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

Mémoire de fin d'étude

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

THEME

Etude d'un bâtiment (R+12) à usage d'habitation et service commercial. Application du logiciel « ETABS »



Etudié par : ARKAB Oussama

FEDJIRI Mohammed

Dirigé par : Mme MOBARAK

2019/2020

Sommaire

Introduction générale 00

Chapitre 1 : Présentation de l'ouvrage

1.1. Description de l'ouvrage 01

1.2. Caractéristiques géométriques 01

1.3. Éléments de l'ouvrage 01

1.4. Hypothèses de calcul (BAEL 91) 02

1.5. Caractéristiques des matériaux 03

Chapitre 2 : Pré dimensionnement des éléments et décente de charge

2.2. Pré dimensionnement des éléments secondaires 11

2.2.1. Les planchers 11

2.2.2. L'acrotère 12

2.2.3. Les balcons 12

2.2.4. Les escaliers 13

2.3. Pré dimensionnement des éléments principaux 15

2.2.5. Les voiles 15

2.2.6. Les poutres 17

2.2.6. Les poteaux 18

2.4.Evaluation des Charges et surcharges 21

Chapitre 3 : Calcul des éléments secondaires

3.1. Etude de plancher 31

3.2. Etude des escaliers 46

3.3. Etude de la poutre palière 62

3.4. Etude de balcon 68

3.5. Etude de la salle de machine 74

3.6. Etude de l'acrotère 82

Chapitre 4 : Etude dynamique et sismique

4.1. Etude dynamique 89

4.1.1. Introduction 89

4.1.2. Méthode statique équivalente 89

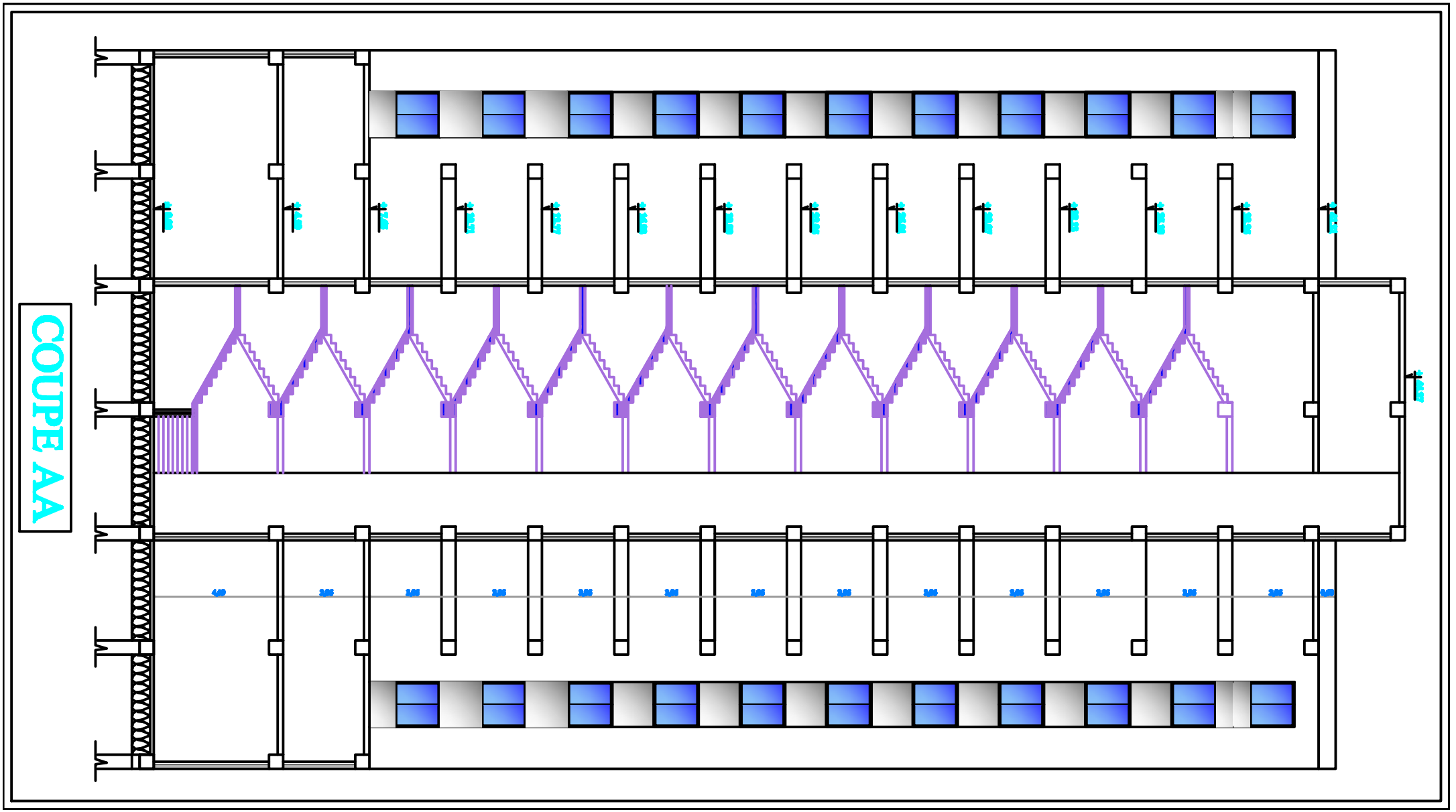
4.1.3. Méthode dynamique modale spectrale..... 89

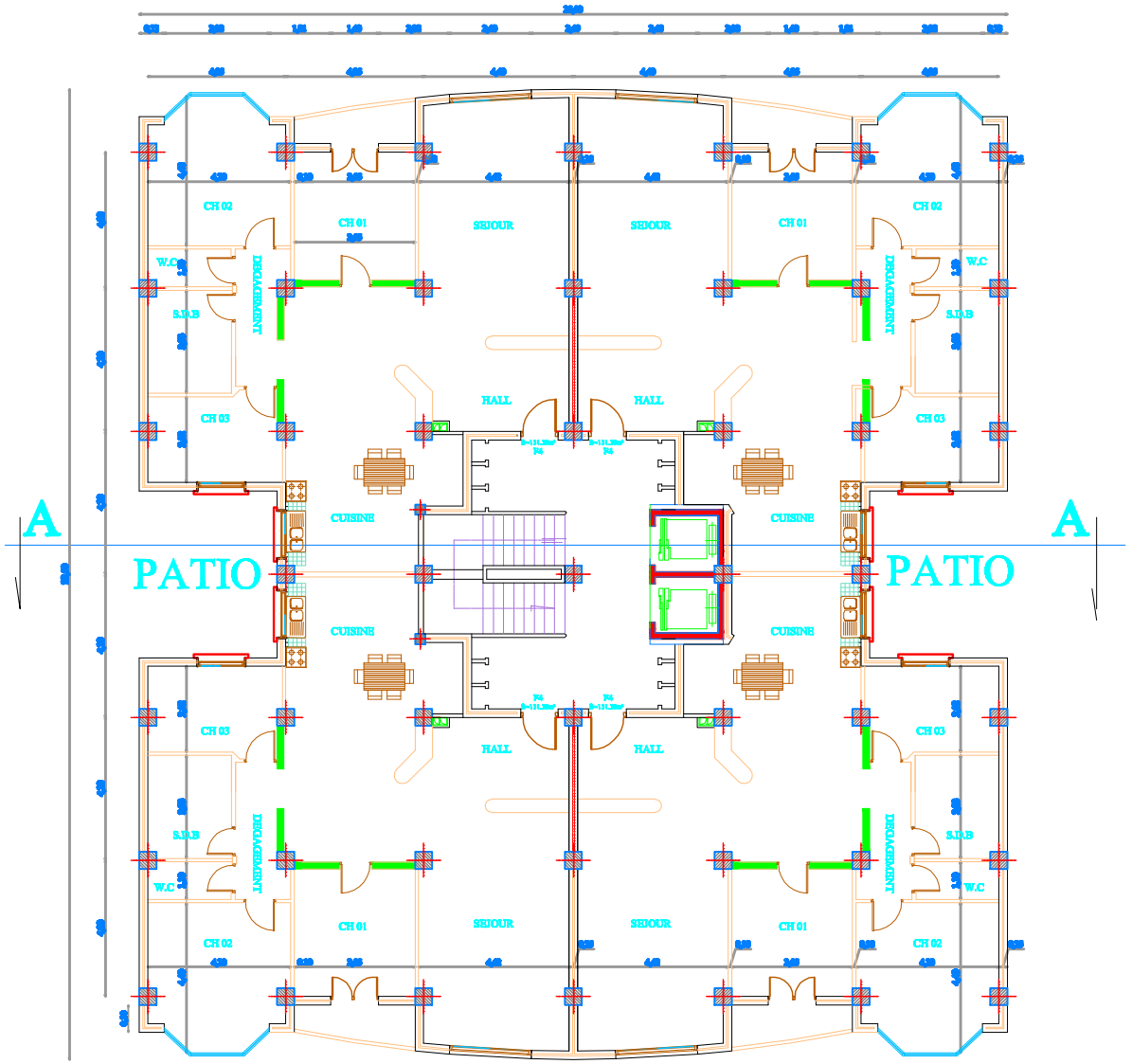
4.1.4 Vu 3D du bâtiment 90

4.2 Vérification RPA 90

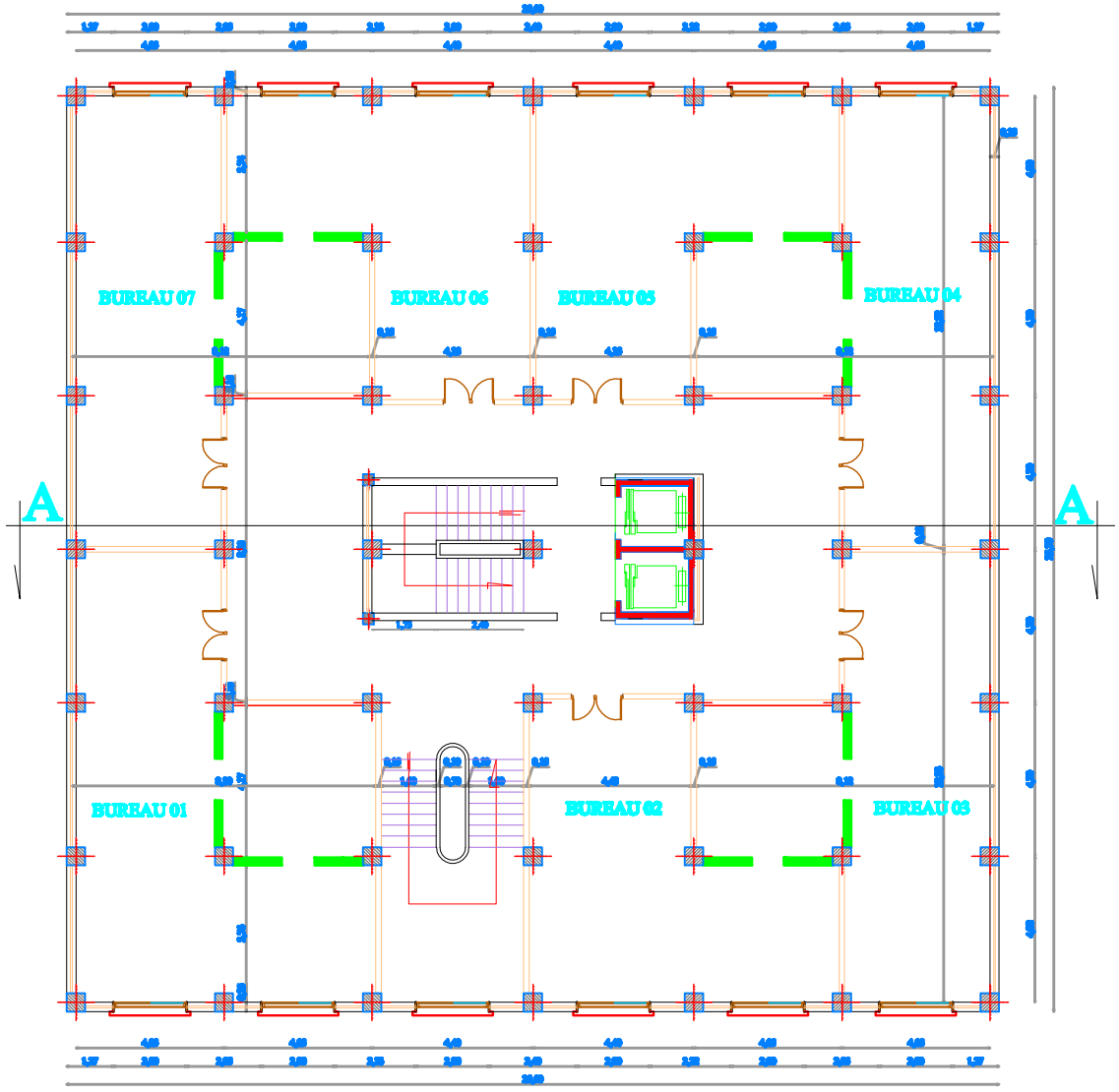
4.3 Choix de la disposition des voiles 94
4.4. Etude de contreventement..... 110
Chapitre 5 : Ferraillage des éléments principaux
5.1. Ferraillage des poteaux 132
5.2. Ferraillage des poutres 145
5.3. Ferraillage des voiles 157
Chapitre 6 : Etude de l'infrastructure
6.1. Introduction 176
6.2. Stabilité de fondation 176
6.3. Différent type de fondation 176
6.4. Facteurs de choix du type de fondation 177
6.5. Choix du type de fondation 178
6.6. Calcul des surfaces revenant aux semelles 179
6.7. Etude du radier général..... 181
6.8. Vérification du radier 186
6.9. Ferraillage du radier 190
6.10. Ferraillage de la nervure : 199
Conclusion générale 211

FAÇADE PRINCIPLE

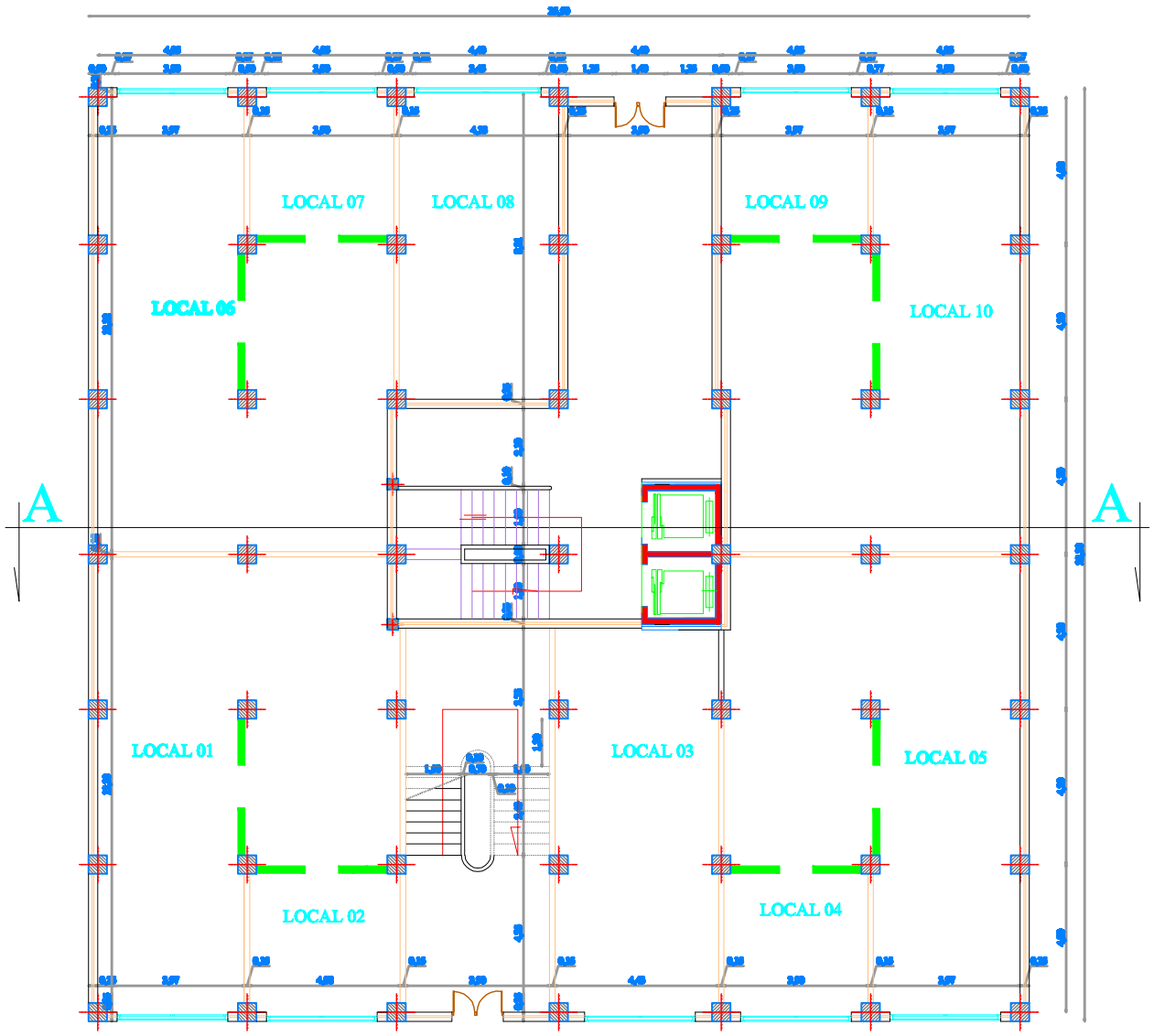

COUPE AA



PLAN ETAGE COURANT



PLAN ETAGE DE SERVICES


LOCAL 07
LOCAL 08
LOCAL 09
LOCAL 06
LOCAL 10
A
A
LOCAL 01
LOCAL 03
LOCAL 05
LOCAL 02
LOCAL 04

PLAN RDC

INTRODUCTION

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

Pour cela on ne doit pas se contenter d'appliquer uniquement les règlements, mais on doit impérativement comprendre les facteurs déterminants le comportement dynamique de la structure à fin de mieux prévoir sa réponse sismique a un niveau d'accélération donné.

En effet l'ingénieur est directement lié à la conception et à la réalisation d'édifices de manière à préserver la sécurité des vies humaines et des biens matériels.

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

Le choix d'un système de contreventement est fonction de certaines considérations à savoir la hauteur du bâtiment, son usage, la capacité portantes du sol ainsi que les contraintes architecturales.

Le cycle de formation d'ingénieur en génie civil étant arrivé à terme, et dans le but de concrétiser les connaissances acquises durant notre cursus, nous avons choisi l'étude et le calcul des éléments structuraux d'un bâtiment (RDC+12) contreventé par voiles qui doit être calculé pour garantir sa stabilité et assurer la sécurité des usagers. Pour cela, nos calculs seront conformes aux règlements en vigueurs à savoir

- *Le règlement parasismique algérien (RPA99, modifie en 2003).*

- *Les techniques de conception et de calcul des ouvrages et des constructions des bâtiments en béton armée suivant la méthode des états limites(BAEL91).*

Pour notre étude, nous nous sommes basés sur les choix du système de contreventement qui joue un rôle important dans la stabilité de la structure.

- *Notre travail est regroupé en six chapitres : Les trois premiers chapitres traitent la description de l'ouvrage et le pré dimensionnement des éléments ainsi que le calcul des éléments secondaires.*
- *Le quatrième chapitre présente l'étude de contreventement et de l'action sismique sur la structure.*
- *Le cinquième chapitre a pour objet le calcul du ferraillage des portiques et des voiles.*
- *Le sixième chapitre concerne l'étude de l'infrastructure.*

L'ensemble des chapitres présentés ont comme finalité l'étude d'une structure parasismique qui va être illustrée tout au long de notre travail.

1.1) Description de l'ouvrage :

L'ouvrage qui nous a été confié par une société nationale est une tour (RDC+12+salle de machine) composée d'un rez-de-chaussée à usage commercial et les autres niveaux
sont à usage de service et d'habitation L'ouvrage est implanté à ALGER « ziralda » qui est une ville classée selon le RPA99 version 2003 comme étant une zone de forte sismicité (zone III).

1.2) Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

Les dimensions de l'ouvrage sont :

_ Longueur totale : L=28,5m

_ Largeur totale : L=25.5m

_ Hauteur totale (y compris l'acrotère) H=44.37m

_ Hauteur du R.D.C :4,59m

_ Hauteur d'étage 3.06m

1.3) Les éléments de l'ouvrage :

1.3.1) L'ossature : Conformément au règlement parasismique algérien, nous prévoyons de concevoir la tour par un système porteur composé de portiques et de voiles qui reprennent conjointement les charges verticales et horizontales au prorata de leur rigidité. Le système porteur composé de voiles et portiques peut être de deux types :

1) Système de contreventement mixte

2) Système de contreventement en portique par des voiles

1.3.2) Les planchers : Les planchers sont des aires planes limitant les étages et supportant les revêtements et les surcharges. Principalement, ils assurent deux fonctions :

_ ***Fonction de la résistance mécanique :*** les planchers supposés infiniment rigides dans le plan horizontal, supportent et transmettent aux éléments porteurs de la structure les charges permanentes et les surcharges.

_ ***Fonction d'isolation :*** ils assurent l'isolation thermique et acoustique des différents étages.

1.3.3) Les escaliers : un escalier est un ouvrage constitué d'une suite de degrés horizontaux (marches et paliers) permettant d'accéder aux différents niveaux. Notre tour est munie d'une cage d'escalier en béton armé à deux volées et coulé sur place.

1.3.4) Balcons : Les balcons sont réalisés en dalles pleines.

1.3.5) Terrasses **:** Notre bâtiment est muni d'une terrasses inaccessible,.

1.3.6) La cage d'ascenseur : Notre tour comporte une cage d'ascenseur réalisée en voile coulé sur place.

1.3.7) Le remplissage (maçonnerie) : La maçonnerie du bâtiment réalisée en briques creuses.

_ Les murs extérieurs sont constitués en double parois de briques (10 cm et 15 cm d'épaisseurs), séparé par une lame d'air de 5 cm d'épaisseur.

_ Les murs intérieurs sont constitués d'une seule paroi de la brique d'épaisseur 10 cm.

1.3.8) L'acrotère: Au niveau de la terrasse, le bâtiment est entouré d'un acrotère en béton armé de 60 cm de hauteur.

I.3.9) Les revêtements :

_ Carrelage (scellé) pour les planchers et escaliers.

_ Céramique pour les salles d'eau et les cuisines.

_ Mortier de ciment pour les murs de façade et les cages d'escaliers.

_ Plâtre pour les cloisons intérieures et les plafonds.

I.3.10) Les fondations : La fondation est l'élément qui est situé à la base de la structure. Elle assure la transmission des charges et surcharges au sol. Le choix de type de fondation dépend de type du sol d'implantation et de l'importance de l'ouvrage.

I.3.11) Système de coffrage : On opte pour un coffrage métallique de façon à faire limiter le temps d'exécution pour les voiles et un coffrage classique en bois pour les portiques.

1.4) Hypothèses de calcul :

Le calcul de cet ouvrage est effectué conformément au règlement **BAEL 91** (béton armé aux états limites) basé sur la théorie des états limites.

1.4.1) Etats limites ultimes (ELU) : Correspondent à la valeur maximale de la capacité portante de la construction soit :

_ Equilibre statique.

_ Résistance de l'un des matériaux de la structure.

_ Stabilité de forme.

• • • Hypothèses:

_ Les sections droites et planes avant déformation, restent droites et planes après déformation.

_ Pas de glissement relatif entre le béton et l'acier.

_ Le béton tendu est négligé dans les calculs.

_ L'allongement unitaire de l'acier est limité à 10 ‰ et le raccourcissement unitaire du béton est limité à 3,5 ‰ dans le cas de la flexion simple ou composée et à 2 ‰ dans le

cas de la compression simple.

1.4.2) Etats limites de service (ELS) : Constituent les frontières aux de là des quelles les conditions normales d'exploitation et de durabilité de la construction ou de ses éléments ne sont plus satisfaites soient :

_ Ouverture des fissures.

_ Déformation des éléments porteurs.

_ Compression dans le béton.

• • • *Hypothèses :*

_ Les sections droites et planes avant déformation, restent droites et planes après déformation.

_ Pas de glissement relatif entre le béton et l'acier.

_ Le béton tendu est négligé dans les calculs.

_ Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéaires élastiques et il est fait abstraction du retrait et du fluage du béton.

_ Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est par convention 15 fois plus grand que celui du béton (E = 15Eb; n = 15) n=15 : coefficient d'équivalence.

1.5) Caractéristiques mécaniques des matériaux :

1.5.1) Béton *:* Le béton est un matériau constitué par un mélange de ciment, de granulats (sable et gravier) et de l'eau, il est caractérisé du point de vue mécanique par sa résistance à la compression qui varie en fonction de la granulométrie, le dosage en ciment, la quantité d'eau de gâchage et l'âge du béton. Ce dernier sera conforme aux règles **BAEL 91** et le **RPA 99** version **2003** applicable en **ALGERIE.**

• A titre indicatif le dosage courant par 1m3 est comme suit :

- _ Granulats (sable 0/5, gravier 5/25) :

  _ Gravions : 800L

  _ Sable : 400 **L**

- Ciment : 300 à 400 **kg/m3**
- Eau de gâchage : 150 à 200 **L**

a) Résistance caractéristique du béton à la compression : Elle sera prise à 28 jours de temps de durcissement du béton notée **fc28,** dans notre projet on prend **fc28 = 25 MPa.** La résistance caractéristique à la compression est définie comme suit :

$$fc28 \leq 40MPa: \quad f_{cj} = \frac{j \times f_{c28}}{(4.76 + 0.83j)}$$

$$fc28 > 40MPa: \quad : \quad f_{cj} = \frac{j \times f_{c28}}{(1.4 + 0.95j)}$$

b) La résistance caractéristique du béton à la traction : La résistance du béton à la traction est faible ; elle est de l'ordre de 10 % de la résistance à la compression ; elle est définie par la relation suivante :

$f_{tj} = 0,6 + 0,06\, f_{cj}$ (BAEL 91, art A.2.1, 1

Dans notre cas : $f_{c28} = 25\ MPa \rightarrow f_{t28} = 2,1\ MPa$

c) Module de déformation longitudinale: Il existe deux modules de déformation longitudinale :

_ ***Module de déformation instantanée :*** la durée d'application de la contrainte normale est inférieure à 24 h, à l'âge de j jours.

$E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{c28}} \rightarrow E_{ij} = 32\,164,20$ MPa. (BAEL 91, art A.2.1, 21)

_ ***Module de déformation différée :*** Il permet de calculer la déformation finale du béton (déformation instantanée augmentée du fluage et du retrait).

$E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{c28}} \rightarrow E_{vj} = 10\,819$ MPa. (BAEL 91, art A.2.1 22)

d) Module de déformation transversale : Le module de déformation transversale noté «G» est donné par la formule suivante :

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

E : module de YOUNG.

ν : Coefficient de poisson.

•Le coefficient de poisson ν : C'est le rapport entre la déformation relative transversale et la déformation relative longitudinale, il est pris égal : (BAEL 91, art A.2.1 ,3)

- ν =0 (à l'ELU) pour le calcul des sollicitations.
- ν =0,2 (à l'ELS) pour le calcul des déformations

e) Modèles de calcul :

❖ **A l'ELU :**

Pour les calculs à l'ELU, le diagramme réel de déformation donné sur figure I-1, avec cette figure : Figure 1-1

$0 \leq E_{bc} \leq 2‰$ B c'est une section entièrement comprimée

$2‰ \leq E_{bc} \leq 3,5‰$: compression avec flexion.

Avec E_{bc} : raccourcissement du béton.

La contrainte limite ultime de résistance à la compression est donnée par

$$f_{bu} = \frac{0.85}{\theta \times \gamma b} \times f_{c28} \qquad \text{(BAEL 91, art A.4.3,41)}$$

- ✓ γ_b : Coefficient de sécurité partiel

  γ_b = 1,15 situation accidentelle.

  γ_b =1,5 situation courante
- ✓ 0,85 devient 0,80 quand les conditions de bétonnage deviennent sévères.
- ✓ θ : Coefficient d'application des actions considérées :
  - θ= 1 : si la durée d'application des actions est supérieure à 24h.
  - θ = 0,9 : si la durée d'application des actions est entre 1 h et 24h.
  - θ = 0,85 : si la durée d'application des actions est inférieure à 1 h.

A 28 jours on à $f_{bu} = \frac{0.85}{\theta \times \gamma b} \times f_{c28} = \frac{0.85}{1 \times 1.5}$ X 25 = 14,2MPa

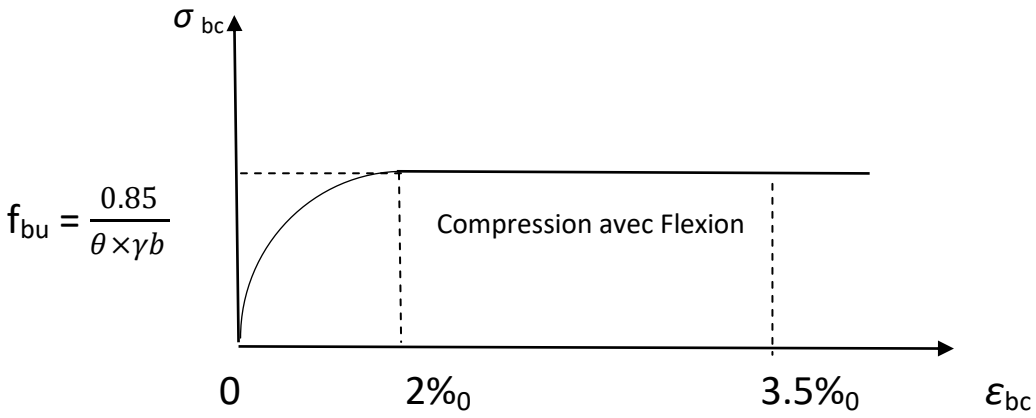


Figure 1.1 : Diagramme de calcul contrainte - déformation du béton à l'ELU.

❖ **A l'ELS :** la valeur de la contrainte admissible de compression du béton est :

$\sigma_{bc} = 0{,}6\ f_{cj}$ *(BAEL 91, art A.4.5,2)*

$\sigma_{bc} = 0{,}6 \times 25 = 15\ MPa$.

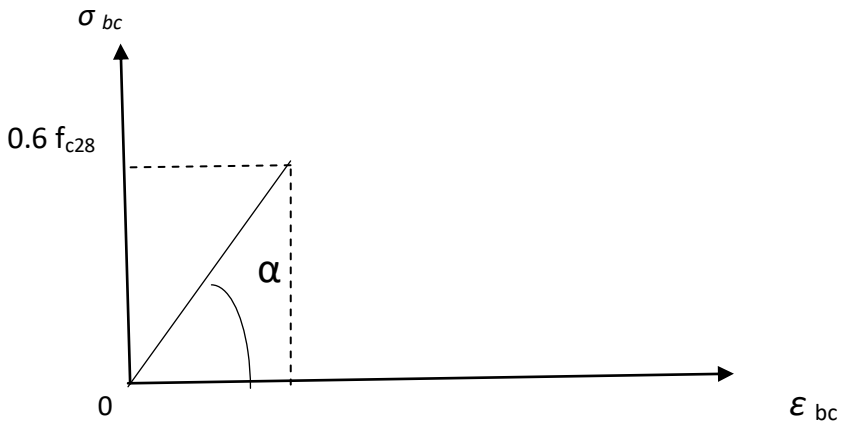


Figure 1.2 : Diagramme de calcul contrainte - déformation du béton à l'ELS.

f) Contrainte limite de cisaillement à l'ELS : La contrainte de cisaillement est donnée par l'expression suivante :

$$\tau_u = \frac{Vu}{bo \times d}$$ *(BAEL 91 modifies 99, art A.5.1, 21)*

V_u : Effort tranchant à l'ELU dans la section.

b_0: Largeur de la section cisaillée.

d_{bc} : Hauteur utile (0,9h position d'aciers tendus).

