

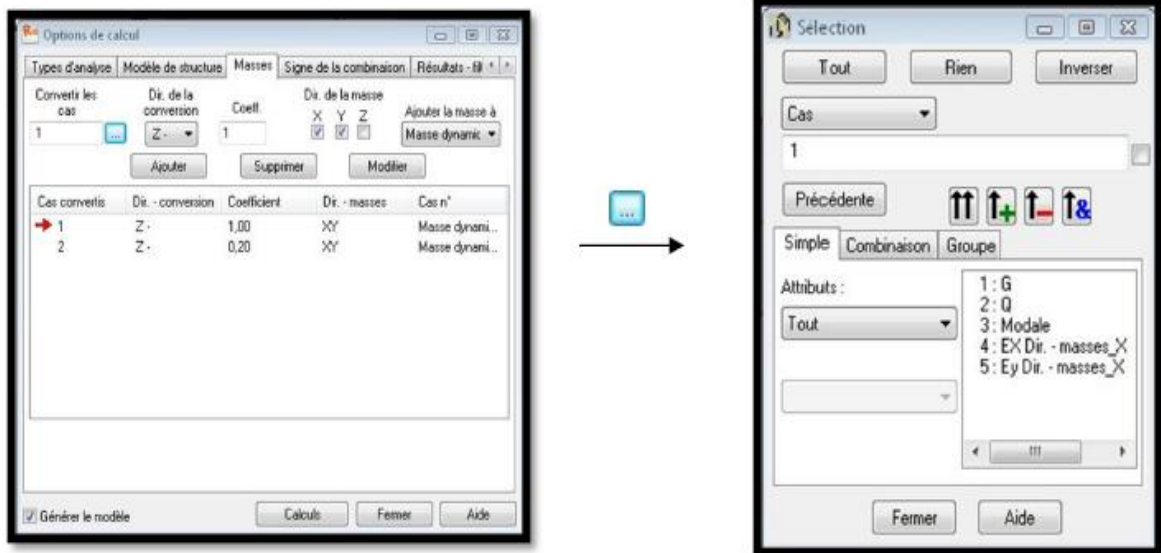


Figure IV.19 : la conversion des charges en masses.

Le nœud maître :

Pour satisfaire l'hypothèse des planchers infiniment rigides il faut définir le nœud maître, et pour cela on clique dans le menu « structure », « caractéristiques additionnelles » et on sélectionne « liaison rigide », une boîte de dialogue s'affiche, double click sur « membrane »

puis on coche les directions qu'on veut bloquer, ajouter oui fermer.



On saisie le numéro d'un noeud quelconque appartient au plancher dans l'onglet « nœud maître » puis on pose le curseur dans l'onglet « noeuds esclaves » et on fait une sélection fenêtrée pour tout les noeuds qui appartient à ce plancher, appliquer.

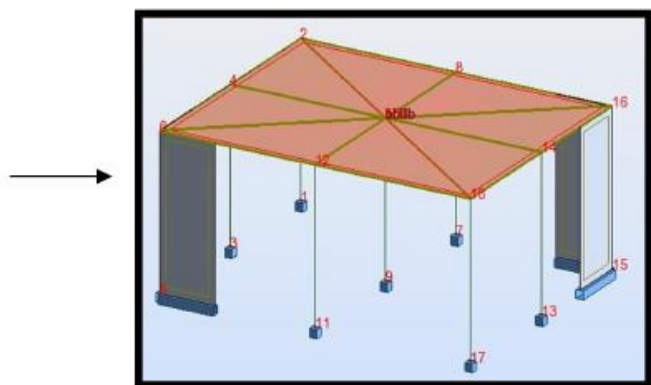


Figure IV.21 : création du nœud maître.

Les combinaisons d'actions :

Dans le menu « **charges** », « **combinaison manuelle** », on choisit le type de la combinaison et sa nature, puis on valide avec

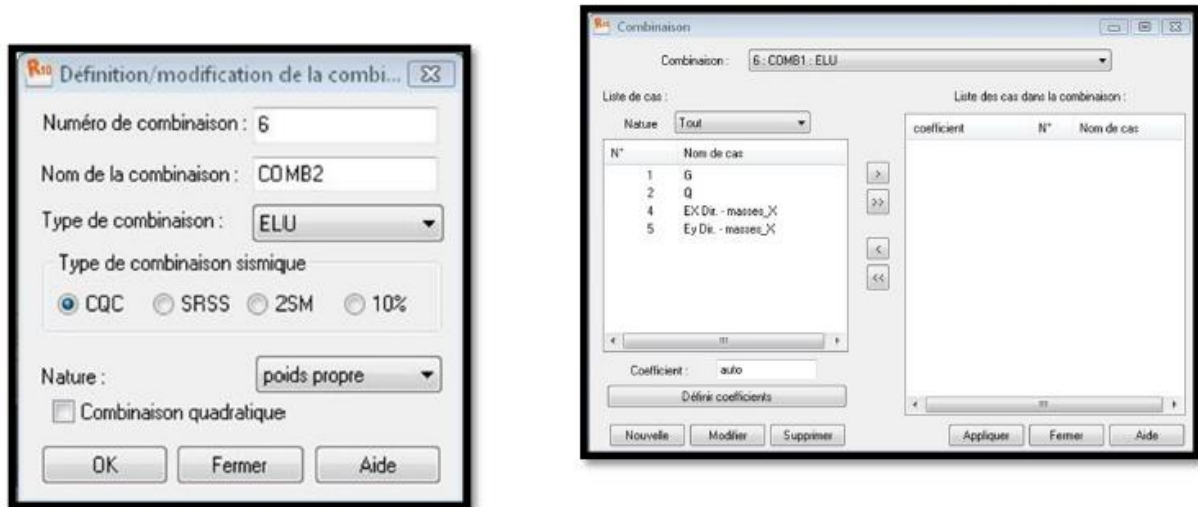


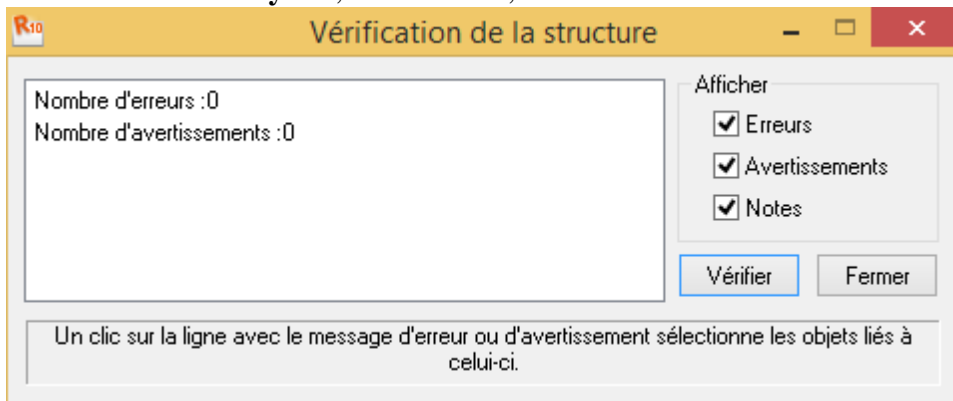
Figure IV.22 : Définition des combinaisons d'actions.

Pour faire une autre combinaison on clique sur « **nouvelle** » et on refait les mêmes opérations pour les autres combinaisons.

Vérification de la structure :

Dans le menu « **Analyse** » on clique sur « **Vérifier la structure** » et s'il y a des erreurs dans la modélisation de la structure ROBOT nous affiche le nombre et la nature de ces erreurs.

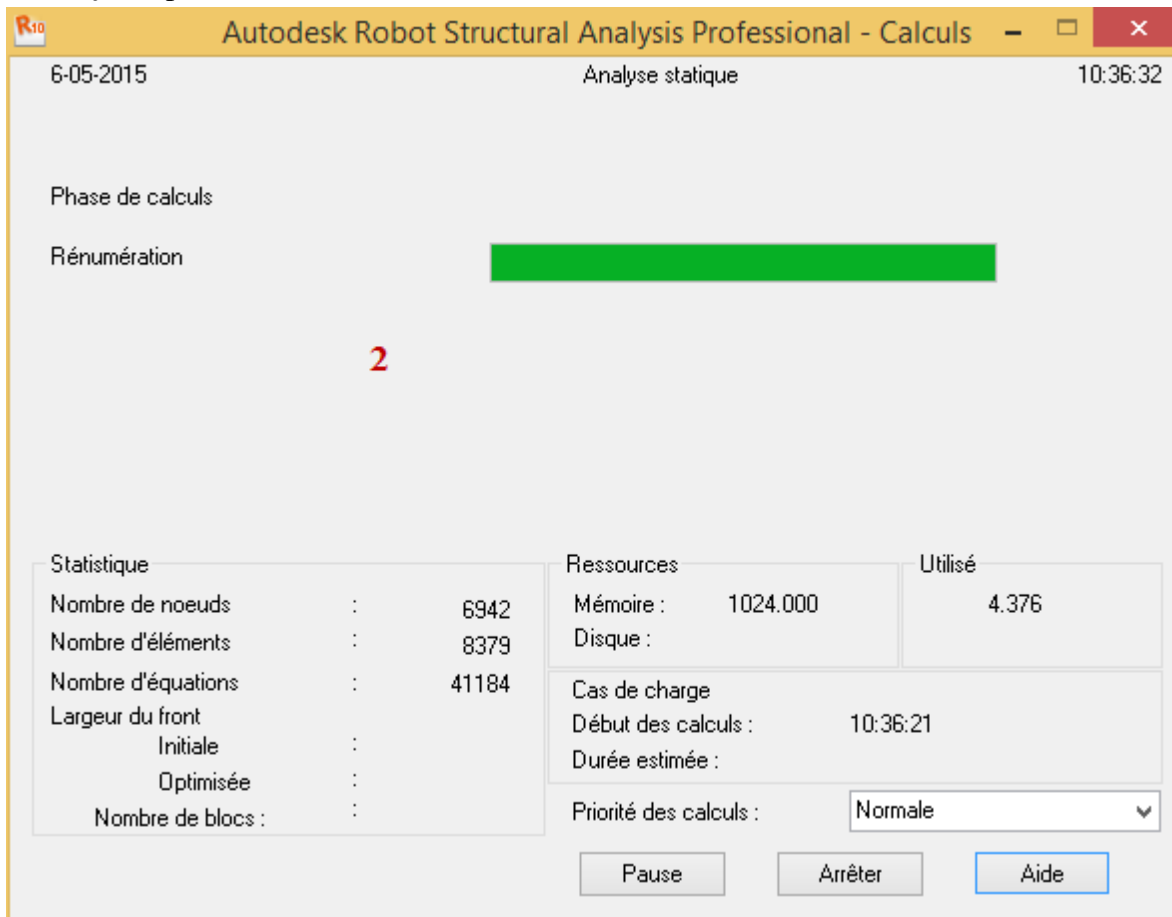
Dans le menu « **analyse** », « **calculer** », on lance le calcul de la structure



Calcul de la structure :

Après vérification de la structure et si elle ne présente aucune erreur, on procède au calcul statique avec l'icône ou à partir du menu déroulant

« Analyser » puis « Calculer »



2.2ème Partie : Justification des données introduites au logiciel Robot-Bat

VI.2.1 Choix de la méthode de calcul : (Chapitre IV Art 4.1 RPA 99/ version 2003)

Le calcul des forces sismiques peut être fait suivant trois méthodes:

- Par la méthode statique équivalente,
- Par la méthode d'analyse modale spectrale,
- Par la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

Le calcul des forces sismiques se fera avec la méthode d'analyse modale spectrale qui est Applicable sur tous les cas d'après les règles du RPA99 version 2003(**article 4.1.3**).

VI.2.1.1 Conditions d'application de la méthode statique équivalente : (Chapitre IV Art 4.1.2 RPA 99/ version 2003)

Notre bâtiment est un immeuble à usage multiple (groupe d'usage 2), d'une hauteur totale de **31.13 m** implanté à BOUMERDES qui est une zone **III**.

Dans notre cas la méthode statique équivalente n'est pas applicable, car la structure dépasse les tolérances fixées par le RPA99 révisée 2003 « Groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m. ».

⇒ On opte donc pour la méthode dynamique modale spectrale.

VI.2.1.2 Méthode dynamique modale spectrale :

1) Principe de la méthode :

Avec cette méthode, et pour chaque mode de vibration, on cherche le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse.

Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de toute la structure

2) Classification de l'ouvrage :

Notre ouvrage est un bâtiment d'usage multiple avec une hauteur totale de :

H = 31.13m < 48 m, qui est classer selon le **RPA 99 / version 2003** dans le **groupe**

D'usage 2.

3) Classification du site : (Art 3.3, RPA 99 / version 2003)

D'après les résultats des essais réalisés par le laboratoire géotechnique spécialisé, la structure à étudier est implantée sur un sol de catégorie **S3 (Site meuble)** avec une contrainte admissible de $\sigma_{sol} = 2.00$ bars.

4) Spectre de réponse de calcul : (Art 4.3.3, RPA 99 / version 2003)

Le spectre de réponse est une courbe de réponse maximale en termes de déplacements, de vitesse et d'accélération pour un système à un seul degré de liberté soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de fréquences propres.

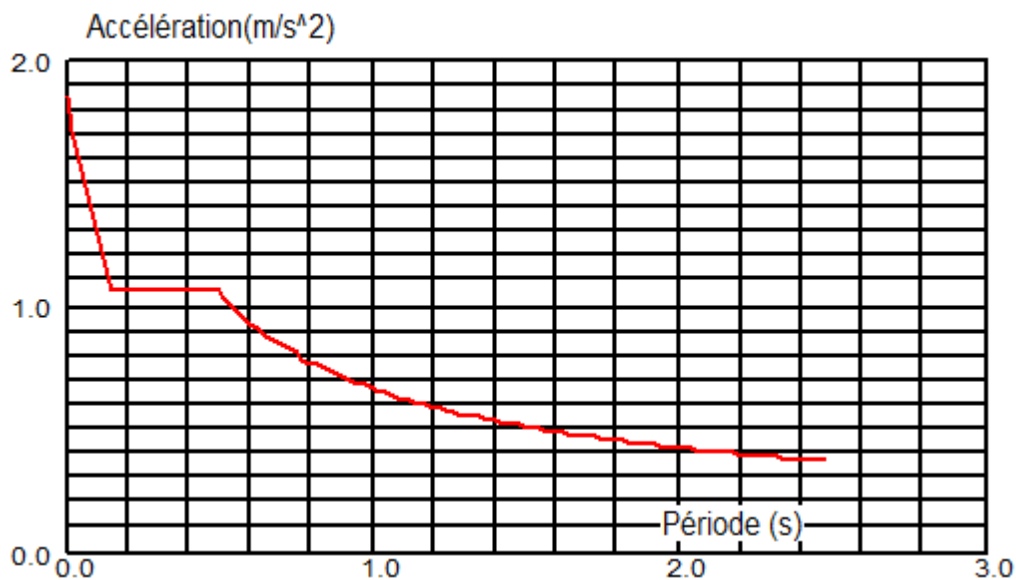


Figure-1 : Spectre de réponse.

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(T_2/3.0)^{\frac{2}{3}}(3.0/T)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0s \end{cases}$$

A : coefficient d'accélération de zone (**tableau 4.1**) (**RPA 99 / version 2003**)

A = 0.25 (Groupe d'usage 2; zone III).

ξ: Pourcentage d'amortissement critique (**tableau 4.2**) (**RPA 99 / version 2003**)

ξ = 7% (Mixte).

R : coefficient de comportement de la structure (**Tab 4.3**) (**RPA 99 / version 2003**) : **R = 5**

T1, T2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (**tableau 4.7**)

(RPA 99 / version 2003)

$$\begin{cases} T_1=0.15 \\ T_2=0.50 \end{cases}$$

η : Facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement est différent de 5%)

$$\eta = [7/(2 + \xi)]^{2/3} = 0.69 > 0.7$$

Q : facteur de qualité (**tableau 4.4**) (RPA 99 / version 2003)

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- La redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent.
- La régularité en plan et en élévation (**Art 3.5, RPA 99 / version 2003**)
- La qualité du contrôle de la construction. La valeur de Q est déterminée par la formule $Q = 1 + \sum P_q$

P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q " est satisfait ou non".

➤ **Conditions minimales sur les files de contreventement:** $P_1 = 0$

- Système de portiques : chaque file de portique doit comporter à tous les niveaux, au moins trois (03) travées dont le rapport des portées n'excède pas 1,5. Les travées de portique peuvent être constituées de voiles de contreventement.
- Système de voiles : chaque file de voiles doit comporter à tous les niveaux, au moins un(01) trumeau ayant un rapport "hauteur d'étage sur largeur" inférieur ou égal à **0,67** ou bien deux (02) trumeaux ayant un rapport "hauteur d'étage sur largeur" inférieur ou égal à **1,0**. Ces trumeaux doivent s'élever sur toute la hauteur de l'étage et ne doivent avoir aucune ouverture ou perforation qui puisse réduire de manière significative leur résistance ou leur rigidité.

➤ **Redondance en plan** $P_2 = 0.05$

Chaque étage devra avoir, en plan, au moins quatre (04) files de portiques et/ou de voiles dans la direction des forces latérales appliquées.

Ces files de contreventement devront être disposées symétriquement autant que possible avec un rapport entre valeurs maximale et minimale d'espacement ne dépassant pas 1,5.

➤ **Régularité en plan** $P_3 = 0$

Le bâtiment doit présenter une configuration sensiblement symétrique vis à vis de deux directions orthogonales aussi bien pour la distribution des rigidités que pour celle des masses.

➤ **Régularité en élévation** $P_4 = 0$

Le système de contreventement ne doit pas comporter d'élément porteur vertical discontinu, dont la charge ne se transmette pas directement à la fondation.

➤ **Contrôle de la qualité des matériaux** $P_5 = 0$

Des essais systématiques sur les matériaux mis en œuvre doivent être réalisés par l'entreprise.

➤ **Contrôle de la qualité de l'exécution** $P_6 = 0$

Il est prévu contractuellement une mission de suivi des travaux sur chantier. Cette mission doit comprendre notamment une supervision des essais effectués sur les matériaux

Tableau récapitulatif des conditions du facteur qualité Q :

Critères à vérifier	P _q (pénalité)
Conditions minimales sur les files de contreventement	0
Redondance en plan	0.05
Régularité en plan	0
Régularité en élévation	0
Contrôle de la qualité des matériaux	0
Contrôle de la qualité de l'exécution	0
$Q = 1 + \Sigma P_q$	1.05

Tableau V-1 : Conditions de facteur de qualité.

VI.2.2 Combinaisons d'actions :

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et des déformations de calcul sont :

1) B.A.E.L 91 Modifiées 99 :

$$\left\{ \begin{array}{ll} 1,35G + 1,5Q & \longrightarrow \text{ELU} \\ G + Q & \longrightarrow \text{ELS} \end{array} \right.$$

2) Combinaison sismique (Art 5.2 RPA 99 / version 2003) :

$$G + Q \mp E ; 0,8G \mp E ; G + Q \mp 1,2E$$

G : charges permanentes,

Q : charges d'exploitation non pondérées,

E : action du séisme représentée par ses composantes horizontales.

3^{ème} Partie : Interprétation des résultats et vérification selon les exigences du RPA 99/ version 2003.

1) Nombre de modes considérer (masse participante) : Art 4.3.4 du RPA 99/ version 2003 :

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.

- 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.

Dans notre cas le pourcentage de la masse participante est atteint au **10^{ème}** mode dans le sens X-X et dans le sens Y-Y.

Cas/Mode	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]
3/ 1	0.41	67.53	0.41	67.53
3/ 2	4.69	77.79	4.28	10.26
3/ 3	74.83	77.82	70.14	0.03
3/ 4	74.87	88.18	0.03	10.36
3/ 5	75.59	88.81	0.73	0.62
3/ 6	86.57	88.81	10.98	0.00
3/ 7	86.59	91.89	0.01	3.08
3/ 8	86.83	91.95	0.24	0.07
3/ 9	86.83	93.49	0.00	1.53
3/ 10	90.75	93.49	3.91	0.00
3/ 11	90.75	94.69	0.00	1.20

Tableau IV. 1 : Pourcentage de la masse participante donnée par Robot.

2) Effort tranchant à la base : (Art 4.3.6 du RPA 99/ version 2003) :

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à **80 %** de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \quad (\text{Formule 4.1 du RPA 99})$$

A partir des tableaux donnés par Robot.

$$\begin{cases} V_{\text{dyn}} = 1659.4 \text{ KN} \\ V_{\text{dyn}} = 2049.06 \text{ KN} \end{cases}$$

4 - EX					
354.98	-415.81	2619.42	432.55	55.20	-15.63
-1659.40	-63.06	12.82	1088.16	-28381.55	-12559.27
1659.40	63.06	-12.88	-1088.23	28382.16	12559.37
0.00	-0.00	-0.06	-0.07	0.62	0.10
2.50910e-002	2.24183e-004				
5 - EY					
129.13	-972.20	371.45	1579.63	105.32	60.45
88.19	-2049.05	25.27	33956.41	1553.35	20045.21
-88.19	2049.06	-25.10	-33956.48	-1553.08	-20045.05
-0.00	0.01	0.16	-0.07	0.27	0.15
2.87585e-002	2.24183e-004				

Tableau IV.2 : effort tranchant à la base donnée par Robot.

AN : A = 0.25 ; Q = 1.05 ; R = 5

W : la masse total de la structure donné par **ROBOT**: $W_T = 25144.27$ KN

D : facteur d'amplification dynamique moyen :

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(T_2/3.0)^{\frac{2}{3}}(3.0/T)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0s \end{cases}$$

T₂ : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (**Tab 4.7**), (**RPA 99/ version 2003**)

T₂ = 0.5 (Site S3)

T : La période analytique donné par le Robot

T = 0.15 S

η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule : $\eta = \sqrt{7/(2+\xi)} \geq 0.7$

ξ : pourcentage d'amortissements critique fonction de matériaux constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages, il est donné par le tableau

(**4.2/RPA 99**) présenté ci-après :

➤ **Valeur de ξ en fonction de type de remplissage.**

Remplissage	Portiques	Voiles ou murs
	Béton Armé	Acier
		Béton Armé / Maçonnerie

Léger	<u>6</u>	<u>4</u>	<u>10</u>
Dense	<u>7</u>	<u>5</u>	

Nous avons des portiques en béton armé avec des remplissages en maçonnerie rigide ($\xi = 7\%$) et des voiles ($\xi = 10\%$), on prend :

$$\xi = 10\%$$

D'où $\eta = 0.76 > 0.7$**condition vérifiée**

$$\text{Alors : } D_X = D_Y = 2.5 \times 0.76 \times (0.5 / 1.15)^{2/3} = 1.09$$

$$V_x = V_y = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W_t = \frac{0.25 \times 1.09 \times 1.05}{5} \times 25144.27 = 1438.88 \text{ KN}$$

$$V_{\text{statique}} = 1438.88 \text{ KN} \rightarrow 0.8 V = 0.8 \times 1438.88 = 1151.10 \text{ KN}$$

$$V_{\text{xdyn}} = 1659.4 > 80\% V = 1151.10 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$V_{\text{ydyn}} = 2049.06 > 80\% V = 1151.10 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

⇒ On peut conclure que la condition de l'effort tranchant à la base est vérifiée.

3) Effort normal réduit : (Art 7.1.3.3 du RPA 99/ version 2003) :

L'effort normal de compression est limité par la relation suivante, afin d'éviter ou de minimiser le risque de rupture dues à l'ensemble des sollicitations (action sismique) :

$$V = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.3$$

Où :

N_d : Effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton,

B_c : L'aire de la section en béton $B_c = 0.5 \times 0.5 = 0.25 \text{ m}^2$

F_{c28} : La résistance caractéristique de béton. $F_{c28} = 25 \text{ MPa}$

La valeur de N_d est prise à partir de logiciel **Robot**,

Clic droit sur la souris, puis « **Tableaux** » pour cocher la case « **Efforts** »,

Double clic sur la case « **Fx** » pour avoir l'ordre décroissant, la valeur de l'effort N_d dans notre cas est : $N_d = 1975 \text{ KN}$

$$V = \frac{1975 \times 1000}{500 \times 500 \times 25} = 0.3 \leq 0.3$$

⇒ On peut conclure que la condition de l'effort normal réduit est vérifiée.

4) Les excentricités: (Art 4.2.7 RPA 99 version 2003).

D'après le RPA 99 /version 2003 (article 4.3), dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle égale à $\pm 0,05L$.

(L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

$$CM_X - CR_X \leq 5\% L_y.$$

$$CM_Y - CR_Y \leq 5\% L_x.$$

Avec: CY : Le centre de masse.

CM : Le centre de torsion.

A) Les excentricités théoriques :

Cas/Etage	Nom	Masse [kg]	G (x,y,z) [m]	R (x,y,z) [m]	Ix [kgm ²]	Iy [kgm ²]	Iz [kgm ²]	ex0 [m]	ey0 [m]
1/ 1	Sous sol	114113.68	9.49 5.99 -0.92	9.64 6.12 -0.92	2067372.24	4636194.74	6470355.74	0.15	0.13
1/ 2	RDC	142510.80	9.32 6.32 2.81	9.57 6.17 2.81	2709021.42	5471091.99	7612601.82	0.25	0.14
1/ 3	Etage 1	121992.57	9.51 6.52 6.55	9.65 6.25 6.55	2629021.77	4959090.48	7353447.60	0.13	0.28
1/ 4	Etage 2	113167.75	9.51 6.61 9.66	9.65 6.34 9.66	2416045.40	4374977.75	6580049.88	0.14	0.26
1/ 5	Etage 3	109925.99	9.51 6.60 12.70	9.65 6.34 12.70	2271162.18	4263236.64	6326791.92	0.14	0.26
1/ 6	Etage 4	109925.99	9.51 6.60 15.76	9.65 6.34 15.76	2271162.18	4263236.64	6326791.92	0.14	0.26
1/ 7	Etage 5	109925.99	9.51 6.60 18.82	9.65 6.34 18.82	2271162.18	4263271.67	6326826.95	0.14	0.26
1/ 8	Etage 6	109925.99	9.51 6.60 21.88	9.65 6.34 21.88	2271162.18	4263236.64	6326791.92	0.14	0.26
1/ 9	Etage 7	109925.99	9.51 6.60 24.94	9.65 6.34 24.94	2271312.83	4263323.59	6327029.52	0.14	0.26
1/ 10	Etage 8	6948.79	8.00 9.90 27.56	8.00 9.90 27.56	29982.29	16718.06	38936.90	0.00	0.00
2/ 1	Sous sol	114113.68	9.49 5.99 -0.92	9.64 6.12 -0.92	2067372.24	4636194.74	6470355.74	0.15	0.13

Tableau IV.3: Les excentricités théoriques.

B) Les excentricités accidentelles (ex1 ; ey1) :

Etage	Nom	Liste	Couleur	Lx [m]	Ly [m]	ex1 [m]	ey1 [m]
1	Sous sol	3A246P9 255A		19.20	12.15	0.96	0.61
2	RDC	4A247P9 300A		19.20	12.15	0.96	0.61
3	Etage 1	5A248P9 345A		19.20	14.55	0.96	0.73
4	Etage 2	6A249P9 390A		19.20	14.55	0.96	0.73
5	Etage 3	7A250P9 435A		19.20	14.55	0.96	0.73
6	Etage 4	8A251P9 480A		19.20	14.55	0.96	0.73
7	Etage 5	9A252P9 525A		19.20	14.55	0.96	0.73
8	Etage 6	10A253P9 570		19.20	14.55	0.96	0.73
9	Etage 7	11A254P9 615		19.20	14.55	0.96	0.73
10	Etage 8	757A765		2.90	4.50	0.15	0.23

Tableau IV.4: Les excentricités accidentelles

• On doit vérifier que :

$$/ CM_y - CR_y / \leq 5\% L_x.$$

Tableau IV.6: Vérification de l'excentricité suivant y-y.

Etage	Diaphragme	CM _X	CR _X	/CM _y -CR _y /	5%L _x	condition
S-SOL	D1	5.99	6.12	0.13	0.960	vérifiée

RDC	D2	6.32	6.17	0.14	0.960	vérifiée
Etage 1	D3	6.52	6.25	0.28	0.960	vérifiée
Etage 2	D4	6.61	6.34	0.227	0.960	vérifiée
Etage 3	D5	6.60	6.34	0.26	0.960	vérifiée
Etage 4	D6	6.60	6.34	0.26	0.960	vérifiée
Etage5	D7	6.60	6.34	0.26	0.960	vérifiée
Etage6	D8	6.60	6.34	0.26	0.960	vérifiée
Etage7	D9	6.60	6.34	0.26	0.960	vérifiée

5) Déplacements relatifs :

D'après le **RPA 99 (Art 5-10)**, les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.

D'après le **RPA 99 (art 4-43)** :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek}$$

δ_{ek} : déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion).

R : coefficient de comportement.

Le déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau $k-1$ est égal à : $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$

• Suivant Ex:

Tableau IV.7: Vérification des déplacements suivant X

Etage	Diaphragme	Déplacement horizontale U_x (cm)	R	$(\delta_k - \delta_{k-1}) \times R$ (cm)	Hauteur d'étage : H_e (cm)	1% h_e (cm)	condition
Etage7	D9	2.1	5	1	306	3.06	vérifiée
Etage 6	D8	1.9	5	1	306	3.06	vérifiée
Etage 5	D7	1.7	5	1	306	3.06	vérifiée
Etage 4	D6	1.5	5	1	306	3.06	vérifiée

Etage 3	D5	1.3	5	1.5	306	3.06	vérifiée
Etage 2	D4	1	5	1.5	306	3.06	vérifiée
Etage1	D3	0.7	5	1.5	306	3.06	vérifiée
RDC	D2	0.4	5	1.5	425	4.25	vérifiée
S-SOL	D1	0.1	5	0.5	306	3.06	vérifiée

• **Suivant Ey :**

Tableau IV.8: Vérification des déplacements suivant Y

Etage	Diaphragme	Déplacement horizontale Uy(cm)	R	(δk_1)xR (cm)	Hauteur d'étage : he(cm)	1% he (cm)	condition
Etage7	D9	0.6	5	0	306	3.06	vérifiée
Etage 6	D8	0.6	5	0.5	306	3.06	vérifiée
Etage 5	D7	0.5	5	0	306	3.06	vérifiée
Etage 4	D6	0.5	5	0.5	306	3.06	vérifiée
Etage 3	D5	0.4	5	0.5	306	3.06	vérifiée
Etage 2	D4	0.3	5	0.5	306	3.06	vérifiée
Etage1	D3	0.2	5	0.5	306	3.06	vérifiée
RDC	D2	0.1	5	0.5	425	4.25	vérifiée
S-SOL	D1	0	5	0	306	3.06	vérifiée

⇒ Les déplacements relatifs de tous les niveaux dans les deux directions sont inférieurs aux déplacements admissibles.

6) Vérification de l'effet P-Delta: (Art 5.9 du RPA 99/ version 2003) :

Les effets de deuxième ordre (ou l'effet de P- Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

Si $\theta_k \leq 0.1$: effet P-Delta peut être négligé.

Si $0.1 \leq \theta_k \leq 0.2$: il faut augmenter les effets de l'action sismique par un facteur égale à $\frac{1}{(1 - \theta_k)}$.

Si $\theta_k > 0.2$: la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

$$\theta_k = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} < 0.1$$

Avec :

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au- dessus du niveau « k »

$$P_k = WGi + 0.2WQi$$

V_k : effort tranchant d'étage au niveau « k »

Δ_k : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « $k-1$ »

H_k : hauteur d'étage « k ».

Tableau IV.9: Vérification de l'effet $P-\Delta$:

			Sens xx				Sens yy	
Story	P	h _k	Δ _K (x)	V _k (x)	θ _x	Δ _K (y)	V _k (y)	θ _y
Etage7	1568.58	3.06	0.01	696.38	0.0073	0.00	467.8	0.00
Etage6	1522.91	3.06	0.01	689.48	0.0072	0.005	475.8	0.0052
Etage 5	1627.35	3.06	0.01	722.72	0.0072	0.00	435.81	0.000
Etage 4	1609.02	3.06	0.01	691.75	0.0076	0.005	579.13	0.0045
Etage 3	1627.02	3.06	0.015	963.45	0.0082	0.005	497.36	0.0053
Etage 2	1607.61	3.06	0.015	854.98	0.0092	0.005	443.55	0.0059
Etage 1	1777.14	3.06	0.015	781.89	0.011	0.005	351.55	0.0082
RDC	2331.68	4.25	0.015	647.51	0.012	0.005	243.99	0.0112
S-SOL	1715.64	3.06	0.005	441.42	0.063	0.00	203.42	0.000

⇒ On constate que θ_X et θ_Y sont inférieurs à «**0.1**». Donc l'effet P-Delta peut être négligé pour le cas de notre structure.

4^{ème} partie : Justification de l'interaction portiques-voiles :

- Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.
- Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leur interactions à tous les niveaux;.
- Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

❖ **Les efforts sismiques revenants aux portiques et aux voiles sont tirés du logiciel ROBOT BAT :**

Sens xx :

➤ Effort repris par l'ensemble : **1790.0699 KN**

➤ Effort repris par les poteaux : **554.92 KN**

➤ Effort repris par les voiles : **1235.14KN**

Pourcentage des efforts repris par les portiques : **31%**

Pourcentage des efforts repris par les voiles : **69%**

Sens yy :

➤ Effort repris par l'ensemble : **1575.0729KN**

➤ Effort repris par les poteaux : **511.89 KN**

➤ Effort repris par les voiles : **1063.18 KN**

Pourcentage des efforts repris par les portiques : **32.5%**

Pourcentage des efforts repris par les voiles : **67.5%**

⇒ Le coefficient du comportement global R est pris égal à 5

Conclusion :

D'après les résultats obtenus ci-dessus on peut dire que :

- L'effort tranchant à la base est vérifié,
- La condition sur le pourcentage de la masse participante est vérifiée,
- Les déplacements relatifs et les déplacements maximaux sont vérifiés,
- Les effets P-Δ sont négligeables dans notre structure (vérifié).
- L'effort normal réduit est vérifié,

Remarque :

Après avoir effectuée toutes les vérifications du RPA, on peut passer au ferrailage des éléments de la structure.



Chapitre V

Ferrailage des poteaux

V.1. Introduction :

Les poteaux seront calculés en flexion composée dans les deux sens, en tenant compte des combinaisons suivants:

$1.35 G + 1.5 Q$	ELU
$G + Q$	ELS
$G + Q \pm E$	RPA 2003
$0.8 G \pm E$	RPA 2003

Tableau V.1 : Caractéristiques de calcul en situation durable et accidentelle.

Situation	Béton			Acier		
	γ_b	$f_{c28}(MPa)$	$f_{bc}(MPa)$	γ_s	$F_e(MPa)$	$\sigma_s(MPa)$
Courante	1.5	25	14.2	1.15	400	348
Accidentelle	1.15	25	18.5	1	400	400

Les calculs se font en tenant compte de trois types de sollicitations:

- Effort normal maximal et le moment correspondant.
- Effort normal minimal et le moment correspondant.
- Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant.

En procédant à des vérifications à l'ELS.

En flexion composée, l'effort normal est un effort de compression ou de traction et le moment qu'il engendre est un moment de flexion, ce qui nous conduit à étudier trois cas :

- Section partiellement comprimée (SPC).
- Section entièrement comprimée (SEC).
- Section entièrement tendue (SET).

V.2. Recommandations du R.P.A. 2003 :

V.2.1. Les armatures longitudinales :

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

-Le pourcentage minimal : est de : 0.90 % de la section du poteau en zone III

$$\text{Poteau (45}\times\text{45) : } A_{\min} = 0.009 \times 50 \times 50 = 22.50 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau (40}\times\text{40) : } A_{\min} = 0.009 \times 45 \times 45 = 18.23 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau (35}\times\text{35) : } A_{\min} = 0.009 \times 40 \times 40 = 14.40 \text{ cm}^2$$

-Le pourcentage maximal en zone courante : est de 4 % de la section du poteau.

$$\text{Poteau (45}\times\text{45) : } A_{\max} = 0.04 \times 50 \times 50 = 100 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau (40}\times\text{40) : } A_{\max} = 0.04 \times 45 \times 45 = 81 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau (35}\times\text{35) : } A_{\max} = 0.04 \times 40 \times 40 = 64 \text{ cm}^2$$

-Le pourcentage maximal en zone de recouvrement : est de 6 % de la section du poteau.

$$\text{Poteau (45}\times\text{45) : } A_{\max} = 0.06 \times 50 \times 50 = 150 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau (40}\times\text{40) : } A_{\max} = 0.06 \times 45 \times 45 = 121.5 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau (35}\times\text{35) : } A_{\max} = 0.06 \times 40 \times 40 = 96.0 \text{ cm}^2$$

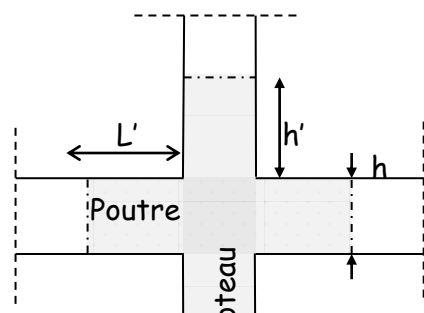
-Le diamètre minimal est de $\Phi 12$.

-La longueur de recouvrement minimale : est de **50 Φ en zone III.**

-La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser **20 cm** en zone III.

-Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critique).

V.3. Délimitation de la zone nodale



$$L'=2 \times h$$

$$h'=\max\left\{\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60\text{cm}\right\}$$

h : hauteur de la poutre.

b_1 et h_1 : dimensions du poteau.

h_e : hauteur entre nus des poutres

On aura :

$$h'=\max(450/6, 50, 50, 60\text{cm}) = 75\text{cm}.$$

$$h'=\max(315/6, 45, 45, 60\text{cm}) = 52.5\text{cm}.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} h'=75\text{cm} \rightarrow \text{Dans les poteaux du sous-sol et les différents étages} \\ h'=55\text{cm} \rightarrow \text{Dans les poteaux de RDC} \end{array} \right.$$

$$L'=2 \times 40 = 80 \text{ cm} : \text{poutres principales de } (30 \times 40).$$

$$L'=2 \times 30 = 60 \text{ cm} : \text{poutres secondaires de } (30 \times 35).$$

V.4. Les armatures transversales :

Les armatures transversales sont calculées à l'aide de la formule suivante

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a V_u}{h \times f_e} \text{ (R.P.A. Version 2003, Art.7.4.2.2)}$$

h : Hauteur totale de la section brute

V_u : Effort tranchant du calcul.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

$$\rho_a = \begin{cases} 2.5 & \rightarrow \lambda_g \geq 5 \\ 3.75 & \rightarrow \lambda_g < 5 \end{cases} \quad \lambda_g : \text{L'élanement géométrique du poteau.}$$

I_f : La longueur de flambement des poteaux.

$$(\lambda_g = \frac{I_f}{a} \quad \text{où} \quad \lambda_g = \frac{I_f}{b})$$

A_t : armatures transversales.

S_t : espacement des armatures transversales.

En zone III :

- Zone nodale :

$$S_t \leq \text{Min } 10\text{cm}$$

-

- Zone de recouvrement :

$$S_t \leq (\frac{b_1}{2}, \frac{h_1}{2}, 10\phi_1)$$

Φ : est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

La quantité d'armatures transversales minimale $\frac{A_t}{b \times S_t}$ en % est donnée comme suit :

$$\lambda_g \geq 5 \rightarrow A_{\min} = 0.3 \%$$

$$\lambda_g \leq 3 \rightarrow A_{\min} = 0.8 \%$$

$$3 < \lambda_g < 5 \rightarrow \text{Interpolation entre les valeurs limites du poteau.}$$

Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants ($\Phi > 12\text{mm}$) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

$$\lambda_g : \text{L'élanement géométrique du poteau.} \longrightarrow \lambda_g = (\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b})$$

Avec a et b, dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée, et (I_f) longueur de flambement du poteau.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10\Phi_{\min}$.

V.5. Calcul du ferrailage :

V.5.1. Etapes de calcul en flexion composée :

On dit qu'une section est soumise à une flexion composée lorsque cette section subit simultanément l'action d'un moment de flexion et un effort de compression ou de traction.

- Le système constitué d'un moment et d'un effort normal peut être remplacé par un effort normal appliqué au centre de pression « C » qui est distant du centre de gravité de la section de $e = \frac{M}{N}$.

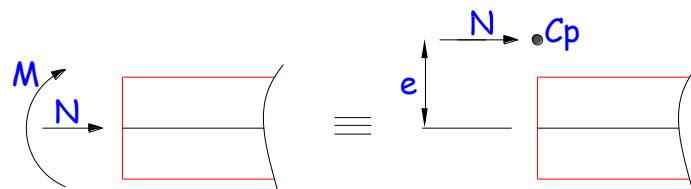
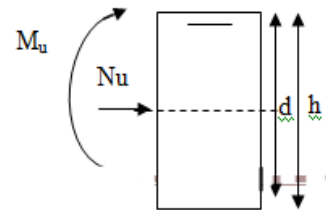


Fig. VI.2 : Section en flexion composée.

Lorsque N est un effort de compression, il est nécessaire de vérifier l'état limite de stabilité de forme.

Armatures longitudinales :

Etape de calcul :



- Si $e = \frac{M_u}{N_u} > \frac{h}{2} - c$ Alors la section est partiellement comprimée

- Si $e = \frac{M_u}{N_u} < \frac{h}{2} - c$ Il faut vérifier en plus l'inégalité suivante :

$$N_u(d - c) - M_f \leq (0.337 - 0.81 \frac{c}{h}) b h^2 f_{bc} \rightarrow (*)$$

$$\text{Avec : } M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c \right) \rightarrow \text{Moment fictif}$$

► Si l'inégalité est vérifiée, alors la section est partiellement comprimée, et le calcul se fait

comme suit : $\mu_b = \frac{M_f}{bd^2 f_{bc}}$

Si $\mu_b < \mu_r$ la section est simplement armée

Si $\mu_b > \mu_r$ la section est doublement armée, donc il faut calculer A_1 et A_1'

On calcule : $M_r = \mu_\ell bd^2 f_{bu}$

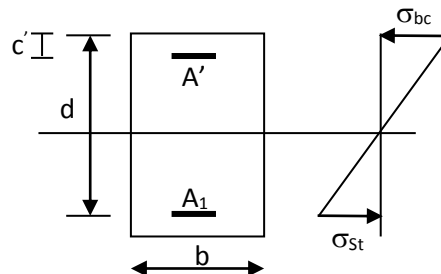
$$\Delta M = M_f - M_r$$

Avec : M_r : moment ultime pour une section simplement armée.

$$A_1 = \frac{M_r}{\beta_r d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$$

$$A_1' = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s} \quad \text{avec : } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

La section réelle d'armature est $A_s' = A_1'$, $A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s}$.



► Si l'inégalité (*) n'est pas vérifiée, donc la section est entièrement comprimée ; il faut donc vérifier l'inégalité suivante :

$$N_u(d - c) - M_f > (0.5h - c)b \cdot h \cdot f_{bc} \rightarrow (**)$$

► Si l'inégalité (**) est vérifiée ; donc la section a besoin d'armatures comprimées.

$$A_{sup} = \frac{M_f - (d - 0.5h)b \cdot h \cdot f_{bc}}{\sigma_s(d - c)}$$

$$A_{inf} = \frac{N_u - \Psi \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{\sigma_s} - A_{sup}$$

► Si l'inégalité (**) n'est pas vérifiée, la section n'a pas besoin d'armatures comprimées.

$$A'_s = \frac{N_u - \Psi \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{\sigma_s} \quad \text{Et } A_s = 0$$

$$\Psi = \frac{0.357 + \frac{N_u (d - c') - M}{b \cdot h^2 \cdot f_{bc}}}{0.857 - \frac{c'}{h}}$$

$$F_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b}$$

N_u : effort de compression.

V.5.2. Calcul du ferrailage :

Les efforts internes max donnés par le logiciel robot bat pour tous les poteaux et leurs ferrailages longitudinaux sont résumés dans le tableau suivant :

Niv	se ns	N (KN)	Moment (KN.m)	Comb	obs	A _{SUP}	A _{inf}	A _{min} (cm ²)	Ferrailage	A adopté (cm ²)
S-SOL (50×50)	X_ X	N _{max} =1314.206	M _{COR} = -7.33	ELU	SEC	0	0	12.8	4HA16+4HA14	14.20
		N _{min} = -452.086	M _{COR} =-33.63	0.8G+EY	SEC	5.81	2.8			
		N _{cor} =356.410	M _{max} =-27.978	G+Q+EX	SEC	0	0			
	Y_ Y	N _{max} =1314.206	M _{COR} = -2.939	ELU	SEC	0	0			
		N _{min} = -452.086	M _{COR} =-10.203	0.8G+EY	SEC	4.11	5.5			
		N _{cor} = 756.066	M _{max} =-47.147	G+Q+EY	SEC	0	0			
RDC 1^{er}étage (45×45)	X_ X	N _{max} =804.012	M _{COR} = -26.984	ELU	SEC	0	0	9.8	4HA14+4HA14	12.31
		N _{min} =-194.653	M _{COR} = -16.64	0.8G+EY	SEC	3.23	0.9			
		N _{cor} = 203.094	M _{max} =-51.722	G+Q+EX	SPC	0	1.47			
	Y_ Y	N _{max} = 804.012	M _{COR} =-17.934	ELU	SEC	0	0			
		N _{min} = -194.653	M _{COR} =-15.628	0.8G+EY	SEC	3.16	0.98			
		N _{cor} = 294.6	M _{max} =-48.4	G+Q+EY	SEC	0.29	0			

2 ^{eme} 3 ^{eme} étage 4 ^{eme} ,5 ^{em} e 6 ^{eme} et 7 ^{eme} étage (40x40)	X_ X	N _{max} = 403,241	M _{COR} =-20,89	ELU	SEC	0	0	7.2	4HA12+4HA12	9.05
		N _{min} = - 63,712	M _{COR} =-17,279	0.8G+EY	SPC	2.08	0			
		N _{cor} = 51,486	M _{max} =-38,481	G+Q+EX	SPC	0	2.65			
	Y_ Y	N _{max} = 403,241	M _{COR} =-15,046	ELU	SEC	0	0			
		N _{min} = -63,712	M _{COR} =-11,718	0.8G+EY	SPC	1.65	0			
		N _{cor} = 90,678	M _{max} =-37	G+Q+EY	SPC	2.06	0			

Pour chaque cas $A_{adopté} > A_{min}$ condition vérifiée.

V.5.3-Les armatures transversales :

Les armatures transversales sont disposées de manière à empêcher tout mouvement des aciers longitudinaux vers les parois du poteau, leur but essentiel :

- Reprendre les efforts tranchants sollicitant les poteaux aux cisaillements.
- Empêcher le déplacement transversal du béton.

Les armatures transversales sont disposées dans les plans perpendiculaires à l'axe longitudinal

V.5.4.Vérifications à l'ELS :

Les sections adoptées seront vérifiées à l'ELS, pour cela on détermine les contraintes maximales du béton et de l'acier afin de les comparer aux contraintes admissibles.