Cette contrainte doit respecter les conditions limite suivantes : Si les armatures sont droites :

- Cas de fissuration peu nuisible : $\tau_u = min\ [(0.2\ X\ f_{c28}/\gamma_b\ , 5MPa)]$

Pour $f_{c28} = 25\ MPa$ → $\tau_u = 3.34$ *MPa*

- Cas de fissuration nuisible ou très nuisible : $\tau_u = min\ [(0.15\ X\ f_{c28}/\gamma_b\ , 4MPa)]$

Pour $f_{c28} = 25\ MPa$ → $\tau_u = 2.4$ *MPA*

- ***Poids volumique de béton :*** Le poids volumique de béton est de l'ordre de :
- 2300 à 2400 daN/m3 s'il n'est pas armé.
- 2500 daN/m3 s'il est armé.

1.5.2) Acier :

a) Généralités : Les armatures d'un béton armé sont des aciers qui se distinguent par leur nuance et leurs états de surfaces :

- Les ronds lisses (RL) FeE215 et FeE235 correspondent à des limites d'élasticité garanties de 215 MPa et 235 MPa respectivement. Néanmoins, ce type d'armatures n'est utilisé en Algérie.
- Les aciers à haute adhérence (HA) FeE400 et FeE500 correspondent à des limites d'élasticité garanties respectivement de 400 MPa et 500 MPa.
- Treillis soudé de type TS520.

b) Module d'élasticité longitudinale de l'acier : Le module d'élasticité longitudinale de l'acier est pris égal à : $E_s = 200000$ MPa (BAEL 91, art A.2.2, 1)

c)Coefficient de poisson des aciers : il est pris égal à $\nu = 0,3$

d)Contraintes limites :

- ***Contraintes limites ultimes :***

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

$\overline{\sigma}_{st}$: Contrainte admissible d'élasticité de l'acier.

f_e : Limite d'élasticité garantie c'est la contrainte pour laquelle le retour élastique donne lieu à une déformation résiduelle de 2‰.

γs: Coefficient de sécurité tel que :_

- γs =1,15 en situation courante.
- γs = 1 en situation accidentelle.

- ***Contrainte limite de service :*** A fin de réduire les risques d'ouvertures des fissures dans le béton et selon l'application de la fissuration, le BAEL a limité les contraintes des armatures tendues comme suit :

➢ _ Fissuration peu nuisible (**FPN**): cas des éléments intérieures ou aucune vérification n'est nécessaire (la contrainte n'est soumise à aucune limitation).

$\sigma_s = f_e / \gamma_s$ ⟶ (celle de l'ELU) *(BAEL 91 modifiés 99, art A.4.5, 3.2)*

➢ Fissuration préjudiciable (**FP**) : cas des éléments exposés aux agressions non sévères : chimiques, atmosphériques, ... etc.

$$\sigma_s \leq \min [(2/3)\times f_e ; 110\times(\eta \times f_{tj})^{1/2}]$$ *(A.4.5.3.3).*

➢ Fissuration très préjudiciable(**FTP**) : cas des éléments importants ou exposés aux agressions sévères.

$$\sigma_s \leq \min [0.5\times f_e ; 90\times(\eta \times f_{tj})^{1/2}]$$ *(A4.5.3.4).*

Avec :

η: Coefficient de fissuration

η = 1, 6 pour les aciers a haut adhérence (HA) de diamètre ≥ 6 mm

η = 1, 3 pour les aciers a haut adhérence (HA) de diamètre ≤ 6 mm

η = 1 pour les aciers ronds lisses (RL).

e) Diagramme contraintes déformations de l'acier : Dans le calcul relatif aux états limites, nous utiliserons le diagramme simplifié suivant : *(BAEL 91, art A.2.2, 2)*

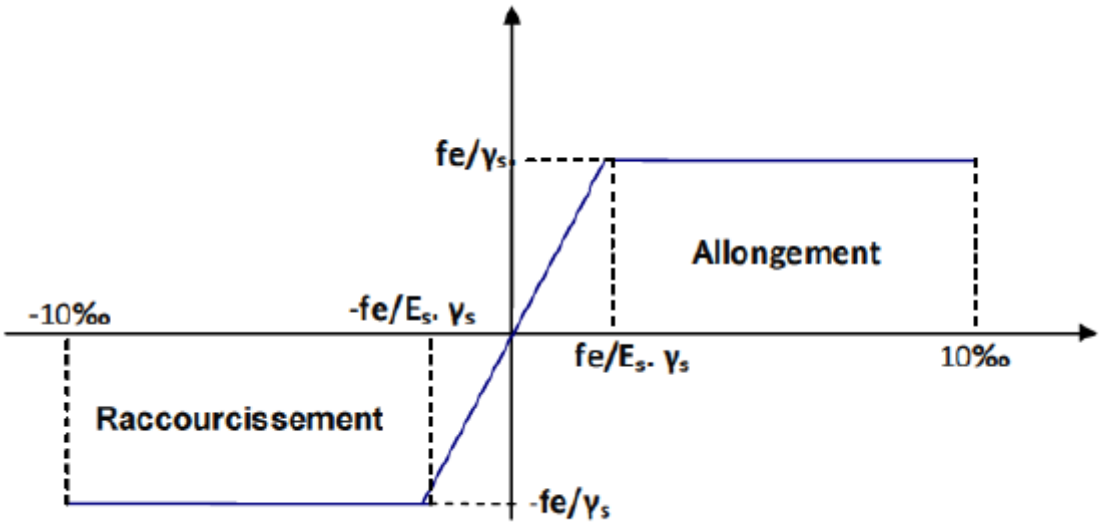


Figure 1.3 : Diagramme contrainte déformation.

f) Protection des armatures : *(BAEL 91, art A.7.2, 4)*

Dans le but d'avoir un bétonnage correct et prémunir les armatures des effets des agents agressifs, on doit veiller à ce que l'enrobage (C) des armatures soit conforme aux prescriptions suivantes :

- C= 5cm : pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins ainsi que pour ceux exposés aux atmosphères très agressives.
- C= 3cm : pour les parois soumises à des actions agressives, intempéries, condensations et éléments en contact avec un liquide (réservoirs, tuyaux, canalisations).
- C= 1cm : pour les parois situées dans les locaux couverts et ceux non exposés aux condensations.

1.6) La réglementation utilisée :

L'étude du présent ouvrage sera menée suivant les règles :

- BAEL 91 (règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites).
- RPA 99 modifié 2003 (règles parasismiques algériennes).
- DTR.BC-22 (charges et surcharges d'exploitations).
- CBA 93 Règle de conception et de calcul des structures en béton armée.

2.1) Introduction :

Le but du pré dimensionnement est de définir les dimensions des différents éléments de la structure. Ces dimensions sont choisies selon les préconisations du **RPA99/Version 2003** et du **CBA93**. Les résultats obtenus ne sont pas définitifs. Ils peuvent être modifiés après certaines vérifications dans la phase du dimensionnement.

2.2) Pré dimensionnement des éléments secondaires :

2.2.1) Les Planchers :

Les planchers, quelque soit leur nature, ils servent à déterminer les niveaux ou les étages d'un bâtiment. Ils transmettent aux éléments porteurs (voiles, murs, poteaux et poutres) les charges permanentes et les surcharges d'exploitation. Ils servent aussi à la transmission des efforts horizontaux. Dans notre cas, nous optons pour les Planchers à corps creux qui sont constitués: d'hourdis, de poutrelles et d'une dalle de compression en béton armé (figure 2.1).

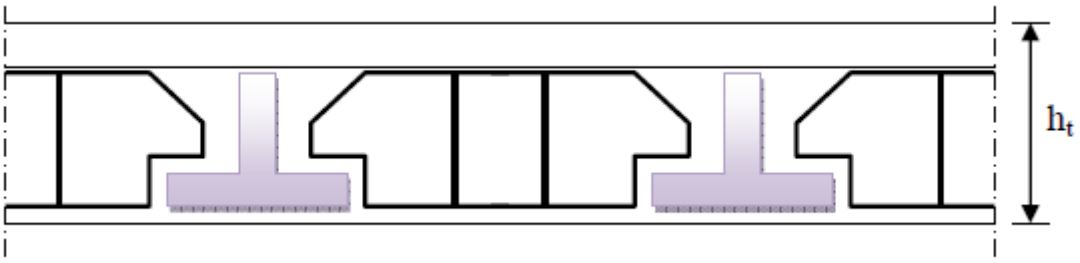


Figure 2.1 « Coupe transversale d'un plancher à corps creux »

L'épaisseur du plancher **(e)** est déterminée à partir de la condition de la flèche :

$$h_t \geq (L_{x,\,max}\,;\, L_{y,\,max})\,/22.5$$

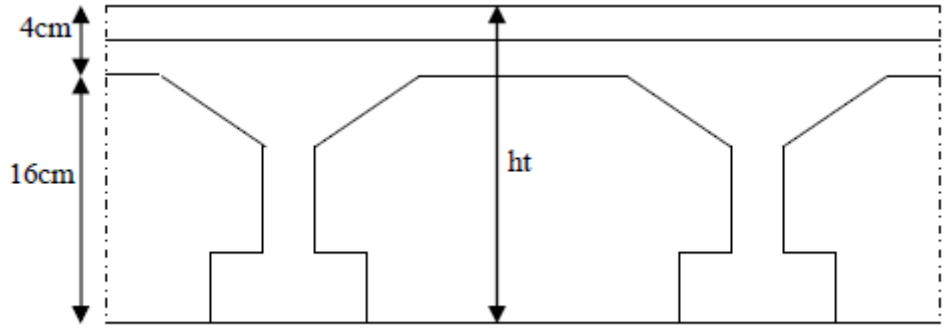
Lmax : distance maximale entre nus d'appuis, selon le sens de disposition des poutrelles :

Lmax = 4,40 m → e ≥ 19,5 cm

- Donc on prend : e = (16+4) cm

Avec : 16 cm → corps creux.

4 cm → la dalle de compression



2.2.2) L'acrotère:

L'acrotère est un élément complémentaire du plancher terrasse destiné à protéger les personnes contre la chute et d'éviter le ruissellement d'eau sur la façade (figure2.2). est assimilé à une console encastrée au plancher terrasse. L'acrotère est soumis à son poids propre (G) qui donne un effort normal NG et une charge d'exploitation horizontale non pondérée estimée à 1000 N/ml provoquant un moment de flexion.

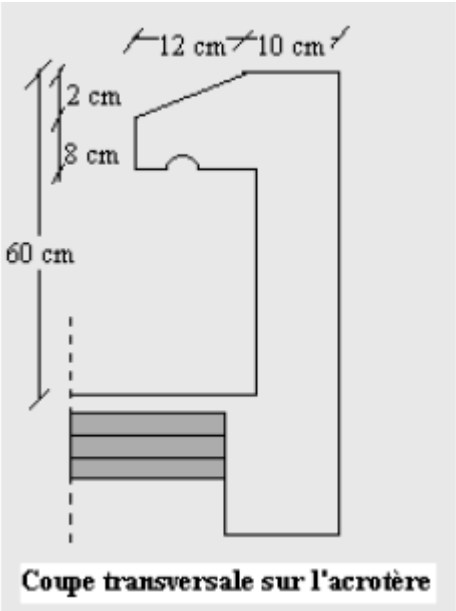


Figure 2.2 « Acrotère »

2.2.3) Les balcons:

Les balcons sont constitués d'une dalle pleine encastrée d'un bord et libre d'un autre.

L'épaisseur de la dalle est conditionnée par : $e \geq \frac{L}{10}$

L : largeur du balcon

On prend comme épaisseur : $e \geq 1.5 / 10 \rightarrow e \geq 0.15$ m

Donc : **e = 15 cm**

2.2.4) Les escaliers :

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins et permettent le passage à pied entre les différents niveaux d'un bâtiment.

Un escalier se compose par un nombre de marches, on appelle emmarchement la longueur de ces marches, la largeur d'une marche s'appelle le giron (g). On désigna par (h) la hauteur d'une marche. Les escaliers sont simplement appuyés à leurs deux extrémités

Notre ouvrage comporte un escalier de type « droit» à deux volées.

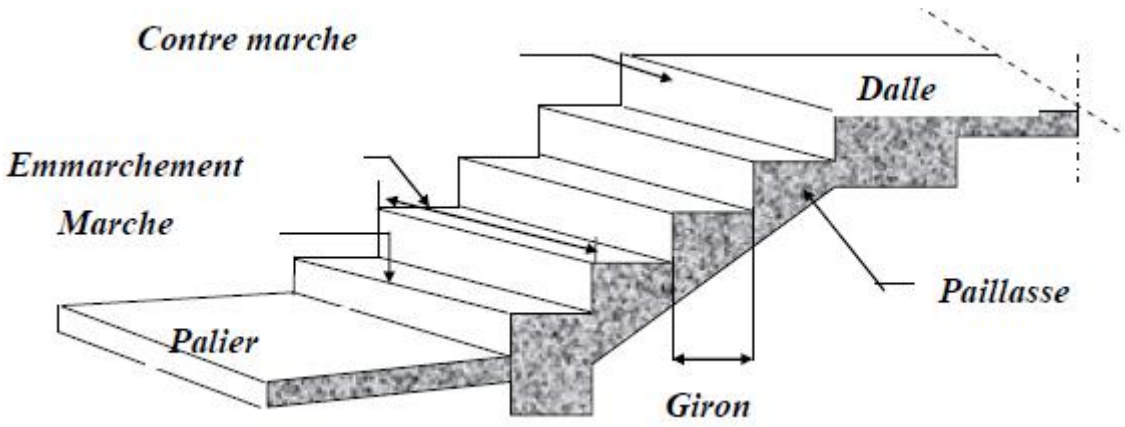


Figure 2.3 « Les escaliers »

- **Caractéristiques techniques :**

Un escalier est caractérise par :

- **g** : largeur de marche (giron).
- **h** : hauteur de la contre marche.
- **n** : nombre de marche.
- **L** : largeur la volée.

Le pré dimensionnement s'effectue à l'aide de la formule suivante :

- formule de BLONDAL **: 59 ≤ g + 2 h ≤ 66 cm.**

16.5 ≤ h ≤ 17.5

- hauteur de la marche : **h=17cm.**

- En pratique en prend : **g=30cm.**

1) pour le RDC :

premier type d'escalier excentré avec 2 paliers :

- Hauteur d'étage : **H=4.59m**
- détermination du nombre de marches : **n=H/h=459/17=27 marches (12+3+12).**
- Hauteur de la paillasse : H_1=0,17x12=2.04 → **H'=2.04 m**
- détermination de la longueur projetée de la paillasse : **L=g (n-1)=3.3 m.**
- détermination de l'inclinaison de la paillasse : **tg α = H'/L ⇒ α = 31.7°.**
- détermination de la largeur de la paillasse : **L_p=H'/sinα = 3.88 m.**
- détermination de l'épaisseur de la paillasse : **L_p /30≤ e ≤ L_p / 20 ⇒ e=20 cm.**
- l'épaisseur du palier : **e=20cm.**

❖ ***Tableau récapitulatif :***

	H (m)	*H'(m)*	*n*	*L(m)*	*α*	*L_p(m)*	*e(paillasse*	*e (palier)*
RDC H_1	4.59	2.04	12	3.3	31.7	3.88	0.20	0.20
H_2	4.59	0.51	3	0.9	29.54	1.03	0.20	0.20

2eme type d'escalier centré deux « 2 » paliers :

- ***pour le RDC***
  - Hauteur d'étage : **H=4.59m**
  - détermination du nombre de marches : **n=H/h=459/17=27 marches (9+9+9).**
  - Hauteur de la paillasse : H_1=0,17x9=1.53 → **H'=1.53 m**
  - détermination de la longueur projetée de la paillasse : **L=g (n-1)=2.40 m.**
  - détermination de l'inclinaison de la paillasse : **tg α = H'/L ⇒ α = 32.52°.**
  - détermination de la largeur de la paillasse : **L_p=H'/sinα = 2.85 m.**
  - détermination de l'épaisseur de la paillasse : **L_p /30≤ e ≤ L_p / 20 ⇒ e=15cm.**
  - l'épaisseur du palier : **e=15cm.**

	H (m)	*H'(m)*	*n*	*L(m)*	*α*	*L_p(m)*	*e(paillasse*	*e (palier)*
RDC H_1	4.59	1.53	9	2.40	32.52	2.85	0.15	0.15

3eme type d'escalier centré courant et service :

-Hauteur d'étage : **H=3.06m.**

- détermination du nombre de marches : **n = H/h = 306/17 = 18 marches (9+9)**

- Hauteur de la paillasse **: H' = 0,17x9 = 1.53m ⇒ H'=1.53m.**

-détermination de la longueur projetée de la paillasse : **L = g (n-1) = 2,4 m.**

-détermination de l'inclinaison de la paillasse : **tg α = H'/L ⇒ α = 32,52°.**

- détermination de la largeur de la paillasse : **Lp = H'/sinα = 2.85 m.**

- détermination de l'épaisseur de la paillasse : **Lp/30 ≤ e ≤ Lp/20 ⇒ e=15 cm.**

- l'épaisseur du palier : **e=15cm.**

- ***Tableau récapitulatif:***

	H(m)	H'(m)	n	L(m)	α	Lp(m)	e(paillasse)	e (palier)
E.C & Ser	3.06	1.53	18	2.4	32.52	2.85	0.15	0.15

2.3) Pré dimensionnement des éléments porteurs principaux :

2.3.1) Les voiles:

Les voiles sont des murs en béton armé leur pré dimensionnement est justifié par l'article 7.7.1 du RPA99. Ils servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent) et d'autre part de reprendre les efforts verticaux et les transmettre aux fondations. Les voiles assurant le contreventement sont supposés, d'après le RPA 99 version 2003 article7.7.1, comme éléments satisfaisant la condition (L ≥ 4 e) (figure 2.4). L'article 7.7.1 RPA99 spécifie que l'épaisseur minimale soit 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 l'indique la figure 2.5.

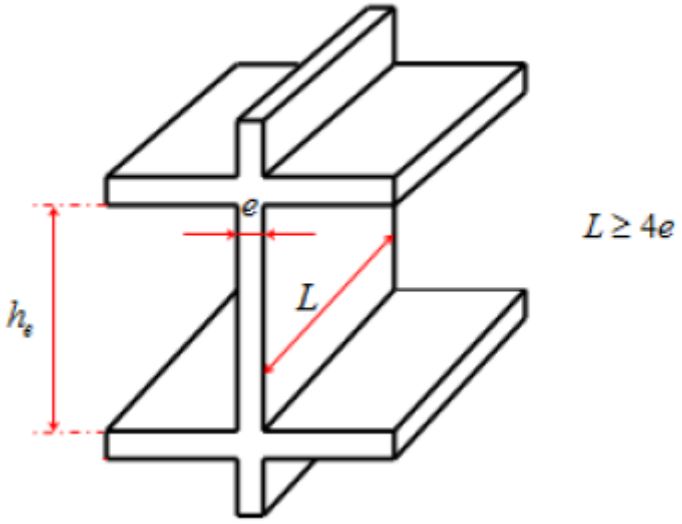


Figure 2.4 : « coupe de voile en élévation »

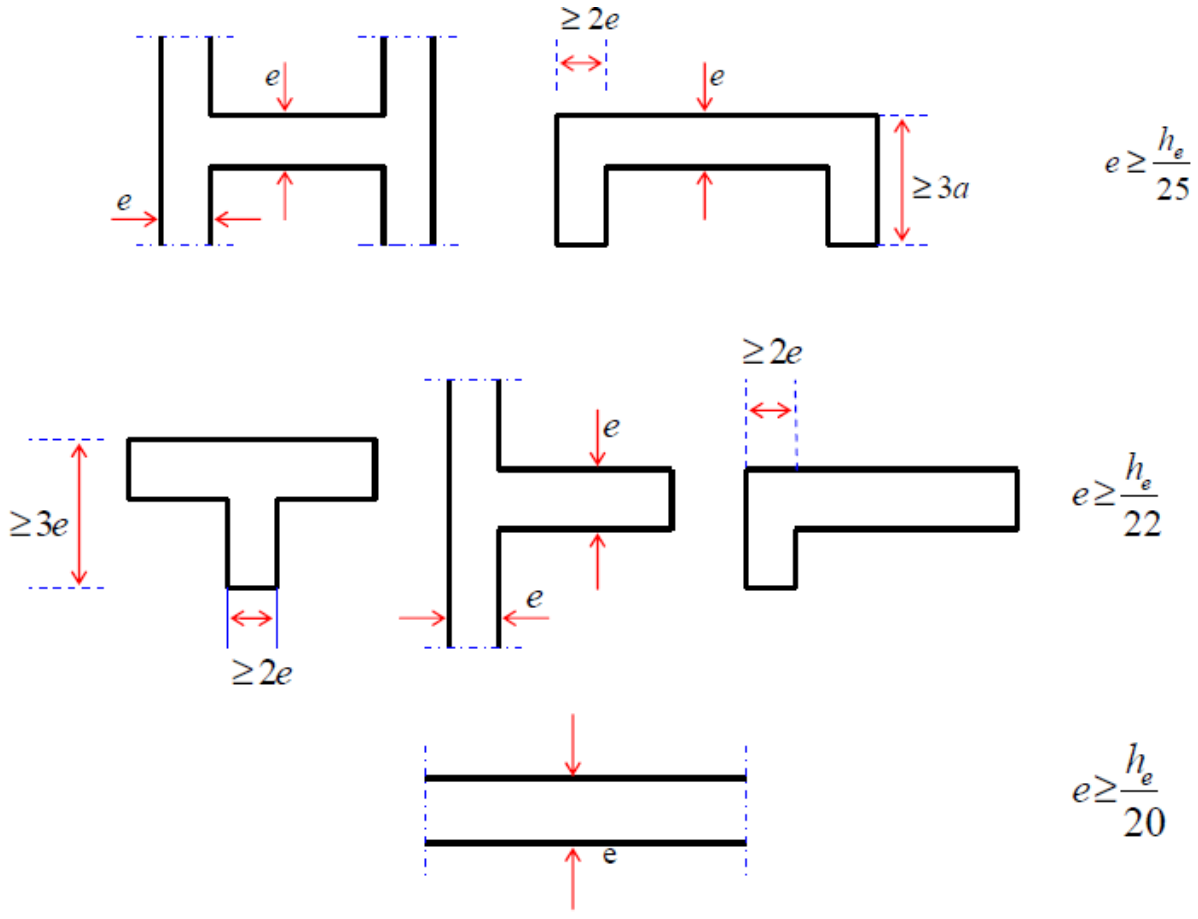


Figure 2.5 coupe du voile en plan

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

1- Pour R D C (h_e = 4,59 m)

e ≥ h_e / 20 = 459 / 20 =22,95cm.

Donc on prend comme épaisseur:

e = 25 cm

2- pour l'étage courant et service : (h_e = 3.06 m)

e ≥ h_e / 20 = 306 / 20 =15.3cm.

Donc on prend comme épaisseur:

e =15 cm

- **Conclusion :**

e ≥ max (25 ; 15) cm.

Ainsi, on adopte l'épaisseur des voiles : **e= 25cm** sur toute la hauteur de la structure.

L ≥ 4e =100cm.=1m

2.3.2) Les poutres :

❖ *Selon les Règles de BAEL :*

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

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

$$0.3h \leq b \leq 0.7h \dots\dots\dots\dots\dots (2)$$

Avec :

L : portée de la poutre

h : hauteur de la section

b: largeur de la section

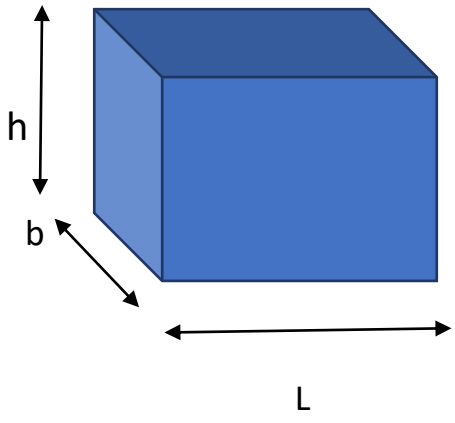


Figure 2.6 « Dimensions de poutre »

a. Poutres principale :

L= 4.40 - 0.5 = 3.90 m

- Détermination de la hauteur « h » :

  L/15 ≤ h ≤ L/10 ⇒ 26 cm ≤ h ≤ 39 cm donc on prend: **h = 35cm**

- _ Détermination de la largeur « b » :

0,3h ≤ b ≤ 0,7h ⇒ 10,5 cm ≤ b ≤ 24,5cm

donc on prend : **(hxb) = (35x30) cm²**

b. Poutres secondaire :

L=4.20 - 0.5 = 3,7 m

- ***Détermination des dimensions :***

L/15 ≤ h ≤ L/10 ⇒ 24,67cm ≤ h ≤ 37 cm

Donc on prend : **h = 35cm**

0,3h≤ b ≤ 0,7h ⇒ 10,5cm ≤ b ≤ 24,5 cm on prend **(hxb) = (35x30)cm**

Ces dimensions doivent respecter l'article : 7.5.1 de **« RPA 99 version 2003 »** qui ce présente comme suit :

	Poutre principale	Poutre secondaire	Vérification
b≥20 cm	30	30	CV
h≥30 cm	35	35	CV
h/b ≤4	1.67	1.67	CV

2.3.3) Les poteaux :

Le calcul de la section du béton se fera au flambement sous l'action de la compression centrée.

Les règles du CBA93 préconisent de prendre la section réduite (en enlevant une bande de largeur de «1cm» sur toute la périphérie de la section droite) afin de tenir compte de la ségrégation du béton.

a) Principe :

Le pré dimensionnement de la section du béton des poteaux sera fait en compression simple, en choisissant les poteaux les plus sollicité (de rive, d'angle et de centre). On utilise un calcul basé

sur la descente de charge, tout en appliquant la loi de dégression des charges d'exploitation.

Pour cela, on suit les étapes suivantes :

- On considère le poteau le plus sollicité (central, de rive et d'angle).
- On calcule la surface reprise par le poteau.
- On détermine les charges et les surcharges qui reviennent au poteau.
- On amènera le calcul à L'ELU **(BAEL 91)** et la vérification d'après **(RPA99/V2003).**

La formule générale :

$$Br \geq (k \beta Nu) / ((\theta f_{bu} /0,9)+(0,85/100).f_{ed})$$

Où

$$N_u \leq \alpha \left(\frac{B_r f_{c28}}{0.9 \gamma_b} + \frac{A_s fe}{\gamma_s} \right)$$

Tel que :

Br : la section réduite de poteau et **Br = (a - 2cm)× (b - 2cm)**

Nu : l'effort normal ultime **Nu=1,35G+1,5Q**

- k = 1.10 si plus de la moitié des charges est appliquée avant 90 jours
- k = 1.20 et si plus de la majorité des charges et fc28 est remplacer par ftj est appliquée avant 28 jours
- k = 1 pour les autres cas

Dans notre cas on a k = 1

fbu* =0,85 *fc28/θ* × *γb ; ***fed = fe / γs***

fc28 : résistance à la compression de béton fc28 = 25 MPa;

fe : limite d'élasticité de l'acier utilisé fe = 400 MPa ;

Avec :

γ_b : Coefficient de sécurité du béton tel que

γ_b= 1,5 situation durable ou transitoire

γ_b =1,15 situation accidentelle

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier tel que

γ_s= 1,15 situation durable ou transitoire

γ_s=1 situation accidentelle

θ : est en fonction de la durée T d'application des combinaisons d'action :

- $\theta = 1$: T > 24h……c'est notre cas
- $\theta = 0.9$: 1h ≤ T ≤ 24h
- $\theta = 0.85$: T < 1h

f_{bu} = 0,85.25 / 1x1,5 = 14,2 MPa ; f_{ed} = 400/1,15 = 348MPA

β : Coefficient dépendant de l'élancement mécanique « λ » des poteaux qui est défini comme suit :

- si $\lambda \leq 50$: $\beta = 1 + 0{,}2.(\lambda / 35)^2$
- si $50 < \lambda < 70$: $\beta = 0{,}60\,(50 / \lambda)^2$

$\lambda = l.f\sqrt{12}/a$ (a : la plus petite cote)

Le calcul se fait en compression centrée. On fixe l'élancement mécanique forfaitairement à

λ = 35 (pour que toutes les armatures participent à la résistance) d'après le BAEL 91 On aura :

$a = \sqrt{(12/35 \times lf)} \Rightarrow a = lf/10$, tel que lf « la longueu

α: Coefficient dépendant de l'élancement mécanique : λ des poteaux qui prend les valeurs :

- **$\alpha = 0.85 / (1 + 0.2\times(\lambda/35)^2)$ → $\lambda \leq 50$**
- **$\alpha = 0.60\times (50/\lambda)^2$ → $\lambda \geq 70$**

λ : est égale à 35 pour être toujours dans la compression centrée suivant le même article, d'où :

α = 0.85 / (1+0.2´1) = 0.708

D'où

β = 1+ 0,2. 1 = 1,2

$Br \geq (k\ \beta\ Nu)/((\theta\ fbu/0{,}9)+(0{,}85/100).fed)$

Br ≥ ((1×1,2×**Nu**×10^{-3}) /(1×(14,2/0,9)+(0,85/100)×348))×10^{4} = 0,64 **Nu** (cm2)

2.4) Evaluation des charges et surcharges :

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

_ Les charges permanentes **(G)**.

_ Les surcharges d'exploitation **(Q)**.

2.4.1) Plancher terrasse :

La terrasse est inaccessible. Son plancher est réalisé en corps creux surmonté de plusieurs couches de protection en forme de pente facilitant l'évacuation des eaux pluviales.(figure 2.7).

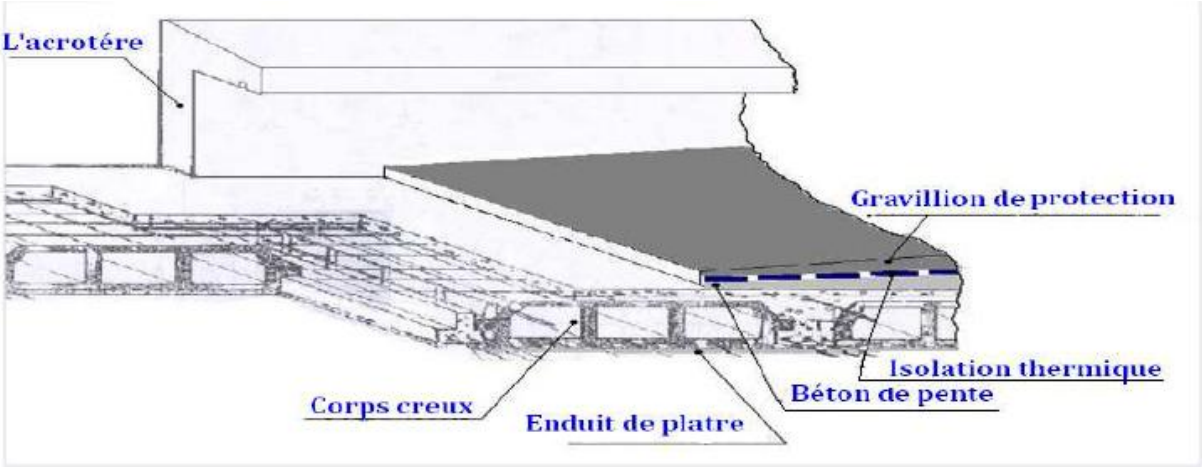


Figure 2.7 : « Plancher terrasse (corps creux) »

- **Tableau 2.1 *Charge permanente du plancher terrasse inaccessible***

Matériaux	***Épaisseur (cm)***	***d (kN/m^3)***	***G (kN/m^2)***
Protection en gravillon	**5**	**20**	**1**
Étanchéité multicouche	**2**	**6**	**0,12**
Forme de pente	**7**	**22**	**1,54**
papier kraft (2feuilles).	/	/	**0 ,01**

Isolation thermique	**4**	**4**	**0,16**
Dalle de compression +corps creux	**16+4**	**/**	**2,85**
Enduit plâtre	**2**	**10**	**0,2**
G = *5,88 kN/m2*			

- ***Charge d'exploitation :*** Le plancher terrasse est inaccessible la charge d'exploitation

Q est de 1kN/m2

2.4.2) Planchers des étages courants :

Comme précisé précédemment, les planchers des étages courants sont en corps creux. La figure 2.8 montre en détail les différents matériaux constituant ces planchers.