A l'aide de logiciel [SOCOTEC], la vérification à l'ELS nous donne les résultats présentés dans les tableaux suivants :

Niv	se ns	N (KN)	Moment (KN.m)	Es(m)	natur e	$\sigma_{bc\ sup}$ (Mpa)	$\sigma_{bc\ inf}$ (Mpa)	σ_{bc} Mpa)	$\sigma_{s\ sup}$ (Mpa)	$\sigma_{s\ inf}$ (Mpa)	$\sigma_{s\ inf}$ (Mpa)	Obs
S-SOL (50x50)	X_ X	N _{max} =947,67	M _{COR} = - 8.906	0.009	SEC	5.09	6.76	15	/	/	400	Vérifier
		N _{min} = 81.864	M _{COR} =-3.445	0.042	SEC	0.17	0.79		3.14	11.1		Vérifier
		N _{cor} =264.393	M _{max} =10.45 5	0.113	SEC	2.63	0.67		/	/		Vérifier
	Y_ Y	N _{max} =947.67	M _{COR} = - 0.229	0.000	SEC	5.9	5.94	15	/	/	400	Vérifier

	Y	N _{min} = 81.864	M _{COR} =-0.516	0.006	SEC	0.44	0.5		6.66	7.4		Vérifier
		N _{cor} =479.062	M _{max} =-14.31	0.029	SEC	1.65	4.34		/	/		Vérifier
RDC et 1 ^{er} étage (45×45)	X ₋ X	N _{max} =582.683	M _{COR} = -8.635	0.015	SEC	5.96	3.55	15	/	/	400	Vérifier
		N _{min} = 26.615	M _{COR} =-7.057	0.265	SPC	0	1.67		-38.5	19.1		Vérifier
		N _{cor} =153.601	M _{max} =23.677	0.154	SPC	6.51	0		/	-111.7		Vérifier
	Y ₋ Y	N _{max} =582.683	M _{COR} =6.582	0.011	SEC	5.68	3.84	15	/	/	400	Vérifier
		N _{min} = 26.615	M _{COR} =-7.174	0.269	SPC	0	1.7		-40.4	19.4		Vérifier
		N _{cor} =151.9	M _{max} =-20.4	0.089	SPC	0	2.7		/	0		Vérifier
2eme 3eme 4eme 5eme 6eme 7em étage (40×40)	X ₋ X	N _{max} =292.729	M _{COR} = -6.678	0.023	SEC	1.77	4.74	15	/	/	400	Vérifier
		N _{min} = 43.752	M _{COR} =-17.97	0.4108	SPC	0	7.42		/	0		Vérifier
		N _{cor} =138.828	M _{max} =25.428	0.183	SPC	9.84	0		/	-171.5		Vérifier
	Y ₋ Y	N _{max} =292.729	M _{COR} =-1.985	0.006	SEC	2.81	3.69	15	/	/	400	Vérifier
		N _{min} = 43.752	M _{COR} =-7.846	0.179	SPC	0	3.35		/	0		Vérifier
		N _{cor} =66.428	M _{max} =-22.117	0.333	SPC	0	9.16		/	0		Vérifier

Conclusion : Toutes les contraintes sont vérifiées.

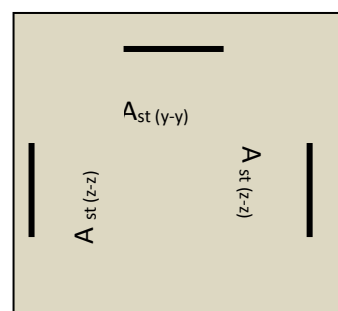
V.5.5-Diamètre des armatures transversales :(Art A.8.1,3/BAEL91 modifiées 99)

$$\phi_t = \frac{\phi_l}{3} = \frac{16}{3} = 5.33 \text{ mm}$$

ϕ_l : Diamètre max des armatures longitudinales. (Art.7.5.2.2 RPA99 version 2003).

Les armatures longitudinales des poteaux seront encadrées par deux cadres en □ □ 8.

Soit ($A_t = 2.01 \text{ cm}^2$).



Conclusion :

Les Armatures longitudinales :

✓ **Poteaux 50×50 :**

Pour notre poteau qui est carré,
on opte pour le ferrailage suivant :

$$A_{\text{adopté}} = 4HA16 + 4 HA16 = \mathbf{16.08\text{cm}^2}$$

La section totale est de $4HA16 + 8HA14 = 20.35\text{cm}^2 > A_{s \text{ min}} = 12,8 \text{ cm}^2$.

Les Armatures transversales

On fixe pour les armatures transversales une section de $A_t = 4HA8 = \mathbf{2.01\text{cm}^2}$ (un cadre+ un losange).

La section totale est de $8HA14 = 12.31\text{cm}^2 > A_{s \text{ min}} = 9.8 \text{ cm}^2$.

Les Armatures longitudinales :

✓ **Poteaux 45×45 :**

Pour notre poteau qui est carré,
on opte pour le ferrailage suivant :

$$A_{\text{adopté}} = 4HA14 + 4 HA14 = \mathbf{12.31\text{cm}^2}$$

La section totale est de $8HA14 = 12.31\text{cm}^2 > A_{s \text{ min}} = 9.8 \text{ cm}^2$.

Les Armatures transversales

On fixe pour les armatures transversales une section de $A_t = 4HA8 = \mathbf{2.01\text{cm}^2}$ (un cadre+ un losange).

Les Armatures longitudinales :

✓ **Poteaux 40×40:**

Pour notre poteau qui est carré,
on opte pour le ferrailage suivant :

$$A_{\text{adopté}} = 4HA12 + 4 HA12 = 9.05 \text{ cm}^2$$

La section totale est de $8HA12 = 9.05\text{cm}^2 > A_{s \text{ min}} = 7.2 \text{ cm}^2$.

Les Armatures transversales

On fixe pour les armatures transversales une section de $A_t = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$ (un cadre+ un losange).

V.5.6-Vérification des armatures transversales :

V.5.6.1-Calcul des espacements :

-L'espacement des armatures transversales (Art A.8.1,3/BAEL91 modifiées 99).

$$S_t \leq \min \{15\phi_L^{\min, 40\text{cm}}, (a+10)\text{cm}\} = \min\{15 \times 1.2, 40\text{cm}, (40+10)\}$$

$$S_t \leq 18 \text{ cm}$$

Avec a : est la petite dimension du poteau

Soit : $S_t = 15 \text{ cm}$

-D'après le RPA99 version 2003. (Art.7.4.2.2) :

▪ En zone nodale :

$$S_t \leq 10 \phi_L^{\min=12 \text{ c}} \longrightarrow S_t = 10 \text{ cm}$$

▪ En zone courante :

$$S_t = \frac{b_1}{2}, \frac{h_1}{2}, 10 \times \phi^{\min=12 \text{ cm}} \longrightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

V.5.2.6- Vérification de la quantité d'armatures transversales : (Art.7.4.2.2)

La quantité des armatures transversales donnée comme suit :

$$\text{-Si } \lambda_g \geq 5 \dots\dots\dots A_t^{\min} = 0.3\% S_t \times b_1$$

$$\text{-Si } \lambda_g \leq 3 \dots\dots\dots A_t^{\min} = 0.8 \% S_t \times b_1$$

-Si $3 < \lambda_g \leq 5 \dots\dots\dots$ interpoler entre les deux valeurs précédentes

Avec :

b_1 : Dimension de la section droite du poteau dans la direction considérée.

λ_g : Elancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a}$$

Avec : l_f : longueur de flambement du poteau.

$$l_f = 0.707 l_0$$

l_0 : Hauteur libre du poteau.

-
- ❖ **Poteaux (50x 50) :**
 - ✓ **Sous-sol :**

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0.707 \times 3.06}{0.50} = 4.32$$

Donc $3 < 4.32 < 5$ avec l interpolation

- ❖ **Poteaux (45x 45) :**
- ✓ **RDC :**

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0.707 \times 4.25}{0.40} = 6.67 > 5$$

- ✓ **Etage 1 :**

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0.707 \times 3.06}{0.45} = 4.81$$

Donc $3 < 4.81 < 5$ avec l interpolation

- ❖ **Poteaux (40 x40):**
- ✓ **Etage 2, 3, 4, 5, 6,7 :**

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0.707 \times 3.06}{0.40} = 5.4 > 5$$

-En zone nodale :

$$\text{Poteau de } (50 \times 50) \text{ cm}^2 \dots\dots\dots At = 0.3\% \times St \times b = 0.003 \times 10 \times 50 = 1.5 \text{ cm}^2$$

$$\text{-Poteau de } (45 \times 45) \text{ cm}^2 \dots\dots\dots At = 0.3\% \times St \times b = 0.003 \times 10 \times 45 = 1.35 \text{ cm}^2$$

$$\text{-Poteau de } (40 \times 40) \text{ cm}^2 \dots\dots\dots At = 0.3\% \times St \times b = 0.003 \times 10 \times 40 = 1.2 \text{ cm}^2$$

-En zone courante :

$$\text{-Poteau de } (50 \times 50) \text{ cm}^2 \dots\dots\dots At = 0.3\% \times St' \times b = 0.003 \times 15 \times 50 = 2.2 \text{ cm}^2$$

$$\text{- Poteau de } (45 \times 45) \text{ cm}^2 \dots\dots\dots At = 0.3\% \times St' \times b = 0.003 \times 15 \times 45 = 2.02 \text{ cm}^2$$

$$\text{- Poteau de } (40 \times 40) \text{ cm}^2 \dots\dots\dots At = 0.3\% \times St' \times b = 0.003 \times 15 \times 40 = 1.8 \text{ cm}^2$$

❖ **La longueur minimale des recouvrements est de:**

Selon le RPA : la longueur minimale de recouvrement pour la zone III est: $L = 50 \times \phi$

$$L_R = 50 \times \phi = 50 \times 1.2 = 60\text{cm} \longrightarrow$$

Pour les **HA12 :**

$$\text{soit : } L_R = 50\text{cm.}$$

$$\text{Pour les HA14 : } L_R = 50 \times \phi = 50 \times 1.4 = 70\text{cm} \longrightarrow \text{soit : } L_R = 60\text{cm.}$$

$$\text{Pour les HA16 : } L_R = 50 \times \phi = 50 \times 1.6 = 80\text{cm} \longrightarrow \text{soit : } L_R = 65\text{cm.}$$

❖ **Longueurs d'ancrage (B.A.E.L.91 Article :A.6.1.221)**

$$\ell_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28}$$

$$\psi_s = 1.5 \text{ Pour les aciers à haute adhérence.}$$

$$\text{Pour les HA12 : } l_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}} = \frac{1.2 \times 40000}{4(0.6 \times 1.5^2 \times 210)} = 42.32\text{cm} \longrightarrow \text{soit : } l_s = 45 \text{ cm.}$$

$$\text{Pour les HA14 : } l_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}} = \frac{1.4 \times 40000}{4(0.6 \times 1.5^2 \times 210)} = 49.38\text{cm} \longrightarrow \text{soit : } l_s = 50 \text{ cm.}$$

$$\text{Pour les HA16 : } l_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}} = \frac{1.6 \times 40000}{4(0.6 \times 1.5^2 \times 210)} = 56.44\text{cm} \longrightarrow \text{soit : } l_s = 60 \text{ cm.}$$

❖ **Vérification des contraintes tangentielles : (Art.7.4.3.2 /RPA99 version 2003) :**

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante:

On doit vérifier : $\tau_b \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_b \times f_{c28}$

$$\begin{cases} \lambda_g \geq 5 \longrightarrow \rho_b = 0.075 \longrightarrow \bar{\tau}_{bu} = 1.875 \text{ MPa} \\ \lambda_g < 5 \longrightarrow \rho_b = 0.04 \longrightarrow \bar{\tau}_{bu} = 1 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\tau_b = \frac{T_u}{bd}$$

- **Poteaux (50×50) :**
- ✓ **Sous-sol :**
- **Sens y-y :**

$$\tau_b = \frac{39.8 \times 10^3}{500 \times 480} = 0.16 \text{ MPa}$$

- **Sens z-z :**

$$\tau_b = \frac{43.77 \times 10^3}{500 \times 480} = 0.19 \text{ MPa}$$

d'où $\tau_b < \bar{\tau}_{bu} = 1.875 \text{ MPa}$condition vérifiée.

- ❖ **Poteaux (45 x45):**
- ✓ **RDC et étage1:**
- **Sens y-y :**

$$\tau_b = \frac{32.62 \times 10^3}{450 \times 430} = 0.17 \text{ MPa}$$

- **Sens z-z :**

$$\tau_b = \frac{32.5 \times 10^3}{450 \times 430} = 0.16 \text{ MPa}$$

D'où $\tau_b < \bar{\tau}_{bu} = 1.875 \text{ MPa}$condition vérifiée.

❖ **Poteaux (40 x40):**

✓ **Etage 2, 3, 4,5, 6,7 :**

▪ **Sens y-y :**

$$\tau_b = \frac{22.24 \times 10^3}{400 \times 380} = 0.14 \text{ MPa}$$

▪ **Sens z-z :**

$$\tau_b = \frac{18.61 \times 10^3}{400 \times 380} = 0.13 \text{ MPa}$$

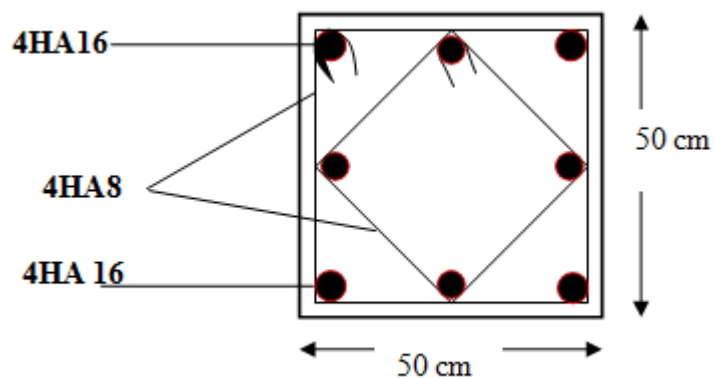
d'où $\tau_b < \bar{\tau}_{bu} = 1.875 \text{ MPa}$condition vérifiée.

V.5.7. schéma de ferrailage des poteaux :

➤ **Poteaux (50x50) :**

-Les armatures longitudinales : 4HA16+4 HA16 = **16.08cm²**

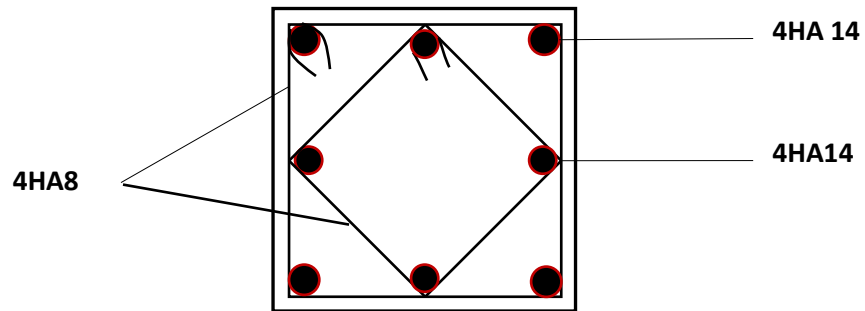
-Les armatures transversales : 4HA8 = **2.01cm²**



➤ **Poteaux (45×45) :**

-Les armatures longitudinales : $4HA14+4 HA14 = 12.32\text{cm}^2$

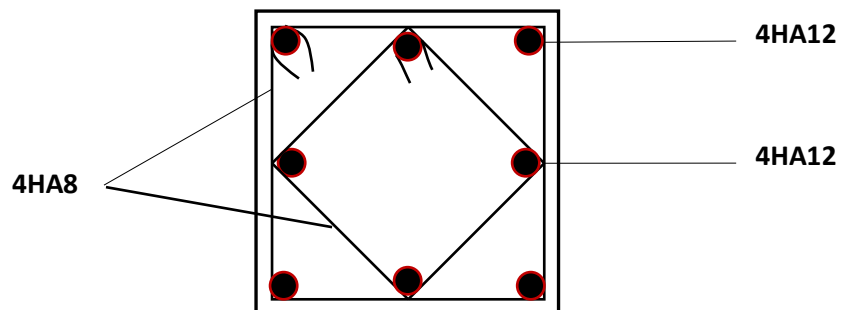
-Les armatures transversales : $4HA8 = 2.01\text{cm}^2$



➤ **Poteaux (40×40) :**

-Les armatures longitudinales : $4HA12+4 HA12 = 9.05\text{cm}^2$

-Les armatures transversales : $4HA8 = 2.01\text{cm}^2$





Chapitre VI :

Ferrailage des poutres

VI.1. Introduction :

Les poutres sont des éléments non exposée aux intempéries et sollicitées par des moments de flexion et des efforts tranchants, Donc le calcul se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables en considérant la fissuration comme étant peu nuisible.

VI.2. Ferrailage des poutres :

Les poutres sont ferrillées en flexion simple en tenant comptes des combinaisons suivantes :

* **1,35G+1,5Qà l'ELU selon le BAEL91.**

* **G + Q..... à l'ELS selon le BAEL91**

***G+Q±E.....RPA 99 V 2003.**

* **0,8G±E.....RPA 99 V 2003.**

Le ferrailage se fera suivant le moment **max** pour chaque zone (travée, appuis). En suite on effectuera les vérifications à l'ELU, à l'ELS et au **RPA99**.

VI.3. Recommandations du RPA99 version 2003 :

❖ Armatures longitudinales:

Le pourcentage total minimal des aciers longitudinaux sur toute la longueur des poutres est de 0.5% en toute section.

- Poutres principales : $A_{\min} = 0.005 \times 40 \times 30 = 6 \text{ cm}^2$
- Poutres secondaires : $A_{\min} = 0.005 \times 30 \times 30 = 4.5 \text{ cm}^2$

Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de : 4% : En zone courante.
6% : En zone de recouvrement.

✓ En zone courante :

- Poutres principales : $A_{\max} = 0.04 \times 40 \times 30 = 48 \text{ cm}^2$.
- Poutres secondaires : $A_{\max} = 0.04 \times 30 \times 30 = 36 \text{ cm}^2$.

✓ En zone de recouvrement :

- Poutres principales : $A_{\max} = 0.06 \times 40 \times 30 = 72 \text{ cm}^2$.
- Poutres secondaires : $A_{\max} = 0.06 \times 30 \times 30 = 54 \text{ cm}^2$.

La longueur du recouvrement est de 50 Ø (Zone III).

L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rives et de l'angle doit être effectué avec des crochets à 90°.

On doit avoir un espacement maximum de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœud.

❖ Armatures transversales :

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b$$

L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

- Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires:
 $S_t = \min (h/4, 12\phi)$
- En dehors de la zone nodale: $S_t \leq h/2$

La valeur du diamètre ϕ des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

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

VI.4. Etapes De Calcul à L'ELU:

Dans le cas d'une flexion simple, on a les étapes de calcul suivantes :

Soit :

- As : section inférieure tendue ou la moins comprimée selon le cas.
- A's : section supérieure la plus comprimée.
- Un moment de flexion M_u supporté par la section.

➤ **Calcul du moment réduit « μ » :**

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} \longrightarrow \text{Avec : } f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b \times \theta}, \quad \begin{cases} \gamma_b = 1.5 (\text{Situation durable}) \\ \gamma_b = 1.15 (\text{Situation accidentelle}) \end{cases}$$

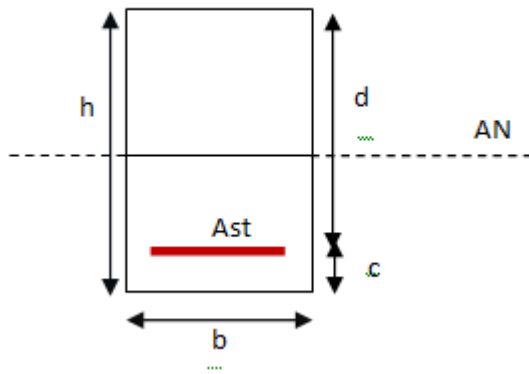
$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} \longrightarrow \text{avec : } \begin{cases} \gamma_s = 1.15 (\text{Situation durable}) \\ \gamma_s = 1.00 (\text{Situation accidentelle}) \end{cases}$$

➤ **Calcul du moment réduit limite « μ_l » :**

Le moment réduit limite μ_l est égale à **0.392** pour les combinaisons aux états limites, et **0.379** pour les combinaisons accidentelles du **RPA**.

Si $\mu \leq \mu_l$ la section est simplement armée c-à-d la section ne comprendra que les aciers tendus alors :

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s}$$



Si $\mu \geq \mu_l$ la section est doublement armée c-à-d la section comprendra des aciers tendus ainsi que des aciers comprimés.

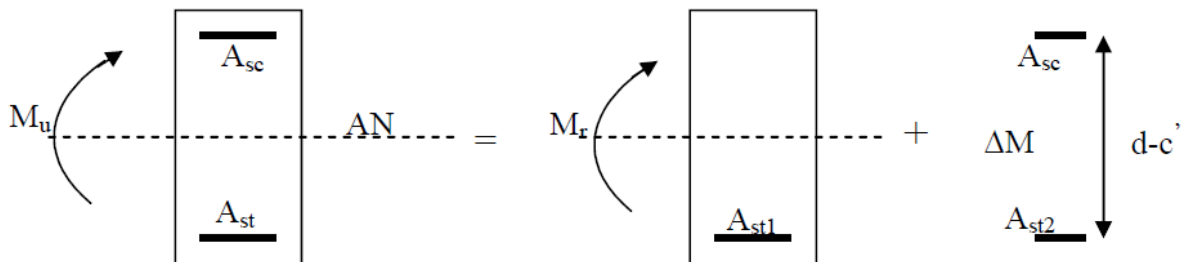
On calcul:
$$\begin{cases} M_r = \mu_r \times b \times d^2 \times f_{bc} \\ \Delta M = M_u - M_r \end{cases}$$

Avec :

M_r : moment ultime pour une section simplement armée.

M_u : moment maximum à l'ELU dans les poutres.

$$\begin{cases} \text{Armatures tendues : } A_{st} = \frac{M_r}{\beta_r \times d \times \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s} \\ \text{Armatures comprimées : } A_{sc} = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s} \end{cases}$$



Remarque:

Une part du moment de flexion équilibrée par les armatures comprimées doit être inférieure à 40% du moment total c-à-d : $\Delta M < 0.4 M_u$ (**Art BAEL B66**).

✓ On utilisera dans nos calculs les paramètres suivant :

	f_{c28} (MPa)	f_e (MPa)	f_{bu} (MPa)	γ_b	γ_s	θ	σ_{st} (MPa)
Situation Accidentelle	25	400	21.73	1.15	1	0.85	400
Situation Courante	25	400	14.2	1.5	1.15	1	348

Tableau VI.1 : Tableau récapitulatif des paramètres de calculs.

2) Les efforts internes dans les poutres :

Les valeurs extrêmes globales des efforts sont résumées dans les tableaux ci-dessous, selon les différentes combinaisons.