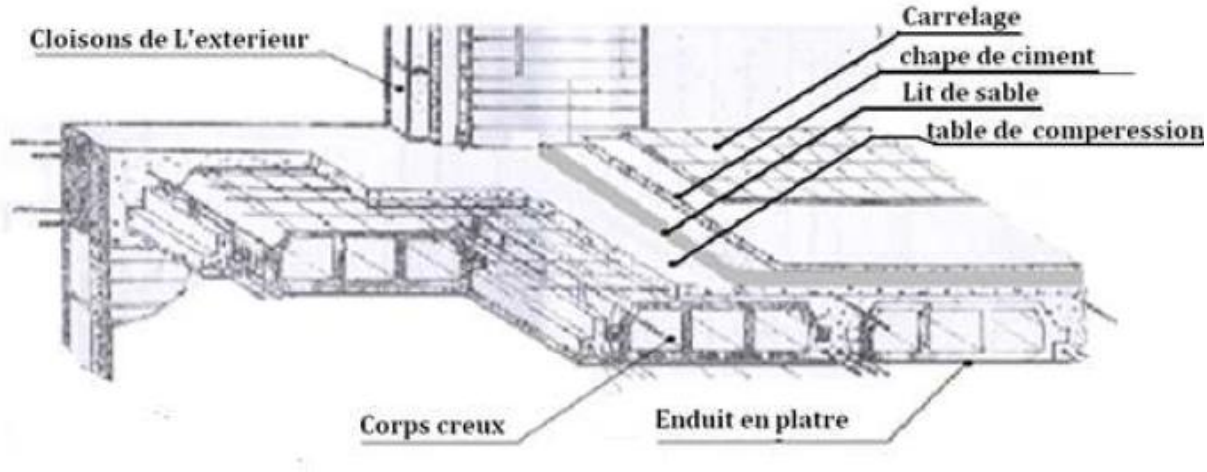


Figure 2.8 « Composition du plancher d'étage courant »

- **Tableau 2.2 :** ***Charge permanente du plancher d'étage courant***

Matériaux	*Épaisseur(cm)*	*d (kn/m3)*	*G (kn/m2)*
Carrelage	**2**	**20**	**0,4**
Mortier de pose	**2**	**22**	**0,44**
Lit de sable	**2**	**20**	**0,36**
Dalle de compression +corps	**16+4**	**/**	**2,85**
Enduit plâtre	**2**	**10**	**0,2**
cloison de distribution	**10**	**9**	**0,9**
G = 5,5 kN/m2			

- ***Charge d'exploitation*** : Pour les étages courant **: Q = 1,5kn/m2.**
- ***Charge d'exploitation*** : Pour RDC et l' étages de service **: Q = 2,5kn/m2.**

- ***Tableau 2.3*** : ***charge permanente du mur extérieur***

Matériau	*Épaisseur (cm)*	*d (kn/m3)*	*G (kn/m2)*
Enduit extérieur	**2**	**18**	**0,36**
Brique creuse	**15**	**9**	**1,35**
L'âme de l'aire	**5**	**/**	**/**
Brique creuse	**10**	**9**	**0,9**
Enduit en plâtre	**2**	**0,1**	**0,2**
	G = 2,81 kn/m2		

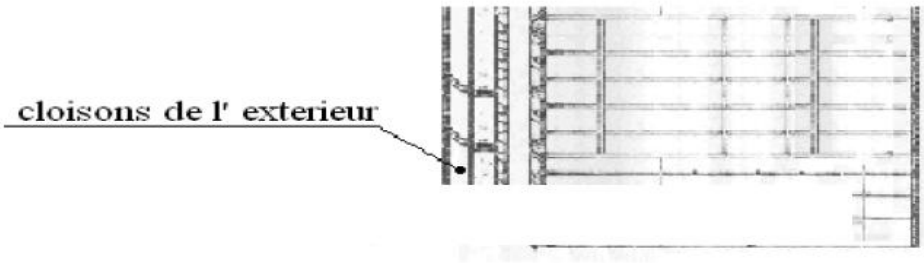


Figure 2.9 « remplissage en double paroi »

- ***Tableau 2.4 : charge permanente du mur intérieur***

Désignation des éléments	*e (cm)*	*d (kn/m3)*	*G (kn/m2)*
Enduit en plâtre	**2**	**10**	**0,2**
Briques creuses	**10**	**/**	**0,9**
Revêtement de ciment	**2**	**10**	**0,2**
	G = 1,3 kn/m2		

2.4.3) Charges et surcharges au niveau des balcons :

- ***Tableau 2.5*** : ***Évaluation des charges permanentes de balcon***

Matériau	*Épaisseur (cm)*	*d (kn/m3)*	*G (kn/m2)*
Carrelage	2	22	0,44
Mortier de pose	2	20	0,4
Lit de sable	2	18	0,36
Dalle en B A	15	25	3,75
Enduit en ciment	2	22	0,44
	G = 5,39 kn/m2		

➢ ***Charge d'exploitation : pour les balcons Q =3,5 kn/m2***

2.4.4) Charges et surcharges au niveau des escaliers :

1) Pour le RDC .

- ***Tableau 2.6*** : charge permanente du palier

Matériau	*Épaisseur (cm)*	*d (kn/m3)*	*G (kn/m2)*
Carrelage	2	22	0,44
Mortier de pose	2	20	0,4
Lit de sable	2	18	0,36
Dalle en BA	20	25	5
Enduit de ciment	2	18	0,2
	G=6,4 kn/m^3		

➢ ***Charge d'exploitation : pour le palier Q = 2,5kn/m2***

- ***Tableau2.7 : charge permanente au niveau de la Paillasse***

Matériau	*Épaisseur (cm)*	*d (kn/m3)*	*G (kn/m2)*
Carrelage	2	22	0,44
Mortier de pose	2	20	0,4
Lit de sable	2	18	0,36

Marche	**h=17/2**	**22**	**1,87**
Paillasse	**20**	**25**	**5**
Enduit en ciment	**2**	**22**	**0,44**
Gardes corps	**/**	**/**	**1**
	G=9,51 kn/m^2		

- ***Charge d'exploitation*** **: pour la volée Q = 2,50 kn/m2**

2) *Pour l'étage courant et service :*

- ***Tableau 2.8 : charge permanente du palier***

Matériaux	*Épaisseur (cm)*	*d (kn/m3)*	*G (kn/m2)*
Carrelage	**2**	**22**	**0,44**
Mortier de pose	**2**	**20**	**0,4**
Lit de sable	**2**	**18**	**0,36**
Dalle en BA	**15**	**25**	**3,75**
Enduit de ciment	**2**	**22**	**0,44**
	G=5,39 kn/m^2		

- ***Charge d'exploitation : pour le palier Q = 2,5 kn/m2***

- ***Tableau2.9 : charge permanente au niveau de la Paillasse***

Matériaux	*Épaisseur (cm)*	*d (kn/m3)*	*G (kn/m2)*
Carrelage	**2**	**22**	**0,44**
Mortier de pose	**2**	**20**	**0,4**
Lit de sable	**2**	**18**	**0,36**
Marche	**h=17/2**	**22**	**1,87**
Paillasse	**15**	**25**	**3,75**
Enduit de ciment	**2**	**22**	**0,44**
Gardes corps	**/**	**/**	**1**
	G=8,26 kn/m^2		

- ***Charge d'exploitation : pour la volée Q = 2,5 kn/m2***

- ***Tableau 2.10 : charge permanente pour l'acrotère***

Surface de l'acrotère [m²]	*d (kn/m3)*	*G (kn/m)*
S=0.071 m²	**25**	**1,71**

Charge d'exploitation **: pour l'acrotère Q = 1 kn/m**

➢ Charge permanents

❖ Surface d'influence

Calcules des charges et surcharges revenant au poteau le plus sollicité :

S =S1 +S2 +S3 + S4

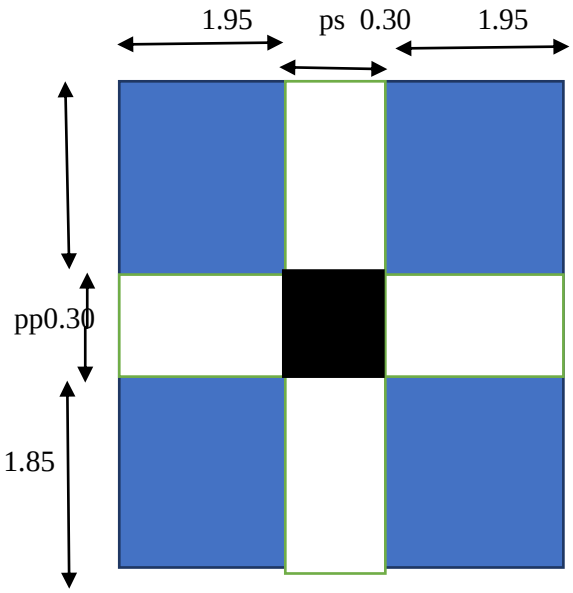
S1 = S2=S3=S4= 1.95 ×1.85 = 3.61 m²

S_{PP}=1,95x0.3x2=1.17 m²

S_{ps}=1.85x0.3x2 = 1.11 m²

St_{planch} = 14.44 m²

S_{TOTAL} =14.44+1.11+1.17



Etages courants:

S_{TOTAL} =16,72 m²

Terrasse :

S_{TOTAL} =16,8 m²

Terrasse :

1. Poids propre du plancher terrasse : 16.8x 5,88 =98.784 KN.

2. Poids propre des poutres principales : 25 x 1.17 x 0.35 =10.237 KN.

3. Poids propre des poutres secondaires 25 x 1.11x 0.35 = 9.712 KN

Total = 118.733 KN.

Etages courants:

1. Poids propre du plancher étage courant : 16.72 x 5,5= 91.96 KN.

2. Poids propre des poutres principales : : 25 x 1.17 x 0.35 =10.237 KN.

3. Poids propre des poutres secondaires : 25 x 1.11 x 0.35 = 9.712 KN

4. Poids propre du poteau : 25 x 0.3 x 0.3 x 3.06 =6.88 KN.

Total = 118.794 KN.:

➢ -Charge d'exploitation

$N_Q = Q \times S$

Q : Charge d'exploitation (avec dégression de charge)

S : surface

$$\begin{cases} Q0=1xS=16.8\ KN \\ Q1=Q2=Q3=Q4=Q9=1.5x16.72=25.06\ KN \\ Q_{RDC}=Q_{SER}=2.5x16.72=41.8\ KN \end{cases}$$

❖ *Loi de dégression :*

Comme il est rare que toutes les charges d'exploitation agissent simultanément, on applique pour leur détermination la loi de dégression qui consiste à réduire les charges identiques à chaque étage de 10% jusqu'à 0,5Q.

Q : Charge d'exploitation.

Ce qui donne : $Q_0 + \frac{3+n}{2n}(Q_1+Q_2+\ldots\ldots\ldots+Q_n)$ Donnée par **« BAEL 91 modifié 99 »**

Avec :

n: Nombre d'étage.

Q0= 16.8 KN.

Q1= 16.72x1.5=25.06 KN

Remarque :

La Charge d'exploitation de Plancher RDC et à usage commercial : **Q=2,5KN/m2.**

- ***Dégression des charges d'exploitations***

Niveau	**Charge Q**	**Σ charge Q**	**Σ charge Q (KN)**
Trasse	*Q0*	$\Sigma 0=Q_0$	**16,8**
ET10	*Q1*	$\Sigma 1=Q_0+Q_1$	**41,86**
ET9	*Q2*	$\Sigma 2=Q_0+0,95(Q_1+Q2)$	**64,414**
ET8	*Q3*	$\Sigma 3=Q0+0,9(Q1+Q2+Q3)$	**84,462**
ET7	*Q4*	$\Sigma 4=Q0+0,85(Q1+Q2+Q3+Q4)$	**102,004**
ET6	*Q5*	$\Sigma 5=Q0+0,8(Q1+Q2+Q3+Q4+Q5)$	**117,04**
ET5	*Q6*	$\Sigma 6=Q0+0,75(Q1+Q2+Q3+Q4+Q5+Q6)$	**129,57**
ET4	*Q7*	$\Sigma 7=Q0+0,71$ (Q1+……+Q7)	**141,348**
ET3	*Q8*	Σ8=Q0+0,687(Q1+…… +Q8)	**154,529**
ET2	*Q9*	Σ9=Q0+0,66(Q1+…… + Q9)	**165,656**
ET1	*Q10*	Σ10=Q0+0,65(Q1+…… +Q10)	**179,69**
SERVICE	*Q11*	Σ11=Q0+0,63(Q1+…… +Q11)	**201,012**
RDC	*Q12*	Σ12=Q0+0,62(Q1+…… +Q12)	**224,004**

- Calcul de la charge limite ultime Nul :

Nul =(1,35 N_G+ 1,5 N_Q) x 1.1 ……. Coefficient de majorité « en majoré l'effort Nu de 10%

Br = 0,64 Nu (cm2).

¨ **Détermination de la section** *:*

Pour une section carrée Br = $(a - 0,02)^2$ d'où : a = b =√Br +2 (en cm)

Les tableaux récapitulatifs poteaux de centre

étage	N_G (KN)	N_G comul (KN)	N_Q cumulé (KN)	Nu_{major} (KN)0.10%	Br cm^2	A=b cm	a*b cm
terrasse	118.733	118.733	16.8	204.038505	130.584643	11.43	
10	118.794	237.527	41.86	421.796595	269.949821	16.43	35*35
9	118.794	356.321	64.414	635.419785	406.668662	20.17	35*35
8	118.794	475.115	84.462	844.908075	540.741168	23.25	35*35
7	118.794	593.909	102.004	1050.26147	672.167338	25.93	40*40
6	118.794	712.703	117.04	1251.47996	800.947171	28.30	40*40
5	118.794	831.497	129.57	1448.56355	927.080669	30.45	40*40
4	118.794	950.291	141.348	1644.40634	1052.42005	32.44	40*40
3	118.794	1069.085	154.529	1842.56408	1179.24101	34.34	45*45
2	118.794	1187.879	165.656	2037.33272	1303.89294	36.11	45*45
1	118.794	1306.673	179.69	2236.89791	1431.61466	37.84	45*45
Service	118.794	1425.467	201.012	2448.4883	1567.03251	39.59	50*50
RDC	118.794	1544.261	224.004	2662.83419	1704.21388	41.28	50*50

➢ *Vérification vis-à-vis du RPA2003 :*

Selon l'article 7.4.1 du RPA2003, les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

- Min (b, h) ≥ 30 cm **en zone III**

- Min (b, h) ≥ he/20

(50, 50) ≥ he/20 = (4,59 - 0,35)/20=21.2cm…..50 cm > 21.2 cm

(45, 45) ≥ he/20 = (3.06 - 0,35)/20=13.55 cm…..45 cm > 13.55 cm

(40, 40) ≥ he/20 = (3.06 -0,35)/20=13.55cm… ..40 cm > 13.55 cm

(35, 35) ≥ he/20 = (3.06-0,35)/20=13.55cm ….. 35 cm > 13.55 cm

-1/4< b/h< 4 toutes les conditions sont vérifiées

- Vérification au flambement :

On doit vérifier que : $\lambda \leq 50$.

On a :

- $Lf = 0.7 * l0$ (la hauteur de poteau).
- $\lambda = Lf/i$ (l'élancement).
- $i = \sqrt{I/B}$ (rayon de giration de la section transversale).

	La section	Lf	i	λ	λ≤50
RDC+ Service	(50*50)	3.213	0.1443	22.26	Vérifiée
1 ere 2eme, 3eme	(45*45)	2.142	0.1299	16.489	Vérifiée
4, 5 , 6 , 7 eme	(40*40)	2.142	0.115	18.55	Vérifiée
8 , 9, 10 ,terras+sal machin	(35*35)	2.142	0.1	21.2	Vérifiée

- 1/4< b/h< 4 toutes les conditions sont vérifiées

- **Conclusion :**

Les dimensions des poteaux prises en considération sont indiquées le tableau ci-dessous

	La section
RDC+ Service	(50*50)
1 ere 2eme, 3eme	(45*45)
4, 5 , 6 , 7 eme	(40*40)
8 , 9, 10 ,terras+sal machin	(35*35)

LES PLANCHER

3.1) Etude de Plancher :

Les planchers sont des éléments plans horizontaux, supposés être infiniment rigide dans leur plan. Ils ont pour rôle :

1-transmettre les charges aux éléments porteurs.

2-Assurer l'isolation des différents étages du point de vue thermique et acoustique.

Les plancher de notre bâtiment sont en corps creux (16+4) associés à des poutrelles Préfabriquées sur chantier. La dalle de compression est coulée sur toute la surface du plancher, avec une épaisseur de 4cm.

1) Pré dimensionnement des poutrelles :

Les poutrelles sont des sections en T en béton armé qui servent à transmettre les charges réparties ou concentrées vers les poutres principales.

La disposition des poutrelles se fait selon deux critères :

- Sont disposées parallèlement à la plus petite portée.
- Si les poutres dans les deux sens sont égales alors on choisit le sens ou on a plus d'appuis (critère de continuité) car les appuis soulagent les moments en travée et diminuent la flèche.

2) Calcul des poutrelles :

Le dimensionnement des poutrelles passe par deux étapes :

- Le calcul avant coulage.
- Le calcul après coulage.

A) Avant coulage :

Avant le coulage de la dalle de compression, la poutrelle est considérée comme reposante sur deux appuis (simplement appuyée) ; elle supporte son poids propre, le poids du corps creux et la surcharge due à la main d'œuvre qui est prise égale à 1KN/ml (d'après DTR B.C.2.2).

1) Charges et surcharges :

Charge permanente G :

- Poids propre des poutrelles : 25x0.12x0.04=0.12KN/m
- Poids propre du corps : 0.95x0.65=0.62KN/m
- Total G=0.74KN/m

Charge d'exploitation Q

- Main d'œuvre Q=1KN/m

2) Sollicitations combinées :

- ELU : 1.35 G + 1.5 Q

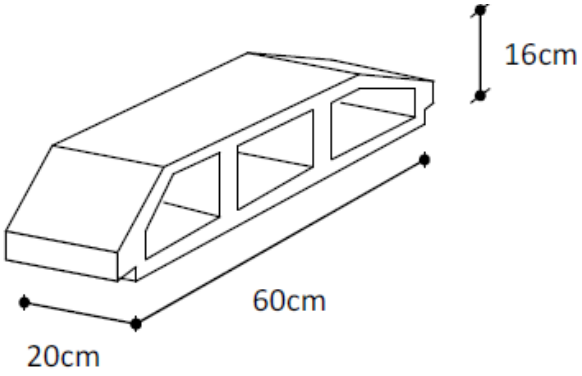
q_u = 1.35x0.74 + 1.5x1

q_u = 2.5KN/m

- ELS : G + Q

q_{ser} = 0.74 + 1

q_{ser} = 1.74KN/m



Corps Creux

3) Sollicitations de calcul :

Ly=4.20 m

	ELU	ELS
M (KN.m)=$ql^2/8$	5.5125	3.84
T (KN)=ql/2	5.25	3.654

4) Calcul de ferraillage :

La poutrelle travaille en flexion simple à l'ELU.

b = 12 cm ; d = 0,9xh=3,6 cm ; h = 4 cm ; f_{bu} = 14,2 MPa

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = 2.496$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = 1.435$$

$$\mu_{lu} = (3440 \times \gamma + 49 \times f_{c28} - 3050) \times 10^{-4} = 0.311$$

$\Rightarrow \mu_{bu} > \mu_{lu} \Rightarrow$ A' ≠ 0, La section est doublement armée

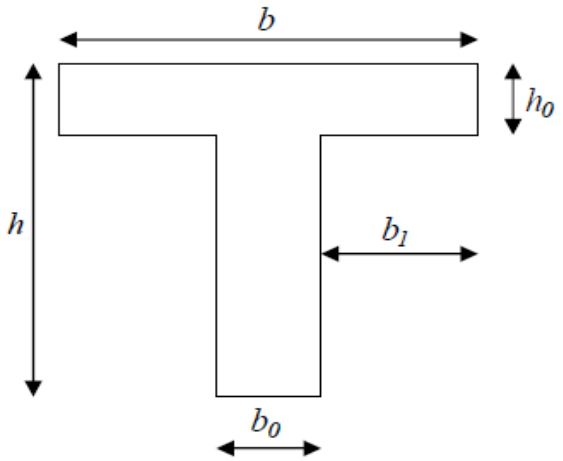
Remarque :

Les aciers comprimés sont nécessaires afin d'équilibrer le moment de la section d'armatures mais on est limité par la section du béton (12x4). Il faut donc soulager la poutrelle par des étaiements verticaux pour supporter les charges avant et lors du coulage sans qu'elle fléchisse.

B) Après coulage :

Après le coulage et le durcissement de la dalle de compression la poutrelle travaille comme une poutre en T avec les dimensions suivantes : b=65 cm, h_0=4 cm, b_0=12 cm, h=20 cm.

1) Charges et surcharges :



- **Charge permanente G (KN/m) :**

-Terrasse inaccessible G=6.68 KN/m^2

-Etage courante RDC G=5.11 KN/m^2

- **Charge d'exploitation (KN/m)**

-Terrasse inaccessible Q=1 KN/m^2

-Etage courante RDC Q= 2.5 KN/m^2

2) Sollicitations combinées :

➢ ***Terrasse :***

ELU : qu =(1.35x6.68+1.5x1) x 0.65 =6.311 KN

ELS : qser =(6.68+1)x0.65= 4.99 KN

➢ ***Etage courant :***

ELU ; qu =(1.35x5.11+1.5x2.5)x0.65= 6.922 KN

ELS ; qser = (5.11+2.5)x 0.65 =4.95 KN

Remarque :

Comme le plancher de l'étage courant est plus chargé que celui de la terrasse, on fait le calcul pour le plancher étage courant seulement

4) choix de la méthode de calcul :

Les poutrelles sont considérées comme des poutres continues sur plusieurs appuis. Pour le calcul de leurs efforts internes, on utilise l'une des deux méthodes simplifiées :

- La méthode forfaitaire.
- La méthode de Caquot

3) Méthode forfaitaire:

Cette méthode est applicable si les quatre hypothèses suivantes sont vérifiées :

1) Q ≤ max (2G ; 5 kN/m²)

2) Les moments d'inerties des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées.

3) Le rapport de longueur entre deux portées successives doit vérifier $0.8 \leq \frac{L_n}{L_{n+1}} \leq 1.25$

4) Fissuration peu nuisible.

Si l'une des conditions n'est pas vérifiée la méthode forfaitaire n'est pas applicable donc on applique la méthode de Caquot

Application :

1) Q = 2.5 KN/m^2 < { 5 KN/m2 ; 2G = 10,22KN/m2 …… **condition vérifié**

2) Les moments d'inerties des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées :

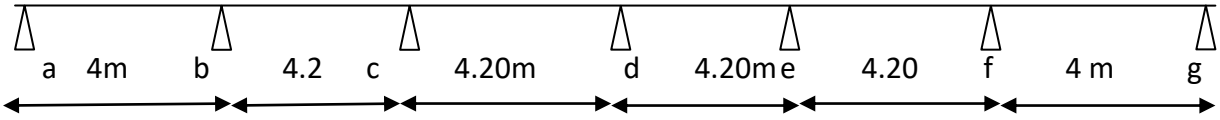
$\frac{L_n}{L_{n+1}} = \frac{4}{4.20} = 0.95$ … $0.8 \leq 0.95 \leq 1.25$…… **condition vérifié**

$\frac{L_n}{L_{n+1}} = \frac{4.20}{4} = 1.05$ …. $0.8 \leq 1.05 \leq 1.25$…… **condition vérifié**

4) La fissuration est peu nuisible. ……. **condition vérifié**

⇒ Alors cette méthode est applicable

4) Calcul des coefficients 1 ere Type de poutre :



Coefficients / plancher	Etage cour+RC
$\alpha = Q/(G+Q)$	0.328
$1+0.3\alpha$	1.098
$(1.2+0.3\alpha)/2$	0.649

On doit respecter les conditions suivantes :

$M_t \geq \max(1.05M_0, (1+0.3\alpha)M_0) - \frac{/M_w + M_e/}{2}$

$M_t \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_0$ …… *dans une travée intermédiaire..*

$M_t \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_0 \ldots\ldots\ldots dans\ une\ travée\ de\ rive.$

Avec :

M_w et M_e ; sont les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche (W) et de droite(e) dans la travée considérée.

M_t : le moment maximal en travée dans la travée considérée.

- ***Etage courant :***

ELU ; qu =6.922 KN

ELS ; qser = 4.95 KN

a) ***ELU;***

1) calcul les moments isostatiques :

- Travée1 : $M_{01} = \frac{q_u L1^2}{8} = \frac{6.922 \times 4^2}{8} = 13.844\ KN.m$
- Travée 2 : $M_{02} = \frac{q_u L2^2}{8} = \frac{6.922 \times 4.20^2}{8} = 15.263\ KN.m$

2) Moment sur appuis:

$M_a = M_g = -0{,}3\ M_{01} = -4.15$ KN .m

$M_b = M_f = -0{,}5 \max(M_{01}; M_{02}) = -7.63$KN.m

$M_c = M_d = M_e = -0{,}4\ M_{02} = -6.11$ KN .m

3) Moment en travée:

On doit vérifie que :

$$1.05M_{01} = 14.53 < 1 + 0.3\alpha M_{01} = 15.20$$

$$1.05M_{02} = 16.02 < 1 + 0.3\alpha M_{02} = 16.76$$

- ***dans une travée de rive.***

$$M_{t1} = M_{t6} \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_{01} = 0.649 \times 13.844 = 8.985\ \text{KN. m}$$

- ***dans une travée intermédiaire***

$$M_{t2} = M_{t3} = M_{t4} = M_{t5} \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_{02} = \frac{1.098}{2} \times 15.263 = 8.38\ KN.m$$

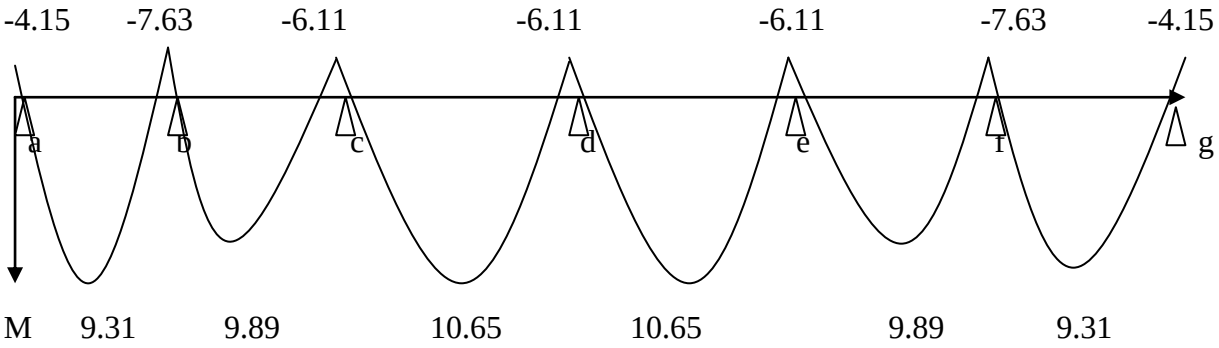
$$M_t \geq (1+0.3\alpha)\mathrm{M}_0 - \frac{/M_w+M_e/}{2}$$

$$M_{t1} = M_{t6} \geq (1+0.3\alpha)\mathrm{M}_{01} - \frac{M_a+M_b}{2} = 15.2 - \frac{4.15+7.63}{2} = 9.31\ KN.m$$

$$M_{t2} = M_{t5} \geq (1+0.3\alpha)\mathrm{M}_{01} - \frac{M_b+M_c}{2} = 16.76 - \frac{7.63+6.11}{2} = 9.89\ KN.m$$

$$M_{t3} = M_{t4} \geq (1+0.3\alpha)\mathrm{M}_{02} - \frac{M_c+M_d}{2} = 16.76 - \frac{6.11+611}{2} = 10.65 KN.m$$

- Diagramme des mmt a ELU de étage courant



M 9.31 9.89 10.65 10.65 9.89 9.31

Calcul de l'effort tranchant :

$$\mathbf{T_w}=\frac{\boldsymbol{M_w-M_e}}{\boldsymbol{L}}+\frac{\boldsymbol{q_uL}}{\mathbf{2}}$$

$$\mathbf{T_e}=T_w\text{-}q_uL$$

AN :

$$T_a=\frac{M_a-Mb}{L}+\frac{q_uL}{2}=\frac{-4.15-(-7.63)}{4}+\frac{6.922x4}{2}=14.71KN$$

$T_b=T_a - q_uL=$ 14.71-(6.922x4)= -12.98 KN

$$T_b=\frac{M_b-Mc}{L}+\frac{q_uL}{2}=\frac{-7.63-(-6.11)}{4.2}+\frac{6.922*4.2}{2}=14.17\ KN$$

$T_c=T_b - q_uL=$*-14.9 KN*

$$T_c=\frac{M_c-Md}{L}+\frac{q_uL}{2}=0+\frac{6.922*4.2}{2}=14.54\text{ KN}$$

$T_d=T_c - q_uL=$*-14.53KN*

$$Td=\frac{M_d-Me}{L}+\frac{q_uL}{2}=14.54\text{ KN}$$

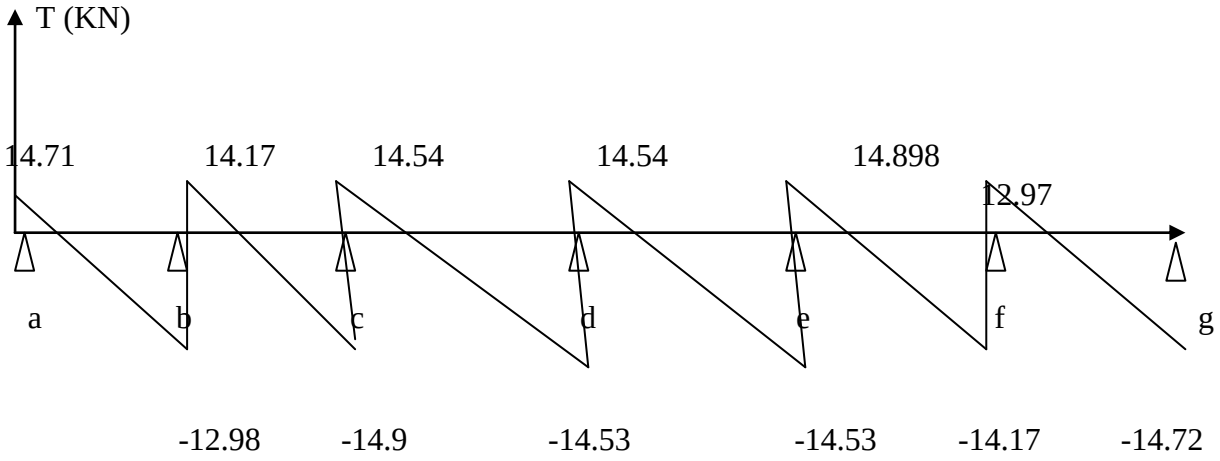
$T_e = T_d - q_u L = -14.53\ KN$

$T_e = \frac{M_e - Mf}{L} + \frac{q_u L}{2} = 14.898 KN$

$T_f = T_e - q_u L = -14.17\ KN$

$T_f = \frac{M_f - Mg}{L} + \frac{q_u L}{2} = 12.97\ KN$

$T_g = T_f - q_u L = -14.72\ KN$



b) L'ELS:

4) calcul les moments isostatiques :

- T ravée1 : $M_{01} = \frac{q_{ser} L1^2}{8} = \frac{4.95 \times 4^2}{8} = 9.9\ KN.m$
- T ravée 2 : $M_{02} = \frac{q_{ser} L2^2}{8} = \frac{4.95 \times 4.20^2}{8} = 10.91\ KN.m$

5) Moment sur appuis:

$M_a = M_g = -0{,}3\ M_{01} = -2.97$ KN .m

$M_b = M_f = -0{,}5 \max(M_{01}; M_{02}) = -5.455$ KN.m

$M_c = M_d = M_e = -0{,}4\ M_{02} = -4.364$KN .m

6) Moment en travée:

On doit vérifie que :

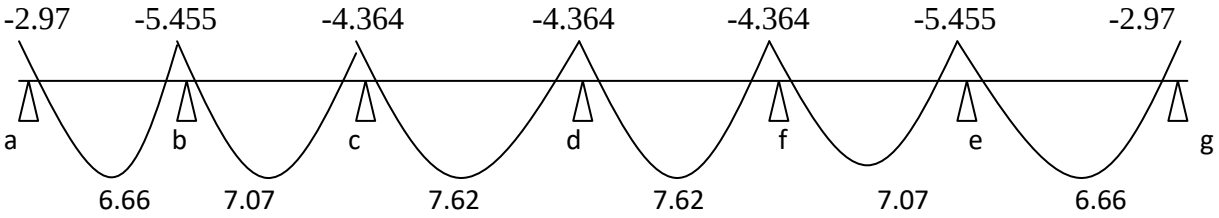
$$1.05M_{01} = 10.395 < 1 + 0.3\alpha M_{01} = 10.87$$

$$1.05M_{02} = 11.45 < 1 + 0.3\alpha M_{02} = 11.98$$

$$M_{t1} = M_{t6} \geq 1 + 0.3\alpha M_{01} - \frac{M_a + M_b}{2} = 10.87 - \frac{2.97 + 5.455}{2} = 6.66\ KN.m$$

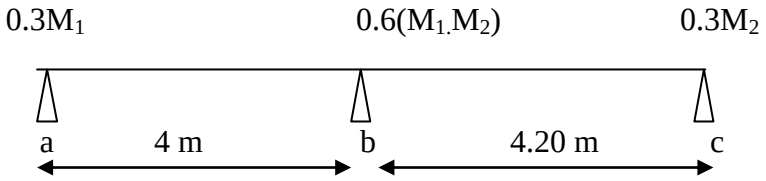
$$M_{t2} = M_{t5} \geq 1 + 0.3\alpha M_{02} - \frac{M_b + M_c}{2} = 11.98 - \frac{5.455 + 4.364}{2} = 7.07\ KN.m$$

$$M_{t3} = M_{t4} \geq 1 + 0.3\alpha M_{02} - \frac{M_c + M_d}{2} = 11.98 - \frac{4.364 + 4.364}{2} = 7.62 KN.m$$



- Diagramme des mmt a ELS

- **Calcul des coefficients 2eme Type de poutre :**



b) ELU;

7) calcul les moments isostatiques :

- Travée1 : $M_{01} = \frac{q_u L1^2}{8} = \frac{6.922 \times 4^2}{8} = 13.844\ KN.m$
- Travée 2 : $M_{02} = \frac{q_u L2^2}{8} = \frac{6.922 \times 4.20^2}{8} = 15.263\ KN.m$

8) Moment sur appuis:

M_a = -0,3 M_{01} = -4.15 KN .m

M_c= -0,3 M_{02} = -4.58 KN .m

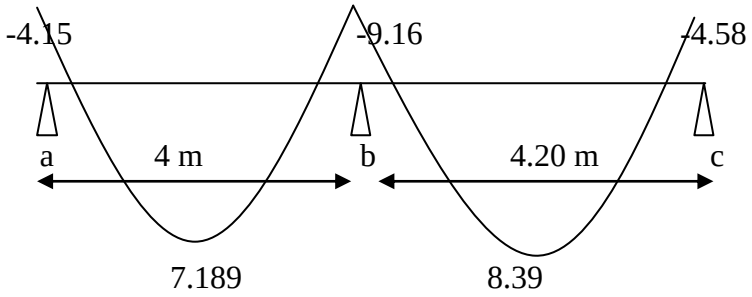
M_b = -0,6 max (M_{01} ; M_{02}) = - 9.16KN.m

9) Moment en travée:

$$M_{t1} \geq (1+0.3\alpha)\mathrm{M}_{01} - \frac{M_a + M_b}{2} = 13.844 - \frac{4.15+9.16}{2} = 7.189\ KN.m$$

$$M_{t2} \geq (1+0.3\alpha)\mathrm{M}_{02} - \frac{M_b + M_c}{2} = 15.263 - \frac{9.16+4.58}{2} = 8.39 KN.m$$

- Diagramme des mmt a ELU



Calcul de l'effort tranchant :

$\mathbf{T_w}=\frac{\boldsymbol{M_w - M_e}}{\boldsymbol{L}} + \frac{\boldsymbol{q_u L}}{\mathbf{2}}$

$\mathbf{T_e}=T_w - q_u L$

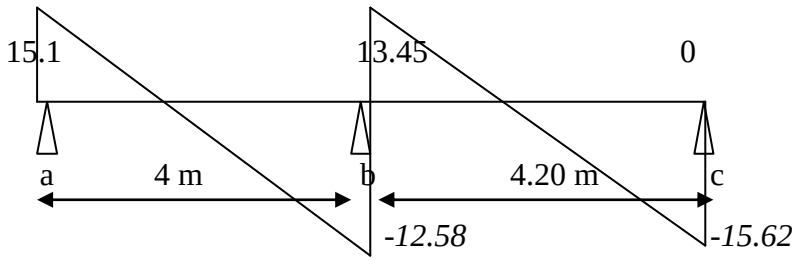
AN :

$T_a=\frac{M_a - Mb}{L} + \frac{q_u L}{2} = \frac{-4.15-(-9.16)}{4} + \frac{6.922x4}{2} = 15.1KN$

$T_b=T_a - q_u L$= 15.1-(6.922x4)= -12.58 KN

$T_b=\frac{M_b - Mc}{L} + \frac{q_u L}{2} = \frac{-9.16-(-4.58)}{4.2} + \frac{6.922*4.2}{2} = 13.45\ KN$

$T_c=T_b - q_u L$=*-15.62 KN*



b) L'ELS:

10) calcul les moments isostatiques :

- T ravée1 : $M_{01} = \frac{q_{ser} L1^2}{8} = \frac{4.95\times4^2}{8} = 9.9\ KN.m$

- T ravée 2 : $M_{02} = \frac{q_{ser} L2^2}{8} = \frac{4.95 \times 4.20^2}{8} = 10.91\ KN.m$

11) Moment sur appuis:

M_a = -0,3 M_{01} = -2.97 KN .m

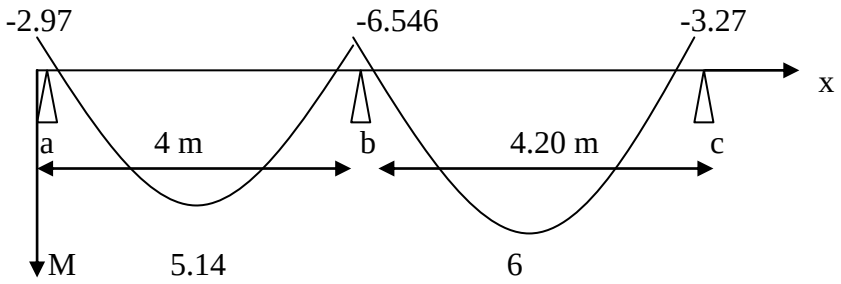
M_c = -0,3 M_{02} = -3.27 KN .m

M_b = -0,6 max (M_{01} ; M_{02}) = - 6.546KN.m

12) Moment en travée:

$$M_{t1} \geq (1 + 0.3\alpha)M_{01} - \frac{M_a + M_b}{2} = 9.9 - \frac{2.97 + 6.546}{2} = 5.14\ KN.m$$

$$M_{t2} \geq (1 + 0.3\alpha)M_{02} - \frac{M_b + M_c}{2} = 10.91 - \frac{6.546 + 3.27}{2} = 6\ KN.m$$



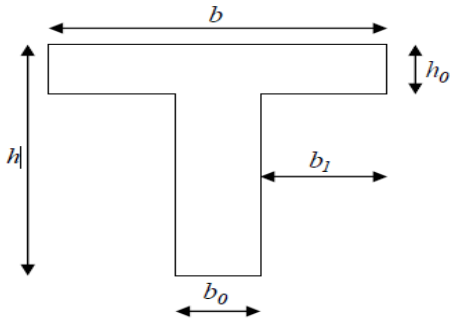
1) Calcul de ferraillage à L'ELU :

➢ En travée :

Le calcul des armatures s'effectue comme une poutre de section en Té avec les dimensions suivantes : b=65 cm, h_0=4 cm, b_0=12 cm, h=20 cm, d=18cm.

en considérant :

- le moment en travée max, $M_{t\,max}$ =10.65KN.m.
- Moment équilibré par la table de compression :



$M_{Tu} = F_{bc} Z_b$ tel que :

$F_{bc} = b h_0 F_{bu2}$

Z_b= d-(h_0/2)

M_{TU} = 59.07 KN .m ==> La table n'est pas entièrement comprimé par conséquent la section considérée sera calculée comme une section rectangulaire (b = 65 cm, d = 18 cm).

$$\mu_{bu} = \frac{M_{t\,max}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{10.65 \times 10^6}{650 \times 180 \times 180 \times 14,2} = 0,0356 < 0,2607 \Rightarrow A' = 0$$

$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}})$= 0.0453

$Z_b = d(1 - 0.4\alpha)$ =17.674 cm

$$A_u = \frac{M_u}{Z_b \times f_{ed}} = \frac{10.65 \times 10^6}{176.74 \times 348} = 173.15mm2 = 1.73cm2$$

A adopté = 2T12=2.26 cm^2

$$A_{min} = 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times b_0 \times d = \frac{0.23 \times (0.6 + 0.06f_{c28}) \times 0.65 \times 0.18}{400} = 1.41 \times 10^{-4} m^2$$
$$= 1.41\ cm^2$$

$A_u = 1.73cm2 > A_{min} = 1.41\ cm^2$ $condition\ vérifie$

2) Vérification de disposition d'armature :

- ***Armature longitudinale :***

$S_t \leq$ min(3h ;33 cm) = min(60cm ;33cm) = 33 cm

Avec :

h : l'épaisseur du plancher h=20cm

S_t = 20 cm

- ***Armature de répartition :***

$S_t \leq$ min(4h ;45 cm) = min(80 cm ;45 cm) = 45 cm

S_t = 20cm

2.3) Contrainte de compression dans le béton :

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

$\sigma_{bc} = K.Y$

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

$$I = \frac{b.y^2}{2} + n(A + A') \times y - n(Ad - A'd) = 0 \qquad \equiv n = 15$$

$32.5y^2 + 25.95y - 467.1 = 0 \leftrightarrow \boldsymbol{y = 3.4}$

$$I = \frac{b.y^3}{3} + nA(d - y)^2 = 6383.08cm^4$$

$$K = \frac{7.62}{6383.08 \times 10^{-8}} = 119378.1KN/m^3$$

$\sigma_{bc} = K.Y = 119378.1 \times 0.034 = 4058.85$KN/m^2=4.06MPa $\Rightarrow < \sigma_{bc}$ $condition\ vérifie$

- ***Vérification de la flèche***
  - ❖ $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} = \frac{20}{420} = 0.0476$ ***condition non vérivie***
  - ❖ $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0} = 0.1 \times \frac{7.62}{16.76} = 0.045$ ***condition vérivie***
  - ❖ $\frac{A_t}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.000147 < 0.0105$ ***condition vérivie***

Il est indispensable de vérifier la flèche par rapport à la flèche admissible

$f = \frac{5 \times p \times l^4}{384 EI} \leq \overline{f} = \frac{4.2}{500}$ =8.4x10^{-3}

$f = \frac{5 \times p \times l^4}{384 EI} = \frac{5 \times 4.95 \times 10^{-3} \times 4.2^4}{384 EI} = 7.77 \times 10^{-3} m \leq 8.4\text{x}10^{-3} m$ ***condition vérivie***

➢ *Sur appuis :*

- ***Les armatures longitudinales :***

La table de compression est tendue donc le calcul se ramené à une section rectangulaire (b_0 =12 cm, d = 18 cm).

On a: $M_{app\ u\ max}$ = 9.16 KN.m dans 2 eme type de poutre

Mapp max	**μbu**	**μlu**	**A'**	**Zb**	**Acalculer**	**Amin**	**Aadopté**	**St (cm)**	***Stmax***
9.16	0.1659	0.3126	0	16.21	1.62	0.26	2T12 2.26	20	30

➢ *Les armatures transversales :*

$\emptyset_t \geq \min\left(\frac{h}{35}; \emptyset; \frac{b0}{10}\right) = \min\left(\frac{20}{35}; 1; \frac{12}{10}\right) = 0.57\ cm$)

A t = (A/4) = 0,57 cm² → 1 T Φ 8

On utilise des armatures de type : HA8

➢ *Espacement :*

S t= min 0,9 d ; 40 cm =16,20 cm

on prend **St=16cm**

A) Vérifications ELU :

1) Condition de non fragilité :

A_l=2.26 cm² ≥ A_{min} = 0.26 cm2 **condition vérifie**

2) Vérification de la disposition des armatures d'acier :

- **Armature longitudinale :**

$S_t \leq \min(3h ; 33\text{ cm}) = \min(60 ; 33) = 33$ cm

Avec : $S_t = 16 < 33$cm **condition vérifie**

3) Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{Tu_{max}}{bd} < \overline{\tau} = 2.5MPa$$

T_{umax}=15.62 KN

$$\tau_u = \frac{15.62 \times 10^3}{120 \times 180} = 0.723\ MPa < 2.5\ MPa$$ **condition vérifie**

4) Influence de l'effort tranchant au niveau de l'appui :

On doit vérifier

$$T_u < \frac{0.4 \times f_{c28} \times b_0 \times a}{\gamma_b}$$

Appui de rive : T_u=15.62 KN, a=0.9d =0.162 m

$$T_u = 15.62 < \frac{0.4 \times f_{c28} \times b_0 \times a}{\gamma_b} = 129.6\ KN$$ **condition vérifie**

Appui intermédiaire : Tu=14.898 KN, a=0.9d=0.9 (0.18)=0.162

$$T_u = 14.898 < \frac{0.4 \times f_{c28} \times b_0 \times a}{\gamma_b} = 129.6\ KN$$ **condition vérifie**

b) Vérification à l'ELS :

Contrainte de compression dans le béton :

$\sigma_{bc} < \sigma_{bc} = 0.6 f_{c28}$= 15 MPa

$\sigma_{bc} = K.Y$

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

$I = \frac{b.y^2}{2} + n(A + A') \times y - n(Ad - A'd) = 0 \quad \equiv n = 15$

$\boldsymbol{y = 3.84\ cm}$

$$I = \frac{b.y^3}{3} + nA(d-y)^2 = 8023.97\ cm^4$$

$$K = \frac{7.62}{8023.97 \times 10^{-8}} = 0.0974N\ /mm_3$$

$$\sigma_{bc} = K.Y = 3.74\ \text{MPa} \Rightarrow < \sigma_{bc}\ condition\ vérifie$$

5) Ferraillage de la dalle de compression :

On ferraille la dalle de compression suivant les deux sens afin d'éviter les fissurations, Le ferraillage et en treillis soudé.

Les conditions suivantes doivent êtres respectées :

- Résister aux efforts des charges appliquées sur des surfaces réduites.
- Produire un effet de répartition entre nervures aux voisinages des charges localisées notamment celles correspondantes aux cloisons.
- Les dimensions des mailles sont normalisées comme suit :

  -20 cm pour les armatures perpendicularités aux nervures.

  - 33 cm pour les armatures parallèles aux nervures.

Soit :

A : la section des armatures perpendiculaires aux nervures (A en cm² sur 1 mètre de nervures).

Si : L (Écartement entre axe des nervures) ≤ 50 cm $\Rightarrow$ A > 200 / f_e.

Si: 50 ≤ L ≤ 80 $\Rightarrow$A = 40 .L / f_e. (L en cm)

Les armatures parallèles aux nervures, autres que les armatures supérieures des poutrelles, doivent avoir une section par mètre linéaire au moins égale à (A /2)

Pour notre cas : on a une dalle de compression de 4 cm d'épaisseur.

Soit : L : l'écartement entre les nervures « L= 65 cm ».

f_e : 5200 bars pour les treillis soudés de ϕ ≤ 6 mm.

D'ou : A_{per}= 4×0.65 /5200= 0.5 cm²/ml

On adopte **:** A_{per} =3 ϕ 5 = 0.59 cm²

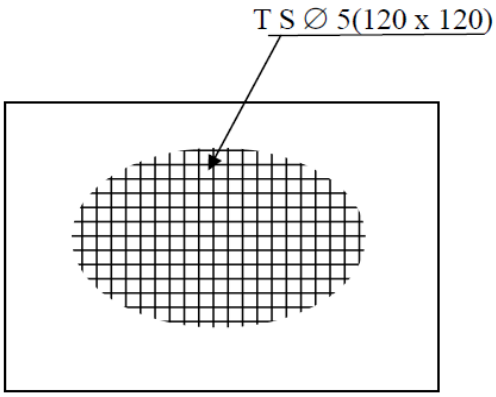
Pour la section des armatures parallèles aux nervures, on prend :

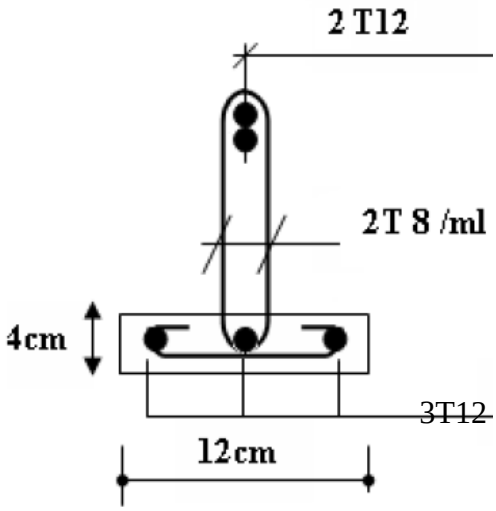
$$A_{par} = A_{per} / 2 = 0.296\ cm^2$$

On adopte **:** A_{par} = 2 ϕ 5 = 0.39

Donc on adopte un treillis soudé Ts = (120 x 120) x 5 x 5. (Treillis soudé en ϕ5 (120 x 120)

Poutrelle Dalle de compression





Dalle de compression Poutrelle

LES ESCALIERS

3.2) Etude de l'escalier :

3.2.1) Définition :

L'escalier est un ouvrage constitué d'une succession régulière des plans horizontaux qui permettent l'axée aux différents niveaux. Il peut être en béton armée ou en bois. Notre ouvrage est composé d'une seule cage d'escalier de type droit à deux volées avec palier intermédiaire

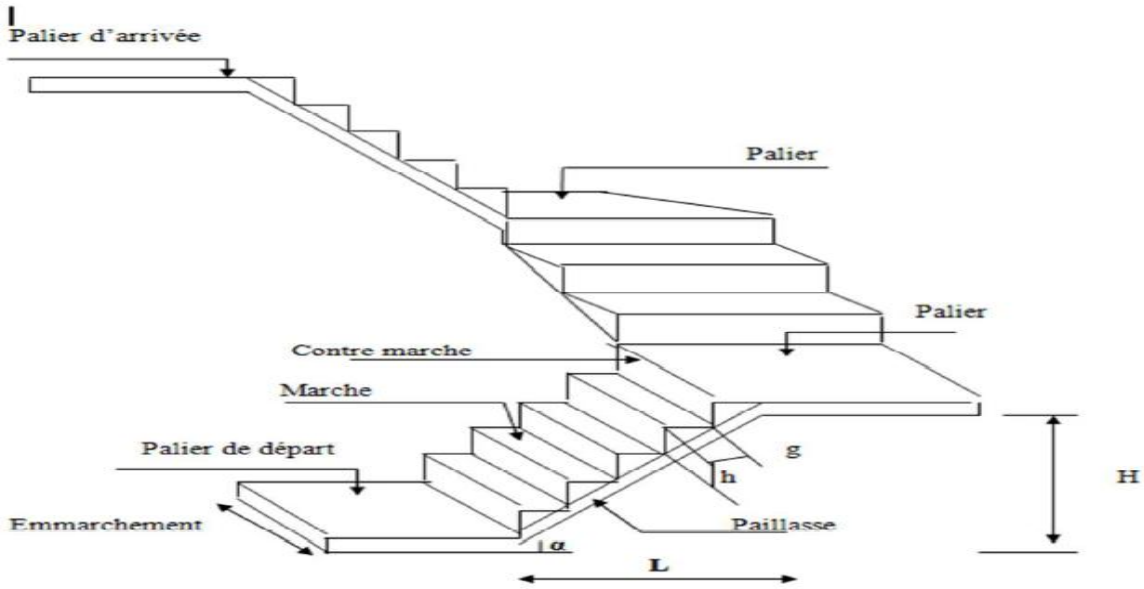


Figure 3.1 : Les escaliers droits à deux volées

3.2.2) Terminologie :

- g : Largeur de la marche.
- h : Hauteur de la contre marche.
- e : épaisseur de la paillasse et du palier.
- H : hauteur de la volée.
- l : portée de la paillasse.
- l_2 : largeur du palier
- l_1 : longueur de la paillasse projetée.
- L : longueur linéaire de la paillasse et celle du palier

Le pré dimensionnement s'effectue à l'aide de la formule suivante :

✓ formule de BLONDAL **: 59 ≤ g + 2 h ≤ 66 cm.**

59 ≤ 64 ≤ 66 ***Condition vérifie***

hauteur de la marche : **h=17cm.**

En pratique, on prend : **g=30cm.**

1) pour le RDC :

2) premier type d'escalier de rive avec 2 paliers :

- Hauteur d'étage : **H=4.59m**
- détermination du nombre de marches : **n=H/h=459/17=27 marches (12+3+12).**
- Hauteur de la paillasse : H_1=0,17x12=2.04 → **H'=2.04 m**
- détermination de la longueur projetée de la paillasse : **L=g (n-1)=3.3 m.**
- détermination de l'inclinaison de la paillasse : **tg α = H'/L ⇒ α = 31.7°.**
- détermination de la largeur de la paillasse : **L_p=H'/sinα = 3.88 m.**
- détermination de l'épaisseur de la paillasse : **L_p /30≤ e ≤ L_p / 20 ⇒ e=20 cm.**
- l'épaisseur du palier : **e=20cm.**

❖ ***Tableau récapitulatif :***

	H (m)	*H'(m)*	*n*	*L(m)*	*α*	*L_p(m)*	*e(paillasse*	*e (palier)*
RDC H_1	4.59	2.04	12	3.3	31.7	3.88	0.20	0.20
H_2	4.59	0.51	3	0.9	29.54	1.03	0.20	0.20

3.2.3) les sollicitations :

A) pour le RDC :

Les charges	La paillasse	Le palier
Charge permanente (kn/ml)	9.23	6.36
Charge d'exploitation (kn/ml)	2.5	2.5

1) Combinaisons des charges :

- ***A L'ELU :***

Q_u =1,35G+ 1,5Q

- ***A L'ELS :***

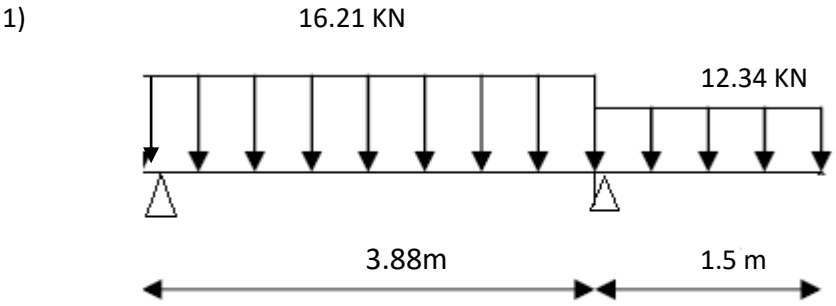
$Q_S = G + Q$

	ELU	ELS
Paillasse	16.21	11.73
Le palier	12.34	8.86

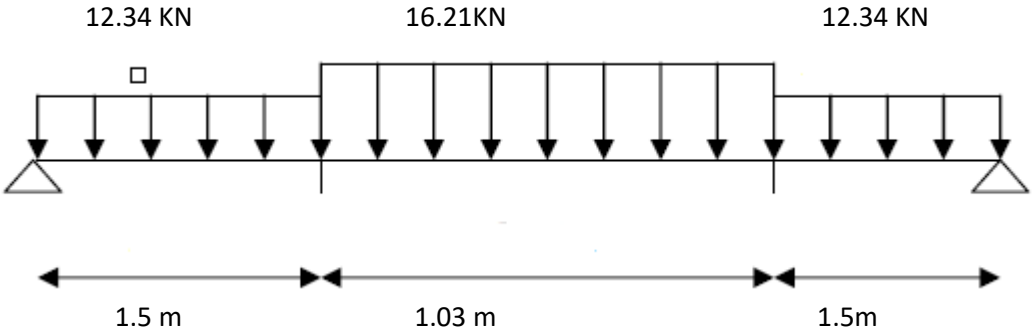
❖ *Schéma statique :*

- ***ELU :***

1)

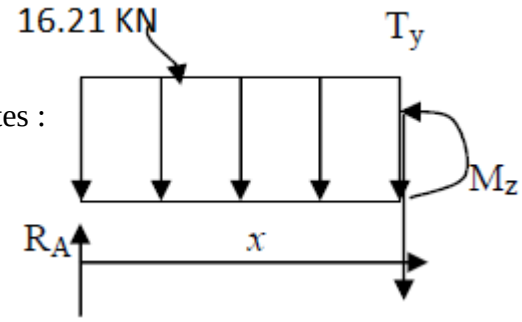


2)



a)ELU

1.



Les réactions : le calcul **RDM**, nous donne les valeurs suivantes :

1) Calcul des réactions d'appuis :

$R_A + R_B = 81.41$ KN

$R_A = 27.87$; $R_B = 53.54$ KN

2) Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissant :

1er tronçon : $0 \leq x \leq 3.88$

$T_y = -16.21x + 27.87$ $\begin{cases} x=0 \Rightarrow T=27.87 \text{ KN} \\ x=3.88 \Rightarrow T= -35.02 \text{ KN} \end{cases}$

$M_z = -16.21 \times \frac{x^2}{2} + 27.87\ x$

$x=0 \Rightarrow M_z = 0$

$x=1.72\ m \Rightarrow M_{zmax} = 23.96\ KN.m$

$x=3.88m \Rightarrow M = -13.88\ KN.m$

2 eme tronçon : 0 ≤ x ≤1.5

$T_y = -12.34x + 18.52$

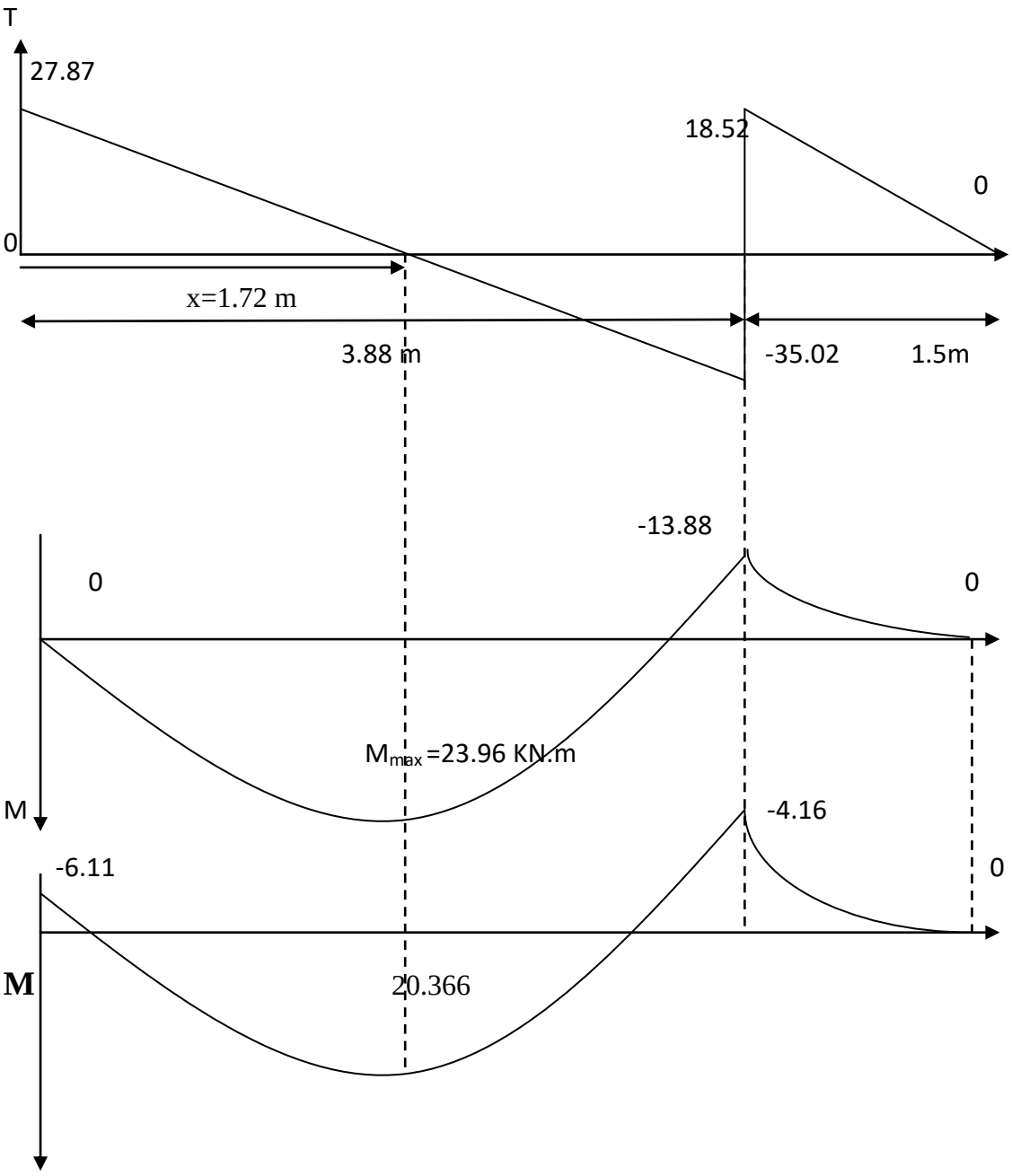
$x=0 \Rightarrow T=18.52\ KN$

$x=3.88 \Rightarrow T=0\ KN$

$M_z = -12.34 \times \frac{x^2}{2} + 18.52\ x$

$x=0 \Rightarrow M_z = -13.88$

$x=3.88 \Rightarrow M_z = 0\ KN.m$



Remarque :

A fin de tenir compte du semi encastrement aux extrémités, on affectera le moment Mmax par des coefficients de valeurs égales. En tenant compte du semi-encastrement, on prend :

_ Aux appuis : Mua = - 0,3 M_Z

_ En travées : Mut = 0,85 Mz*7*

a)ELU

2.