VI.5.Ferraillage des poutres :

Le calcul des sections et le choix des armatures pour les poutres principales et les poutres secondaires sont résumés dans les tableaux suivants :

VI.5.1.Poutres principales :

Tableau VI.1:Ferraillage en travée :

Niv	M (KN.m)	μ	observation	β	As Calculé (cm ²)	A _{min} (cm ²)	Ferraillage Total Adopté	Chapeau	A adopté
S-SOL	46.813	0.062	SSA	0.968	3.30	6	(3HA14)	(3HA12)	8.01
RDC	47.005	0.062	SSA	0.968	3.32	6	(3HA14)	(3HA12)	8.01
1	47.786	0.063	SSA	0.967	3.38	6	(3HA14)	(3HA12)	8.01
2	45.194	0.060	SSA	0.969	3.19	6	(3HA14)	(3HA12)	8.01
3	54.894	0.073	SSA	0.963	3.90	6	(3HA14)	(3HA12)	8.01
4	55.186	0.073	SSA	0.963	3.91	6	(3HA14)	(3HA12)	8.01
5	60.365	0.080	SSA	0.958	4.31	6	(3HA14)	(3HA12)	8.01
6	54.975	0.073	SSA	0.963	3.90	6	(3HA14)	(3HA12)	8.01
7	55.066	0.073	SSA	0.963	3.91	6	(3HA14)	(3HA12)	8.01

Tableau VI.3 : Ferrailage sur appuis

Niv	M (KN.m)	μ	observation	β	As Calculé (cm ²)	A _{min} (cm ²)	Ferrailage Total adopté	Chapeau	A adopté
S-SOL	87.819	0.076	SSA	0.960	5.44	6/2=3	(3HA14)	(3HA12)	8.01
RDC	97.143	0.084	SSA	0.956	6.04	3	(3HA14)	(3HA12)	8.01
1	104.160	0.090	SSA	0.953	6.50	3	(3HA14)	(3HA12)	8.01
2	103.824	0.090	SSA	0.953	6.48	3	(3HA14)	(3HA12)	8.01
3	110.609	0.096	SSA	0.949	6.93	3	(3HA14)	(3HA12)	8.01
4	113.503	0.098	SSA	0.948	7.12	3	(3HA14)	(3HA12)	8.01
5	115.078	0.100	SSA	0.947	7.23	3	(3HA14)	(3HA12)	8.01
6	116.879	0.100	SSA	0.947	7.34	3	(3HA14)	(3HA12)	8.01
7	117.435	0.102	SSA	0.946	7.38	3	(3HA14)	(3HA12)	8.01

VI.5.2.poutres secondaires :**Tableau VI.4 : Ferrailage en travée.**

Niv	M (KN.m)	μ	observation	β	As Calculé (cm ²)	A _{min} (cm ²)	Ferrailage Total adopté	Chapeau	A adopté
S-SOL	15.439	0.023	SSA	0.988	1.22	4.5/2=2.25	(3HA14)	/	4.62
RDC	27.069	0.040	SSA	0.980	2.15	2.25	(3HA14)	/	4.62
1	34.431	0.051	SSA	0.974	2.76	2.25	(3HA14)	/	4.62
2	41.397	0.062	SSA	0.968	3.34	2.25	(3HA14)	/	4.62
3	40.640	0.061	SSA	0.969	3.27	2.25	(3HA14)	/	4.62
4	39.284	0.059	SSA	0.970	3.16	2.25	(3HA14)	/	4.62
5	36.729	0.054	SSA	0.972	2.95	2.25	(3HA14)	/	4.62
6	35.039	0.052	SSA	0.973	2.81	2.25	(3HA14)	/	4.62
7	28.004	0.042	SSA	0.979	2.23	2.25	(3HA14)	/	4.62

Tableau VI.5 : Ferrailage sur appuis :

Niv	M (KN.m)	μ	observation	β	As Calculé (cm ²)	A _{min} (cm ²)	Ferrailage Total adopté	Chapeau	A adopté
S- SOL	15.63	0.023	SSA	0.988	1.24	4.5/2=2.25	(3HA14)	(3HA12)	8.01
RDC	29.147	0.044	SSA	0.978	2.32	2.25	(3HA14)	(3HA12)	8.01
1	36.835	0.055	SSA	0.971	2.15	2.25	(3HA14)	(3HA12)	8.01
2	39.086	0.058	SSA	0.970	3.14	2.25	(3HA14)	(3HA12)	8.01
3	43.978	0.066	SSA	0.966	3.55	2.25	(3HA14)	(3HA12)	8.01
4	43.713	0.065	SSA	0.962	3.54	2.25	(3HA14)	(3HA12)	8.01
5	42.037	0.063	SSA	0.968	3.39	2.25	(3HA14)	(3HA12)	8.01
6	41.813	0.063	SSA	0.968	3.37	2.25	(3HA14)	(3HA12)	8.01
7	35.928	0.054	SSA	0.972	2.88	2.25	(3HA14)	(3HA12)	8.01

Conclusion : le ferrailage est déterminé par les sollicitations suivantes :

En travée : ELU : 1.35G+1.5Q

Aux appuis : ELU : 0.8G±E, G+Q±E

- ✓ Les poutres principales seront ferrillées comme suit :
En travée : 3HA14+3HA12 (chapeau) = 8.01cm² > A_{min} = 6cm²
Aux appuis : 3HA14 3HA12 (chapeau)=8.01cm² > A_{min} = 6cm²
- ✓ Les poutres secondaires seront ferrillées comme suit :
En travée : 3HA14 =4.62cm² > A_{min} = 4.5cm².
Aux appuis : 3HA12 (chapeau)+3HA14= 8.01cm² > A_{min} = 4.5cm².

VI.6.Vérifications à l'ELU :

VI.6.1. Vérification de la condition de non fragilité : (Art A.4.2,1 /BAEL 91 modifié 99)

$$A_{sadopt} \geq A_{min}$$

➤ **Poutres principales :**

$$A_{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 30 \times 38 \times \frac{2.1}{400} = 1.38 \text{ cm}^2.$$

D'où : $A_s = 8.01 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.38 \text{ cm}^2$ (en travée) **Condition vérifiée.**

$A_s = 8.01 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.38 \text{ cm}^2$ (sur appui)..... **Condition vérifiée.**

➤ **Poutres secondaires :**

$$A_{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 30 \times 28 \times \frac{2.1}{400} = 1.01 \text{ cm}^2.$$

D'où : $A_s = 4.62 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.01 \text{ cm}^2$ (en travée) **Condition vérifiée.**

$A_s = 8.01 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.01 \text{ cm}^2$ (sur appui)..... **Condition vérifiée.**

VI.6.2. Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres : (Art A.6.1 ,3 / BAEL 91 modifié 99)

Pour qu'il n'y est pas risque d'entraînement des barres il faut vérifier que :

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

$$\text{Avec : } \tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0.9d \sum U_i}$$

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

V_u^{\max} : Effort tranchant max à l'ELU.

➤ **Sens principale : (3HA14+3HA12)**

$$\sum U_i = n \times \pi \times \Phi = 3.14(3 \times 14 + 3 \times 12) = 244.92 \text{ m}$$

$$\tau_{se}^{\max} = \frac{119.414 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.38 \times 0.24492} = 1.42 \text{ MPa}.$$

$\bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa} > 1.42 \text{ MPa} \implies$ **Condition vérifiée**, donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

➤ **Sens secondaire : (3HA14+3HA12)**

$$\sum U_i = 3.14 \times (3 \times 14 + 3 \times 12) = 244.92 \text{ cm}$$

$$\tau_{se}^{\max} = \frac{68.261 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.28 \times 0.244} = 1.11 \text{ MPa}.$$

$\bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa} > 1.11 \text{ MPa} \implies$ **Condition vérifiée**, donc il n'y a pas risque d'entraînement des barres.

VI.6.3. Vérification de la contrainte tangentielle : (Art A.5.1./BAEL 91 modifié 99)

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{bd} \leq \min \left(\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa}.$$

La fissuration est peu nuisible donc $\bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$.

➤ **Sens principale** :

$$V_u = T_{\max} = 119.414 \text{ KN}.$$

$$\text{D'où : } \tau_u = \frac{119.414 \times 10^3}{300 \times 380} = 1.04 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

➤ **Sens secondaire** :

$$V_u = T_{\max} = 68.261 \text{ KN}.$$

$$\text{Alors : } \tau_u = \frac{68.26 \times 10^3}{300 \times 280} = 0.81 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

VI.6.4. Influence de l'effort tranchant aux appuis :

❖ **Influence sur le béton** : (Art A.5.1,211/BAEL 91 modifié 99)

$$\text{Il faut vérifier que : } V_u \leq \bar{V}_u = 0.4 \times 0.9 \times d \times b \frac{f_{c28}}{\gamma_b}.$$

➤ **Sens principale** :

$$V_u \leq 0.4 \times 0.9 \times 0.38 \times 0.3 \times 16.67 \times 10^3 = 684.14 \text{ KN}.$$

$$V_u = 119.414 < \bar{V}_u = 684.14 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

➤ **Sens secondaire** :

$$V_u \leq 0.4 \times 0.9 \times 0.28 \times 0.3 \times 16.67 \times 10^3 = 504.10 \text{ KN}.$$

$$V_u = 68.261 < \bar{V}_u = 504.10 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

❖ **Influence sur les armatures** : (Art A.5.1,312/BEAL 91 modifié 99)

Lorsqu'au droit d'un appui : $T_u + \frac{M_u}{0.9d} > 0$; on doit prolonger au-delà de l'appareil de l'appui une section d'armatures pour l'équilibrer:

$$D'ou A_s \geq \frac{1.15}{f_e} \left(T_u + \frac{M_u}{0.9d} \right).$$

Avec : M_u est pris avec son signe.

$$Si : \left(T_u + \frac{M_u}{0.9d} \right) < 0 \implies \text{Les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires.}$$

➤ **Sens principale :**

$$119.414 - \frac{116.213}{0.9 \times 0.38} = -98.50 < 0$$

➤ **Sens secondaire :**

$$68.261 - \frac{59.299}{0.9 \times 0.28} = -166.75 < 0$$

Conclusion : il n'ya pas d'influence de l'effort tranchant sur les armatures.

VI.6.5.Calcul de la longueur de scellement droit des barres :

$$l_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{su}} \text{ Avec : } \tau_{su} = 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa.}$$

$$\text{Pour } \phi = 1.4 \text{ cm} \implies L_s = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 2.835} = 49.38 \text{ cm} \implies \text{soit : } L_s = 50 \text{ cm}$$

$$\text{Pour } \phi = 1.2 \text{ cm} \implies L_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.33 \text{ cm} \implies \text{soit : } L_s = 45 \text{ cm}$$

Pour l'ancrage des barres rectilignes termin es par un crochet normal, la longueur de la partie ancr e mesur e hors crochet est au moins égale à « $0.4L_s$ » pour les barres à haute adhérence selon le (BAEL91 modifi e 99 Art A.6.1 ,21).

$$\text{Pour } \phi = 1.4 \text{ cm} \implies L_c = 0.4 \times L_s = 0.4 \times 50 = 20 \text{ cm} \implies L_c = 20 \text{ cm}$$

$$\text{Pour } \phi = 1.2 \text{ cm} \implies L_c = 0.4 \times L_s = 0.4 \times 45 = 18 \text{ cm} \implies L_c = 18 \text{ cm}$$

VI.7.Calcul des armatures transversales :

A) Poutres principales :

$$\textbf{Zone nodale} : S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}, 12\Phi_t, 30 \text{ cm} \right)$$

$$S_t \leq \min \left(\frac{40}{4}; 12 \times 1.2; 30 \right) = 10 \text{ cm}.$$

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

$$\textbf{Zone courante} : S_t' \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20 \text{ cm.}$$

Soit à prendre : **St= 15 cm**

B) Poutres secondaires:

Zone nodale : $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\Phi_l, 30cm\right)$

$$S_t \leq \min\left(\frac{30}{4}; 12 \times 1.2; 30cm\right) = 7.5cm.$$

Soit à prendre : **St= 7 cm.**

Zone courante : $S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{30}{2} = 15cm.$

Soit à prendre : **St= 15 cm**

VI.7.1.Diamètre des armatures transversales :

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \Phi_l, \frac{b}{10}\right)cm$$

Φ_l : Le plus petit diamètre des armatures longitudinales.

- **Poutres principales :**

$$\Phi_t \leq \min(1.14 ; 1.4 ; 3) cm$$

Soit $\Phi_t = 8mm$

Soit un cadre et une épingle en HA8.

On adopte une section d'armatures transversales **$A_t = 4HA8 = 2.01 cm^2$**

- **Poutres secondaire :**

$$\Phi_t \leq \min(0.85 ; 1.2 ; 3) cm$$

Soit $\Phi_t = 8mm$

Soit un cadre et une épingle en HA8.

On adopte une section d'armatures transversales **$A_t = 4HA8 = 2.01 cm^2$**

VI.7.2.Armatures transversales minimales :

La quantité d'armatures minimales est donnée par la formule suivante :

$$A_t^{\min} = 0.003S_t b = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35cm^2$$

$$A_t^{adopté} = 2.01 \text{ cm}^2 > A_t^{min} = 1.35 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Le premier cadre d'armatures transversales sera disposé à **5cm** du nu de l'appui

VI.7.3. Délimitation de la zone nodale : (RPA 99 version 2003)

Dans le cas des poutres rectangulaires, la longueur de la zone nodale est égale à deux fois la hauteur de la poutre considérée.

- Poutres principales : $L = 2 \times 40 = 80 \text{ cm.}$
- Poutres secondaires : $L = 2 \times 30 = 60 \text{ cm.}$

VI.8. Vérification à l'ELS :

Les états limites de service sont définis compte tenu des exploitations et de la durabilité de la construction. Les vérifications qui leur sont relatives :

- Etat limite d'ouverture des fissurations.
- Etat limite de résistance du béton en compression.
- Etat limites de déformation.

VI.8.1. Etat limite d'ouverture des fissurations : (Art B.6.3/BAEL 91 modifié 99)

La fissuration, dans le cas des poutres, est considéré peu nuisible, cette vérification n'est pas nécessaire.

VI.8.2. Etat limite de résistance du béton en compression :

Les sections adoptées seront vérifiées à l'ELS, pour cela on détermine les contraintes max du béton et de l'acier afin de les comparer aux contraintes admissibles.

- Contrainte admissible de l'acier :

$$\bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa.}$$

- Contrainte admissible du béton :

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

La contrainte de compression dans le béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible :

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

Remarque :

Les résultats des contraintes sont résumés dans les tableaux ci-dessous :

$$\text{-On détermine } \rho_1 = \frac{100 A_s}{b d}$$

-déduire les valeurs de β_1 et K_1 .

-les contraintes sont déterminées par les formules suivantes:

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \quad \text{et} \quad \sigma_s = \frac{M_{ser}}{\beta d A_s}$$

Avec :

σ_s : Contrainte de traction des aciers.

A_s : Armatures adoptées à l'ELU.

K_1 et β_1 sont tirés des tableaux en fonction de ρ_1 .

❖ **Tableau VI.7. Vérification de l'état limite de compression du béton en travées et aux appuis des poutres principales :**

	Ms (KN.m)	As(cm ²)	ρ_1	β_1	K_1	σ_s (MPa)	σ_{bc} (MPa)	σ_{bc}^- (Mpa)	Obs
En travées	40.075	8.01	0.367	0.906	38.19	226.82	5.94	15	vérifiée
Aux appuis	85.458	8.01	0.733	0.876	25.32	248.29	9.8	15	vérifiée

❖ **Tableau VI.8. Vérification de l'état limite de compression du béton en travées et aux appuis des poutres secondaires :**

	Ms (KN.m)	As(cm ²)	ρ_1	β_1	K_1	σ_s (MPa)	σ_{bc} (MPa)	σ_{bc}^- (Mpa)	Obs
En travées	27.839	4.62	0.481	0.895	32.62	210.39	6.245	15	vérifiée
Aux appuis	28.975	8.01	0.763	0.874	24.68	129.34	5.24	15	vérifiée

VI.8.3. Vérification de la flèche : (Art. B.6.5 ,2 /BAEL 91 Modifié 99).

Grace au logiciel **ROBOT BAT**, on a obtenu les valeurs des différentes flèches sur l'ensemble des travées.

✓ **Poutres principales :** La plus grande valeur de la flèche est de longueur $L = 4.50m$
 $f_{max} = 0.09 \text{ cm}$

$$\bar{f} = \frac{l}{500} \Rightarrow \bar{f} = \frac{450}{500} = 0.9 \text{ cm}$$

Avec : L : la portée mesurée entre nus d'appuis

\bar{f} : la valeur limite de la flèche.

D'où : $f_{\max} = 0.09 \text{ cm} < \bar{f} = 0.9 \text{ cm} \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$

✓ **Poutre secondaire** : La plus grande valeur de la flèche est de longueur $L = 3.35 \text{ m}$
 $f_{\max} = 0.014 \text{ cm}$

$$\bar{f} = \frac{l}{500} \quad \Rightarrow \quad \bar{f} = \frac{335}{500} = 0.67 \text{ cm}$$

D'où : $f_{\max} = 0.014 \text{ cm} < \bar{f} = 0.67 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$

Conclusion : La condition de flèche est vérifiée.

VI.9.Ferraillage des poutres :

➤ **Poutres principales :**

✓ **En travée :**

- Armatures longitudinales : 3HA14+3HA12 (chapeaux).
- Armatures transversales : 1 cadre en HA8+ étrier en HA8= 4HA8

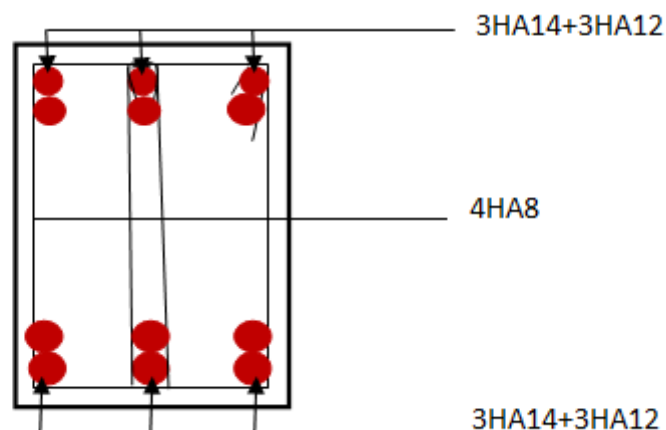


Figure VI.1: Ferrailage en travée d'une poutre principale.

✓ **Sur appuis :**

- Armatures longitudinales : 3HA14+3HA12 (chapeaux).
- Armatures transversales : 1 cadre en HA8+ étrier en HA8= 4HA8

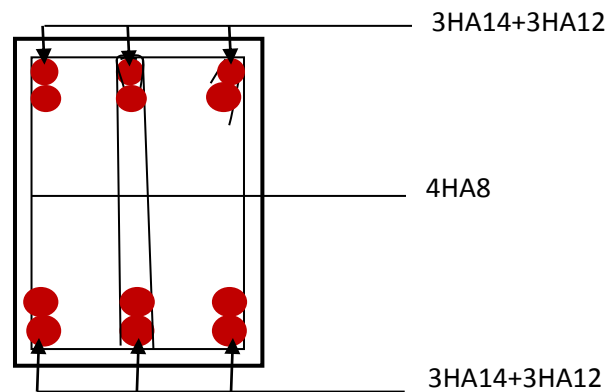


Figure VI.2: Ferrailage sur appuis d'une poutre principale.

➤ **Poutres secondaires :**

✓ **En travée :**

- Armatures longitudinales : 3HA14
- Armatures transversales : 1 cadre en HA8+ étrier en HA8 = 4HA8

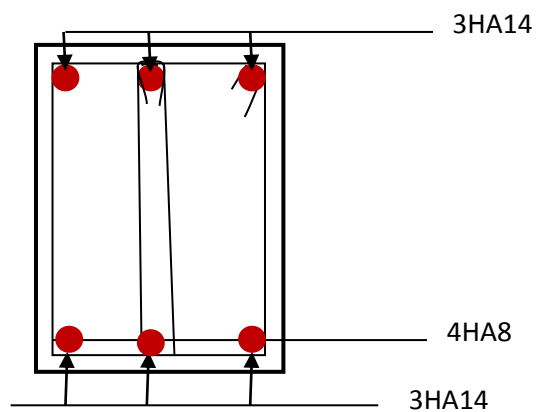


Figure VI.3: Ferrailage en travée d'une poutre secondaire.

✓ **Sur appuis :**

- Armatures longitudinales : 3HA14+3HA12 (chapeau)
- Armatures transversales : 1 cadre en HA8+ étrier en HA8 = 4HA8

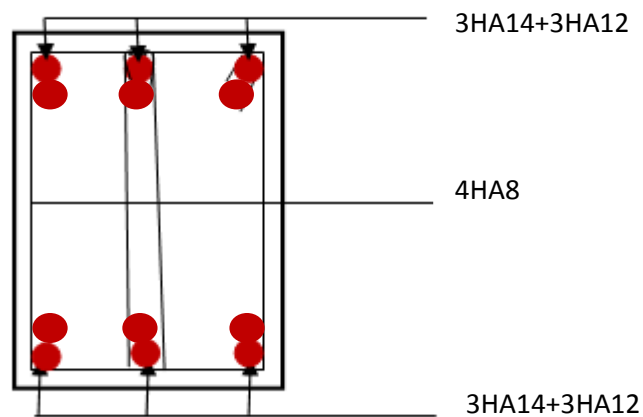


Figure VI.4 : Ferrailage sur appuis d'une poutre secondaire



Chapitre VII :

Ferrailage des voiles

VII.1. Introduction :

Le voile est un élément structural de contreventement, soumis à des forces verticales et horizontales.

Donc le calcul du ferrailage se fera en flexion composée, sous l'action des sollicitations verticales (charges permanente G et surcharges d'exploitation Q), ainsi que sous l'action des sollicitations horizontales dues aux séismes.

Pour faire face à ces sollicitations, on va prévoir trois types d'armatures :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

Pour faciliter la réalisation et alléger les calculs, on décompose la structure en (03) zones :

- Zone 1 : Sous sol,
- Zone 2 : RDC et 1^{er} niveau
- Zone 3 : 2^{ème}, 3^{ème}, 4^{ème}, 5^{ème}, 6^{ème} et 7^{ème} niveau

VII.2. Combinaisons d'action :

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre en considération sont données comme suit :

$$\left\{ \begin{array}{l} 1.35G + 1.5Q \dots\dots\dots \text{ELU} \\ G + Q \dots\dots\dots \text{ELS} \\ G + Q \pm E \dots\dots\dots \text{RPA 2003} \\ 0.8 G \pm E \dots\dots\dots \text{RPA 2003} \end{array} \right.$$

VII.3. Ferrailage des voiles :

La méthode utilisée est la méthode de la résistance des matériaux (R.D.M.) qui se fait pour une bande de largeur (d).

1. Exposé de la méthode : La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M) en utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M \cdot V}{I} \qquad \sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M \cdot V}{I}$$

Avec : B : section du béton

I : moment d'inertie du trumeau

V et V' : bras de levier ; $V = V' = \frac{L_{\text{voile}}}{2}$

Dans notre cas le diagramme des contraintes sera relevé directement du fichier résultat.

Le découpage de diagramme des contraintes en bandes de largeur (d) 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_t : longueur tendue

$$L_t = L - L_c$$

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des diagrammes des contraintes obtenus :

Remarque :

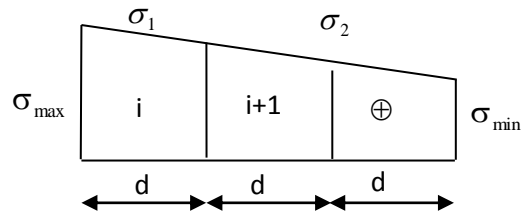
Il est nécessaire d'adopter un ferrailage symétrique afin d'assurer la sécurité en cas d'inversion de l'action sismique.

a. Section entièrement comprimée (SEC) :

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d \cdot e$$

Avec : e : épaisseur du voile



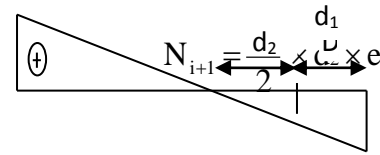
b. Section partiellement comprimée (SPC) :

$$N_i = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \times d_1 \times e$$

σ_{\min}

σ_1

σ_{\max}



c. Section entièrement tendue (SET) :

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

σ_{\max}

d

σ_{\min}

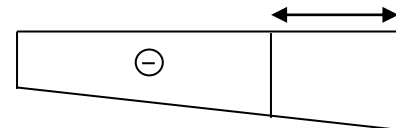


Figure VII.1 : Diagrammes des contraintes des différentes sections

2. Détermination des armatures :

a. SEC :

- Armatures verticales :

$$A_{vi} = \frac{N_i - B \times f_{bc}}{\sigma_s}$$

Avec :

$$B = d \times e.$$

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

$$\sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

- Armatures minimales : (BAEL 91)

$$A_{\min} \geq 4 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$0.2 \% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 5\%$$

b. SET :

- Armatures verticales :

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

$$\text{Avec : } \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

- **Armatures minimales : (BAEL 91)**

$$A_{\min} \geq \max \left(\frac{0.23 \times B \times f_{t28}}{f_e} ; 0.005 \times B \right)$$

c. SPC

- **Armatures verticales :**

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_{st}}$$

- **Armatures minimales :**

$$A_{\min} \geq \max \left(\frac{0.23 \times B \times f_{t28}}{f_e} ; 0.005 \times B \right)$$

3. Exigences du RPA99 (version 2003) :

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux est donné comme suit :

-Globalement dans la section du voile 0.15 %

- En zones courantes 0.10 %

-Les armatures verticales du dernier niveau doivent comporter des crochets.

-La jonction des armatures entre les différents niveaux se fait par simple recouvrement (sans crochet).

- **Armatures horizontales :**

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur égale à 10 Φ .

- D'après le **BAEL 91**: $A_H = \frac{A_v}{4}$

- D'après le **RPA99 (version 2003) :** $A_H \geq 0.15 \% \times B$

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne doivent pas dépasser 0.1 de l'épaisseur du voile.

- **Armatures transversales :**

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends.

Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après (**RPA 2003 Art .7.7.4.3**).

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingles au mètre carré.

- **Potelet :**

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est $\geq 4HA10$.

4. Disposition constructive :

- **Espacement :**

D'après le **R.P.A.99 version 2003(Art 7.7.4.3)**, l'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$\begin{cases} S_t \leq 1.5 \times e \\ S_t \leq 30 \text{ cm} \end{cases} \quad \text{Avec : } e = \text{épaisseur du voile}$$

A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 0.1 de la longueur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.

- **Longueur de recouvrement :**

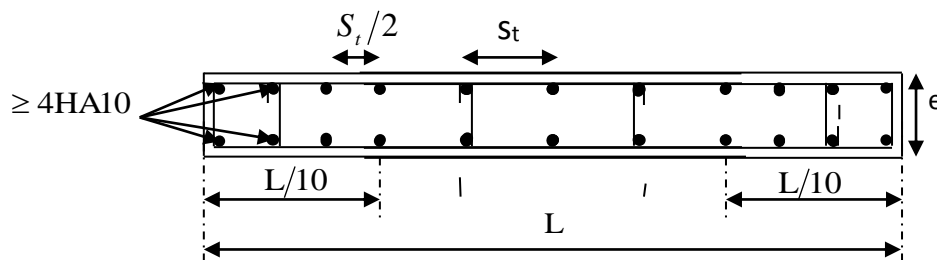
Elles doivent être égales à :

- 40Φ pour les barres situées dans les zones où le recouvrement du signe des efforts est possible.

- 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous action de toutes les combinaisons possibles de charges.

- **Diamètre minimal :**

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 0,10 de l'épaisseur du voile.



5. Les vérifications :

a. Vérification à L'ELS :

Pour ce cas: on vérifie que : $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B + 15 \times A} \quad \text{et} \quad N_s = G + Q$$

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

Avec : N_s : Effort normal appliqué

B : Section du béton

A : Section d'armatures adoptée

b. Vérification de la contrainte de cisaillement :

- **D'après le RPA99 (version 2003) :**

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \times f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \times d} \quad \text{et} \quad V = 1.4 \times V_{\text{calculé}}$$

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 91 :**

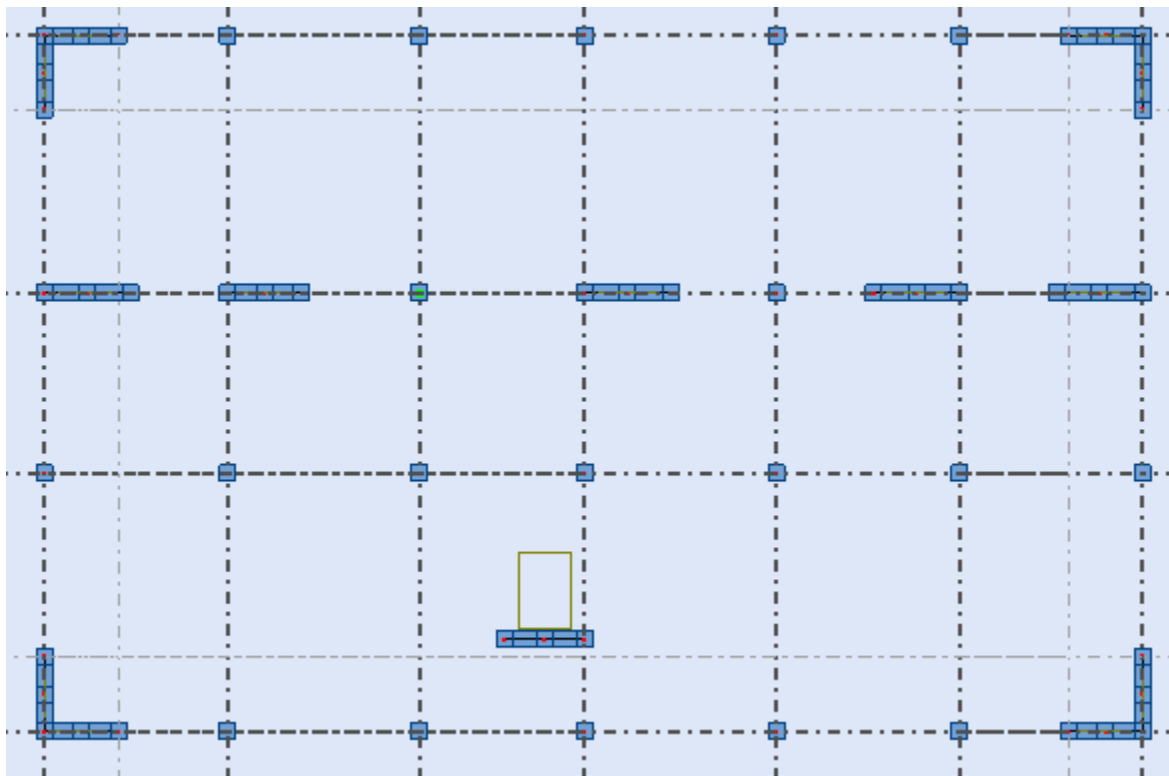
Il faut vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

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

Avec :

τ_u : Contrainte de cisaillement Pour la fissuration préjudiciable.

- **La disposition des voiles :**



6. Exemple de calcul :

Ferrailage de voile longitudinal plein VL1 de la zone 1 :

a. Zone I :

- Caractéristiques géométriques :

$$L = 1.3\text{m}$$

$$e = 0.20\text{ m}$$

$$I = 0.036\text{ m}^4$$

$$B = 0.26\text{ m}^2$$

$$V = V' = \frac{L}{2} = 0.650\text{m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{\min} = -5761.7\text{ kPa} \\ \sigma_{\max} = 3697.07\text{ kPa} \end{array} \right. \longrightarrow \text{Section partiellement comprimée}$$

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\min} + \sigma_{\max}} \times L$$

$$L_c = \frac{3697.07}{5761.70 + 3697.07} \times 1.3 = 0.5\text{m}$$

$$L_t = L - L_c = 1.3 - 0.5 = 0.80 \text{ m.}$$

Le découpage de diagramme est en deux bandes de longueur (d).

$$d \leq \min \left(\frac{h_e}{2} ; \frac{2}{3} L_c \right) = \min \left(\frac{3.06}{2} ; \frac{2}{3} \times 0.5 \right) = 0.33 \text{ m}$$

Soit deux tronçons : (d₁, d₂)

Avec :

$$d_1 = 0.33 \text{ m}$$

$$d_2 = 0.47 \text{ m}$$

❖ **1^{er} tronçon :**

$$\sigma_1 = \frac{L_t - d_1}{L_t} \times \sigma_{\min} \dots \dots \dots \text{Triangles semblables}$$

$$\sigma_1 = \frac{0.80 - 0.33}{0.80} \times (-5761.70) = -3384.99 \text{ KN/m}^2$$

$$N_1 = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \times d_1 \times e$$

$$N_1 = \frac{5761.70 + 3384.99}{2} \times 0.33 \times 0.20 = 301.84 \text{ KN}$$

• **Armatures verticales :**

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_{s1}} = \frac{301.84 \times 10}{400} = 7.54 \text{ cm}^2$$

$$A_{v1} = 7.54 \text{ cm}^2$$

• **Section minimale :**

$$A_{\min} \geq \max \left(\frac{0.23 \times d_1 \times e \times f_{t28}}{f_c} ; 0.005 \times d_1 \times e \right) = \max \left[0.94 \text{ cm}^2 ; 0.33 \text{ cm}^2 \right]$$

$$A_{\min} = 0.94 \text{ cm}^2$$

❖ **2^{eme} tronçon : d₂ = 0.47 m**

$$\sigma_1 = \frac{L_t - d_1}{L_t} \times \sigma_{\min} \dots \dots \dots \text{Triangles semblables}$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \times d_2 \times e$$

$$N_2 = \frac{3384.99}{2} \times 0.47 \times 0.20 = 159.09 \text{ KN}$$

- **Armatures verticales :**

$$A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_s} = \frac{159.09 \times 10}{400} = 3.97 \text{ cm}^2$$

$$A_{v2} = 3.97 \text{ cm}^2$$

- **Section minimale :**

$$A_{\min} \geq \max \left(\frac{0.23 \times d_2 \times e \times f_{t28}}{f_e} ; 0.005 \times d_2 \times e \right) = \max \left[1.35 \text{ cm}^2 ; 0.47 \text{ cm}^2 \right]$$

$$A_{\min} = 1.35 \text{ cm}^2$$

- **Le ferrailage adopté :**

Le voile est ferrailé symétriquement, afin d'assurer la sécurité en cas d'inversion de l'action Sismique.

1^{ère} bande : 4HA16 = 8.04 cm² **soit :** 2HA16/nappe. Avec un espacement de **9 cm**.

2^{ème} bande : 4HA12 = 4.52 cm² **soit :** 2HA12/nappe. Avec un espacement de **19 cm**.

- **Armatures horizontales :**

$$\text{D'après le BAEL 91 : } A_h = A_v / 4 = 4.02 \text{ cm}^2$$

$$\text{D'après le RPA 2003 : } A_h \geq 0.15\% B = 3.9 \text{ cm}^2$$

Soit : 2×4HA8 = 4.02 cm² /ml avec St = 25 cm

- **Armatures transversales:**

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au minimum par (04) épingles au mètre carré soit 4HA8 (4 épingles HA8 /m²).

- **Armature des potelets :**

Vu que la section d'armatures dans les poteaux est supérieure à celle du voile, alors on adopte le même ferrailage que celui du poteau.

- **Vérification des contraintes de cisaillement :**

$$\text{BAEL 91 : } \tau_u = \frac{V_u}{e \times d} = \frac{422.21 \times 10^3}{200 \times 0.9 \times 1300} = 1.81 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.81 < \bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ Mpa} \right) = 2.5 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\text{RPA 2003 : } \tau_b = \frac{T}{e \times d} = \frac{1.4 \times 354.79 \times 10^3}{200 \times 0.9 \times 1300} = 2.12 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 2.12 < \bar{\tau}_b = 0.2 \times f_{c28} = 5 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Vérification à l'ELS :

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B + 15 \times A_v} \Rightarrow \sigma_b = \frac{2593.6 \times 10^3}{1300 \times 200 + 15 \times 12.56 \times 10^2} = 9.30 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 9.3 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Remarque:

Les résultats de calcul du ferrailage des autres voiles ainsi que les vérifications des contraintes sont donnés dans les tableaux ci-dessous

➤ **Les résultats de calcul se résument dans les tableaux suivants :**

-1/Ferrailage de voile VT_y:

Zones		Zone I	Zone II	ZONE III
Caractéristiques géométriques	L (m)	1.3	1.3	1.3
	E	0.2		0.2

	(m)		0.2	
	B			
	(m ²)		0.21	0.21
Sollicitations de calcul	σ_{\max}			
	[KN/m ²]		17731.35	9907.24
	σ_{\min}			
	[KN/m ²]		-18548.4	-10203.64
	Nature de la section		SPC	SPC
	V_u			
	(kN)		152.659	152.659
	L_t			
	(m)		0.81	0.81
	L_c			
	(m)		0.49	0.49
	d 1			
	(m)		0.33	0.33
	d2			
	(m)		0.48	0.48
	σ_1			
	[KN/m ²]		10991.64	6046.60
	N (kN)	N ₁	974.82	536.26
		N ₂	527.59	290.24
	A _v (cm ²)	A _{v1}	24.37	13.46
		A _{v2}	13.19	7.256
	A _{min} (cm ²)/bande1			
			3.3	3.3

	A_{min} (cm²)/ bande2		4.8	4.8	4.4
	A_{vadopté} (cm²)	bande1	24.37	13.46	9.04
		bande2	16.08	9.04	9.04
Ferraillage de voile	Choix des barres /nappe	bande1	2HA20	2HA16	2x4HA12
		bande2	2HA16	2HA12	2x4HA8
		ST (cm) bande 1	13	13	13
		ST (cm) bande 2	13	13	13
	A_H (cm²)		10.11	5.62	4.52
	AH adopter (cm²)/ml		12.3	6.28	6.28
	choix des barres/ml		4HA14	4HA10	4HA10
	ST (cm)/ml		13	13	9.30
	Armature transversal				
Vérificatio ns des contraintes	contrainte	□_u(MP a)	0.65	0.65	0.40
		□_b(MP a)	0.91	0.91	0.46
	ELS	N_s (kN)	2881.45	1801.04	707.32
		□_b(MP a)	9.65	6.13	2.46

Zones		Zone I	Zone II	ZONE III
Caractéristiques géométriques	L		1.3	
	(m)	1.3		1.3
	E			
	(m)	0.2	0.2	0.2
	B		0.21	
	(m ²)	0.21		0.21
Sollicitations de calcul	σ_{\max}			
	[KN/m ²]	3697.07	2833.78	1690.06
	σ_{\min}			
	[KN/m ²]	-5761.7	-2690.14	-1421.63
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC
	V _u			
	(kN)	422.21	349.27	459.62
	L _t			
	(m)	0.8	0.64	0.59
	L _c			
	(m)	0.5	0.66	0.7
	d 1			
	(m)	0.33	0.44	0.46
	d2			
	(m)	0.47	0.2	0.12
	σ_1			
	[KN/m ²]	3384.99	840.70	313.24
	N (kN)	N ₁	301.84	155.40
				123.03

		N ₂	159.09	36.99	1.89
	A _v (cm ²)	A _{v1}	7.54	3.88	3.07
		A _{v2}	3.97	0.92	2.00
	A _{min} (cm ²)/ bande1		0.94	1.26	1.63
	A _{min} (cm ²)/ bande2		1.35	0.575	0.69
	A _{vado} pté (cm ²)	bande1	8.04	4.02	9.23
		bande2	4.52	1.13	2.01
Ferrail age de voile	Choi x des barr es /nap pe	bande1	2HA16	2HA12	2x6HA16
		bande2	2HA12	2HA6	2x4HA8
		ST (cm) bande 1	13	13	9
		ST (cm) bande 2	13	13	13
	A _H (cm ²)		2.87	1.2	5.07
	AH adopter (cm ²)/ml		4.02	4.02	6.28
	choix des barres/ml		4HA8	4HA8	2x4HA10
	ST (cm)/ml		15	15	15
	Armature transversal				

Vérifications des contraintes	contrainte	σ_u (MPa)	1.81	1.49	1.96
		σ_b (MPa)	2.12	2.08	2.74
	ELS	N_s (kN)	2593.60	2881.45	1819.67
		σ_b (MPa)	9.30	10.93	6.57



Chapitre VIII :

**Etude du voile
de
soutènement**

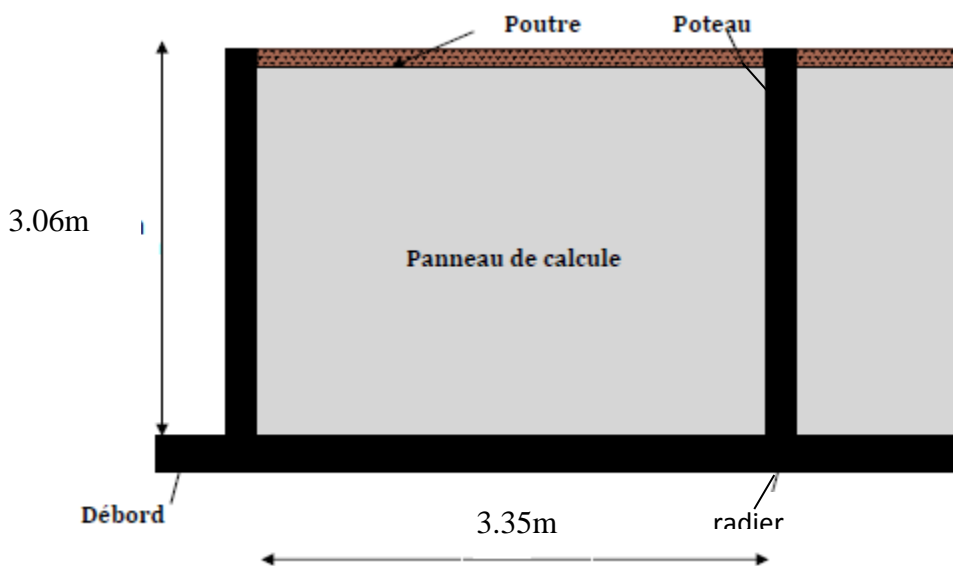
VIII.1. Introduction :

L'instabilité des constructions lors d'un séisme majeur est souvent causée par le sous dimensionnement des fondations. Celles-ci doivent transmettre au sol, les charges verticales, les charges sismiques horizontales. Cela exige d'une part une liaison efficace des fondations avec la superstructure, et d'autre part, un bon ancrage au niveau du sol.

VIII.2. Pré dimensionnement du voile de soutènement:

L'épaisseur minimale imposée par le RPA 2003 (Art 10.1.2) pour un voile de soutènement doit être supérieure au égale 15 cm.

Pour notre cas nous avons opté pour épaisseur de 20 cm.



VIII.3. Caractéristiques du sol :

Poids volumique des terres : $\gamma=18\text{KN/m}^3$

Surcharge éventuelle : $q=10\text{KN/m}^2$

Angle de frottement : $\phi= 30^\circ$

Cohésion : $C=0$

VIII .4. Contrainte de sollicitations :

En utilisant la méthode de RANKINE, on détermine les contraintes qui s'exercent sur la face du voile.

Les contraintes qui s'exercent sur la face du voile sont : σ_H et σ_V

σ_H : Contrainte horizontale

σ_V : Contrainte verticale

$$\sigma_H = K_0 \times \sigma_v$$

$$K_0 = 1 - \sin \phi = 1 - 0,5 \implies K_0 = 0.50$$

Avec : K_0 : coefficient de poussée des terres

φ : Angle de frottement interne

a) Calcul des sollicitations :

ELU :

$$K_0=0.5$$

$$\sigma_H = K_0 \times \sigma_V = K_0 \times (1.35 \times \gamma \times h + 1.5 \times q)$$

$$h=0 \rightarrow \sigma_{H1} = 0.5 \times (1.5 \times 10) = 7.5 \text{ KN/m}^2$$

$$h=3.06 \rightarrow \sigma_{H2} = 0.5 \times (1.35 \times 18 \times 3.06 + 1.5 \times 10) = 44.68 \text{ KN/m}^2$$

ELS:

$$\sigma'_H = K_a \times \sigma_V = K_a \times (\gamma \times h + q)$$

$$h=0 \rightarrow \sigma'_{H1} = 0.5 \times 10 = 5 \text{ KN/m}^2$$

$$h=3.06 \rightarrow \sigma'_{H2} = 0.5 \times (10 + 18 \times 3.06) = 32.54 \text{ KN/m}^2$$

b) Diagramme des contraintes :

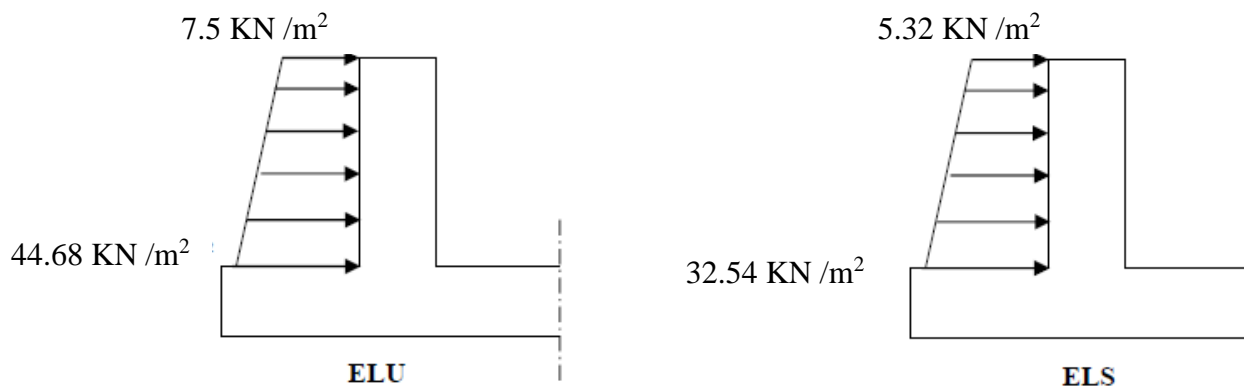


Figure : Diagramme des contraintes

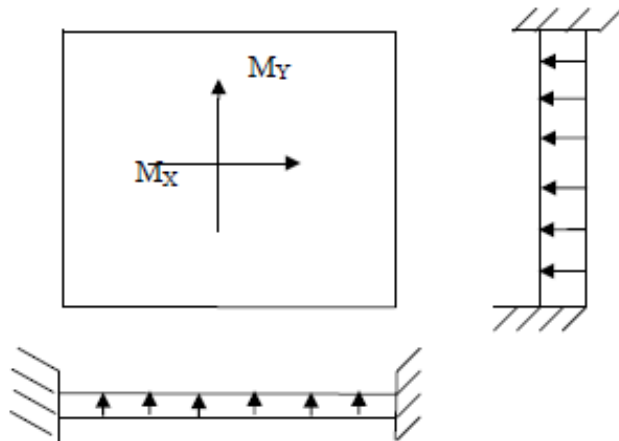
c) Charges moyennes à considérer dans le calcul pour une bande de 1 m

$$\text{ELU } q_u = \frac{(3 \sigma_1 + \sigma_2)}{4} \times 1 \text{ m} = \frac{(3 \times 7.5 + 44.68)}{4} \times 1 \text{ m} = 16.79 \text{ KN/m}$$

$$\text{ELS } q_s = \frac{(3 \sigma'_1 + \sigma'_2)}{4} \times 1 \text{ m} = \frac{(3 \times 5 + 32.54)}{4} \times 1 \text{ m} = 11.88 \text{ KN/m}$$

VIII.5. Méthode de calcul :

Le voile de soutènement sera considéré comme un ensemble de dalles continues encastrées au niveau des fondations et simplement appuyées au niveau des poteaux et des poutres.



VIII.5.1.Détermination des moments :

La détermination des moments de flexion se fera à partir de la méthode des panneaux encastrés sur 4 appuis.

Le panneau considéré est un panneau de travée, dont l'appui peut assurer un encastrement partiel et pour tenir compte de la continuité de la dalle, les moments seront affectés des coefficients suivants :

- Moment en travée

0.85 \rightarrow (sens XX)

0.75 \rightarrow (sens YY)

- Moment d'encastrement sur les grands cotés:

0.3 \rightarrow appui de rive

0.5 \rightarrow autre appui

VIII.5.2.Identification des panneaux :

$$L_x = 3.06\text{m}$$

$$L_y = 3.35\text{m}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3.06}{3.35} = 0.91 > 0.4 \implies \text{La dalle travaille dans les deux sens}$$

➤ **ELU :**

$$\rho = 0.91 \Longrightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0448 \\ \mu_y = 0.798 \end{cases}$$

$$M_{0x} = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2 = 0.0448 \times 16.79 \times 3.06^2 = 7.04 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x} = 0.798 \times 7.04 = 5.62 \text{ KN.m}$$

❖ **Correction des moments :**

Sens XX :

Aux appuis : $M_a = 0.5 M_{0x} = 0.5 \times 7.04 = 3.52 \text{ KN.m}$

En travée : $M_t = 0.85 M_{0x} = 0.85 \times 7.04 = 5.98 \text{ KN.m}$

Sens YY :

Aux appuis : $M_a = 0.5 M_{0y} = 0.5 \times 5.62 = 2.81 \text{ KN.m}$

En travées : $M_t = 0.75 M_{0y} = 0.75 \times 5.62 = 4.21 \text{ KN.m}$

➤ **ELS:**

$$\rho = 0.91 \Longrightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0519 \\ \mu_y = 0.861 \end{cases}$$

$$M_{0x} = \mu_x \cdot q_s \cdot l_x^2 = 0.0519 \times 11.88 \times 3.06^2 = 5.77 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x} = 0.861 \times 5.77 = 4.97 \text{ KN.m}$$

❖ **Correction des moments :**

Sens XX :

Aux appuis : $M_a = 0.5 M_{0x} = 0.5 \times 5.77 = 2.89 \text{ KN.m}$

En travée : $M_t = 0.85 M_{0x} = 0.85 \times 5.77 = 4.90 \text{ KN.m}$

Sens YY :

Aux appuis : $M_a = 0.5 M_{0y} = 0.5 \times 4.97 = 2.48 \text{ KN.m}$

En travées : $M_t = 0.75 M_{0y} = 0.75 \times 4.97 = 3.73 \text{ KN.m}$

VIII.6.Ferraillage : Le ferraillage se fait pour une bande de 1 ml.

Sens	zone	M _u (KN.m)	μ _U	μ ₁	section	β	A(cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adoptée} (cm ²)	e (cm)
XX	Appuis	3.52	0.008	0,392	SSA	0,996	0.56	2,10	2HA12=2.26	25
	Travée	5.98	0.012	0,392	SSA	0,994	0.96	2,10	2HA12=2.26	25
YY	Appuis	2.81	0.006	0,392	SSA	0,997	0.45	2,10	2HA12=2.26	25
	travée	4.21	0.009	0,392	SSA	0,996	0.67	2,10	2HA12=2.26	25

Tableau VIII.1.: Ferraillage du voile de soutènement.