1) Les réactions : le calcul **RDM**, nous donne les valeurs suivantes :

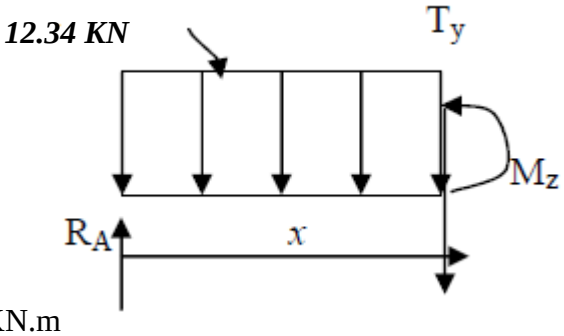
1) Calcul des réactions d'appuis :

$R_A + R_B = 53.72$ KN

$R_A = R_B = 26.86$ KN

3) Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissant :

1er tronçon : 0 ≤ x ≤1.5 m



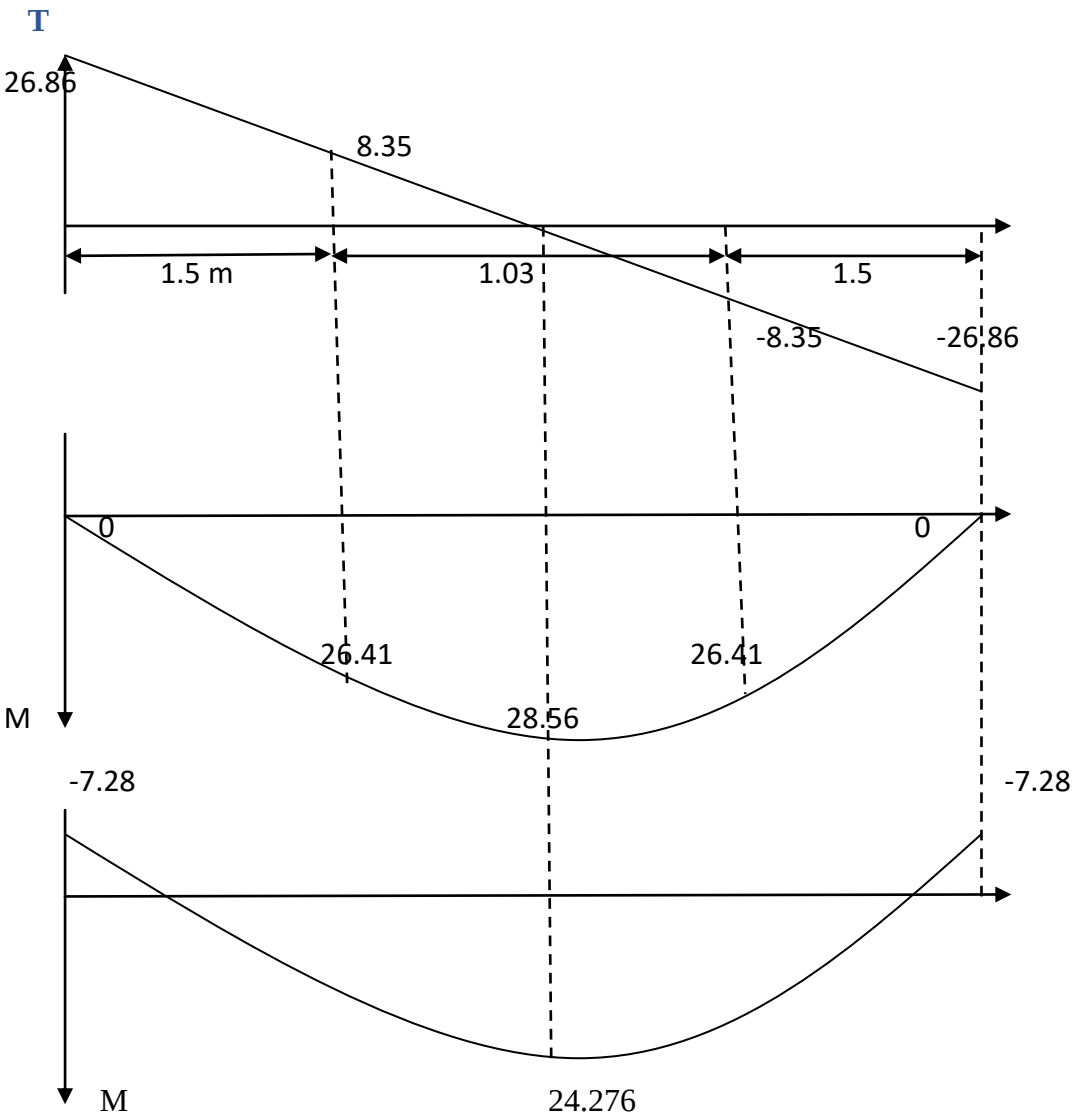
$T_y = -12.34x + 26.86$ $\begin{cases} x=0 \Rightarrow T=26.86\ KN \\ x=1.5 \Rightarrow T=8.35KN \end{cases}$

$M_z = -12.34 \times \frac{x^2}{2} + 26.86\ x$ $\begin{cases} x=0 \Rightarrow M_z = 0 \\ x=1.5 \Rightarrow M_z = 26.41\ KN.m \end{cases}$

2 eme tronçon : 0 ≤ x ≤1.03m

T $\begin{cases} x=0 \Rightarrow T=8.35\ KN \\ x=1.03 \Rightarrow T=-8.35\ KN \end{cases}$

M_z $\begin{cases} x=0 \Rightarrow M_z = 0 \\ x=0.515\ m \text{ à } T=0 \Rightarrow M_{zmax} = 28.56\ KN.m \\ x=1.03 \Rightarrow M_z = 26.41\ KN.m \end{cases}$



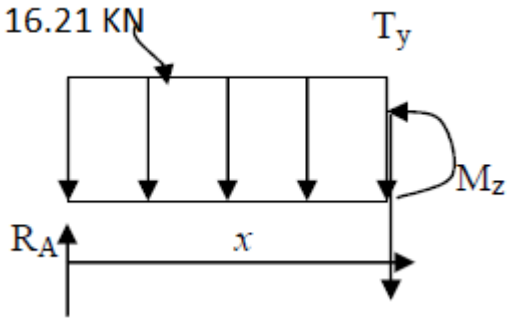
2eme type d'escalier centré deux « 2 » paliers :

- ***pour le RDC***
- Hauteur d'étage :
- **H=4.59m** détermination du nombre de marches : **n=H/h=459/17=27 marches (9+9+9).**

a)ELU :

1) Les réactions : le calcul **RDM**, nous donne les valeurs suivantes :

1) Calcul des réactions d'appuis :



$R_A + R_B = 64.71$ KN

$R_A = 34.26$; $R_B = 30.45$ KN

4) Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissant :

1er tronçon : 0 ≤ x ≤2.85

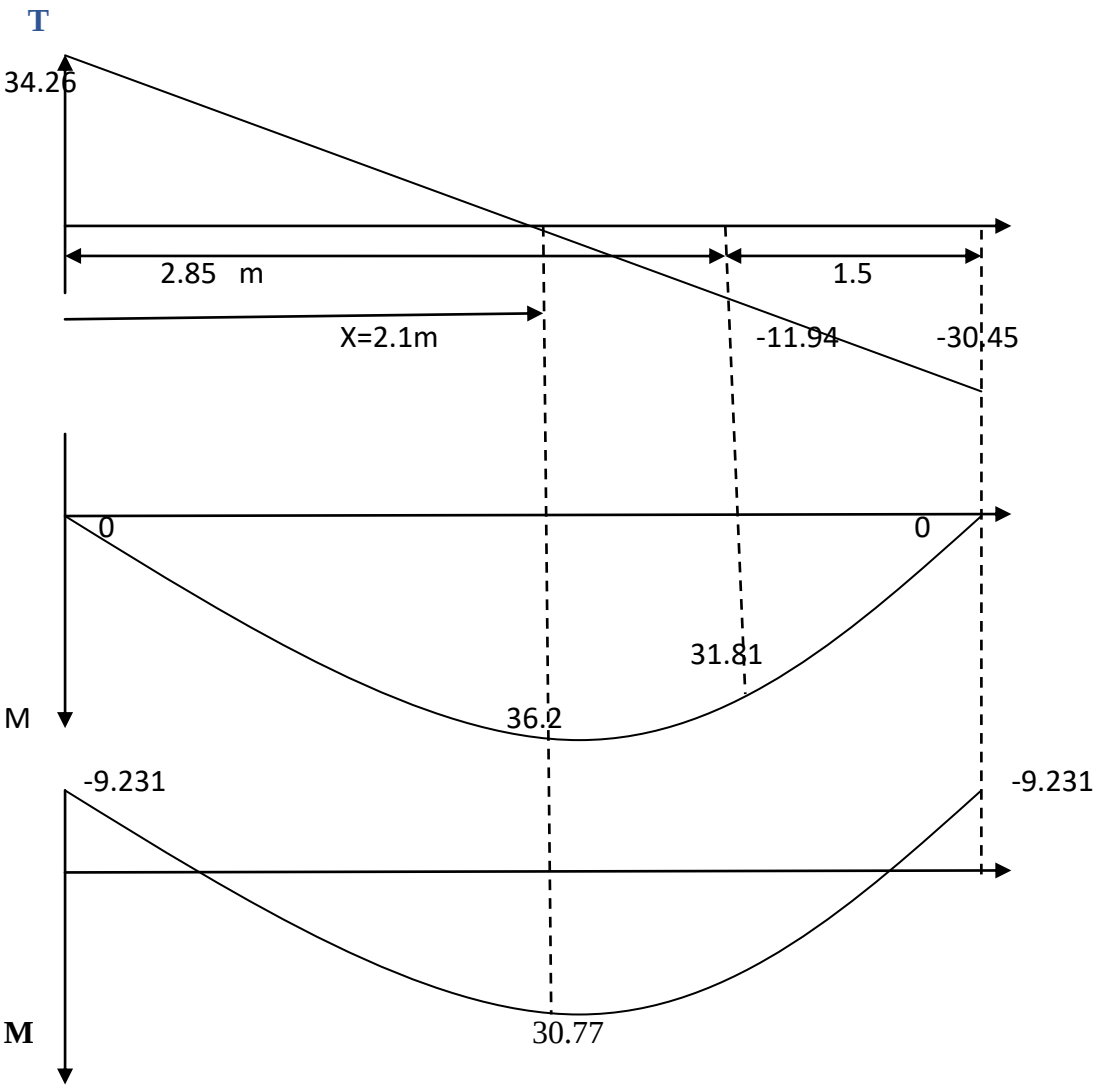
$T_y = -16.21x + 34.26$ $\begin{cases} x=0 \Rightarrow T=34.26\ KN \\ x=2.85 \Rightarrow T=-11.94KN \end{cases}$

$M_z = -16.21 \times \frac{x^2}{2} + 34.26\ x$ $\begin{cases} x=0 \Rightarrow M_z = 0 \\ x=2.1\ m \Rightarrow M_{zmax} = 36.2\ KN.m \\ x=2.85m \Rightarrow M = -31.81\ KN.m \end{cases}$

2 eme tronçon : 0 ≤ x ≤1.5

$T_y = +12.34x - 30.45$ $\begin{cases} x=0 \Rightarrow T=-30.45\ KN \\ x=1.5 \Rightarrow T=-11.94\ KN \end{cases}$

$M_z = -12.34 \times \frac{x^2}{2} + 30.45\ x$ $\begin{cases} x=0 \Rightarrow M_z = 0 \\ x=1.5 \Rightarrow M_z = 31.79KN.m \end{cases}$



a)ELU :

1) Les réactions : le calcul **RDM**, nous donne les valeurs suivantes :

1) Calcul des réactions d'appuis :

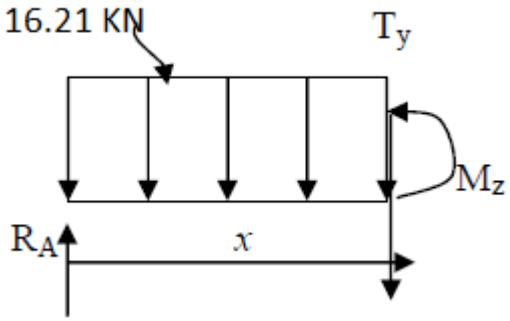
$R_A + R_B = 83.22KN$

$R_A = 41.61$; $R_B = 41.61KN$

2) Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissant :

1er tronçon : $0 \leq x \leq 1.5$

$T_y = -16.21x + 41.61$ $\begin{cases} x=0 \Rightarrow T=41.61\ KN \\ x=1.5 \Rightarrow T=23.1KN \end{cases}$



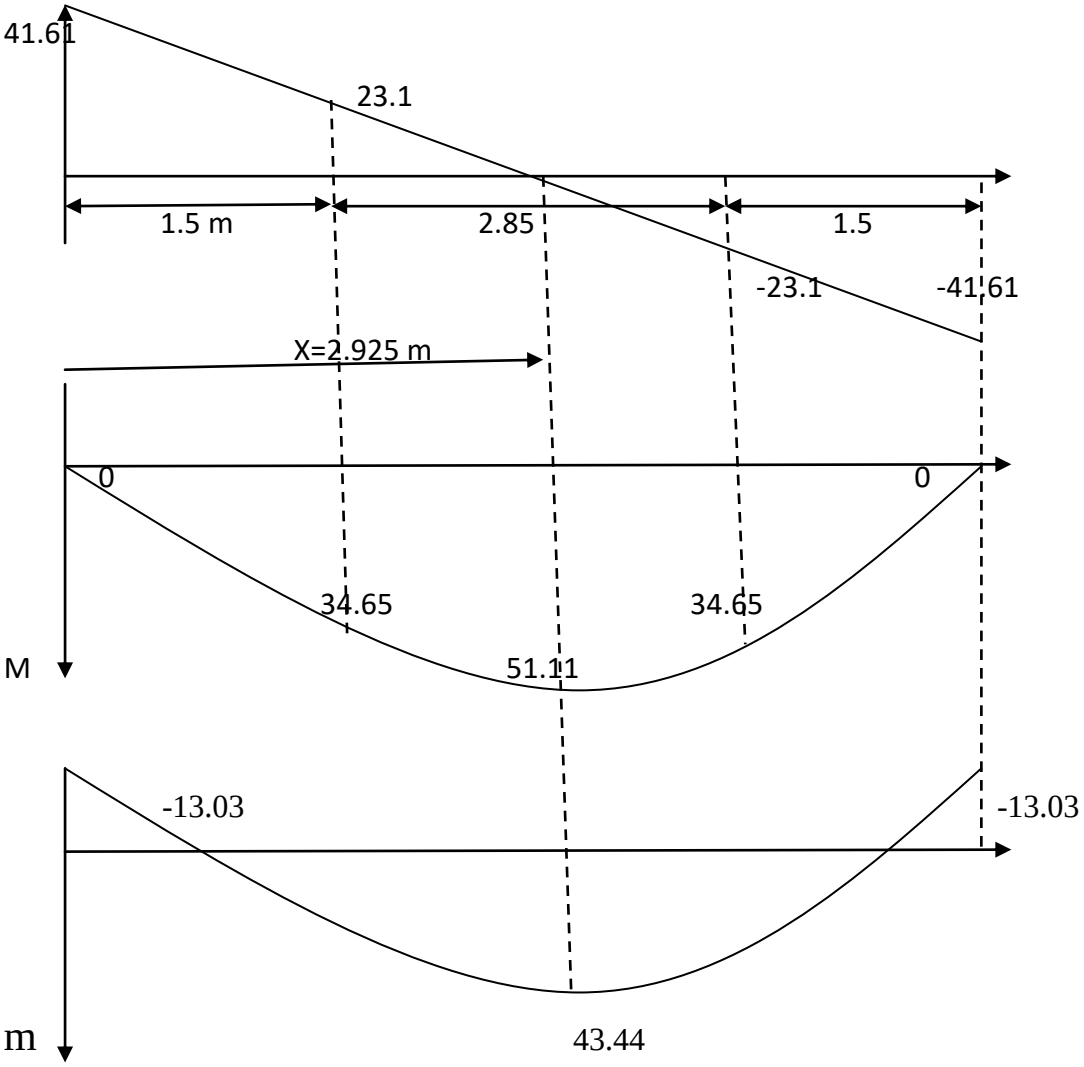
$M_z = -16.21 \times \frac{x^2}{2} + 41.61\ x$ $\begin{cases} x=0 \Rightarrow M_z = 0 \\ x=1.5m \Rightarrow M = 48.53\ KN.m \end{cases}$

2 eme tronçon : 0 ≤ x ≤2.85m

$T_y =$ $\begin{cases} x=0 \Rightarrow T=23.1\ KN \\ x=2.85 \Rightarrow T=-18.47KN \end{cases}$

M_z $\begin{cases} x=0 \Rightarrow M_z = 34.65 \\ x=1.72m \Rightarrow M_z = 51.11kn.m \\ x=2.85m \Rightarrow M_z = 34.65kn.m \end{cases}$

T



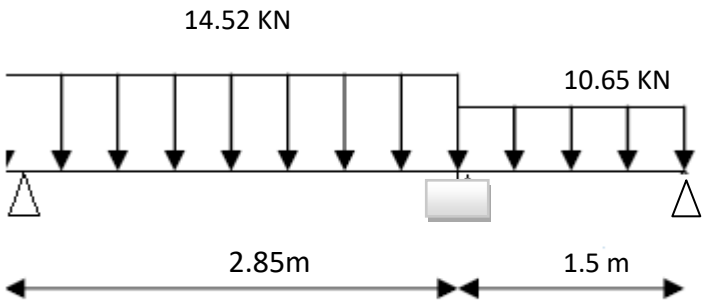
3eme type d'escalier centré courant et service :

-Hauteur d'étage : **H=3.06m.**

- détermination du nombre de marches : **n = H/h = 306/17 = 18 marches (9+9)**

- ***ELU :***

1)



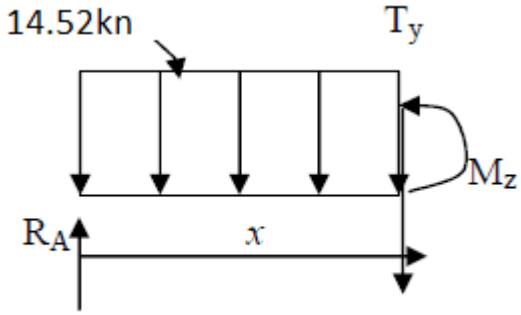
1) Les réactions : le calcul **RDM**, nous donne les valeurs suivantes :

1) Calcul des réactions d'appuis :

$R_A + R_B = 57.357$ KN

$R_A = 30.581$; $R_B = 26.776$ KN

2) Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissant :



1er tronçon : $0 \leq x \leq 2.85$

$T_y = -14.52x + 30.581$ $\begin{cases} x=0 \Rightarrow T=30.581\ KN \\ x=2.85 \Rightarrow T=-10.801KN \end{cases}$

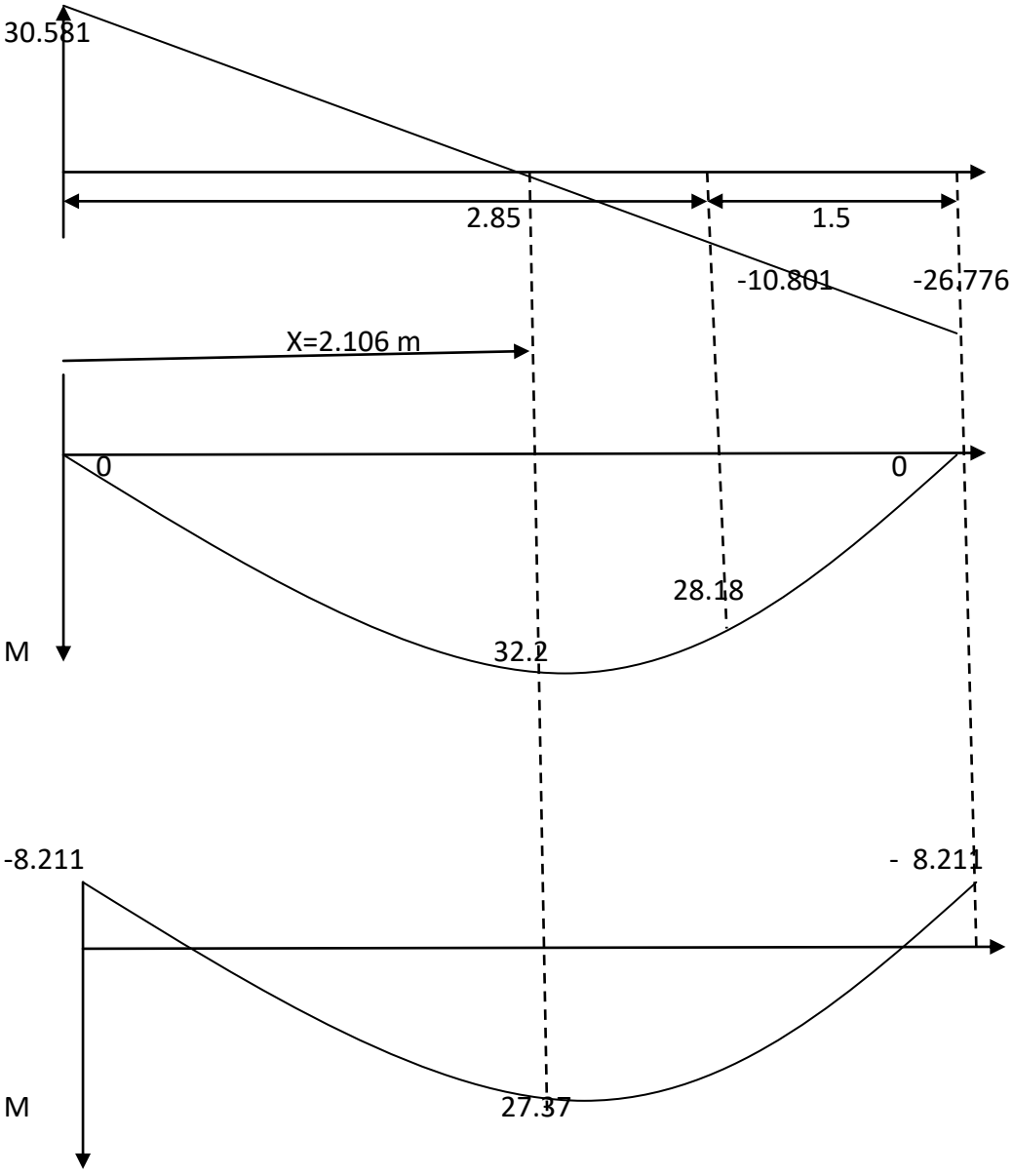
$M_z = -14.52 \times \frac{x^2}{2} + 30.581\ x$ $\begin{cases} x=0 \Rightarrow M_z = 0 \\ x=2.106\ m \Rightarrow M_{zmax} = 32.2KN.m \\ x=2.85m \Rightarrow M = 28.18\ KN.m \end{cases}$

2 eme tronçon : 0 ≤ x ≤1.5

$T_y = +10.65x - 26.776$ $\begin{cases} x=0 \Rightarrow T=-26.776KN \\ x=1.5 \Rightarrow T=-10.801\ KN \end{cases}$

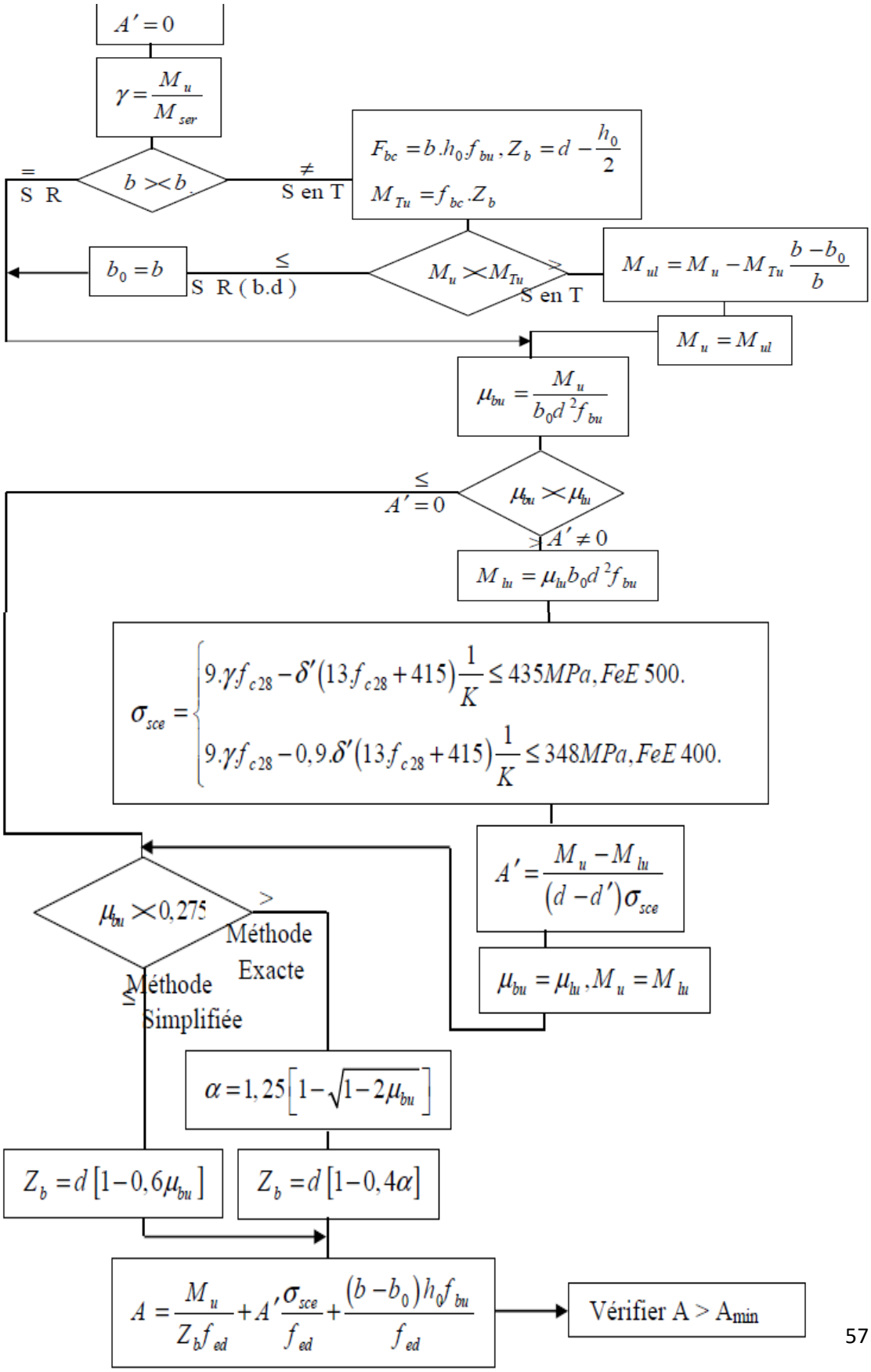
$M_z = -10.65\times\frac{x^2}{2} + 26.776\ x$ $\begin{cases} x=0 \Rightarrow M_z = 0 \\ x=1.5 \Rightarrow M_z = 28.18KN.m \end{cases}$

T



1) Ferraillage pour l'escalier sous sol et RDC :

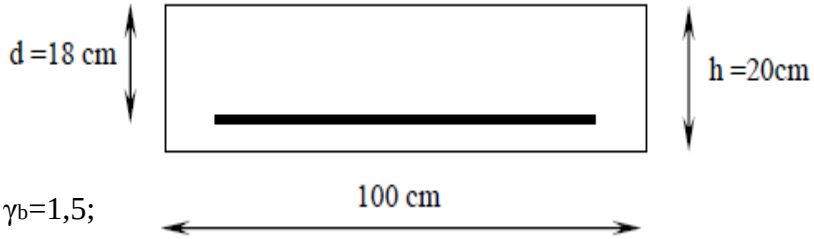
❖ *Cas ou la fissuration est peu préjudiciable le calcul à L'E.L.U :*



- ***Calcul du ferraillage à l'ELU :***

1) Calcul des armatures pour RDC(20 cm)

➢ ***Aux appuis :***



(Fissuration peu préjudiciable).

H=20cm ; b=100cm ; d=18cm ; γ_s=1,15; γ_b=1,5;

FeE400; Fed=348MPa; f_{c28} =25MPa;

f_{t28}=2,1MPa; F_{bu}=14,2MPa

$\mu_{bu}=M_u/(b\times d^2\times F_{bu})$ = 7.28×10^6 / $(1000\times180^2\times14.2)$= 0.047

avec :

$$\gamma=\frac{M_u}{M_s} = 1.38$$

μ_{lu} = [3440(1.38) + 49(25) – 3050].10^{-4} = 0.2922

μ_{bu} =0.047 < μ_{lu} = 0.2922 ⇒ A' = 0

μ_{bu} =0.047< 0.275 ⇒ **On utilise la méthode simplifié**

Z_b = d(1- 0.6×μ_{bu}) = 180(1-0.6×0.047) = 174.924 mm

$$A_l=\frac{M_u}{Z_b\times F_{ed}} = 7.28\times10^6/(174.924\times 348) = 119.592\ mm^2 = 1.19cm^2$$

As = 1.19 cm²

On adopte :

4HA 10 = 3.14 cm² avec : St=25cm.

Armature de répartition :

$A_t = A_l/4$=0.785 cm²

Soit :

5HA 8=2.51 cm² avec S_t=20 cm

➢ **En travée :**

Armature longitudinale :

$\mu_{bu}=M_u/(b\times d^2\times F_{bu})$ = 24.276 $\times 10^6$ / (1000$\times$180$^2\times$14.2)= 0.052

avec :

$\gamma=\frac{M_u}{M_s}$ = 1.38

μ_{lu} = [3440(1.38) + 49(25) – 3050].10^{-4} = 0.2922

μ_{bu} =0.052 < μ_{lu} = 0.2922 $\Rightarrow$ A' = 0

μ_{bu} =0.052< 0.275 $\Rightarrow$ **On utilise la méthode simplifié**

Z_b = d(1- 0.6$\times\mu_{bu}$) = 180(1-0.6$\times$0.047) = 174.924 mm

$A_l=\frac{M_u}{Z_b\times F_{ed}}$ = 24.276$\times 10^6$ /(174.924$\times$ 348) = 399 mm^2 = 3.99cm^2

As = 3.99 cm2

On adopte :

4HA 12 = 4.52 cm2 avec : St=25cm.