Avec :

$$\mu_u = \frac{M_u}{b f_{bu} d^2}$$

$$A = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$

VIII.7.Recommandation du RPA :

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)
- $A \geq 0,001 b h = 0,001 \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2$

Les deux nappes sont reliées par quatre épingle par m² de HA8.

VIII.8. Vérification à l'ELS :

❖ **Vérification des contraintes :**

Le voile périphérique étant exposé aux eaux emmagasinées dans le sol, de ce fait elles Constituent un état de fissuration préjudiciable, les contraintes sont limitées alors :

➤ **Dans les aciers :**

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} \times f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\}; \text{ avec } \eta = 1,6$$

➤ **Dans le béton :**

On doit vérifier que :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400 ; 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \right\} = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} \quad \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} \quad \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1}$$

⇒ Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

sens		A _s (cm ²)	M _s (KN.m)	ρ ₁	β ₁	K ₁	σ _s (Mpa)	σ̄ _s (Mpa)	σ _{bc} (Mpa)	σ̄ _{bc} (Mpa)	obser
XX	Appuis	2HA12	2.89	0,126	0,941	69.75	75.49	201.63	1.08	15	vérifiée
	travée	2HA12	4.90	0,126	0,941	69.75	128.00	201.63	1.8	15	vérifiée
YY	Appuis	2HA12	2.48	0,126	0,941	69.75	67.78	201.63	0.97	15	vérifiée
	travée	2HA12	3.73	0,126	0,941	69.75	97.44	201.63	1.39	15	vérifiée

Tableau VIII.2. : Vérification des contraintes à l'ELS.

❖ **Vérification de la flèche :**

Si les conditions suivantes sont vérifiées, la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

$$\frac{h}{l_x} \geq \frac{M_t}{20 M_U}$$

$$\frac{h}{l_x} = \frac{20}{306} = 0,065 > \frac{M_t}{20 M_U} = \frac{2.89}{20 \times 5.98} = 0,024 \Rightarrow \text{vérifiée}$$

$$\frac{A}{bd} = \frac{2.26}{100 \times 18} = 0,001 < \frac{2}{400} = 0,005 \Rightarrow \text{vérifiée}$$

\implies Les deux conditions sont vérifiées, donc il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche.

VIII.9. Ferrailage du voile de soutènement :

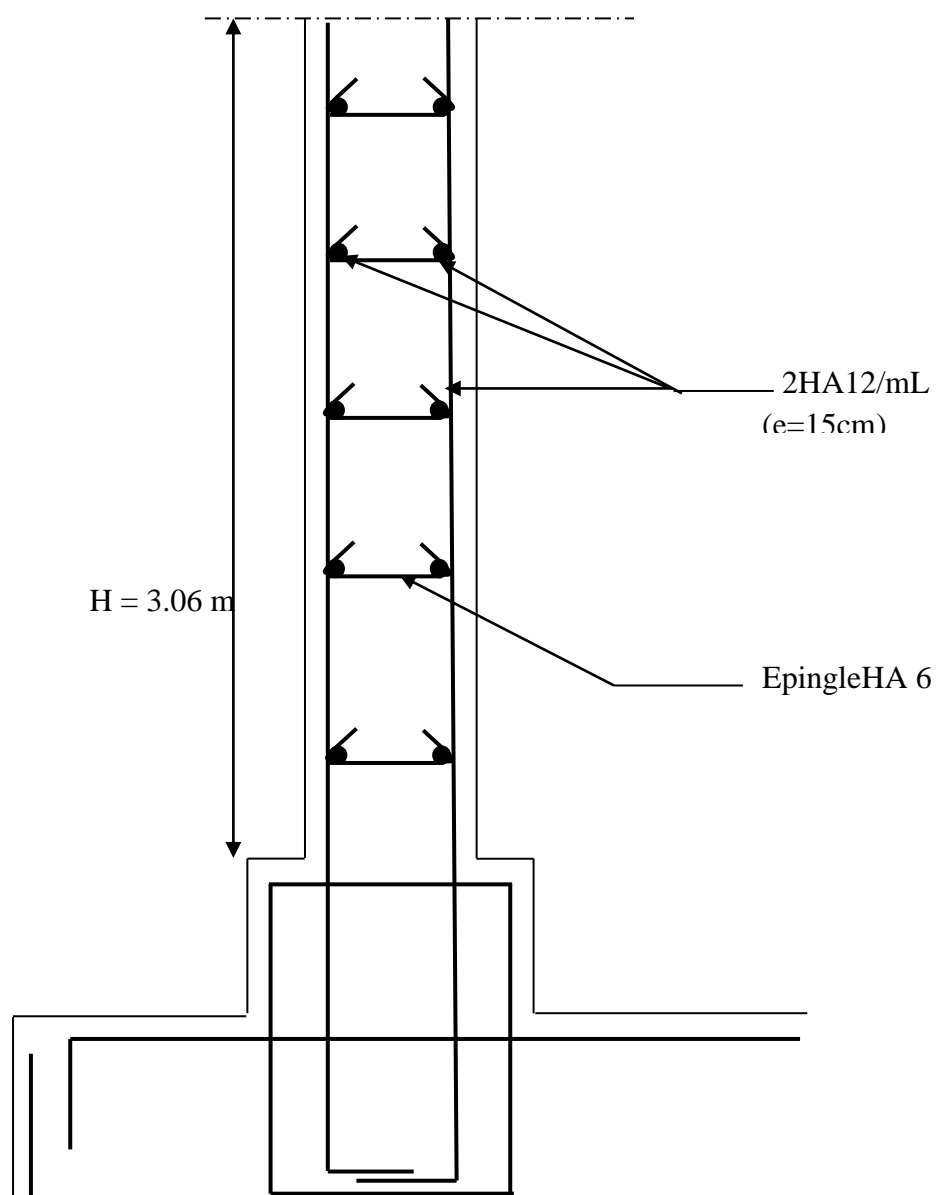


Figure.3- Ferrailage du voile de soutènement



Chapitre IX:

Etude de
l'infrastructure

VIII.1.Introduction :

La fondation est un élément de structure qui a pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par la superstructure.

Dans le cas le plus général un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- Un effort normal : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes ;
- Une force horizontale résultant de l'action de séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction ;
- Un moment qui peut s'exercer dans de différents plans.

On distingue deux types de fondation selon leurs modes d'exécution et selon la résistance aux sollicitations extérieures :

a. Fondations superficielles :

Les principaux types de fondations superficielles que l'on rencontre dans la pratique sont :

- Les semelles continues sous murs,
- Les semelles continues sous poteaux,
- Les semelles isolées,
- Les radiers.

b. Fondations profondes :

Elles sont utilisées dans le cas de sols ayant une faible capacité portante ou dans les cas où le bon sol se trouve à une grande profondeur, les principaux types de fondations profondes sont :

- Les pieux ;
- Les puits.

Ce type de fondations est généralement utilisé dans le cas de sols de faible capacité portante.

VIII.1.a. Choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation est conditionné par les critères suivants :

- La nature de l'ouvrage à fonder : pont, bât d'habitation, bât industriel, soutènement,....
- La nature du terrain : connaissance du terrain par sondages et définition des caractéristiques
- Le site : urbain, campagne, montagne, bord de mer,...
- La mise en œuvre des fondations : terrain sec, présence d'eau,...
- Le type d'entreprise : matériel disponible et compétences,...
- Le coût des fondations : facteur important mais non décisif.

VIII.1.C. Conclusion :

Il est vivement conseillé de faire réaliser une étude de sol avant de commencer l'étude des fondations. L'étude de sol peut faire des économies sur le type de fondations elle peut préconiser le déplacement du bâtiment vers une zone plus saine du terrain. Il est bien entendu cette étude sera faite avant même le dépôt de permis de construire et que la surface du terrain le permet.

Pour le cas de la structure étudiée, nous avons le choix entre des semelles filantes et un radier général, en fonction des résultats du dimensionnement, on adoptera le type de semelle convenable.

VIII.2. Dimensionnement :

a. Semelle isolée :

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal N_{ser} qui est obtenu à la base de tous les poteaux du RDC.

$$A \times B \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

Homothétie des dimensions : $\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K \Rightarrow \frac{40}{40} = 1 \Rightarrow A = B$ poteau carrée

$$D'où B \geq \sqrt{\frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}}$$

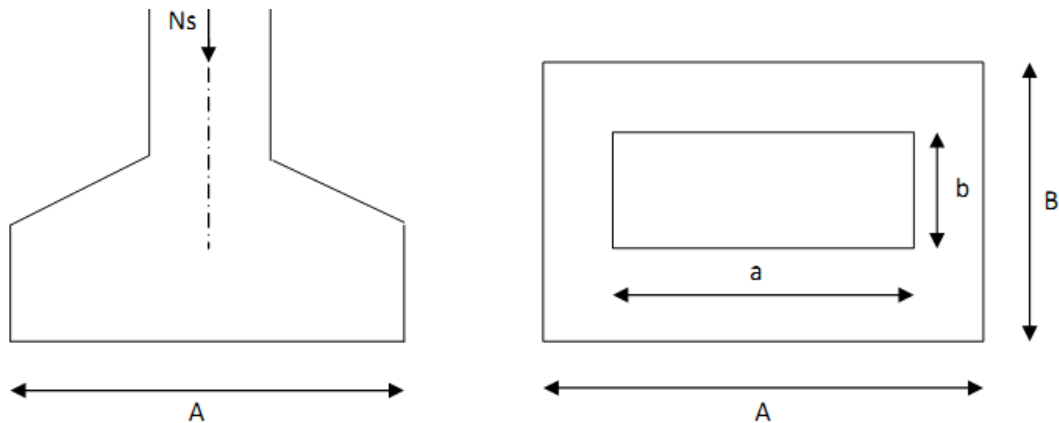


Figure VIII .1: Dimensionnement d'une fondation

Exemple de calcul

$$N_{\text{ser}}=1215.05$$

$$\sigma_{\text{sol}}=0.2\text{MPa}$$

$$B \geq \sqrt{\frac{761.14}{200}}=1.95\text{m} \Rightarrow A = B = 2.46\text{m}$$

Conclusion :

L'importance des dimensions des semelles expose nos fondations au chevauchement, alors il faut opter pour des semelles filantes.

b. Semelles filantes :

B.1. Semelles sous poteaux :

- **Etape de calcul :**

Détermination de la résultante des charges: $\mathbf{R} = \Sigma \mathbf{N}_i$

Détermination des coordonnées de la structure \mathbf{R} :

$$e = \frac{\Sigma N_i x_i + \Sigma M_i}{R}$$

- Détermination de la Distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle

$$\text{➤ } e \leq \frac{6}{L} \Rightarrow \text{répartition trapézoïdale}$$

$$\text{➤ } e > \frac{6}{L} \Rightarrow \text{répartition triangulaire}$$

$$q_{\text{max}} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6e}{L}\right) \text{ et } q\left(\frac{B}{4}\right) = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{3e}{L}\right)$$

$$q_{\text{min}} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6e}{L}\right) \text{ et } q\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{3e}{L}\right)$$

- Détermination de la largeur B de la semelle :

$$B \geq \frac{q\left(\frac{L}{4}\right)}{\sigma_{\text{sol}}}$$

Avec (L) : distance entre nus des poteaux.

pot	Ni	Mi	ei	Ni x ei
01	231.530	-3.647	-8.85	-2049.04
02	596.505	-4.304	-6.35	-3787.80
03	946.657	-9.213	-2.65	-2588.14
04	664.79	12.989	8.85	5883.39
05	620.162	-4.254	5.35	3317.86
06	438.714	11.339	2.35	1030.98
07	323.110	3.112	2.14	691.45
somme	3821.468	6.022	/	2498.70

Tab VIII-1 : Sollicitations sur la semelle.

Détermination de la Distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle :

$$R = \sum N_i = 6678.3$$

$$e = \frac{\sum N_i x e_i + \sum M_i}{R}$$

$$e = 0.65$$

on a donc :

$$e = 0.65 < \frac{L}{6} = \frac{19.20}{6} = 3.2 \rightarrow \text{Répartition trapézoïdale}$$

$$q_{min} = \frac{R}{L} \times \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L}\right) = \frac{3821.468}{19.20} \times \left(1 - \frac{6 \times 0.65}{19.20}\right) = 158.60 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{max} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L}\right) = \frac{3821.468}{19.20} \times \left(1 + \frac{6 \times 0.65}{19.20}\right) = 239.46 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{\frac{L}{4}} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right) = \frac{3821.468}{19.20} \times \left(1 + \frac{3 \times 0.65}{19.20}\right) = 219.24 \text{ KN/m}^2$$

- Détermination de la largeur de la semelle :

$$B \geq \frac{q(\frac{L}{4})}{\sigma_{sol}} = 1.09$$

On prend $B = 1.09 \text{ m}$

On aura donc : $S = 1.09 \times 19.20 = 21.04 \text{ m}^2$

On aura la surface totale des semelles sous poteaux : $S_p = S \times n$.

$$S_p = 21.05 \times 7 = 147.34 \text{ m}^2$$

s_v : surface de sous sol = 233.28 m²

$$S_t = s_p + s_v = 147.34 + 233.28 = 380.62 \text{ m}^2$$

- Calcul du rapport :

$$\frac{s_p}{s_v} = 0.63\%$$

Conclusion :

On remarque que la surface de la semelle filante occupent plus de 50% de la surface totale du Bâtiment donc on optera pour un radier général.

VII.4. Radier général :

Un radier est défini comme étant une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constituées par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol diminuées du poids propre du radier.

Le radier est :

- Rigide en son plan horizontale.

- Permet une meilleure répartition de la charge sur le sol de la fondation.
- Facilité de coffrage.
- Rapidité d'exécution.
- Convient mieux désordres ultérieurs qui peuvent provenir des tassements éventuels.

VIII.4.a. 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 poteaux :

• La dalle :

La dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes :

$$h \geq \frac{L_{max}}{20} \text{ Avec une hauteur minimale de 25cm}$$

$$h \geq \frac{450}{20} = 22.5 \text{ cm} \text{ On prend } h_d = 30 \text{ cm}$$

• **La nervure :**

- La nervure du radier doit avoir une hauteur h_n égale à :

$$\frac{L}{9} \leq h \leq \frac{L}{6} \rightarrow \frac{450}{9} \leq h \leq \frac{450}{6} \rightarrow 50 \leq h \leq 75$$

on prend $h_n = 50 \text{ cm}$

c-selon la Condition de vérification de la longueur élastique :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{Kb}} \geq \frac{2}{\pi} \times L_{\max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol.

Le radier est rigide s'il vérifie la condition suivante :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} \times L_e \rightarrow h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times L_{\max}\right)^4 \times \frac{3K}{E}}$$

Avec :

L_e : Longueur élastique

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de la surface $k = 40 \text{ MPa}$ pour un sol moyen

I : L'inertie de la section du radier (bande de 1m)

E : Module de déformation longitudinale différée, $E = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.865 \text{ MPa}$

L_{\max} : Distance maximal entre deux nervures successives. ($L_{\max} = 4.50 \text{ m}$).

D'où :

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times 4.50\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10818.865}} = 0.75 \text{ m}$$

On prend: **$h = 75 \text{ cm}$**

- Largeur de la nervure :

$$0.4h_n \leq b_n \leq 0.7h_n \rightarrow 30 \leq b_n \leq 52.5$$

On prend : $b_n = 40 \text{ cm}$

Conclusion :

On adoptera une épaisseur constante sur toute l'étendue du radier :

$$H_n = 75 \text{ cm} \quad \Leftrightarrow \quad \text{hauteur de la Nervure}$$

$$H_d = 30 \text{ cm} \quad \Leftrightarrow \quad \text{hauteur dalle}$$

$$b_n = 40\text{cm} \quad \Leftrightarrow \quad \text{Largeur de la nervure}$$

- **Détermination des efforts :**

$$\text{ELU: } N_u = 1.35G + 1.5Q = 32777.01 \text{ KN}$$

$$\text{ELS: } N_s = G + Q = 23588.414 \text{ KN}$$

Détermination de la surface nécessaire du radier

$$\text{E L U: } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_u}{1.33\sigma_{\text{sol}}} = \frac{32777.01}{1.33 \times 200} = 123.22 \text{ m}^2$$

$$\text{E L S: } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_s}{1.33\sigma_{\text{sol}}} = \frac{23588.414}{1.33 \times 200} = 88.67 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{batiment}} = 233.28 \text{ m}^2 > \text{Max} (S_1; S_2) = 123.22 \text{ m}^2$$

Remarque :

On remarque que la surface totale du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, dans ce cas on opte juste pour un débord minimal que nous imposent les règles du BAEL, et il sera calculé comme suit :

$$L_{\text{déb}} \geq \max\left(\frac{h}{2}; 30 \text{ cm}\right) = \max\left(\frac{75}{2}; 30 \text{ cm}\right) = 37.5 \text{ cm}$$

Soit un débord de $L_{\text{déb}} = 50\text{cm}$.

Donc on aura une surface totale du radier :

$$S_{\text{rad}} = S_{\text{bat}} + S_{\text{déb}} = 233.28 + 0.5 \times 2 \times (19.20 + 12.15) = 419.90 \text{ m}^2$$

- **Détermination des efforts à la base du radier :**

a) Charges permanentes :

Poids du bâtiment :

- Poids du radier :

$$P_{\text{rad}} = \text{Poids de la dalle} + \text{poids de la nervure} + \text{Poids de T.V.O} + \text{poids de la dalle flottante.}$$

$$\text{Poids de la dalle : } P_{\text{dalle}} = S_{\text{radier}} \times h_{\text{da}} \times \rho_b$$

$$P_{\text{dalle}} = (419.90 \times 0.3) \times 25 = 3149.25 \text{ KN}$$

$$P_{\text{dalle}} = 3149.25 \text{ KN}$$

$$\text{Poids de la nervure : } P_n = b \times (h_n) \times L \times n \times \rho_b$$

$$P_n = [(0,3 \times (0,75 - 0,25) \times ((19,20 \times 7) + (12,15 \times 4)) \times 25 = 686,25 \text{ KN}$$

$$P_n = 686,25 \text{ KN.}$$

$$\text{Poids de T.V.O: } P_{T.V.O} = [(S_{rad} - S_{nerv}) \times (h_{rad} - h_{dal}) \times \rho_{TVO}$$

$$\text{Avec : } S_{nerv} = G_{ner} / (\phi \times b_{ner}) = 45,75 \text{ m}^2$$

$$P_{T.V.O} = [(580,8 - 195,264) \times (1 - 0,3)] \times 17 = 4587,87 \text{ KN.}$$

$$P_{T.V.O} = 4587,87 \text{ KN.}$$

$$\text{Poids de la dalle flottante libre : } P_{df} = S_{rad} \times e_p \times \rho_b$$

$$P_{df} = 419,90 \times 0,1 \times 25 = 1049,75 \text{ KN. (} e_p = 10 \text{ cm).}$$

$$P_{df} = 1049,75 \text{ KN.}$$

Poids totale du radier:

$$G_{rad} = 1049,75 + 4587,87 + 686,25 + 3149,25 = 9473,13 \text{ KN.}$$

- **Poids total de la structure :**

$$G_{tot} = G_{rad} + G_{bat} = 28931,08 \text{ KN}$$

$$Q_{tot} = Q_{rad} + Q_{bat} = 8300,712 \text{ KN}$$

- **Combinaison d'action :**

$$N_u = 1,35 \times 28931,08 + 1,5 \times 8300,712 = 51508,020 \text{ kN}$$

$$N_s = 28931,08 + 8300,712 = 37231,792 \text{ KN}$$

- c. **Vérifications :**

- **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

Nous devons vérifier que $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa}$$

$$b = 100 \text{ cm ; } d = 0,9 \times h_d = 0,9 \times 30 = 27 \text{ cm}$$

$$T_u^{\max} = q_u \times \frac{L_{\max}}{2} = \frac{N_u \times b}{S_{rad}} \times \frac{L_{\max}}{2} = \frac{51508,02 \times 1}{419,90} \times \frac{4,50}{2} = 276,00 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{276,00 \times 10^3}{1000 \times 270} = 1,02 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1,02 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2,5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

- **Vérification de la stabilité du radier :**

Calcul du centre de gravité du radier :

$$X_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} = 12.37m ; \quad Y_G = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i} = 11.1m$$

Avec :

S_i : aire du panneau considéré

X_i, Y_i : centre de gravité du panneau considéré

Moment d'inertie du radier :

$$I_{xx} = \frac{bh^3}{12} = 2869.78m^4 ; \quad I_{yy} = \frac{hb^3}{12} = 7166.36m^4$$

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

-Effort normal (N) dû aux charges verticales.

-Moment de renversement (M) dû au séisme dans le sens considéré.

$$M = M_0 + T_0 \times h$$

Avec : M_0 : Moment sismique à la base du bâtiment.

T_0 : Effort tranchant à la base du bâtiment.

h : Profondeur de l'infrastructure (dalle + nervure).

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne :

$$\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

Ainsi ; nous devons vérifier que :

$$\text{A l'ELU : } \sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1.33 \sigma_{sol}$$

$$\text{A l'ELS : } \sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol} \quad \text{avec : } \sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \times V$$

Tel que V: distance entre le centre de gravité du radier et la fibre la plus éloignée de ce dernier

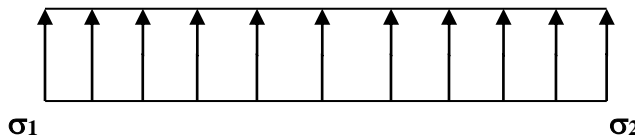


Figure .VIII.3 : Diagramme des contraintes sous le radier

Effort normal : $N_u = 51508.020\text{kN}$; $N_s = 37231.792\text{kN}$

Calcul des moments : $M = M_0 + T_0 \times h$

$$\begin{cases} M_x = 29993.45\text{KN.m} \\ M_y = 27802.001\text{KN.m} \end{cases}$$

➤ **Sens longitudinal de sous-sols :**

A l'ELU :

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \times V = \frac{51508.020}{419.90} + \frac{29993.45}{7166.36} \times 11,4 = 170.37\text{KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \times V = \frac{51508.02}{419.90} - \frac{29993.45}{7166.36} \times 11,4 = 74.95\text{KN} / \text{m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 154.78 + 121.42}{4} = 117.21\text{KN} / \text{m}^2 \Rightarrow \sigma_m < 1.33\sigma_{sol}$$

$$1,33\sigma_{sol} = 1,33 \times 200 = 266\text{KN} / \text{m}^2$$

—————→ **(Condition vérifiée)**

A l'ELS :

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \times V = \frac{37231.792}{419.90} + \frac{29993.45}{7166.36} \times 11,4 = 136.38\text{KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \times V = \frac{37231.792}{419.90} - \frac{29993.45}{7166.36} \times 11,4 = 40.96\text{KN} / \text{m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 176,20 + 131,82}{4} = 112.52\text{KN} / \text{m}^2 \Rightarrow \sigma_m < \sigma_{sol} \longrightarrow \text{(Condition vérifiée)}$$

$$\sigma_{sol} = 200\text{KN} / \text{m}^2$$

➤ **Sens transversal du sous-sol :**

A l'ELU :

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \times V = \frac{51508.02}{419.90} + \frac{27802.001}{2869.78} \times 12.37 = 242.50\text{KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \times V = \frac{51508.02}{419.90} - \frac{27802.001}{2869.78} \times 12.37 = 2.83\text{KN} / \text{m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 242.50 + 2.83}{4} = 182.58 \text{ KN / m}^2 \quad ; \quad 1,33\sigma_{sol} = 1,33 \times 200 = 266 \text{ kN / m}^2$$

$\sigma_m < 1,33\sigma_{sol} \longrightarrow$ **Condition vérifiée.**

A l'ELS:

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \times V = \frac{37231.79}{419.9} + \frac{27802.001}{2869.78} \times 12.37 = 208.49 \text{ KN / m}^2$$

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \times V = \frac{37231.79}{419.9} - \frac{21212.658}{2869.78} \times 12.37 = -31.16 \text{ KN / m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 223,22 + 84,78}{4} = 148.58 \text{ KN / m}^2 \quad ; \quad \sigma_{sol} = 200 \text{ KN / m}^2$$

$\sigma_m < \sigma_{sol} \longrightarrow$ **Condition vérifiée.**

• **Vérification au poinçonnement BAEL91 [Art.A.5.2.42] :**

Aucun calcul au poinçonnement n'est exigé si la condition suivante est satisfaite :

$$N_u \leq \frac{0.045 \mu_c \cdot h \cdot f_{c28}}{\gamma_b}$$

N_u : Charge de calcul à l'ELU pour le poteau ou le voile

μ_c : Périmètre du contour cisailé sur le plan du feuillet moyen du radier.

a : Epaisseur du voile ou du poteau.

b : Largeur du poteau ou du voile (une bonde de 1m).

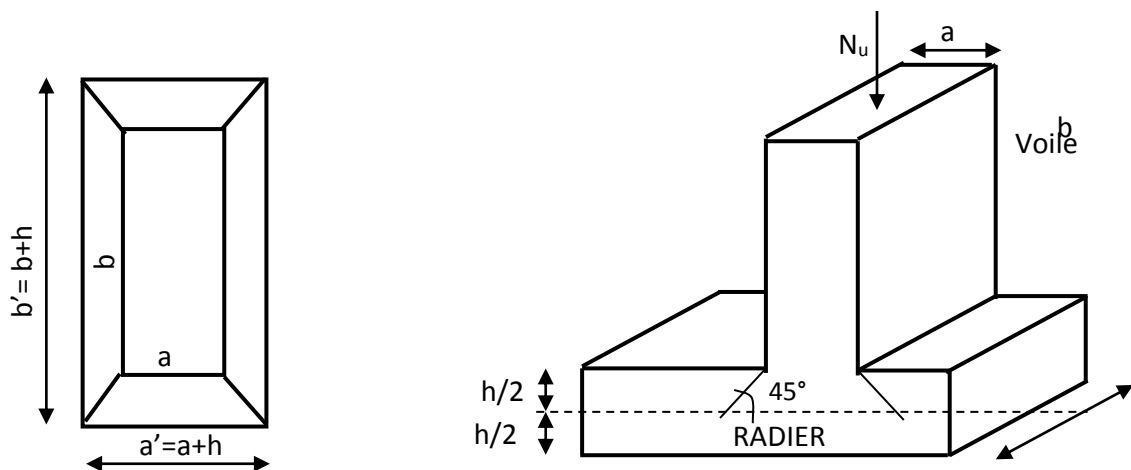


Figure. VIII.4: Périmètre utile des voiles et des poteaux

➤ **Vérification pour le poteau le plus sollicité :**

$$\mu_c = (a + b + 2h) \times 2 = (0,50 + 0,50 + 2 \times 0,75) \times 2 = 3,5m$$

$$N_u = 1417,235KN < \frac{0,045 \times 3,5 \times 0,75 \times 25 \times 10^3}{1,5} = 1968,750KN \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification pour le voile le plus sollicité :**

On considère une bande de 1ml du voile :

$$\mu_c = (a + b + 2h) \times 2 = (0,2 + 1,5 + 2 \times 0,75) \times 2 = 3,6m$$

$$N_u = 1417,235KN < \frac{0,045 \times 3,6 \times 25 \times 10^3}{1,5} = 2700KN \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

8. Ferrailage du radier :

Pour le ferrailage du radier on utilise les méthodes exposées dans le **(BAEL 91, modifié 99)**, on considère le radier comme un plancher rectangulaire renversé soumis à une charge uniformément répartie.

Pour l'étude, on utilise la méthode des panneaux encastré sur 04 appuis.

➤ **Ferrailage des panneaux encastrés sur 4 appuis :**

Nous distinguons deux cas :

1^{er} Cas : $\rho < 0,4$ La dalle travaille dans un seul sens, (Flexion longitudinale négligée).

$$M_{ox} = q_u \times \frac{L_x^2}{8} \text{ et } M_{oy} = 0$$

2^{ème} Cas : $0,4 \leq \rho \leq 1$ (La dalle travaille dans les deux sens) les deux flexions interviennent, les moments développés au centre de la dalle dans les deux bandes de largeur d'unité valent :

$$\text{Dans le sens de la petite portée } L_x : M_{ox} = \mu_x \times q_u \times L_x^2$$

$$\text{Dans le sens de la grande portée } L_y : M_{oy} = \mu_y \times M_{ox}$$

Les coefficients μ_x, μ_y sont donnés par les tables de PIGEAUD.

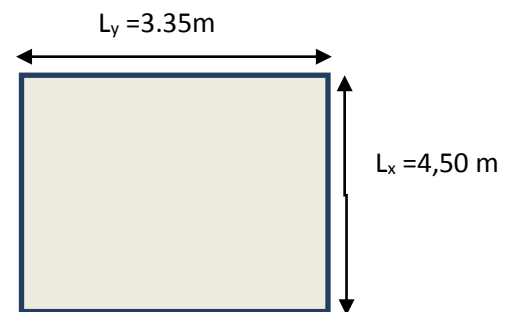
$$\text{Avec : } \rho = \frac{L_x}{L_y} \quad \text{avec } (L_x < L_y)$$

Remarque :

Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins ; et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, on adopte la même section d'armatures, on considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

- **Identification du panneau le plus sollicité :**

$$\nu=0 \quad \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.35}{4.50} = 0,74 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0634 \\ \mu_y = 0,494 \end{cases}$$



$0,4 \leq \rho \leq 1 \longrightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens.
Les contraintes prises en compte dans les calculs:

$$\text{-A l'ELU : } q_{um} = \sigma_m(ELU) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 182,56 - \frac{9473,13}{419,9} = 160,01 \text{ KN / m}^2$$

$$\text{- A l'ELS : } q_{sm} = \sigma_m(ELS) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 148,58 - \frac{9473,13}{419,9} = 126,01 \text{ KN / m}^2$$

7.Calcul des armatures à l'ELU :

7.1.Evaluation des moments M_x, M_y :

$$M_{ox} = \mu_x \times q_{um} \times L_x^2 = 0,0634 \times 160,01 \times 3,35^2 = 113,84 \text{ KN.m}$$

$$M_{oy} = \mu_y \times M_{ox} = 0,494 \times 113,84 = 56,24 \text{ KN.m}$$

Remarque :

Afin de tenir compte de l'encastrement de la dalle au niveau des nervures, nous allons affecter aux moments isostatiques les coefficients réducteurs suivants :

$0,85M_{ox}$; $0,75M_{oy}$: Pour les moments en travées,

$0,5$: Pour les moments sur appuis intermédiaires,

$0,3$: Pour les moments sur appuis de rive.

7.2.Ferrailage dans le sens XX :

- **Moments aux appuis :**

$$M_{ua} = (-0,5) M_{ox}$$

$$M_{ua} = (-0,5) \times 113,84 = -56,92 \text{ KN.m}$$

- **Moments en travées :**

$$M_{ut} = (0,85)M_{0x}$$

$$M_{ut} = (0,85) \times 113.84 = 96.764 \text{ KN.m}$$

- **Aux appuis:**

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{56.92 \times 10^6}{1000 \times 255^2 \times 14,2} = 0,062 \leq 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0,062 \rightarrow \beta_u = 0,968$$

$$A_{sa} = \frac{M_{ua}}{\beta_u \times d \times \sigma_s} = \frac{70,29 \times 10^2}{0,965 \times 25.5 \times 34,8} = 6.62 \text{ cm}^2$$

Soit **6HA14/ml = 9,23 cm²/ml** avec un espacement de **16,6 cm**

- **En travées :**

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{96.764 \times 10^6}{1000 \times 255^2 \times 14,2} = 0,104 \leq 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\mu_u = 0,104 \rightarrow \beta_u = 0,945$$

$$A_{st} = \frac{M_{ut}}{\beta_u \times d \times \sigma_s} = \frac{96.764 \times 10^2}{0,945 \times 25.5 \times 34,8} = 11,53 \text{ cm}^2$$

Soit : **8HA16/ml = 16,08 cm²/ml** avec un espacement de **12,5 cm**

7.3.Ferraillage dans le sens YY :

- **Moments aux appuis :**

$$M_{ua} = M_{ua} = (-0,5)M_{0y} = 28.46 \text{ KN.m}$$

Moments en travées :

$$M_{ut} = (0,75)M_{0y} = 42.18 \text{ KN.m}$$

- **Aux appuis:**

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{28.46 \times 10^6}{1000 \times 255^2 \times 14,2} = 0,03 \leq 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0,063 \rightarrow \beta_u = 0,985$$

$$A_{sa} = \frac{M_{ua}}{\beta_u \times d \times \sigma_s} = \frac{28.46 \times 10^2}{0,985 \times 25.5 \times 34,8} = 3.23 \text{ cm}^2$$

Soit : **6HA12 /ml= 6.79 cm²/ml** avec un espacement de **17 cm**

• **En travée :**

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{42.18 \times 10^6}{1000 \times 255^2 \times 14,2} = 0,046 \leq 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

Les armatures de compressions ne sont pas nécessaires

$$\mu_u = 0,046 \rightarrow \beta_u = 0,976$$

$$A_{st} = \frac{M_{ut}}{\beta_u \times d \times \sigma_s} = \frac{42.18 \times 10^2}{0,976 \times 25.5 \times 34,8} = 4.87 \text{ cm}^2$$

Soit : **6HA12 /ml= 6.79cm²/ml** avec un espacement de **17 cm**

Tableau VIII-2:Récapitulatif du ferrailage de la dalle du radier :

	sens XX	sens YY
Armatures aux appuis	6HA14/ml = 9,23 cm²/ml	6HA12 /ml = 6.79 cm²/ml
Armatures en travées	8HA16/ml = 16,08 cm²/ml	6HA12/ml = 6.79cm²/ml

Remarque : Les armatures en travée constitueront le lit supérieur, et les armatures en appuis le lit inférieur.

8. Vérification :

8.1. Vérification de la condition de non fragilité du béton :

➤ **Dans le sens xx :**

$$\omega_x \geq \omega_0 \times \frac{(3 - \rho)}{2} \quad \text{Avec : } \omega_x = \frac{A_{\min}}{b \times h}, \rho = \frac{l_x}{l_y}$$

Avec : ω_0 : Pourcentage d'acier minimal égal à 0,8 ‰ pour les HA FeE40

h : la hauteur de la dalle

$$b = 100 \text{ cm (bande de 1m).}$$

$$A_{\min} \geq \frac{b \times h \times \omega_0 \times (3 - \rho)}{2} = 100 \times 30 \times 0,0008 \times \left(\frac{3 - 0,74}{2} \right) = 2,712 \text{ cm}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{Sens xx : } A_{sa} = 9,23\text{cm}^2 > A_{\min} = 2,712\text{cm}^2 \\ A_{st} = 16,08\text{cm}^2 > A_{\min} = 2,712\text{cm}^2 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{(Condition vérifiée).}$$

➤ Dans le sens yy :

$$A_{\min} = \omega_0 \times h \times b = 0,0008 \times 30 \times 100 = 2,4 \text{ cm}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{Sens y-y : } A_{sa} = 6,79\text{cm}^2 > A_{\min} = 2,4\text{cm}^2 \\ A_{st} = 6,79\text{cm}^2 > A_{\min} = 2,4\text{cm}^2 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{(Condition vérifiée).}$$

8.2. Vérification des espacements : (BAEL91/A8.2, 42)

L'écartement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs ci-dessous, dans lesquels h désigne l'épaisseur totale de la dalle.

➤ Dans le sens xx :

$$S_t \leq \min \{3h; 33\text{cm}\} = \min \{3 \times 30; 33\text{cm}\} = 33\text{cm}$$

$$S_t = 17 \text{ cm} < 33\text{cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ Dans le sens yy :

$$S_t \leq \min \{4h; 45\text{cm}\} = \min \{4 \times 30; 45\text{cm}\} = 45\text{cm}$$

$$S_t = 17 \text{ cm} < 45\text{cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

8.3. Vérification de la contrainte de cisaillement :

Sens x-x :

$$V_u = \frac{p}{3 \times l_y} = \frac{2412,15}{3 \times 4,50} = 178,67 \text{ KN.} \quad \text{Avec : } p = q_{um} \times l_x \times l_y = 2412,15 \text{ kN/m}^2$$

-Sens y-y :

$$V_u = \frac{p}{2 \times l_y + l_x} = \frac{2412,15}{2 \times 4,50 + 3,35} = 195,32 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{v_u^{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{195,31 \times 10^{-3}}{1 \times 0,27} = 0,77 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_u} = \min \left\{ \frac{0,2 \times f_{c28}}{1,5}; 5 \text{ MPa} \right\}$$

$$\overline{\tau_u} = \min \{3,33 \text{ MPa}; 5 \text{ MPa}\} = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,77 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 3,33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

9. Calcul et vérification à l'E.L.S :

$$v=0,2 \quad \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4,00}{4,10} = 0,97 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0696 \\ \mu_y = 0,632 \end{cases}$$

• Evaluation des moments M_x et M_y :

$$M_{ox} = \mu_x \times q_s \times L_x^2 = 0,00696 \times 126,01 \times 3,35^2 = 98,42 \text{ KN.m}$$

$$M_{oy} = \mu_y \times M_{ox} = 0,632 \times 124,42 = 62,20 \text{ KN.m}$$

Sens x-x :

$$M_{sa} = (-0,5) \times 98,42 = -49,71 \text{ KN.m}$$

$$M_{st} = 0,85 \times 98,42 = 83,65 \text{ KN.m}$$

Sens y-y :

$$M_{sa} = (-0,5) \times 62,20 = -31,10 \text{ KN.m}$$

$$M_{st} = 0,75 \times 62,20 = 46,65 \text{ KN.m}$$

• Vérification de la contrainte de compression dans le béton :

$$\sigma_{bc} = k \times \sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 16,08}{100 \times 25,5} = 0,630$$

$$\rho_1 = 0,630 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta_1 = 0,883 ; \quad \alpha_1 = 0,351$$

$$K = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)} = \frac{0,351}{15(1 - 0,351)} = 0,036$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{st}^{ser}}{\beta_1 \times d \times A_{st}} = \frac{49,71 \times 10^{-3}}{0,883 \times 0,255 \times 16,08 \times 10^{-4}} = 137,30 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 137.30 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = k \times \sigma_{st} = 0,036 \times 137.30 = 4.94 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Vérification de la contrainte dans les aciers :**

$$\sigma_{st} = 137.30 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{st}} = 348 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

VIII.3. Ferrailage du débord :

Le débord est assimilé à une console soumise à une charge uniformément répartie.

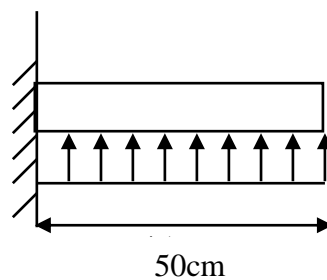


Figure VIII-5. : Schéma statique du débord

1. Sollicitation de calcul

- **A l'ELU :**

$$q_u = 160.01 \text{ KN/ml}$$

$$M_u = -\frac{q_u \times l^2}{2} = -\frac{160.01 \times 0,50^2}{2} = -20.00 \text{ KN.m}$$

- **A l'ELS :**

$$q_s = 126.01 \text{ KN /ml}$$

$$M_s = -\frac{q_s \times l^2}{2} = -\frac{126.01 \times 0,50^2}{2} = -15.75 \text{ KN.m}$$

2. Calcul des armatures :

- **Armatures principales :**

$$B = 1 \text{ m} ; d = 25.5 \text{ cm} ; f_{bc} = 14,2 \text{ MPA} ; \sigma_s = 348 \text{ MPA}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{20 \times 10^6}{1000 \times 255^2 \times 14,2} = 0,022 \leq 0,392 \Rightarrow SSA$$

$$\mu_u = 0,022 \rightarrow \beta_u = 0.805$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta_u \times d \times \sigma_s} = \frac{7.2 \times 10^3}{0,805 \times 25.5 \times 348} = 1.00 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 1.00 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

3. Vérification à l'ELU:

- Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 25.5 \times 2,1}{400} = 3.07 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_s = 4\text{HA}12 = 4,52 \text{ cm}^2$ avec un espacement de **25 cm/ml**.

- Armatures de répartition :

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

Soit : $A_r = 4\text{HA}10 = 3,14 \text{ cm}^2$ avec un espacement de **25 cm/ml**.

4. Vérification à l'ELS :

- Vérification de la contrainte de compression dans le béton :

$$\sigma_{bc} = k \times \sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 0.100}{100 \times 25.5} = 0,04$$

$$\rho_1 = 0,03 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta_1 = 0,965 ; \quad \alpha_1 = 0,105$$

$$K = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)} = \frac{0,105}{15(1 - 0,105)} = 0,008$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s^{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{15.75 \times 10^{-3}}{0,965 \times 0,255 \times 1.00 \times 10^{-4}} = 640.04 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = k \times \sigma_{st} = 0,006 \times 640.04 = 3.84 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Vérification de la contrainte dans les aciers :**

$$\sigma_{st} = 281.61 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Remarque : Les armatures de la dalle sont largement supérieures aux armatures nécessaires au débord, afin d'homogénéiser le ferrailage, les armatures de la dalle seront prolonger et Constituerons ainsi le ferrailage du débord.

VIII.4.Ferrailage des nervures :

Afin d'éviter tout risque de soulèvement du radier (vers le haut), celui-ci est sera muni de nervures (raidisseurs) dans les deux sens.

Pour le calcul des sollicitations, la nervure sera assimilée à une poutre continue sur plusieurs appuis et les charges revenant à chaque nervure seront déterminées en fonction du mode de transmission des charges (triangulaires ou trapézoïdales) vers celle-ci.

1. Chargement simplifié admis :

Les nervures seront considérées comme des poutres doublement encastrées à leurs extrémités.

Afin de ramener les charges appliquées sur les nervures à des charges uniformément réparties on doit calculer le chargement simplifié et cela consiste à trouver la largeur de la dalle correspondante a un diagramme rectangulaire qui donnerait le même moment (largeur l_m) et le même effort tranchant (largeur l_t) que le diagramme trapézoïdal/triangulaire.

Pour la détermination des efforts, on utilise le logiciel ETABS.

Remarque :

Les réactions du sol sont transmises aux nervures sous forme de charge triangulaire et trapézoïdale.

- **Charge trapézoïdale :**

$$l_m = l_x \left(0,5 - \frac{\rho_x^2}{6} \right)$$

$$l_t = l_x \left(0,5 - \frac{\rho_x}{4} \right)$$

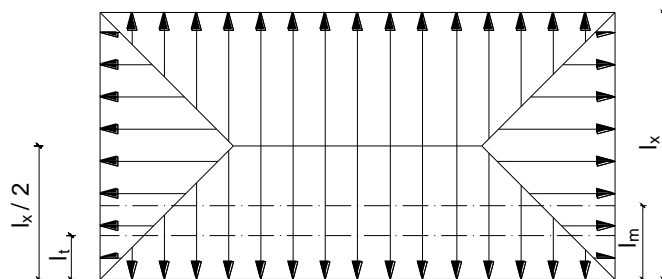


Figure VIII-6 : Répartition trapézoïdale

- Le Chargement simplifié

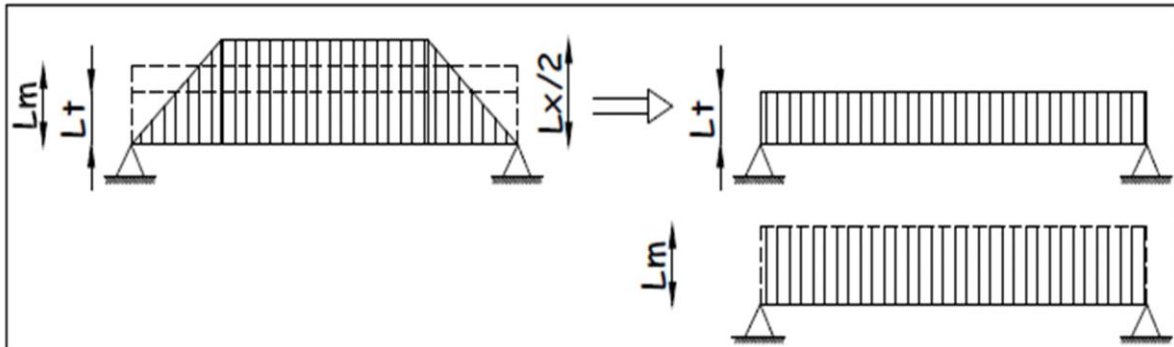


Figure VIII-7 : Présentation du chargement simplifié

- Charge triangulaire :

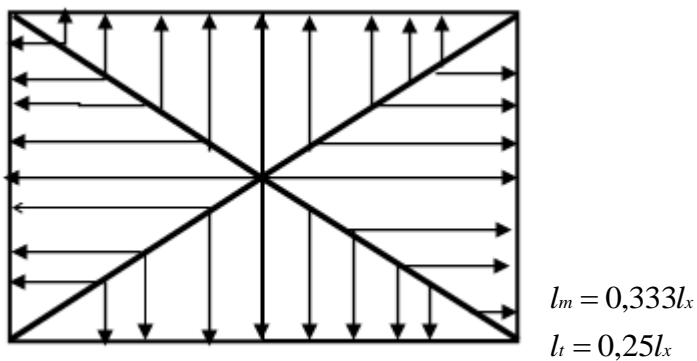


Figure VIII .7: Répartition triangulaire

2. Charges à considérer :

$$\begin{aligned}
 &\rightarrow Q_u = q_u \times l_m \\
 &\rightarrow Q_s = q_s \times l_m \\
 &\rightarrow Q_u = q_u \times l_t \\
 &\rightarrow Q_s = q_s \times l_t
 \end{aligned}
 \left. \vphantom{\begin{aligned} &\rightarrow Q_u = q_u \times l_m \\ &\rightarrow Q_s = q_s \times l_m \\ &\rightarrow Q_u = q_u \times l_t \\ &\rightarrow Q_s = q_s \times l_t \end{aligned}} \right\}$$

3. Détermination des charges :

- **ELU :**

$$q_u = (\sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \frac{G_{ner}}{S_{ner}})$$

$$\Rightarrow q_u = (182.58 - \frac{9473.13}{419.9} - \frac{686.25}{45.75}) = 145.02 \text{KN/m}^2$$

- **ELS :**

$$q_s = (\sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \frac{G_{ner}}{S_{ner}})$$

$$\Rightarrow q_s = (148.58 - \frac{9473.13}{419.9} - \frac{686.25}{45.75}) = 110.02 \text{KN/m}^2$$

➤ **Sens transversal : nervure (file4)**

- Calcul des charges :

Pour tous les panneaux $0,4 \leq \rho \leq 1 \Rightarrow$ le chargement se répartit sur la nervure sous une forme trapézoïdale.