Armature de répartition :

$A_t = A_l/4$=1.13 cm2

Soit :

5HA 8=2.51 cm2 avec S_t=20 cm

3.4.6) Les vérifications :

A) Vérifications à ELU :

a) Condition de non fragilité :

$A_L \geq A_{min}$

$A_T \geq A_{min}$

$A_{min} = 0.23\times b\times d\times f_{t28}/fe$ = (0.23$\times$1000$\times$180$\times$2.1)/400=217mm^2 =**2.17 cm^2**

A_l =3.14 cm2 ≥ 2.17 cm^2 ***C.V***

A_t=2.51 cm2 ≥ 2.17 cm^2 ***C.V***

b) Vérification de disposition des armatures :

- ***Armatures longitudinales : S_t =25cm***

$S_t \leq$ min (3h ; 33 cm) = min(60 ; 33) = 33 cm ***C.V***

- ***Armature de répartition S_t= 20cm***

$S_t \leq$ min (4h ; 45 cm) = min (80 ; 45) =45 cm ***C.V***

a) Vérification de l'effort tranchant : ***(BAEL, Art A.5.1.2)***

V_U= 35.02 KN

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \overline{\tau_u}$$

$$\overline{\tau_u} = \min\left(\frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 2.5 \text{ MPa}\right) = 2.5 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 35.02 \times 10^3 \div (1000 \times 180) = 0.195$ MPa < 2.5 MPa ..... ***C.V***

a) Vérification de l'adhérence d'appui : ***(Art A 6.1.3 BAEL/91)***

Il faut vérifier que : $\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}} = \Psi_s \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15$ MPa

V_u^{max} = 35.02 KN

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{max}}{0.9 \times d \times \sum U_i}$$

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

$\sum Ui = n \times \pi \times \emptyset = 5 \times \pi \times 12 = 188.5$ mm

$\tau_{se} = 35.02 \times 10^3 / 0.9 \times 180 \times 188.5 = 1.15 < \overline{2.5} = \overline{\tau_{se}}$ …….. ***C.V***

$\Rightarrow$ « Les armatures transversales ne sont pas nécessaires. »

B) Vérifications à ELS :

a) Contrainte de compression dans le béton :

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

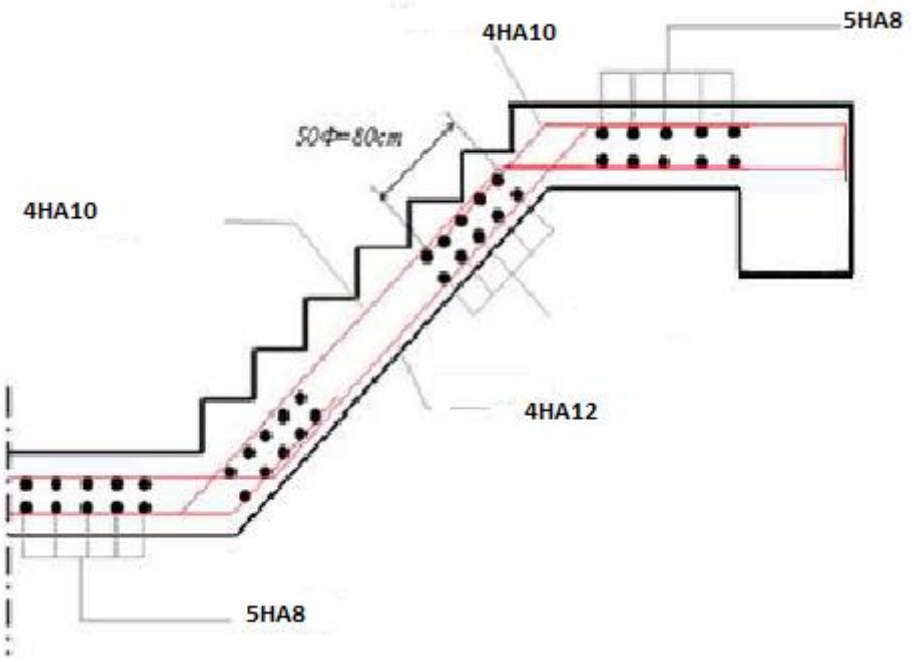
- ***Contrainte maximale dans le béton comprimé (σbc = k.y)***

$$k = \frac{M_{ser}}{I} \quad \text{avec} \quad I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times (A_s \times (d-y)^2 + A_s' \times (y-d')^2)$$

$$y = \frac{15(A_s + A'_s)}{b} \times \left[\sqrt{1 + \frac{b(d.A_s + d'A's)}{7.5(A_s + A'_s)^2}} - 1\right]$$

- Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés :

M_{ser} (KN.m)	A_s cm²	A_s' cm²	σ_{bc} MPa	$\overline{\sigma_{bc}}$ MPa	observation
17.59	4.52	0	3.6	15	Vérifie



POUTRE PALIERE

3.3) Etude de la poutre palière :

3.3.1) Introduction :

La poutre palière est une poutre qui supporte les volées des escaliers entre deux niveaux successifs. Cette poutre est sollicitée par un chargement uniforme du aux poids des volées, (réaction B calculée précédemment). Et elle aussi sollicitée par un couple de torsion.

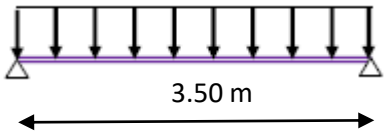


Figure 3.1: « Schéma statique de la poutre palière »

La poutre palière est calculée à l'ELU puisque la fissuration est considérée peu nuisible.

3.3.2) Pré-dimensionnement de la poutre palière :

Selon le **BAEL91 [2],** les dimensions de la poutre sont :

$$\frac{l}{15} \leq h \leq \frac{l}{10} \rightarrow 23.33 \leq h \leq 35\ cm$$

$$0.3h \leq b \leq 0.6h \rightarrow 10.5 \leq b \leq 21$$

En prônons : h =35 cm b = 30 cm

a)Chargement de la poutre palière :

La poutre palière est soumise à :

Charge d'exploitation Q= 2,5 KN/m

1. Son poids propre le long de la poutre : Gp= 25×0,30×0,35 = 2,625KN/ml
2. Poids de la maçonnerie : $G_{maço}$ = 2,81× [(4,59-0,35) ×0.5] = 5.96KN/ml
3. Réaction d'appui provenant de l'escalier et du palier :

- ELU : Rb = 53.34KN/ml
- ELS : Rb = 38.1KN/ml

b) Combinaison de charge :

à l'ELU :

q_u = 1.35 (G_P + $G_{maç}$) + Rb = 1,35(2,625 + 5.96) + 51.34 = 62.93 Kn/ml

à l'ELS :

q_{ser} = (G_p +G_{mac}) + Rb = (2.625 + 5.96) + 38.1 = 46.68 KN/ml

c) Calcul des sollicitations :

à l'ELU :

- ***Moment isostatique :***

$$M0 = \frac{q \times l^2}{8} = \frac{62.93 \times 3.5^2}{8} = 96.36KN.m$$

- ***Effort tranchant :***

$$T = \frac{q \times L}{2} = 110.1\ KN.m$$

On a :

Sur appuis : M_a= - 0,3x 96.36 = - 28.9 KNm

Sur travée : M_t = 0,85x 96.36 = 81.9 KNm

à l'ELS:

- ***Moment isostatique :***

$$M0 = \frac{q \times l^2}{8} = \frac{46.68 \times 3.5^2}{8} = 71.47KN.m$$

- ***Effort tranchant :***

$$T = \frac{q \times L}{2} = 81.69\ KN.m$$

On a :

Sur appuis : M_a= - 0,3x 71.47 = - 21.44 KNm

Sur travée : M_t = 0,85x 71.47 = 60.75 KNm

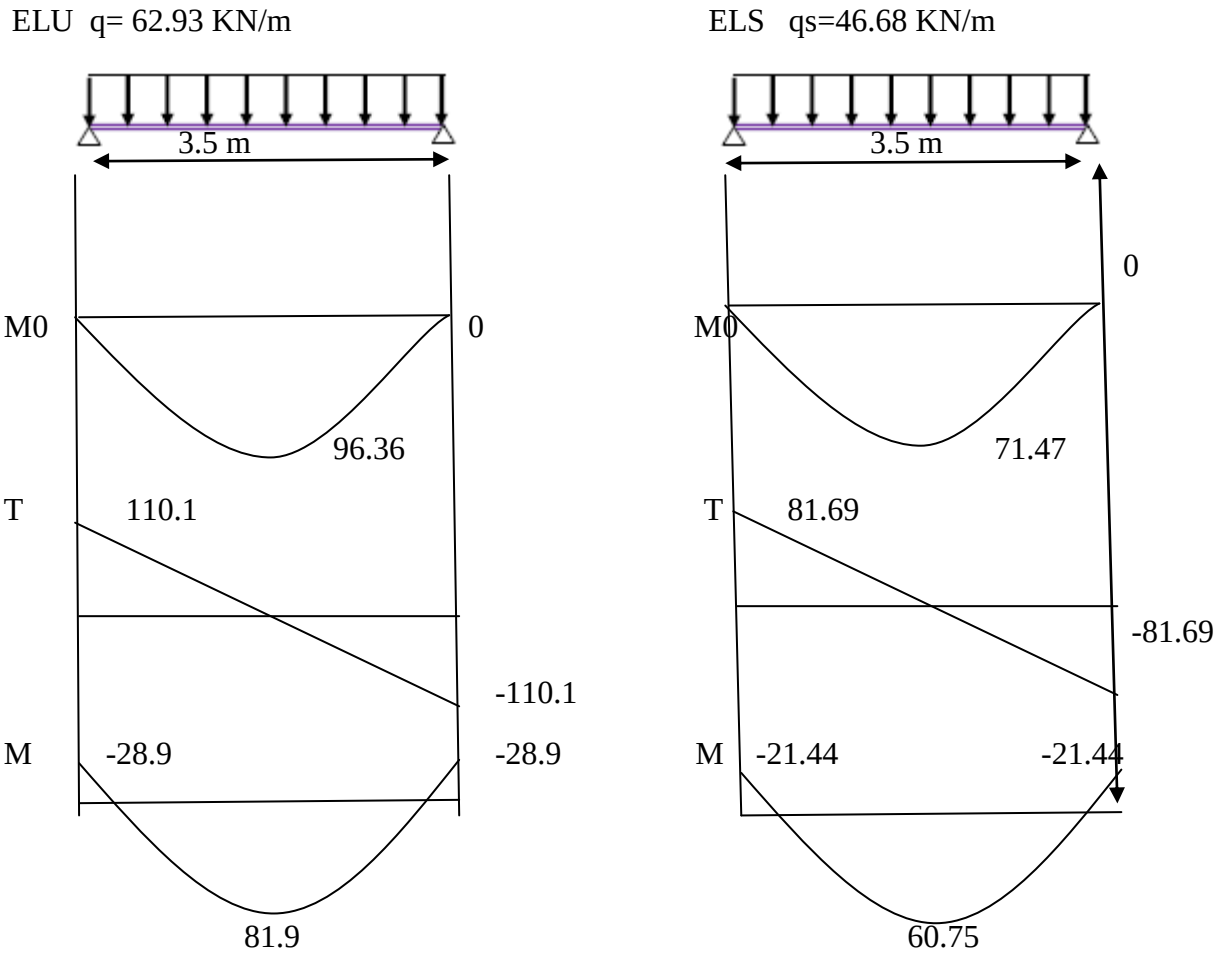


Figure 3.2: Diagrammes des sollicitations poutre palière (ELU, ELS).

e) Calcul des armatures :

- ***En appuis :***

d=0.9h = 0.9 x 35 =31.5 cm ; b =30 cm fbu = 14.2 MPa

$$\mu_{bu} = \frac{M}{bd^2 \times f_{bu}} = \frac{28.9 \times 10^6}{300 * 315^2 \times 14.2} = 0.068$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = 1.34$$

μ_{lu} = [(3440 × 1.34) + (49 × 25) – 3050] × 10^{-4}= 0.278

μ_{bu} = 0.068 < μ_{lu} = 0.278 ⇒ **A'= 0**

μ_{bu} = 0.068 < 0.275 ⇒ on utilise la méthode simplifiée.

Z_b = d(1- 0.6 μ_{bu}) = 315 × (1 – (0.6 × 0.068)) = 302.148 mm

$$As = \frac{Mu}{Zb \times f_{ed}} = 274.8\, mm2 = 2.75\, cm2$$

Aschoix=3HA12=3.39 cm^2

- ***En travée :***

d=0.9h = 0.9 x 35 =31.5 cm ; b =30 cm fbu = 14.2 MPa

$$\mu_{bu} = \frac{M}{bd^2 \times f_{bu}} = \frac{81.9 \times 10^6}{300 * 315^2 \times 14.2} = 0.193$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = 1.34$$

μ_{lu} = [(3440 × 1.34) + (49 × 25) – 3050] × 10^{-4}= 0.278

μ_{bu} = 0.193 < μ_{lu} = 0.278 ⇒ **A'= 0**

μ_{bu} = 0.193< 0.275 ⇒ on utilise la méthode simplifiée.

Z_b = d(1- 0.6 μ_{bu}) = 315 × (1 – (0.6 × 0.193)) = 278.523 mm

$$As = \frac{Mu}{Zb \times f_{ed}} = 844.9\, mm2 = 8.45\, cm2$$

As choix =6HA14 =9.05 cm^2

3.3.3) Vérification à L'ELU:

1) Condition de non fragilité (Art A.4.21 de BAEL91 modifié 99) :

Amin = 0.23 x b x d x ft28 / fe ⇒ Amin =0.23x300x315x2.1/400=114.1 mm^2 =1.14 cm^2

- ***En appuis :*** A_a = 2.75cm^2 > A_{min} = 1.14cm^2 ⇒ Condition vérifiée.
- ***En travée :*** A_t = 8.45 cm^2 > A_{min} = 1.14 cm^2 ⇒ Condition vérifiée.

2) Vérification de l'effort tranchant : (BAEL, Art A.5.1.2)

Tmax = 110.1 KN

$\tau_u = \frac{T_{max}}{b \times d} \leq \overline{\tau_u}$

$\overline{\tau_u} = \min\left(\frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 2.5 \text{ MPa}\right) = 2.5 \text{ MPa}$

$\tau_u = \frac{110.1 \times 10^3}{300 \times 315} = 1.16 \text{MPa} < 2.5 \text{ MPa}$

Donc : Il n'y a aucun risque de cisaillement.

3) Vérification de l'adhérence à l'appui et d'entraînement des barres : (Art A 6.1.3 BAEL/91) :

Il faut vérifier que : $\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}} = \Psi_s \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15$ MPa

$T_u^{max} = 110.1$ KN

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{max}}{0.9 \times d \times \sum U_i}$$

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

$\sum Ui = n \times \pi \times \emptyset = 5 \times \pi \times 16 = 251.2$ mm

$\tau_{se} = 110.1 \times 10^3 / 0.9 \times 315 \times 251.2 = 1.54$ MPa $< \overline{3.15}$ MPa $= \tau_{se}$ …….. ***C.V***

« Donc pas de risque d'entraînement des barres. »

4) Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis :(BAEL 91 Art.5.1.3.13)

• Influence sur le béton :(BAEL 91 Art A.5.1.3.21)

$T_{umax} < \overline{T_u} = \frac{0.4 \times fc28 \times a \times b}{\gamma b} = (0.4 \text{x} 25 \text{x} 0.9 \text{x} 315 \text{x} 300)/1.5 = 567$KN

Avec :

a = 0,9d

Tumax = 110.1 KN < T_u = 567KN…….C.V.

5) Calcul des armatures transversales:

$\tau_u = \min(0.13 fc28 ; 4\text{MPa}) = 3.25\text{MPa}$

St ≤ min (0.9d ; 40) = min(28.35 ; 40 cm)= 28.35 cm ⇒ St=20cm

On prend des ø10 pour les cadres et les étriers. (un cadre et un étrier).

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times s_t} \geq 0.4 \rightarrow A_t \geq \frac{b \times st \times 0.4}{fe} = \frac{300 \times 200 \times 0.4}{400} = 0.6cm^2$$

At choix =’4T8 =2.01 cm2

3.3.6) Vérifications à l’ELS :

2) Etat limite de déformation (la flèche) :(Art B.6.5.2de BAEL91 modifier 99).

- ***Nécessité de calcul de la flèche :***

✓ ***Condition N°1 :*** $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} = \frac{35}{350} = 0.1 > .0625$

✓ ***Condition N°2 :*** $\frac{h}{l} \geq \frac{Mt}{10 \times M0} = \mathbf{0.1} > 0.08$

✓ ***Condition N°3 :*** $\frac{As}{b0 \times d} < \frac{4.2}{fe}$ ***=0.0095<0.0105***

Toutes les conditions sont vérifiées donc il n’est pas nécessaire de calculer la flèche.

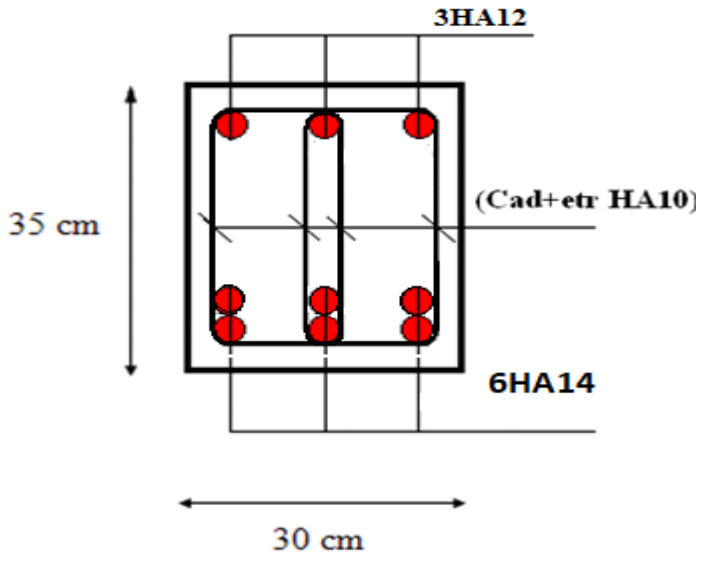
2) Contrainte de compression dans le béton ELS:

$k = \frac{M_{ser}}{I}$ avec $I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times (A_s \times (d-y)^2 + A_s' \times (y-d')^2)$

$$y = \frac{15(A_s + A'_s)}{b} \times \left[\sqrt{1 + \frac{b(d.A_s + d'A's)}{7.5(A_s + A'_s)^2}} - 1\right]$$

- Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés :

M_{ser} *(KN.m)*	A_s *cm²*	A_s' *cm²*	σ_{bc} *MPa*	$\overline{\sigma_{bc}}$ *MPa*	*observation*
60.74	9.05	3.39	9,44	15	Vérifie



BALCON

3.4) Etude du balcon :

3.4.1)Introduction :

Les balcons sont constitués d'une dalle pleine encastrée d'un bord et libre d'un autre. L'épaisseur de la dalle est conditionnée par : $e \geq \frac{L}{10}$

L : largeur du balcon ….. e= 1.5/ 10 = 0.15 m On prend comme épaisseur **e = 15 cm**

3.4.2) Charges verticales :

Les balcons sont soumis à des charges d'exploitations plus importantes que dans les locaux courant, du fait de la concentration possible des personnes. La valeur de la charge d'exploitation est prise égale **à 3.5 KN/m2**.

3.4.3) Détermination des sollicitations :

Ces éléments sont calculés soit en continuité avec les planchers, par la méthode de ***CAQUOT***, le rapport des portées étant généralement inférieure à 0.8, soit séparément. Ils sont calculés en fissuration préjudiciable.

3.4.4) Evaluation des actions :

- Epaisseur de la dalle **e** = 15 cm.
- Les balcons sont sollicités par les actions suivantes :
  - charges permanentes : G1= 5.39 KN/ m2.
  - surcharges sur le balcon : Q1 = 3.5 KN/ m2.
  - charges de garde corps : G2 = 1 KN/ m2.
  - surcharges dus à la main courante : Q2 = 1 KN/ m2.

➢ **Calcul des sollicitations :** le calcul se fera pour une bande de 1 m linéaire.

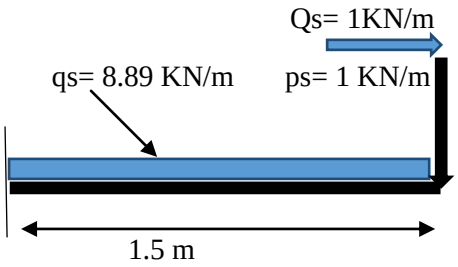
- **Combinaison fondamentale :**

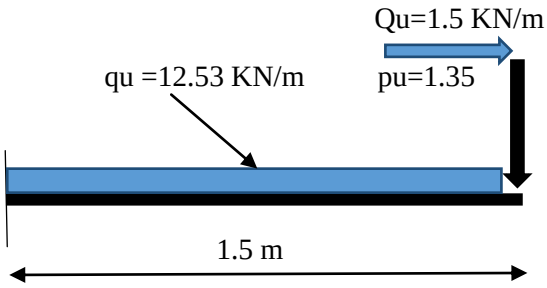
a) L'ELU :

qu = 1.35 G1 + 1.5 Q1 = 1.35 ×5.39+1.5 ×3.5 =12.53 KN/m

Qu = 1.5 Q2 = 1.5 × 1 = 1.5 KN.

Pu = 1.35 G2 = 1.35 × 1 = 1.35 KN.





b) L'ELS :

qs = G + Q = 5.39 + 3.5 = 8.89 KN/m.

Qs = Q2 = 1 KN.

Ps = G2 = 1 KN.

· ***Diagramme des sollicitations à l'ELU :***

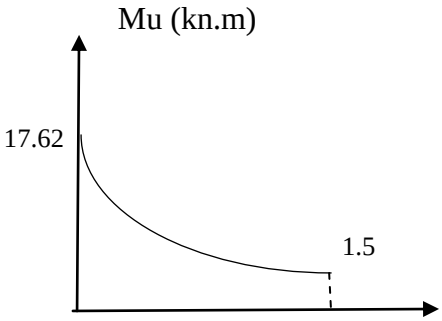


Diagramme du moment

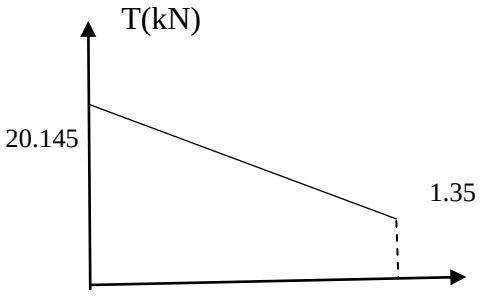


Diagramme de l'effort tranchant

· ***Diagramme des sollicitations à l'ELS***

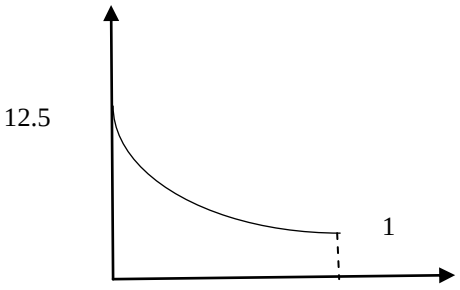


Diagramme du moment

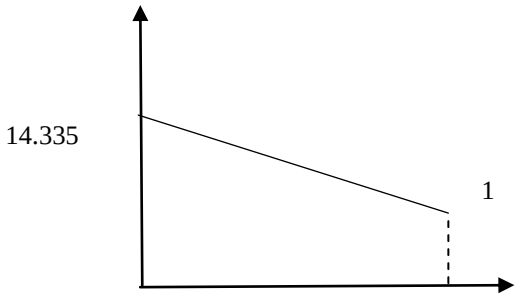


Diagramme de l'effort tranchant

3.4.5) Calcul du Ferraillage :

1) Armature principale :

b =1m, h=15 cm, d = 0.9 h =13.5 cm

$\mu_{bu}=M_u/(b\times d^2\times F_{bu})$ $= 17.62\times10^6 / (1000\times135^2\times14.2)= 0.068$

avec :

$$\gamma=\frac{M_u}{M_s} =17.62/12.5=1.4$$

μ_{lu} == [3440 (1,40) + 49(25) – 3050].10^{-4} = 0,299

μ_{bu} =0.068 < μ_{lu} = 0.299 $\Rightarrow$ **A' = 0**

μ_{bu} < 0.275 $\Rightarrow$ On utilise la méthode simplifié

Z_b = d(1- 0.6×μ_{bu}) = 135(1-0.6×0.068) =129.492 mm

$$A_l = \frac{M_u}{Z_b \times F_{ed}} = 17.62 \times10^6 /(129.492 \times 348) = 391.006 \text{ mm}^2 = 3.91 \text{ cm}^2$$

Soit : **5HA 12 = 5.65 cm2** avec **St=20 cm**.

2) Armature de répartition :

$A_t = A_l/ 4 = 1.41$ cm^2 Soit : **5T 8** =3.02 cm2 avec **St = 20 cm**

3.4.6) Les vérifications :

A) Vérifications à ELU :

a) Condition de non fragilité :

$A_L \geq A_{min}$

$A_T \geq A_{min}$

$A_{min} = 0.23\times b\times d\times f_{t28}/fe$ $= (0.23\times1000\times135\times2.1)/400=163.01$ mm^2 $=$**1.631 cm²**

A_l =5.65 cm2 ≥ 1.631 cm^2 ***C.V***

A_t=3.02 cm2 ≥ 1.631 cm^2 ***C.V***

b) Vérification de disposition des armatures :

- ***Armatures longitudinales : S_t =20cm***

$S_t \leq$ min (3h ; 33 cm) = min(60 ; 33) = 33 cm ***C.V***

- ***Armature de répartition S_t= 25cm***

$S_t \leq$ min (4h ; 45 cm) = min (80 ; 45) =45 cm ***C.V***

c) *Vérification de l'effort tranchant :* *(BAEL, Art A.5.1.2)*

V_U= 20.145 KN

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \overline{\tau}_u$$

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

$\tau_u = 20.145 \times 10^3 \div (1000 \times 135) = 0.1492$ MPa < 2.5 MPa ..... ***C.V***

d) *Vérification de l'adhérence d'appui :* *(Art A 6.1.3 BAEL/91)*

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

V_u^{max} = 20.145 KN

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{max}}{0.9 \times d \times \sum U_i}$$

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

$\sum Ui = n \times \pi \times \emptyset = 5 \times \pi \times 12 = 188.5$ mm

$\tau_{se} = 20.145 \times 10^3 / 0.9 \times 135 \times 188.5 = 0.879 < \overline{2.5} = \tau_{se}$ …….. ***C.V***

$\Rightarrow$ « Les armatures transversales ne sont pas nécessaires. »

B) Vérifications à ELS :

a) *Contrainte de compression dans le béton :*

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

- ***Contrainte maximale dans le béton comprimé (σbc = k.y)***

$$k = \frac{M_{ser}}{I} \quad \text{avec} \quad I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times (A_s \times (d-y)^2 + A_s' \times (y-d')^2)$$

$$y = \frac{15(A_s + A'_s)}{b} \times \left[\sqrt{1 + \frac{b(d.A_s + d'A's)}{7.5(A_s + A'_s)^2}} - 1\right]$$

- Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés :

M_{ser} (KN.m)	A_s cm^2	A_s' cm^2	σ_{bc} MPa	$\overline{\sigma_{bc}}$ MPa	observation
15.47	5.65	5.65	3.6	15	Vérifie

b) *Vérification des contraintes maximales dans l'acier :*

On doit vérifier que : $\overline{\sigma_s} \geq \sigma_s$

$\sigma_s = min\left[\frac{2}{3}fe\ ,110\sqrt{\eta f_{t28}}\right]$

$\sigma_{st} = min[226{,}67\ ;\ 201{,}63]$=201.63 Mpa

$$\sigma_s = \frac{M_S}{\beta_1 dA_S}$$

$$\rho = \frac{100A_S}{b.d} = \frac{100\times 5.65}{100\times 13.5} = 0.41 \Rightarrow \beta_1 = 0{,}912$$

$$\Rightarrow \alpha = 3(1-\beta) = 3(1\text{-}0.912) = 0{,}264$$

$$\Rightarrow K = \frac{\alpha}{15(1-\alpha)} = \frac{0{,}264}{15(1-0{,}264)} = 0{,}0239$$

$$\sigma_s = \frac{M_S}{\beta_1 dA_S} = \frac{15.47\times 1000}{0{,}912\times 18\times 5.65} = 166.79MPa$$

$\sigma_s = 166.79MPa < \overline{\sigma}_s = 201{,}63MPa$ **Condition vérifiée.**

Vérification de la flèche : $f < \overline{f}$

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t^S}{10M_0}$
- $\frac{A}{b_0 d} \leq \frac{4{,}2}{f_e}\ Mpa$

- **1)** $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$ avec : $\frac{h}{L} = \frac{20}{160} = 0{,}125 \geq \frac{1}{16} = 0{,}0625$ **Condition vérifiée**
- **2)** $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t^S}{10M_0} = \frac{20}{160} = 0{,}125 \geq \frac{15.47}{10x15.47} = 0.1$ **Condition vérifiée**

- **3)** $\frac{A}{b_0 d} \leq \frac{4,2}{f_e}$ Mpa=$\frac{5.65}{100x18} = 0.00321 \leq \frac{4,2}{400}$=0.0105 **Condition vérifiée**
- Toutes les conditions sont vérifiées, alors le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

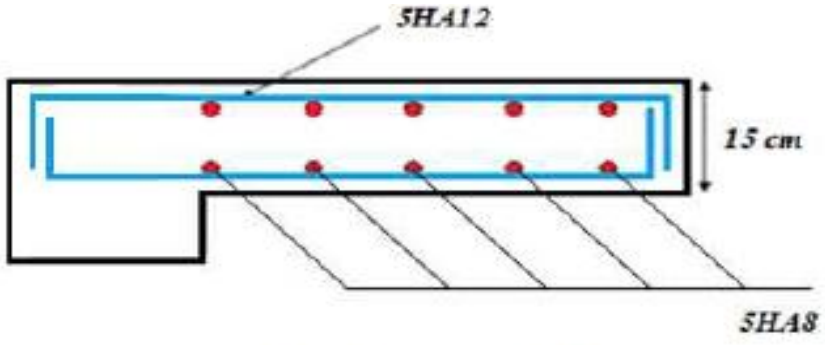


Schéma de ferraillage pour le balcon

SALLE DE MACHINE

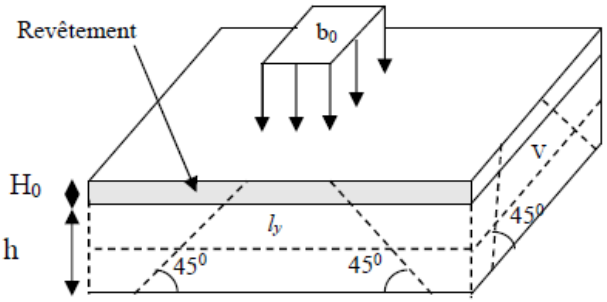
3.5) Calcul de la salle des machines :

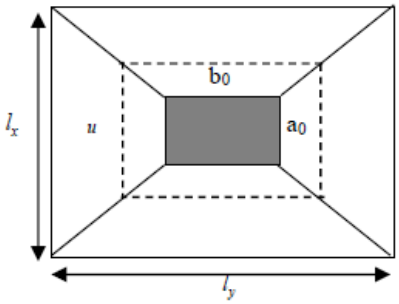
3.5.1) Définition :

L'ascenseur est un appareil destiné à faire monter ou descendre verticalement (des personnes ou des chargements) aux différents étages d'un bâtiment.

Il se constitue d'une cabine, qui se déplace le long d'une glissière verticale dans l'ascenseur muni d'un dispositif mécanique permettant le déplacement de la cabine.

Notre bâtiment comporte une cage d'ascenseur de vitesse d'entraînement V=1m/s, la surface de la cabine est de (2 × 2.5) pouvant charger huit (08) personnes .la charge totale que transmet le système de levage avec la cabine chargée est de neuf (09) tonnes





3.5.2) Dimensionnement :

La dalle est une dalle pleine

ht≥lx/30=182.5/30=6.083 cm.

Le R.P.A impose que h min = 12 cm. Donc on prend **h = 15 cm**.

ρ=**lx/ly =115/128=0.848** : **0.4 <ρ<1** ⇒ la dalle porte sur les deux sens. Elle est soumise à une charge localisée ; son calcul se fait à l'aide des abaques de **PIGEAUD** qui permettre d'évaluer les moments dans les deux sens, en plaçant la charge à des distances symétriques du panneau de la dalle. On doit calculer la surface d'impact U×V

$U = U_0 + h + 2\xi h_0$ U_0, U→Dimensions // à l_x.

$V = V_0 + h + 2\xi h_0$ V_0, V→Dimensions // à l_y.

ξ: revêtement en matériau moins résistant 0.75

$U_0=V_0=100cm$

h_0=5cm épaisseur de revêtement.

U = 122.5 cm l_x = 182.5 cm.

V = 122.5cm l_y = 215cm.

3.5.3) Calcul des sollicitations à L'ELU : (ν = 0)

- ***Système de levage :***

$q_u = 1{,}35 \times 90 = 121.5KN.$

- ***Dalle en béton armé :***

G = (25 x 0,15 + 22 x 0,05) = 4.85 KN /m^2.

Q = 1KN/m^2.

Donc:

Q_u = (1,35 x 4.85+1,5 x 1) x 1= 8.05 KN/ m^2.

3.5.4) Calcul des sollicitations à L'ELS : ν = 0 ,2

- ***Système de levage :***

Q_s =90KN.

- **Dalle en béton armé :**

Donc: Q_s = (4.85 +1) x 1 = 5.85 KN/m.

3.5.5) Evaluation des moments a l'ELU:

1) Evaluation des moments :

M_{x2} et M_{y2} dus au poids propre de la dalle:

$$\rho=0.848 \Rightarrow \begin{cases} \boldsymbol{\mu_x}=0.052 \quad ; \quad \boldsymbol{\mu_y}=0.667 \end{cases}$$

$M_{x2} = \boldsymbol{\mu_x} \times Q_u \times l^2_x = 0.052 \times 8.05 \times 1.825^2 = 1.4$ KN.m

$M_{y2} = \boldsymbol{\mu_y}.\ M_{x2} = 0.93$ KN.m

2) Evaluation des moments :

M_{x1} et M_{y1} dus au système de levage :

$M_{x1}=Q_u . M_1$

$M_{y1}=Q_u . M_2$

$\Rightarrow$ $\rho=0.848$

$U/L_x= 0.671$

$V/L_y=0.569$

A partir des abaques de PIGEAUD on a :

$M_1=0.095$ $M_2=0.067$

$M_{x1}=Q_u . M_1 = 121x0.095=11.5$ KN.m

$M_{y1}=Q_u . M_2= 121x0.067=8.11$KN.m

La superposition des moments donnés

$M_x= M_{x1}+ M_{x2}=11.5+1.4=12.9$ KN.m

$M_y= M_{y2}+ M_{y1}=8.11+0.93=9.04$ KN.m

· ***Ferraillage***

Le ferraillage se fait pour une longueur unité avec :

$M_{xt}=0.85 M_x= 10.9$ KN.m

$M_{yt}=0.85 M_y=7.68$ KN.m

$M_{xa}=M_{ya}=-0.3M_x= -3.87$

3.5.6) Calcul des armatures :

Calcul à L'ELU :

Le calcul se fait pour une bande de 1m

1) Ferraillage dans le sens x-x : (fissuration peu préjudiciable).

H=15cm ; b=100cm ; d=13.5cm ; γ_s=1,15; γ_b=1,15; FeE400; Fed=348MPa; f_{c28} =25MPa; f_{t28}=2,1MPa; F_{bu}=14,2MPa.

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{bd^2.f_{bu}} = \frac{10.9\times10^6}{1000\times135\times135\times14.2}=0.0421$$

La section est simplement armée $\mu_{bu} = 0.0421 < \mu_{lu} = 0.2922$

A'=0 $\Rightarrow$On utilise la méthode simplifiée

$Z_b=d(1-0.6\mu_{bu})=0.135(1-0.6*0.0421)=0.131$m

$$A_l = \frac{M_u}{Z_b\times f_{ed}} = \frac{10.9\times10^6}{131\times348} = 239.1mm^2=2.39cm^2$$

As= 2.39 cm^2 on adopté 5HA8 =2.51 cm^2

$S_t \leq$ min (3h ;33cm)=33 cm

On prend : **St=20 cm**

2) Ferraillage dans le sens y-y :

$\mu_{bu} = \frac{M_t}{bd^2.f_{bu}} = \frac{7.68\times10^6}{1000\times135\times135\times14.2}$=0.0296

La section est simplement armée $\mu_{bu} = 0.0296 < \mu_{lu} = 0.2922$

A'=0 $\Rightarrow$On utilise la méthode simplifiée

Z_b=d(1-0.6μ_{bu})=0.135(1-0.6*0.0296)=0.132m

$A_l = \frac{M_u}{Z_b\times f_{ed}} = \frac{7.68\times10^6}{132.6\times348}$ ==166.4mm^2=1.66cm^2

As= 1.66 cm^2 on adopté 5HA8 =2.51 cm^2

$S_t \leq$ min (3h ;33cm)=33 cm

On prend : **St=20 cm**

3.5.7) Les Vérifications :

a)Vérification de la condition de non fragilité :

En travée : Sens xx :

A_{min}= b.h.ρ_0.$(\frac{3-\rho}{2})$

ρ_0=0.0008 pour FeE400 ; ρ= 0.848

A_{min}= 0.0008x100x15x(3-0.848/2)=1.29 cm^2

A_x = 2,5 1 cm2/ml > A_{min} = 1,29 cm2/ml → **Condition vérifiée**

A_y = 2,51 cm2/ml > A_{min} = 1,29 cm2/ml → **Condition vérifiée.**

Cette condition est vérifiée pour les deux sens (x) et (y).

b) Diamètre maximal des barres

φ_{max}= h_t/10 = 150/10= 15 mm

Nous choisissons des HA8, donc la condition est **vérifiée.**

c) Espacement des barres :

Armatures A_x // L_x

- ✓ $S_t \leq$ min {3h, 33 cm} = min {45, 33 cm} = 33 cm → S_t = 20 cm → **Condition vérifiée.**

Armatures A_y // à L_y

- ✓ $S_t \leq$ min {4h ; 45 cm} = min {60 ; 45 cm} = 45 cm → S_t = 20 cm → **Condition vérifiée.**

d) Vérification au poinçonnement :

$q_u \leq 0.045x\ U_c x\ h\ x\ f_{c28}/\gamma_b$

U_c : périmètre du contour de l'aire suivant laquelle la charge agit dans le plan du feuillet moyen

U_c=2x(V+U)=2x(122.5+122.5)= 490 cm

$121 \leq 0.045x4.9x0.15x25x10^3/1.5=551.25$ KN → **Condition vérifiée**

c) Vérification de l'effort tranchant :

Les efforts tranchants sont max au voisinage de la charge (milieu), U=V

$T_u=T_v=\frac{q_u}{3U}$ =121/(3x1.225)=32.93 KN

$\tau_u = \frac{T}{b.d}$ =32.93x10^{-3}/1x0.135=0.244 MPa

$\overline{\tau_u} = 0.07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.07 \times 25 \div 1.5 = 1.167MPa$

$\tau_u < \overline{\tau_u}$ → **Condition vérifiée**

- ***Calcul à l'ELS***

Moment engendré par le système de levage :

$$\begin{cases} M_{x1} = q_s\,(M_1 + \nu\, M_2) \\ M_{y1} = q_s\,(M_2 + \nu\, M_1) \end{cases}$$

Avec : q_s=90KN : v=0.2

M_1 et M_2 sont déterminés à partir des rapports :

$\frac{U}{l_x} \cdot \frac{V}{l_y}$ et $\rho = \frac{l_x}{l_y}$ =0.848

$$\begin{cases} M_{x1} = 90\,(0.095 + 0.2x0.067) = 9.756\ \text{KN.m} \\ M_{y1} = 90\,(0.067 + 0.2x0.095) = 7.74\ \text{KN.m} \end{cases}$$

2) Evaluation des moments : M_{x2} et M_{y2} dus au poids propre de la dalle : Avec : q_s=5.85

$M_{x2}=\mu_x .q_s.l^2_x$= 0.0589x5.85x1.825^2= 1.147KN.m
$M_{y2}=\mu_y . M_{x2}$=0.764x1.147=0.88 kn.m

3) Superposition des moments

Mx_{totale}= 9.756+1.147= 10.9 KN.m

My_{totale}=7.74+0.88= 8.62 KN.m

· ***Ferraillage***

M_{xt}=0.85 M_x= 9.265KN.m

M_{yt}=0.85 M_y=7.33 KN.m

$M_{xa}=M_{ya}$=-0.3M_x= -3.27 KN.m

1) Ferraillage dans le sens x-x : (fissuration peu préjudiciable).

H=15cm ; b=100cm ; d=13.5cm ; γ_s=1,15; γ_b=1,15; FeE400; Fed=348MPa; f_{c28} =25MPa; f_{t28}=2,1MPa; F_{bu}=14,2MPa.

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{bd^2.f_{bu}} = \frac{9.265\times10^6}{1000\times135\times135\times14.2}=0.0358$$

La section est simplement armée $\mu_{bu} = 0.0358 < \mu_{lu} = 0.2922$

A'=0 $\Rightarrow$On utilise la méthode simplifiée

Z_b=d(1-0.6μ_{bu})=0.135(1-0.6*0.0358)=0.132m

$$A_l = \frac{M_u}{Z_b\times f_{ed}} = \frac{9.265\times10^6}{132\times348} = 201.69mm^2 = 2.02\ cm^2$$

As= 2.02 cm^2 on adopté 5HA8 =2.51 cm^2

$S_t \leq$ min (3h ;33cm)=33 cm

On prend : **St=20 cm**

2) Ferraillage dans le sens y-y :

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{bd^2.f_{bu}} = \frac{7.33\times10^6}{1000\times135\times135\times14.2}=0.0283$$

La section est simplement armée $\mu_{bu} = 0.0283 < \mu_{lu} = 0.2922$

A'=0 $\Rightarrow$On utilise la méthode simplifiée

Z_b=d(1-0.6μ_{bu})=0.135(1-0.6*0.0283)=0.1327m

$A_l = \frac{M_u}{Z_b \times f_{ed}} = \frac{7.33\times10^6}{132.7\times348}$ ==158.7mm^2=1.58cm^2

As= 1.58cm^2 on adopté 4HA8 =2.51 cm^2

$S_t \leq$ min (3h ;33cm)=33 cm

On prend : **St=20 cm**

- ## Vérification de la flèche

On peut se dispenser de vérifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

1) $\frac{h}{L_x} \geq \frac{M_{tx}}{20M_x}$

2) $\frac{A_x}{bd} \leq \frac{2}{f_e}$

Avec :

H : hauteur de la dalle

M_{tx} : Moment en travée de la dalle continue dans la direction L_x

M_x : Moment isostatique dans la direction de x-x pour une bande de largeur égale à 1m

A_x : Section d'armature par une bande de largeur égale à 1m

d : La hauteur utile de la bande

b : La largeur de la bande égale à 1m

1) $\frac{h}{L_x} = \frac{15}{182.5} = 0,082 \geq \frac{M_{tx}}{20M_x} = \frac{0,85M_X}{20M_X} = 0,0425$ **Condition vérifié**

2) $\frac{A_x}{bd} = \frac{2.51}{100\times13.5} = 0,001 \leq \frac{2}{f_e} = 0,005$ **Condition vérifié**

Résultats :

Après toutes les vérifications, nous avons adopté le ferraillage suivant :

Sens x-x

Travée : 5HA8 St=20cm

Sens y-y

Travée : 5HA8 St=20cm

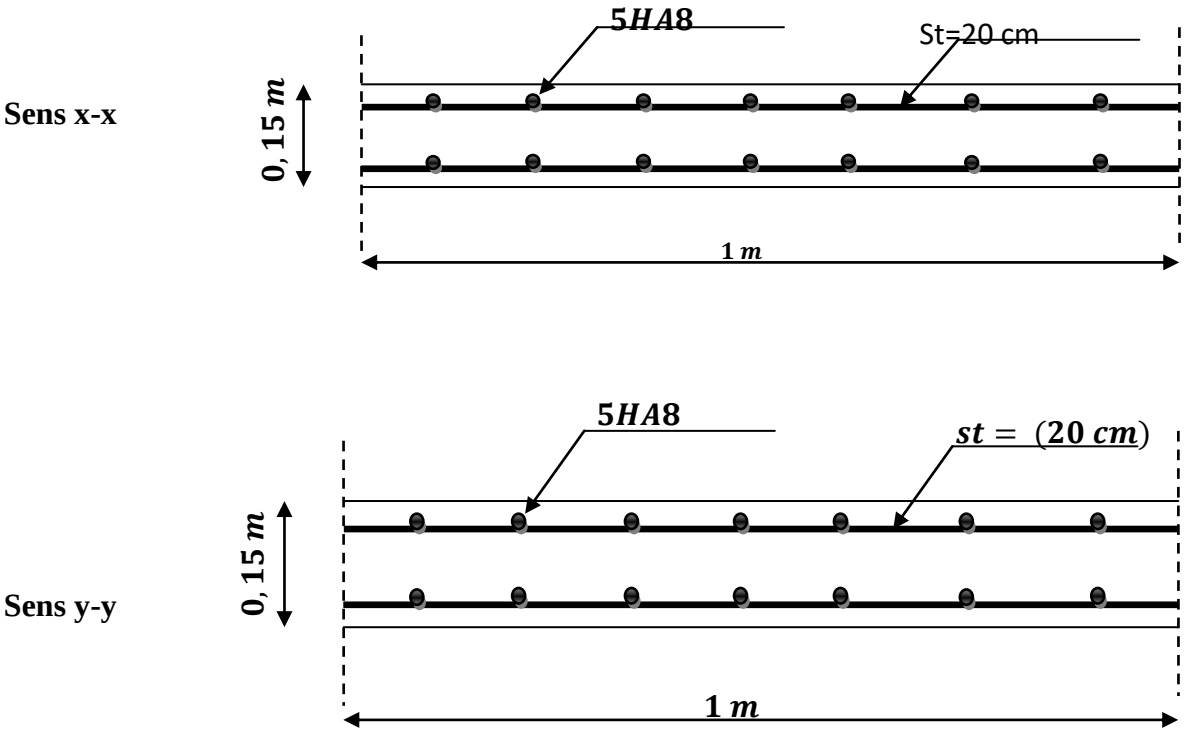


Figure III.D.3 schéma du ferraillage de la salle machine

L'ACROTERE

3.6) Etude de l'acrotère :

3.6.1) Introduction :

L'acrotère est un élément complémentaire du plancher terrasse destiné à protéger les personnes contre la chute et d'éviter le ruissellement d'eau sur la façade ; il est considéré comme une console encastrée à sa base soumise à son poids propre et à une surcharge horizontale. Cet élément est calculé en flexion composé dans la section d'encastrement, pour une bande de 1 ml

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable, dans ce cas le calcul se fera à

l'E.L.U et à E.L.S.

- ***_Dimension de l'acrotère :***

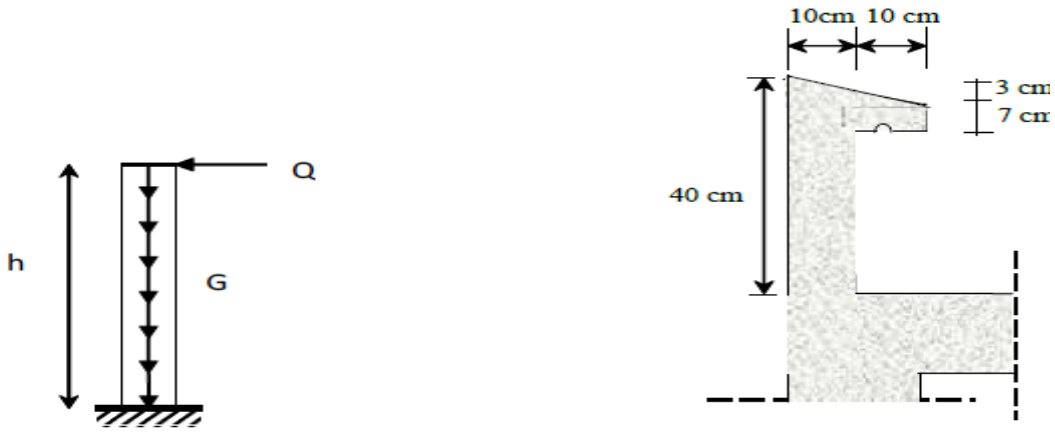


Figure 6.1 : coupe verticale de l'acrotère.

- ***Schéma statique :***

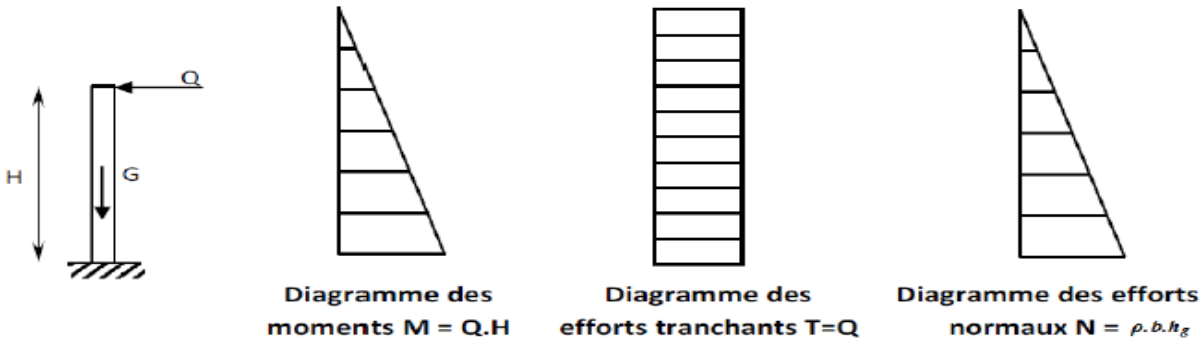
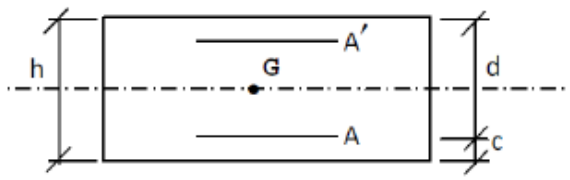
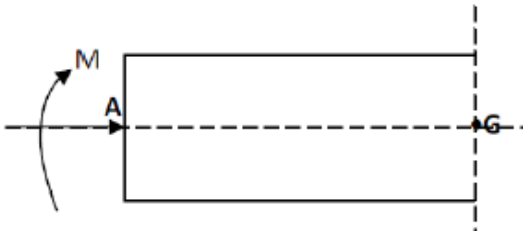


Figure 6.2 : Schéma statique de l'acrotère

3.6.2) Détermination des sollicitations :





- Poids propre de l'acrotère : G=1,71 KN/ml.
- Charge d'exploitation : Q=1,00 KN /ml.
- Effort normal dû au poids propre G : N = G x 1 = 1,71 KN.
- Effort tranchant : T = Q x 1 = 1 KN.
- Moment fléchissant max dû à la surcharge Q : M = Q x H x 1 = 0,60 KN m.

3.6.3) Calcul de la force sismique F (RPA art 6.2.3) :

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

$$F = 4.A.C_P.W$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de la zone et le groupe d'usage approprié (A = 0,2).

C: Facteur de force horizontale (C= 0,3).

W : Poids de l'élément considéré.

D'où **F** = 4 × 0,2 × 0,3 × 1,71 = 0,41 KN/ml.

Remarque :

Le calcul de l'acrotère s'effectue pour une bande de **1 ml** de la largeur en flexion composée.

3.6.4) Combinaison de sollicitation :

- ***A l'ELU:***

Nu = 1,35 x G = 2,31 KN.

Mu = 1,5 x 0,6 = 0,9 KNm.

- ***A L'ELS:***

Ns = 1,71 KN.

Ms = 0,60 KN.m.

3.6.5) Ferraillage de l'acrotère:

Le ferraillage de l'acrotère sera déterminé en flexion composée et sera donné par un mètre

linéaire. Pour le calcul, on considère une section (b x h) cm2 soumise à la flexion composée.

h : Epaisseur de la section : 10cm

b : largeur de la section : 100cm

c et **c'** : Enrobage : 2cm

d = h – c : Hauteur utile

$\mathbf{M_f}$: Moment fictif calculé par rapport au **CDG** des armatures tendues.

a) Calcul des armatures à L'ELU:

❖ ***Position du centre de pression à l'ELU :***

e_u = Mu / Nu = 0.9 / 2.31= 0.389 m ≈ 39 cm

h/2 – c = 10/2 – 2 =3 cm $<$ e_u =39 cm →

→ Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures d'où la section est partiellement comprimée.

Donc l'acrotère sera calculé en flexion simple sous l'effet du moment fictif M, puis en flexion composée où la section d'armatures sera déterminée en fonction de celle déjà calculée.

b) Calcule en flexion simple:

❖ ***Moment fictif :***

M_f = Nu × e_f = N u × (e u +(h/2) – c) =2.31 × (0.39 +0.03)= 0.9702 KN.m

❖ ***Moment réduit :***

$\mu_u = M_f / \ b.d^2.f_{bu}$ = 0.97 ×10^6 / 1000 × 80^2×14.2 =0.0107

$\mu_u < \mu_e = 0.392$ …….. la section est simplement armée, donc : **Ac** = 0

$\mu_u = 0.0107 \Rightarrow \beta = 0.995$

❖ ***Armatures fictives :***

$$A_f = \frac{Mf}{\beta \times d \times \sigma\ st} = \frac{0.97 \times 10^6}{0.995 \times 80 \times 348} = 35mm^2 = 0.35\ cm^2$$

c) *Calcul en flexion composée :* La section réelle des armatures

$A_s = A_f - N_U / \sigma_{st} = 0.35 – 2.31 \times 10^3 / 348 \times 10^2 = 0.28\ cm^2$

3.6.6) Vérification à l'ELU:

1) Condition de non fragilité: (Art. A.4.2.1/BAEL 91 modifiés 99) :

Le ferraillage de l'acrotère doit satisfaire la condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{fe} = 100 \times 0.23 \times 8 \times 2.1/400 = 0.966 \text{ cm}^2$$

❖ ***Conclusion :***

Les armatures vérifiant la condition de non fragilité sont supérieures à celles calculées à l'ELU, donc on adoptera.

As = A_{min} = 0.90 cm2.

Soit : As = **4HA8** = 2.01 cm^2/ml, avec un espacement **St = 25 cm**.

➢ ***Armatures de répartition:***

$$A_r = \frac{As}{4} = 2.01/4 = 0.5025 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit: 4HA8 = 2.01cm2 repartie sur 60cm de hauteur, avec un espacement **St = 15cm**

2) Vérification au cisaillement (Art III .2 /BAEL 91) :

$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$ = **min (0.13** f_{cj} **; 4** MPa **)** = 3.25 MPa

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

Avec :

τ_u ; Contrainte de cisaillement.

Vu =1,5Q= 1,5×1 = 1,5[*KN*].

$$\tau_u = \frac{1500}{1000 \times 80} = 0.01875 \text{ MPa}$$

$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$ =3.25 MPa ⇒ la condition est verifiée donc il n y à pas risque de cisaillement

3) Vérification des contraintes à L'ELS :

L'acrotère est exposé aux intempéries donc la fissuration est prise comme préjudiciable On doit vérifier : $\sigma s \leq \overline{\sigma s} = \min\left\{\frac{2}{3} f_e ; \max(0.5 f_e : 110\sqrt{\eta \times f_{t28}})\right.$ =201.6 MPa

Avec ; η= 1,6 pour HA.

Alors : $\sigma s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s}$

Calcul : $\rho = 100 \times A_S / bd = 100 \times 2.01 / 100 \times 8 = 0.251$

$\rho = 0{,}251 \Rightarrow \beta_1 = 0.92075 \Rightarrow K_1 = 47.6975$

$K = 1/K_1 = 0.020965$

$\sigma_s = \frac{0.6 \times 10^6}{0.921 \times 80 \times 201} = 40.51$ MPa

$\sigma_s = 40.51$ MPa $< \overline{\sigma_s} = 201.64$ MPa $\Rightarrow$ ***condition vérifiée***.

_ ***Dans le béton :***

On doit vérifier : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$

Avec :

$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6\, f_{c28} = 15$ MPa.

$\sigma_{bc} = K \times \sigma_s = 0.020965 \times 40{,}51 = 0{,}849$ MPa $\leq \sigma_{bc} \Rightarrow$ ***condition vérifiée.***

4) Vérification de l'écartement des barres :

a) Armatures verticals :

As = 2.01 cm2

St $\leq$ min {3h , 33cm } = 30 cm.

St = 25 cm < 30 cm $\Rightarrow$ ***condition vérifiée.***

b) Armatures de répartition *:*

St $\leq$ min{4h , 45cm} = 40 cm.

St = 15 cm < 40 cm $\Rightarrow$ ***condition vérifiée.***

5) Vérification au flambement :

a) Calcul de l'élancement :

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{L_f \times \sqrt{A}}{\sqrt{I}}$$

Avec :

λ : Élancement de l'élément.

L_f : longueur de flambement.

i : rayon de giration.

I : moment d'inertie de la section.

A : section de l'élément.

A = $0.1 \times 1 = 0.1\ m^2$

I = $bh^3/12 = 1 \times 0.1^3/12 = 8.33 \times 10^{-5}\ m^4$

$\mathbf{L_f} = 2L_0 = 2H = 1.2$ m

λ = 41.58

b) Vérification à l'élancement :

$\lambda \leq \max \{50 ; \min (67 eu/ h ; 100)\}$ …⇒ max [50 ; min (261.03 ; 100)]

$\lambda = 41.58 \leq \max (50 ; 100) = 100$ ⇒ ***condition vérifié.***

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

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

D'où : $F_p = 4 \times 0.2 \times 0.3 \times 1.71 = 0.41$ KN/ml < Q = 1 KN/ml ⇒ ***condition vérifié.***

- **Conclusion :** L'acrotère est calculé avec un effort horizontal supérieur à la force sismique d'où le calcul au séisme est inutile. On adoptera ainsi pour ferraillage les armatures calculées précédemment.

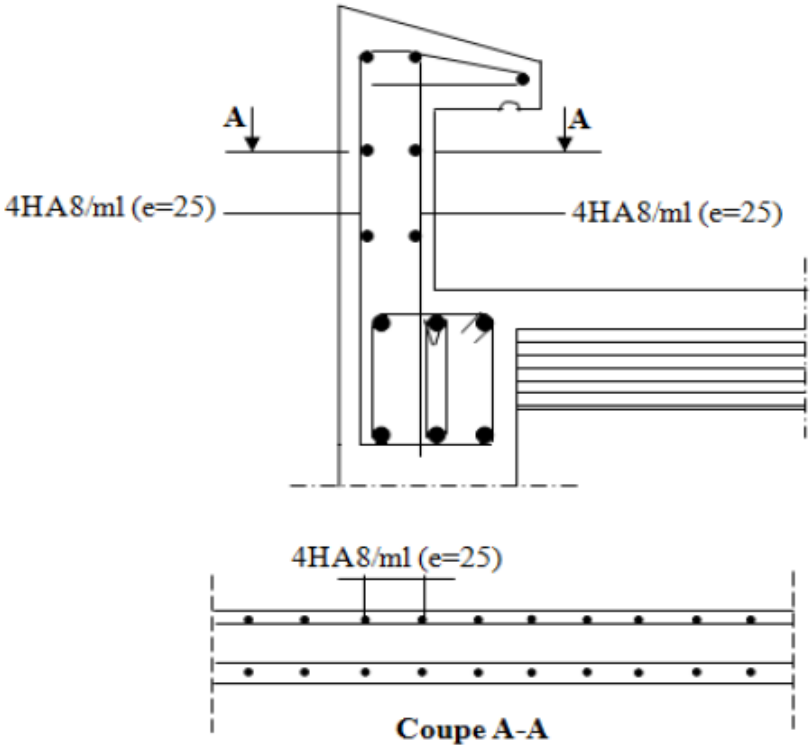


Figure 6.3 : Ferraillage de l'acrotère.

4-1 ETUDE DYNAMIQUE ET SISMIQUE

Introduction

En plus des sollicitations statiques (charges et surcharges), la structure d'un bâtiment est soumise à des sollicitations dynamiques dues essentiellement aux actions sismiques.
De ce fait, la détermination de la réponse sismique de la structure est incontournable lors de l'analyse et de la conception de cette dernière.
Le calcul des forces sismiques est mené suivant trois méthodes :

- Méthode statique équivalente.
- Méthode d'analyse modale spectrale.
- Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

- ***Méthode statique équivalente*** **(RPA99/Art 4.2)**

Conditions d'application **(RPA99/Art 4.1.2)**

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

a) Le bâtiment étudié doit être régulier en plan et en élévation ; avec en plus :

$H \leq 65$ m pour les zones I ; IIa ; IIb.

$H \leq 30$ m pour la zone III.

b) Le bâtiment étudié présente une configuration irrégulière, tout en respectant, outre les Conditions de hauteur énoncées en **'a)'**, les conditions complémentaires exigées par le RPA (ART 4.1.2).

Remarque

Notre structure ne satisfait pas la condition (b) car elle dépasse (07) niveaux ou 23mètres en zone (IIa) pour les groupes d'usages 2, donc
La méthode statique équivalente n'est pas applicable dans notre cas.

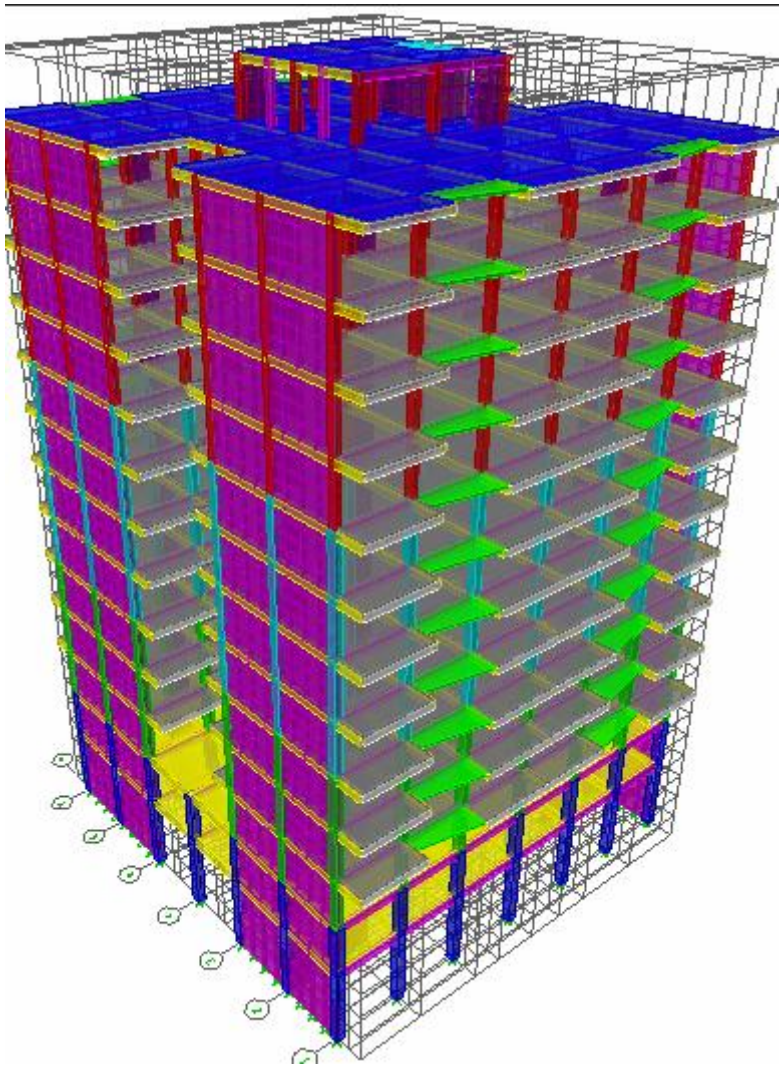
- ***Méthode d'analyse modale spectrale*** **(RPA99/Art 4.3)**

1) Principe

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de Calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

2)Les hypothèses

- Les masses sont supposées concentrées au niveau des nœuds principaux (nœuds maitres).
- Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.
- Les planchers et les fondations doivent être rigides dans leurs plans.
- Le nombre de modes à prendre en compte est tel que la somme des taux de participation des masses modales atteint au moins 90% de la masse totale.