❖ Sens transversal :

										Moment fléchissant				Effort tranchant			
travée	panneau	lx	ly	ρ	chargement	lm	Lt	qu	q _s	Q _u	ΣQ _u	Q _s	ΣQ _s	Q _u	ΣQ _u	Q _s	ΣQ _s
1-2	1	3.35	4,50	0.74	trapézoïdale	1.12	0.85	145.02	110.02	162.42	324.84	123.22	246.44	123.27	246.53	93.52	187.03
	2	3.35	3.15	1.00	trapézoïdale	1,12	0,85	145.02	110.02	162.42		123.22		123.27		93.52	
2-3	1	3.35	4,50	0.74	trapézoïdale	1,12	0,85	145.02	110.02	162.42	324.84	123.22	246.44	123.27	246.53	93.52	187.03
	2	3.35	3,15	1.00	trapézoïdale	1,12	0,85	145.02	110.02	162.42		123.22		123.27		93.52	
3-4	1	3,35	4,50	0,74	trapézoïdale	1,12	0,85	145.02	110.02	162.42	324.84	123.22	246.44	123.27	246.53	93.52	187.03
	2	3,35	3,15	1.00	trapézoïdale	1.12	0,85	145.02	110.02	162.42		123.22		123.27		93.52	

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

- **Sens transversal :**

Le ferrailage a L'ELU :

- $M_t^{max} = -172.685 \text{ N.m}$
- $M_a^{max} = 344.580 \text{ kN.m}$

$$\begin{cases} b_n = 40 \text{ cm}, \\ h_n = 75 \text{ cm}, \\ d = 67.5 \text{ cm}, \\ f_{bc} = 14,2 \text{ Mpa}, \\ \sigma_{st} = 348 \text{ Mpa} \end{cases}$$

- **Aux appuis :**

$$M_a = 344.580 \text{ kN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{app}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{344.580 \times 10^3}{40 \times 67.5^2 \times 14.2} = 0,133 < 0.392 \longrightarrow \text{La section est}$$

Simplement armée

$$\mu_u = 0,133 \longrightarrow \beta = 0,985$$

$$A_{sa} = \frac{M_{app}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{344.580 \times 10^2}{0,985 \times 67.5 \times 34.8} = 14.89 \text{ cm}^2$$

On opte : 4HA16 filante + (2HA16 + 2HA16) Chapeaux = 16.08 cm², Avec : St = 12.5 cm

- **En travée :**

$$M_t = 380,13 \text{ kN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{178.685 \times 10^3}{40 \times 67.5^2 \times 14.2} = 0,066 < 0,392 \longrightarrow \text{La section est simplement armée.}$$

$$\mu_u = 0,066 \quad \beta = 0.966$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{178.685 \times 2}{0.966 \times 67.5 \times 34.8} = 7.87 \text{ cm}^2$$

On opte : 2HA16 filante + 2HA16 Chapeaux = 8.04 cm², Avec St = 25 cm

➤ Sens longitudinal : nervure (file2)
 - Calcul des charges :

										Moments fléchissant				Efforts tranchants			
travée	panneau	lx	ly	ρ	chargement	lm	Lt	qu	qs	Qu	ΣQu	Qs	ΣQs	Qu	ΣQu	Qs	ΣQs
A-B	1	3.2	4.5	0,71	trapézoïdale	1.06	0.80	145.02	110.02	153.72	307.44	116.62	233.24	116.01	232.02	88.016	176.03
	2	3.2	3.15	1.00	trapézoïdale	1.06	0,80	145.02	110.02	153.72		116.62		116.01		88.016	
B-C	1	3.35	4.5	0.74	trapézoïdale	1,12	0,84	145.02	110.02	162.42	324.84	123.22	246.44	121.82	243.64	92.42	184.84
	2	3.35	3.15	1.00	trapézoïdale	1,12	0,84	145.02	110.02	162.42		123.22		121.82		92.42	
C-D	1	2.9	4.5	0.64	trapézoïdale	0.96	0.73	145.02	110.02	139.22	278.44	105.62	211.24	105.86	211.72	80.32	160.64
	2	2.9	3.15	0.92	trapézoïdale	0.96	0,73	145.02	110.02	139.22		105.62		105.86		80.32	
D-E	1	3.35	4.5	0.74	trapézoïdale	1.12	0,84	145.02	110.02	162.42	324.84	123.22	246.44	121.82	243.64	92.42	154.84
	2	3.35	3.15	1.00	trapézoïdale	1.12	0,84	145.02	110.02	162,42		123.22		121.82		92.42	
E-F	1	3.20	4.5	0,71	trapézoïdale	1.06	0,80	145.02	110.02	153.72	307.44	116.62	233.24	116.01	232.02	88.016	176.03
	2	3.20	3.15	1.00	trapézoïdale	1.06	0,80	145.02	110.02	153.72		116.62		116.01		88.016	
F-G	1	3.20	4.5	0,71	trapézoïdale	1,06	0,80	145.02	110.02	153.72	307.44	116.62	233.24	116.01	232.02	88.016	176.03
	2	3.20	3.15	1.00	trapézoïdale	1,06	0,80	145.02	110.02	153.72		116.62		116.01		88.016	

- Le ferrailage a L'ELU :

- $M_t^{max} = -414.331 \text{ kN.m}$
- $M_a^{max} = 586.10 \text{ kN.m}$

$$\left\{ \begin{array}{l} b_n = 40 \text{ cm}, \\ h_n = 75 \text{ cm}, \\ d = 67.5 \text{ cm}, \\ f_{bc} = 14, 2 \text{ Mpa}, \\ \sigma_{st} = 348 \text{ Mpa} \end{array} \right.$$

- Aux appuis :

$$M_a = 586.10 \text{ kN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{app}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{586.1 \times 10^3}{40 \times 67.5^2 \times 14.2} = 0,226 < 0.392 \implies \text{La section est simplement armée}$$

$$\mu_u = 0,226 \longrightarrow \beta = 0,870$$

$$A_{sa} = \frac{M_{app}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{586.1 \times 10^2}{0,870 \times 67.5 \times 34.8} = 28.68 \text{ cm}^2$$

On opte : 4HA20 filante+(4HA20+2HA16) Chapeaux= 29,14 cm², Avec : St = 8,5cm

- En travée :

$$M_t = 382,07 \text{ kN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{414.33 \times 10^3}{40 \times 67.5^2 \times 14.2} = 0,160 < 0,392 \implies \text{La section est simplement armée.}$$

$$\mu_u = 0,160 \implies \beta = 0.912$$

$$A_{sa} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{414.33 \times 10^2}{0.912 \times 67.5 \times 34.8} = 19.34 \text{ cm}^2$$

On opte : 4HA20 filante+4HA16Chapeaux= 20.6 cm², Avec St= 12.5cm

4. Vérifications à l'ELU :

➤ **Condition de fragilité :**

$$A_s > A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$$
$$A_{\min} = \frac{0.23 \times 40 \times 67.5 \times 2.1}{400} = 3.26 \text{ cm}^2$$

❖ **sens longitudinal**

En travée : $A_{st} = 20.06 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3.26 \text{ cm}^2$ condition vérifiée.

Aux appuis : $A_{sa} = 29.14 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3.26 \text{ cm}^2$ condition vérifiée.

❖ **Sens transversal :**

❖ **En travée :** $A_{st} = 8.04 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3.26 \text{ cm}^2$ condition vérifiée.

❖ **Aux appuis :** $A_{sa} = 16.08 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3.26 \text{ cm}^2$ condition vérifiée

➤ **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

En considérant que la fissuration est préjudiciable.

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

Avec : $T_{u \max} = 433.907 \text{ KN}$ sens xx

$T_{u \max} = 620.226 \text{ KN}$ sens yy

$$\tau_u = \frac{433.90 \times 10^3}{400 \times 675} = 1.71 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \text{condition}$$

vérifiée.

$$\tau_u = \frac{620.226 \times 10^3}{400 \times 675} = 2.29 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \text{condition}$$

vérifiée.

➤ **Armatures transversal :**

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{20}{3} = 6.67 \text{ mm} \longrightarrow \text{Soit } \phi = 8 \text{ mm}$$

Avec : ϕ_l : Le plus grand diamètre des armatures longitudinales participant à la résistance

On prend : **2 cadres de ϕ_8** $\longrightarrow A_t = 2.01 \text{ cm}^2$

- **Espacement des armatures :**

D'après le RPA (**Art 7.5.2.2/RPA2003**), les armatures transversales ne doivent pas dépasser les valeurs suivantes:

- **Zone nodale :**

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\phi \right\} = \min \{18.75; 24\} = 18.75 \text{ cm}$$

Soit $S_t = 10 \text{ cm}$ en zone nodale .

- **Zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 37.5 \text{ cm}$$

Soit $S_t = 15 \text{ cm}$ en zone courante.

➤ **La quantité d'armatures transversales:**

La section minimale d'armatures transversales est donnée par la relation suivante :

$$A_{\min} = 0,003 S_t b$$

En zone nodale : $A_{\min} = 0,003 \times S_t \times b = 1,2 \text{ cm}^2 < A_t = 2,01 \text{ cm}^2 \dots \dots \text{condition vérifiée.}$

En zone courante : $A_{\min} = 0,003 \times S_t \times b = 1,8 \text{ cm}^2 < A_t = 2,01 \text{ cm}^2 \dots \dots \text{condition vérifiée.}$

5. Vérification à l'ELS :

➤ **Vérification de la contrainte dans le béton :**

On peut se dispenser de cette vérification, si l'inégalité suivante est vérifiée :

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

Sens	Zone	M _u (kN.m)	M _s (kN.m)	γ	μ	α	$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$	Observation
X-X	Appui	344.580	168.555	2.04	0.133	0.179	0.77	Condition vérifiée
	Travée	172.685	84.465	2.04	0.066	0.0854	0.77	Condition vérifiée
Y-Y	Appui	586.107	286.611	2.04	0.226	0.3246	0,77	Condition vérifiée
	Travée	414.331	202.598	2.04	0.160	0.2193	0,27	Condition vérifiée

Conclusion : La condition est vérifiée, donc il n'est pas nécessaire de vérifier les contraintes dans le béton à l'ELS.

➤ **Armatures de peau (BAEL/Art4.5.34) :**

Des armatures dénommées « armatures de peau » sont réparties et disposées partiellement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur, leur section est au moins égale à 3cm^2 par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction.

En absence de ces armatures on risquerait d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées.

Dans notre cas, la hauteur de la nervure est de 75 cm, la quantité d'armature de peau Nécessaire est donc :

$$A_p = \frac{3\text{cm}^2}{1\text{m} \times 0,75} = 4\text{ cm}^2 \text{ par parois}$$

Soit donc 2HA16 avec $A_s = 4.02\text{cm}^2$

Conclusion generale

Ce projet, fut tout d'abord une très bonne expérience avant le début de la vie professionnelle.

En effet, celui-ci nous a permis de progresser dans l'apprentissage des méthodes de travail d'un ingénieur et découvrir de multiples notions du

Règlement Parasismique Algérien, du BAEL et des divers Documents

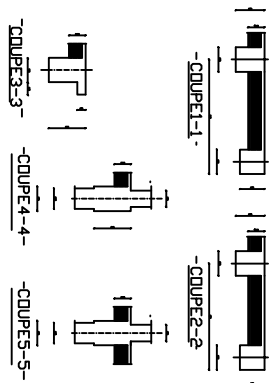
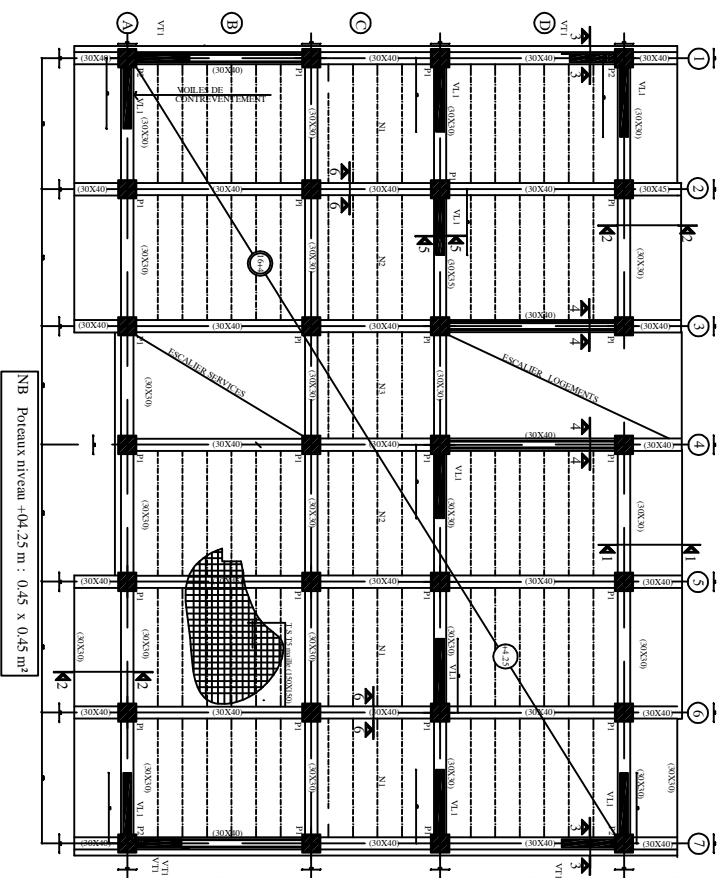
Techniques Règlementaires ainsi que leurs applications. Il nous a également permis de comprendre et d'apprendre énormément de choses très pratiques telles que l'utilisation de quelques logiciels (ROBOT BAT, AOUTOCAD,

SOCOTEC...)

Particulièrement, ce travail, nous a permis d'émettre un regard critique par rapport aux plans d'architectures ce qui nous a conduit à les modifier tout en respectant l'économie et les règlements en vigueur.

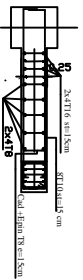
Même si le travail effectué lors de ce projet de fin d'études n'a pas, dans l'absolu, répondu à toutes les questions que nous nous sommes posés, il nous a néanmoins permis de sentir la responsabilité d'un ingénieur en génie civil et donc se donner à fond pour assumer cette responsabilité.

Espérons que ce modeste travail va être d'un grand apport pour les prochaines promotions car c'est par la mise en commun des connaissances et des expériences que l'on avance.

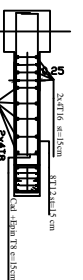


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

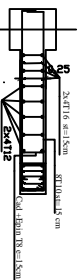
ETUDE PAR :	TITRE :
Melle HAMIDANE Thiziri	
Melle HAMMACHE CILIA	
DIRIGE PAR :	plancher niveau +04.25 m
Mme SEMAHI R.	
PROMOTION 2016/2017	PLANCHE N° 3
	ECHELLE: 1/50



—COUPE-III-III(VT1)



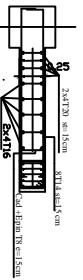
—COUPE-III-III(VL1)



—COUPE-II-II(VT1)



—COUPE-II-II(VL1)



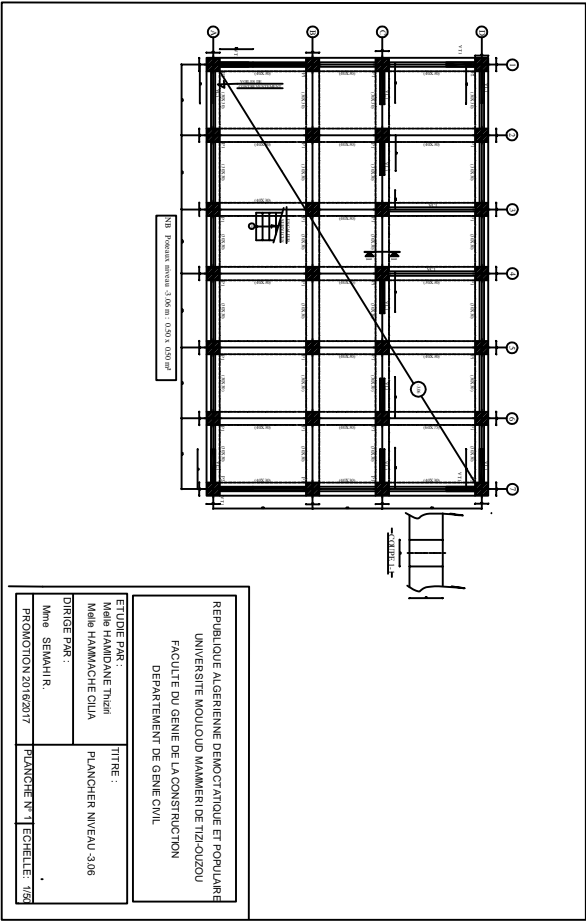
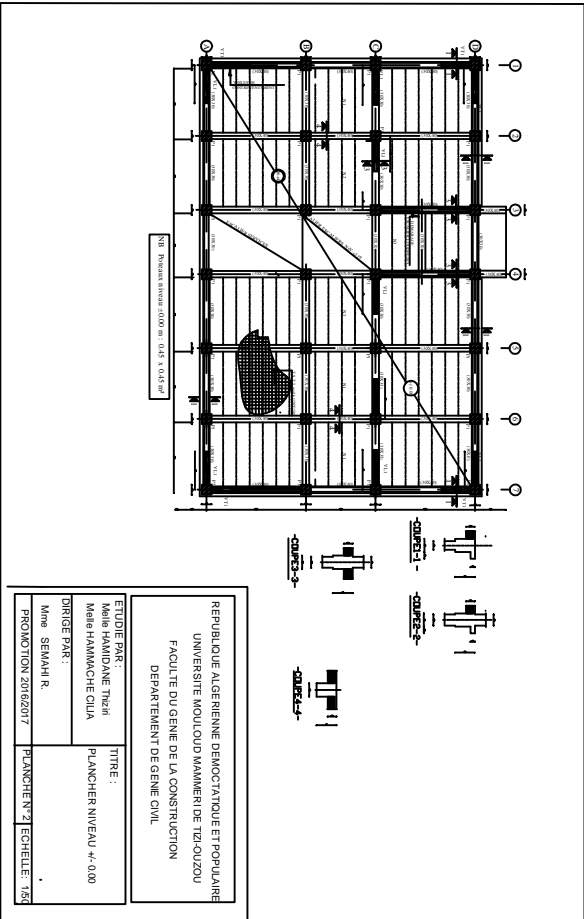
—COUPE-I-I(VT1)

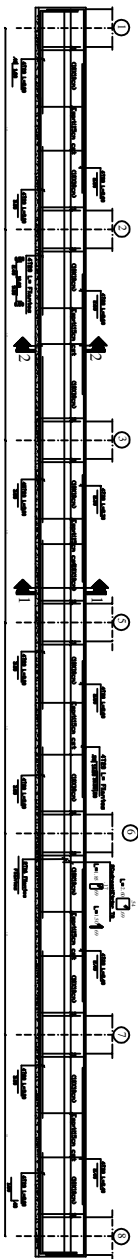
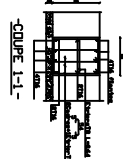
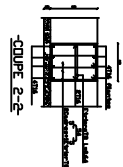
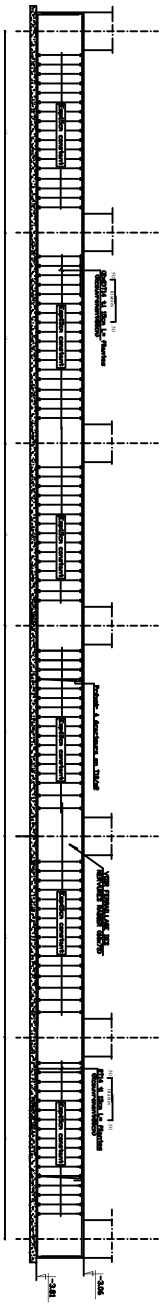


—COUPE-I-I(VL1)

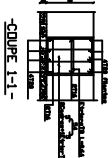
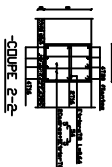
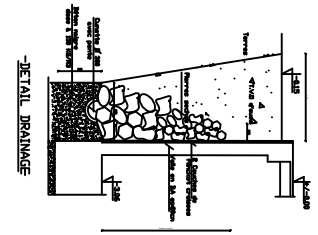
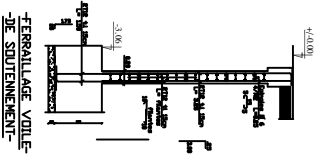
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZ-OUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDE PAR :	Melle HAMIDANE Thiziri	TITRE :	Ferrailage des voiles
	Melle HAMMACHE CILIA		_longitudinale
DIRIGE PAR :			_transversale
Mme SEMAHI R.			
PROMOTION 2016/2017	PLANCHE N° 8	ECHELLE:	1/50

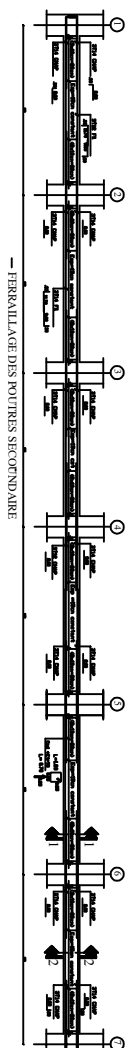




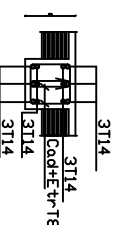
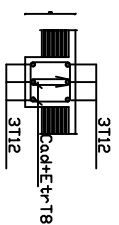
-FERRAILLAGE NERVURE AXES A-B C-D 50x50-



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE			
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU			
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION			
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL			
ETUDE PAR :		TITRE :	
Melle HAMIDANE Thiziri		FERRAILLAGE DE RADIÉ	
Melle HAMMACHE CILIA		LA NERVURE ET LE VOILE	
DIRIGE PAR :		DE SOUTÈNEMENT	
Mme SEMAHI R.			
PROMOTION 2016/2017		PLANCHE N° 61	
		ECHELLE: 1/50	

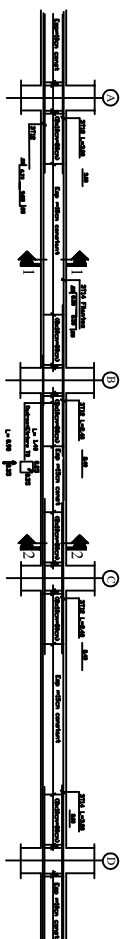


- FERRAILLAGE DES POUTRES SECONDAIRE

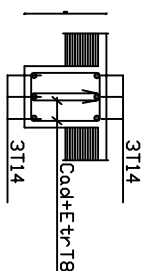
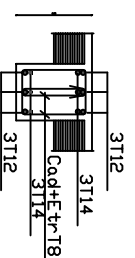


-COUPE 2-2-

-COUPE 1-1-



- FERRAILLAGE DES POUTRES PRINCIPAL



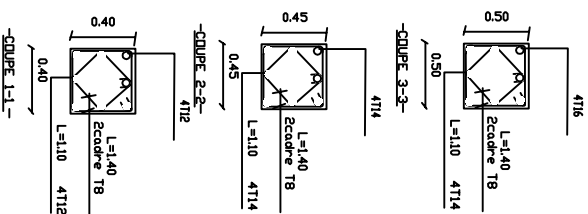
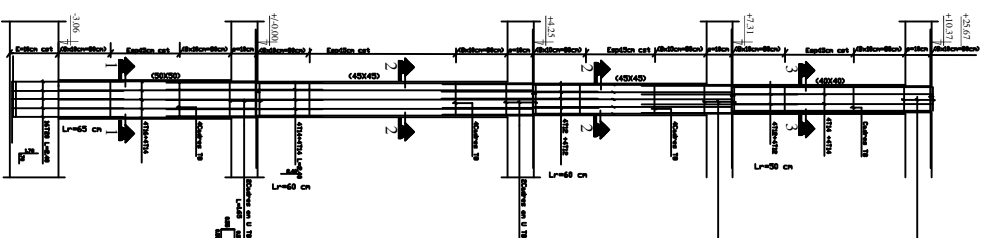
-COUPE 2-2-

-COUPE 1-1-

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZ-OUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

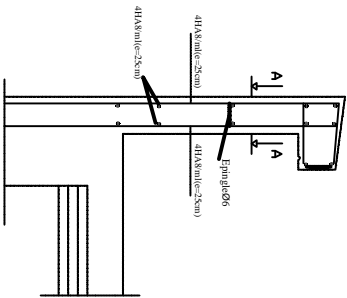
ETUDE PAR :
Meile HAMMADANE Thiziri
Meile HAMMACHE CILIA
DIRIGE PAR :
Mme SEMAHI R.
PROMOTION 2016/2017

TITRE :
FERRAILLAGE DES POUTRES
PRINCIPALES ET LES
POUTRES SECONDAIRES
PLANCHE N°7
ECHELLE: 1/50

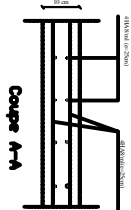


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 UNIVERSITE MOULUD MAMMERI DE TIZ-OUZOU
 FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

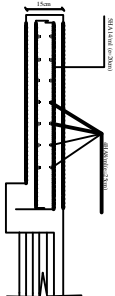
ETUDE PAR :	TITRE :
Melle HAMIDANE Thiziri	
Melle HAMMACHE CILIA	
DIRIGE PAR :	FERAILLAGE DES POTEUX
Mme SEMAHI R.	
PROMOTION 2016/2017	PLANCHE N° 9
	ECHELLE: 1/50



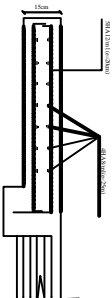
Ferrailage de
l'acrotère



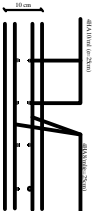
Coupe A-A



Ferrailage du
porte à faux



Ferrailage du
balcon



Ferrailage de la
salle machine

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZOUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDE PAR :
Melle HAMIDANE Thérè
Melle Hammache cilia

DIRIGE PAR :
Mme SEMAHI R.

TITRE :

FERRAILAGE DE L'ACROTÈRE, BALCON
PORTE A FAUX ET SALLE MACHINE

PROMOTION 2016/2017

PLANCHE N° 11

ECHELLE: 1/50