Vérification RPA

1) Vérification de la période empirique T

a. Calcul de la période empirique

T= CT× (h*N*)3/4

hN: hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

CT: coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné en fonction du système de contreventement par le tableau 4.6 (Art 4.2.4 RPA99/ V2003)

D : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

T1 = 0.05×(44.37)3/4 = **0.859 s**

b. Calcul de la période empirique majorée

Tmaj= T+30%T = **1.116 s**

c. Détermination de la période par le logiciel ETABS

Après avoir effectué l'analyse sur ETABS, on détermine la période en suivant le cheminement

ci-après :

Display →show tables

Un tableau s'affichera, et on coche les cases suivantes :

ANALYSIS RESULTS →modal information→Building Modal Information

Puis on définit toutes les combinaisons en cliquant sur :

Select cases/combos…→OK →OK

Un autre tableau s'affichera.

On choisit dans la liste déroulante en haut à droite ***« Modal Participating Mass Ratios »***

Les résultats s'afficheront comme suit :

	Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX
▶	1	1,066044	72,4406	0,0004	0,0000	72,4406	0,0004	0,0000	0,0007
	2	0,746735	0,0006	65,0678	0,0000	72,4412	65,0683	0,0000	96,5704
	3	0,670293	0,0004	0,7074	0,0000	72,4415	65,7757	0,0000	1,0154
	4	0,317394	15,3636	0,0000	0,0000	87,8052	65,7757	0,0000	0,0001
	5	0,169232	0,0002	20,7988	0,0000	87,8054	86,5746	0,0000	2,0638
	6	0,156075	5,6058	0,0009	0,0000	93,4112	86,5755	0,0000	0,0001
	7	0,153508	0,0024	0,0939	0,0000	93,4136	86,6693	0,0000	0,0083
	8	0,097335	2,8171	0,0009	0,0000	96,2307	86,6702	0,0000	0,0001
	9	0,092895	0,0020	1,4067	0,0000	96,2327	88,0769	0,0000	0,0735
	10	0,071350	0,0000	6,1700	0,0000	96,2327	94,2469	0,0000	0,2070
	11	0,068214	1,5897	0,0001	0,0000	97,8224	94,2470	0,0000	0,0000
	12	0,067119	0,0015	0,2719	0,0000	97,8239	94,5190	0,0000	0,0081

Résultats d'analyse dynamique ETABS

Ensuite, on relève les valeurs des périodes en fonction des modes telles quelles sont dans le tableau suivant :

Mode	Period
1	1,066044
2	0,746735
3	0,670293
4	0,317394
5	0,169232
6	0,156075
7	0,153508
8	0,097335
9	0,092895
10	0,071350
11	0,068214
12	0,067119

récapitulatif des périodes en fonction des modes

· Comparaison des résultats

On a :

- La période calculée T = **0.859 s**
- La période majorée T_{maj}= **1.116 s**
- La période ETABS T_{etabs}= **1.066 s**

On remarque que : $T < T_{etabs} < T_{maj}$

On peut dire que la valeur de la période trouvée par le logiciel est proche de celle calculée (majorée). →La période est vérifiée

2) Vérification de l'excentricité

D' après le RPA99/version 2003 (article 4.3.7), dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale ± 0.05 L, (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de

l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

Dans cette étape, on doit vérifier l'écartement du centre de torsion par rapport au centre de gravité et le comparer à la valeur 5% de la longueur de la construction et cela dans les deux sens.

Pour cela, on procède de la manière suivante :

Display→show tables

ANALYSIS RESULTS→building output

Puis on définit toutes les combinaisons en cliquant sur :

Select cases/combos…→ OK→Ok

Les résultats s'afficheront comme suit :

Center Mass Rigidity

Story	Diaphragm	MassX	MassY	XCM	YCM	CumMassX	CumMassY	XCCM
RDC	D1	805,7839	805,7839	12,514	12,488	805,7839	805,7839	12,514
SER	D2	733,5875	733,5875	12,482	12,400	733,5875	733,5875	12,482
ET1	D3	719,3286	719,3286	12,482	12,400	719,3286	719,3286	12,482
ET2	D4	709,7043	709,7043	12,482	12,400	709,7043	709,7043	12,482
ET3	D5	701,2310	701,2310	12,482	12,400	701,2310	701,2310	12,482
ET4	D6	684,7610	684,7610	12,481	12,398	684,7610	684,7610	12,481
ET5	D7	670,5642	670,5642	12,481	12,398	670,5642	670,5642	12,481
ET6	D8	663,6897	663,6897	12,480	12,398	663,6897	663,6897	12,480
ET7	D9	657,9663	657,9663	12,480	12,398	657,9663	657,9663	12,480
ET8	D10	651,9797	651,9797	12,480	12,400	651,9797	651,9797	12,480
ET9	D11	646,4708	646,4708	12,485	12,400	646,4708	646,4708	12,485
ET10	D12	638,7416	638,7416	12,520	12,400	638,7416	638,7416	12,520
TERAS	D13	610,0081	610,0081	12,551	12,400	610,0081	610,0081	12,551
SM	D14	89,8193	89,8193	13,404	12,400	89,8193	89,8193	13,404

Vérification de l'excentricité

On relève les valeurs des coordonnés des deux centres (gravité et torsion) puis on calcule leur écartement tel qu'il est montré sur le tableau suivant

Story	Diaphragm	XCM	YCM	XCR	YCR	ex	ey
RDC	D1	12,514	12,488	12,455	12,398	0,059	0,09
SER	D2	12,482	12,4	12,412	12,393	0,07	0,007
ET1	D3	12,482	12,4	12,376	12,387	0,106	0,013
ET2	D4	12,482	12,4	12,348	12,382	0,134	0,018
ET3	D5	12,482	12,4	12,327	12,379	0,155	0,021
ET4	D6	12,481	12,398	12,31	12,378	0,171	0,02
ET5	D7	12,481	12,398	12,297	12,38	0,184	0,018
ET6	D8	12,48	12,398	12,286	12,381	0,194	0,017
ET7	D9	12,48	12,398	12,278	12,381	0,202	0,017
ET8	D10	12,48	12,4	12,272	12,378	0,208	0,022
ET9	D11	12,485	12,4	12,268	12,372	0,217	0,028
ET10	D12	12,52	12,4	12,267	12,366	0,253	0,034
TERAS	D13	12,551	12,4	12,275	12,361	0,276	0,039

Vérification de l'excentricité

Avec :EX =|XCM − XCR|

EY = |YCM − YCR|

· Comparaison des résultats

· **Sens longitudinal**

$5\%L_x \geq EX \rightarrow 0.05 \times 28.5 = 1.425 > 0.276$……...condition vérifiée

· **Sens transversal**

$5\%L_y \geq e_y \rightarrow 0.05 \times 25.5 = 1.275 > 0.039$……....condition vérifiée

· Justification de la régularité en plan

EX=0.276m < 15%Lx = 4.275m ⇒ **condition vérifiée**

EY=0.039m < 15%Ly =3.825m ⇒ **condition vérifiée**

1) Vérification du pourcentage de participation de la masse modale :

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales ,le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure .(article 4.3.4 RPA99 version 2003).

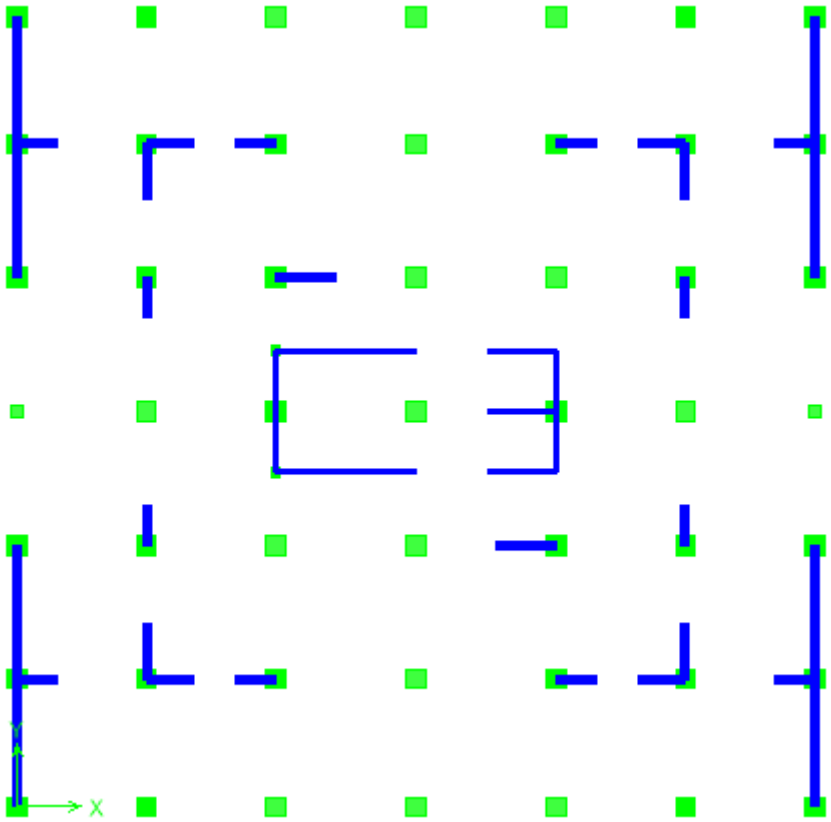
On tire les valeurs du tableau trouvé dans le calcul de la période comme indiqué ci-après :

Mode	Period	SumUX	SumUY	SumUZ
1	1,066044	72,4406	0,0004	0
2	0,746735	72,4412	65,0683	0
3	0,670293	72,4415	65,7757	0
4	0,317394	87,8052	65,7757	0
5	0,169232	87,8054	86,5746	0
6	0,156075	93,4112	86,5755	0
7	0,153508	93,4136	86,6693	0
8	0,097335	96,2307	86,6702	0
9	0,092895	96,2327	88,0769	0
10	0,07135	96,2327	94,2469	0
11	0,068214	97,8224	94,247	0
12	0,067119	97,8239	94,519	0

Vérification du pourcentage de participation de la masse modale

La somme des masses modales dans le 10ème mode (modélisation) dépasse 90% de la masse totale du
bâtiment dans les deux directions, d'où la condition du RPA (article 4.3.4) est vérifiée

-Disposition des voiles



2) Justification du système de contreventement

L'objectif dans cette étape est de déterminer et de justifier la valeur de R :

Pour avoir le pourcentage de l'effort vertical revenant le système portique voile

la méthode est:

1-sélectionné les neudes de bases

2-display - show table ⟶ la combinaison poids

3- Analysis results ⟶ réaction – on calcule la ∑de Fz =100%

Pour avoir le pourcentage de l'effort revenant à le system voile :

1-sélectionné juste les neudes de bases des voiles

2-display –show table ⟶ la combinaison poids

3- Analysis results ⟶ réaction – on calcule la ∑de Fz =X%

∑de Fz(total) =91524.008KN=100%

∑de Fz(voile) =66508.83KN=X%

X : Etant le % des efforts repris par les voiles

$X\% = \frac{66508.83 \times 100}{91524.08} = 72\%$

Donc : Effort repris par les voiles=72%

Effort repris par les portiques=28%

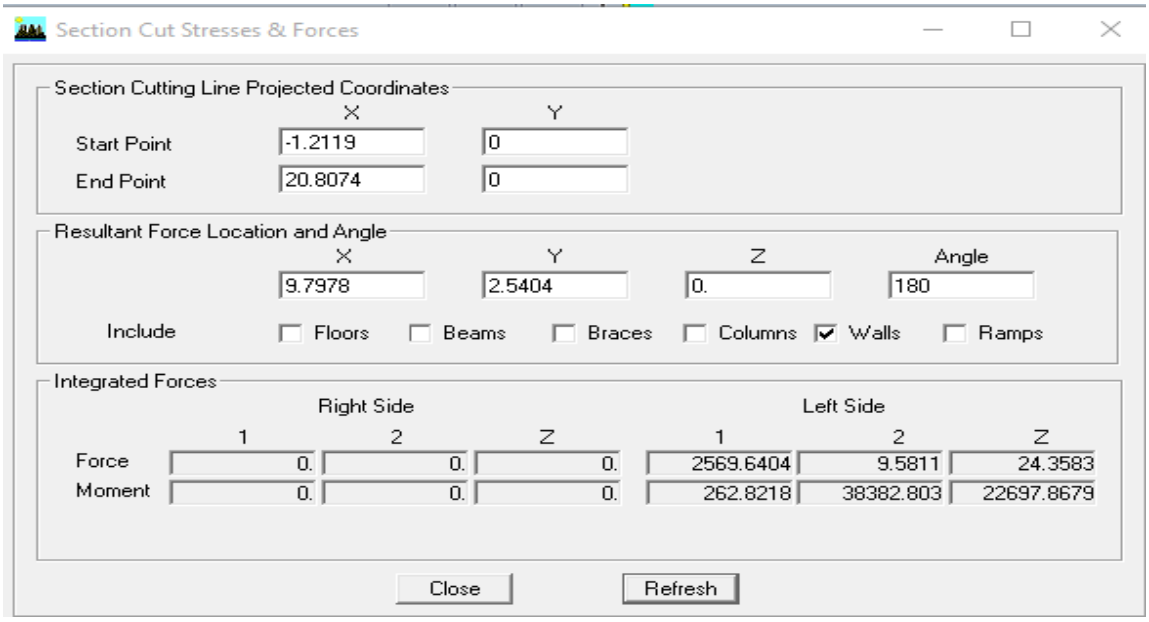
Niveau	Ensemble	Voiles	Pourcentage voiles
Base	90222,02	42364,95	46,96
RDC	81588,63	38625,29	47,34
Service	74784,33	37111,71	49,63
ET1	67040,84	36756,47	50,35
ET2	60455,46	31931,14	52,82
ET3	53463,72	28791,74	53,85
ET4	46527,06	27275,98	58,62
ET5	39383,13	23328,6	59,24
ET6	33213,72	20606,81	62,04
ET7	26680,40	16664,56	62,46
ET8	20166,98	12983,27	64,38
ET9	13753,96	8812,34	64,07
ET10	7389,14	4191,14	56,72
ET11	963,669	612,6	63,57

Pour avoir le pourcentage de l'effort horizontal revenant à le system portique voile la méthode:

Pour extraire l'effort horizontale de chaque niveau, on se positionne sur la vue de2D

Puis dans le menu **view** on clique sur **Set 3D View** et on sélectionne le plan **XZ** dans **Display** on clique sur show **deformerd shepe** et on choisi la combinaison **EX**(sens x-x) ainsi

la combinaison **EY**(sens y-y) après on trace une droit transversale les élément du niveau considéré.



Effort horizontale repris par les voiles

✓ Suivant EX

Niveau	Ensemble	Voiles	Pourcentage voiles
Base	9132,98	7567,82	82,86
RDC	8935,53	7134,379	79,84
Service	8631,39	6973,43	80,79
ET1	7321,89	4920,24	67,2
ET2	6895,83	4893,24	70,96
ET3	6427,83	4161,78	67,75
ET4	5945,11	4559,8	76,7
ET5	5436,04	3846,32	70,76
ET6	4883,15	3823,76	78,31
ET7	4264,6	3153,76	73,95
ET8	3538,67	2890,62	81,69
ET9	2673,1	2080,97	76,85
ET10	1608,87	1071,91	66,63
ET11	242,08	159,25	65,78

Le pourcentage total de l'effort horizontal suivant x-x est : **74,29%**

✓ Suivant EY

Niveau	Ensemble	Voiles	Pourcentage voiles %
Base	10553,20	9691,9	91,84
RDC	10356,9	9408,08	90,84
Service	10037,34	9161,14	91,27
ET1	9619,7	8639,84	89,81
ET2	9138,36	8271,62	90,52
ET3	8598,06	7571,25	88,06
ET4	7993,79	7328,25	91,55
ET5	7361,96	6521,64	89,59
ET6	6566,57	6006,96	91,48
ET7	5738,9	5123,56	98,28
ET8	4787,78	4402,85	91,96
ET9	3619,62	3256,57	89,97
ET10	2131,55	1779,26	83,47
ET11	386,96	290,77	75,14

Le pourcentage total de l'effort horizontal suivant y-y est : **89,55%**

Conclusion :

Le système est constitué de voiles et de portiques. Et dans notre cas les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales et plus de 75% dues aux charges horizontale. On considère que la sollicitation horizontale est reprise uniquement par les voiles.

on déduire que le bâtiment classé dans le système contreventement **par des voiles porteurs** et le coefficient de comportement global de la structure **R** égale à **3.5** selon les résultats ci-dessus confirment l'article 3.4 du RPA99 vs 2003, qui classe les systèmes de contreventement. On adopte un système de Voiles porteurs R=3.5 d'après(le tableau RPA99 vs 2003.)

Vérification de l'effort tranchant à la base (RPA V.2003 /Art 4.3.6)

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenues par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode
statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

$$V = \frac{DQA}{R} \text{Wt}$$ formule RPA(4.1 RPA99)

- **Calcul des paramètres A, D, Q, et R**

- **A** : coefficient d'accélération de zone, dépend de deux paramètres : 0.25

Groupe d'usage 2
Zone sismique III

- **D** : facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie du

site, du facteur de correction d'amortissement (ε %) et de la période
fondamental de la structure T.
Il est donné par la formule :

$$\begin{cases} \mathbf{2.5}\ \eta & \mathbf{0} \leq \mathbf{T} \leq \mathbf{T_2} \\ \mathbf{D = 2.5}\ \eta\ (\boldsymbol{T_2}/\boldsymbol{T})^{\frac{2}{3}} & \mathbf{T_2} \leq \mathbf{T} \leq \mathbf{3s} \\ \mathbf{2.5}\ \eta\ (\boldsymbol{T_2}/\boldsymbol{T})^{\frac{2}{3}} (\mathbf{3}/\boldsymbol{T})^{\frac{5}{3}} & \mathbf{T} \geq \mathbf{3s} \end{cases}$$

A = 0.25 (Annexe1 ; Tab 4.1 RPA99) Avec T_2: période caractéristique associée à la catégorie du site et donnée par le tableau
(4.7 du RPA99/version2003)
$T_2(S_3) = 0.5$ s

Dans notre cas : T_2=0.5s < T_{etabs}= 1.066.s < 3s donc : $D=2.5\ \eta\ (T_2/T)^{\frac{2}{3}}$
Le facteur de correction d'amortissement est donné par la formule

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\varepsilon}} \geq \mathbf{0.7}$$

(ε %) **:** est le coefficient d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de

structure et de l'importance des remplissages, il est donné par le tableau (4.2/RPA 99) présenté ci-après :

Remplissage	Portiques		Voiles ou mur
	Béton Armé	Acier	Béton Armé/maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

Valeurs de ξ (%)

Remarque

Il n'existe pas de valeur intermédiaire qui regroupe la valeur pour une structure mixte. Cependant, on a adoptée suite aux recommandations du CTC (le siège de contrôle technique de construction) la valeur suivante **ξ = 8.5%** qui est la moyenne entre les deux valeurs **ξ =7%** (portique en béton armé) et **ξ =10%** (structure en voiles)

D'où $\eta = 0.81 > 0.7$…….. condition vérifiée

Alors : $D=2.5\times0.81\times\left(\frac{0.5}{1.066}\right)^{\frac{2}{3}}$

D =1.22

W_t : poids de la structure donné par le logiciel

ETABS W_t= 91524.08 KN

Facteure de qualite : Q = 1.20

R : **coefficient de comportement global de la structure**

Sa valeur unique est donnée par le tableau 4.3 de RPA 2003 en fonction du système de contreventement .

En cas d'utilisation de systèmes de contreventement différents dans les deux directions considérées il y a lieu d'adopter pour le coefficient **R** la valeur la plus petite.

D'apres le(Tableau 4.3 RPA 2003) : valeurs du coefficient de comportement R

Voiles porteurs , donc R = 3.5

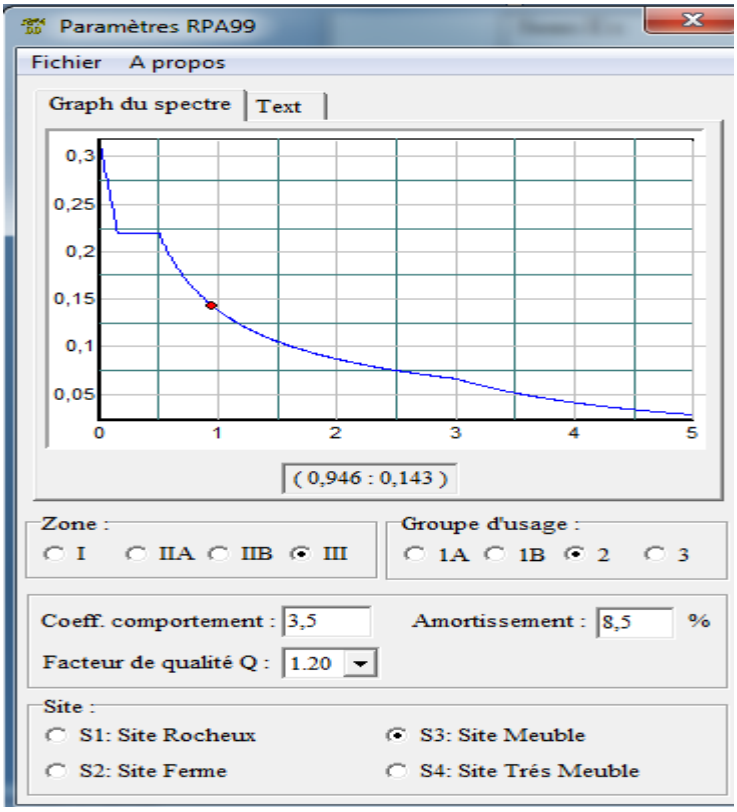
Tableau récapitulatif des résultats :

Facteurs	Valeurs
Coefficient d'accélération de zone A	0.25
Facteur d'amplification dynamique D	1.22
Facteur de qualité Q	1.20
Coefficient de comportement R	3.5
Le poids total de la structure W_t [kN]	91524.08

récapitulatif des résultats de A,D,Q,R,W_t

$$V = \frac{0.25 \times 1.22 \times 1.20}{3.5} \times 91524.08 = 9570.8 \text{ KN}$$

$$V = 9499.7 \text{ KN}$$



spectre de repens

- **Détermination de l'effort tranchant par ETABS**

Pour déterminer la valeur de l'effort tranchant par le logiciel, on suit les étapes suivantes :

display→show tables

ANALYSIS RESULTS modal Information building modal information

Puis on définit les combinaisons Ex et Ey en cliquant sur :

Select cases/combos…→OK→OK

Les résultats s'afficheront comme suit :

l'effort tranchant par ETABS

Edit View

Response Spectrum Base Reactions

	Spec	Mode	Dir	F1	F2	F3	M1	M2	M3
	EX	10	U1	0,01	3,86	0,00	-17,851	0,037	48,07
	EX	11	U1	378,36	2,69	0,00	-11,712	1063,583	-4682,3
	EX	12	U1	0,37	-4,88	0,00	21,237	1,100	-64,96
	EX	All	All	9132,98	35,20	0,00	1069,009	250547,733	113071,
	EY	1	U2	20,69	0,05	0,00	-1,638	612,054	-255,8
	EY	2	U2	-29,16	9595,16	0,00	-295234,822	-779,011	120503,
	EY	3	U2	-2,50	112,19	0,00	-3394,693	-66,464	1433,6
	EY	4	U2	3,92	0,01	0,00	-0,182	13,114	-48,59
	EY	5	U2	12,77	4014,25	0,00	-31937,322	134,311	49651,9
	EY	6	U2	-13,51	0,17	0,00	-1,345	-71,553	169,92
	EY	7	U2	2,87	18,12	0,00	-136,189	16,359	189,36
	EY	8	U2	11,22	0,20	0,00	-1,212	29,524	-136,9
	EY	9	U2	-11,93	315,20	0,00	-1819,239	-40,546	4262,6
	EY	10	U2	3,86	1457,58	0,00	-6743,365	13,971	18160,8
	EY	11	U2	2,69	0,02	0,00	-0,083	7,551	-33,24
	EY	12	U2	-4,88	64,88	0,00	-282,104	-14,609	863,00
	EY	All	All	35,20	10668,12	0,00	299803,509	941,029	133690,

OK

Puis, on relève les valeurs de l'effort tranchant tel que :

V_{xdyn}= F_1 = 9132.98 KN

V_{ydyn}= F_2 = 10668.12 KN

- **Comparaison des résultats**

Dans cette présente étape, on doit vérifier que les efforts tranchants calculés avec ETABS sont supérieurs ou égaux à 80% de l'effort calculé avec la formule de la méthode statique équivalente.

- **Sens longitudinal :**

$V_{x\,dyn}$= 9132.98 KN ≥ 80%V_{RPA} = 7656.64 KN ……**condition vérifiée**

- **Sens transversal :**

$V_{y\,dyn}$= 10668.12 KN ≥ 80%V_{RPA} = 7656.64KN …….. **condition vérifiée**

6. Vérification des déplacements relatifs

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, et tels que calculés selon le paragraphe(4.2.10 du RPA 99), ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage moins qu'il ne puisse être prouvé qu'un plus grand déplacement relatif peut être toléré.

Drifet: déplacement dû aux forces sismiques

R : coefficient de comportement

.

$\Delta K_x = K_{xi} - K_{xi-1}$: déplacement horizontal suivant le sens longitudinal relatif au niveau «K » par rapport au niveau « K-i » **(formule 4.20 RPA99)**

$\Delta K_y = K_{yi} - K_{yi-1}$: déplacement horizontal suivant le sens transversal relatif au niveau «K » par rapport au niveau « K-i » ***(formule 4.20 RPA99)***

- **.Dans le sens longitudinal**

Pour déterminer les valeurs des déplacements relatifs dans le sens longitudinal par le logiciel, on suit les étapes suivantes : ***Display →show tables***

ANALYSIS RESULTS→Displacement Data→table : Diaphragm CM displacement

Puis on définit la combinaison Ex en cliquant sur :

Select cases/combos…→2 fois sur ***OK***

- **Dans le sens transversal**

De même, pour le sens transversal, on remplace seulement la combinaison Ex par Ey

on cliquant sur : ***Select cases/combos…***→2 fois sur***OK***

Tableau récapitulatif des résultats trouvés suivant les deux directions :

Story	DrifetX	Drifet Y	he	ΔKX	ΔKY	1% He	observation
SM	0,0012	0,0013	3,06	0,013	0,014	0,031	CV
TERAS	0,0014	0,0013	3,06	0,015	0,014	0,031	CV
ET10	0,0015	0,0013	3,06	0,016	0,014	0,031	CV
ET9	0,0016	0,0013	3,06	0,017	0,014	0,031	CV
ET8	0,0016	0,0013	3,06	0,017	0,014	0,031	CV
ET7	0,0017	0,0013	3,06	0,018	0,013	0,031	CV
ET6	0,0017	0,0012	3,06	0,018	0,013	0,031	CV
ET5	0,0017	0,0011	3,06	0,018	0,012	0,031	CV
ET4	0,0017	0,0011	3,06	0,018	0,011	0,031	CV
ET3	0,0016	0,0010	3,06	0,018	0,010	0,031	CV
ET2	0,0015	0,0008	3,06	0,017	0,009	0,031	CV
ET1	0,0014	0,0007	3,06	0,015	0,007	0,031	CV
SER	0,0011	0,0005	3,06	0,012	0,005	0,031	CV
RDC	0,0006	0,0003	4,59	0,009	0,004	0,046	CV

Déplacements relatifs des portiques par niveau suivant les deux sens

Conclusion

D'après les valeurs trouvées sur le tableau ci-dessus, on admet que la condition du RPA vis-à-vis des déformations est vérifiée

3) Vérification du déplacement maximal de la structure

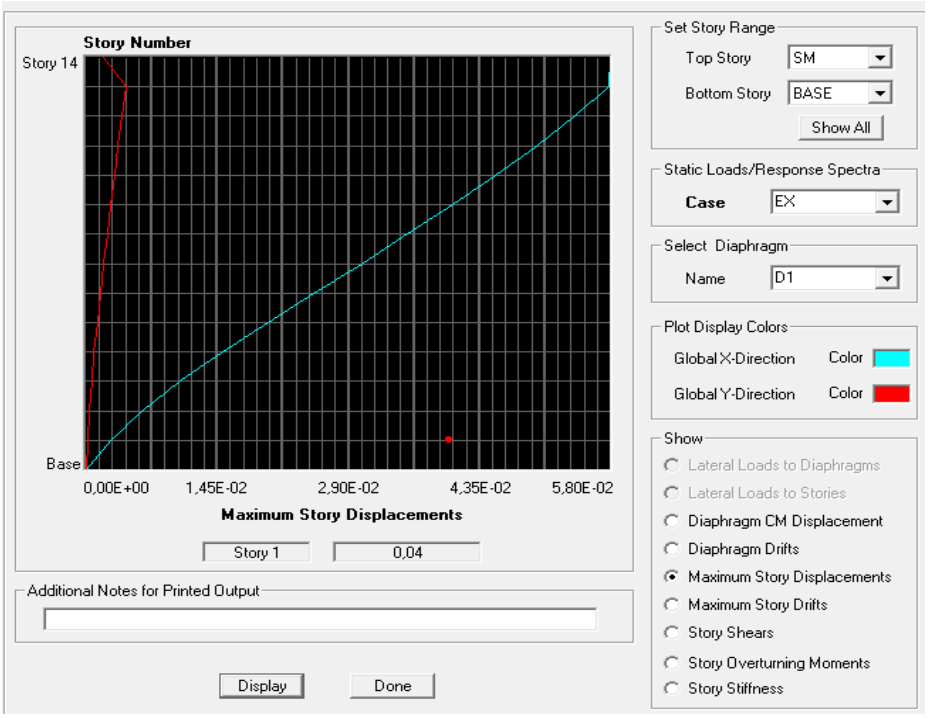
Dans cette étape on doit déterminer le déplacement maximal de la structure avec le logiciel ETABS et le comparer à la flèche admissible f_{adm}

$f_{adm} = \frac{Ht}{500} = \frac{44.37}{500} = 0.08874$ (ART B.6.5,3 /BAEL91)

Détermination du déplacement maximal avec ETABS

- ***Dans le sens longitudinal***

On suit le cheminement suivant : ***Display →Show Story Réponse Plots..*** La fenêtre suivante s'affiche et doit être complétée comme indiquée sur l'image :



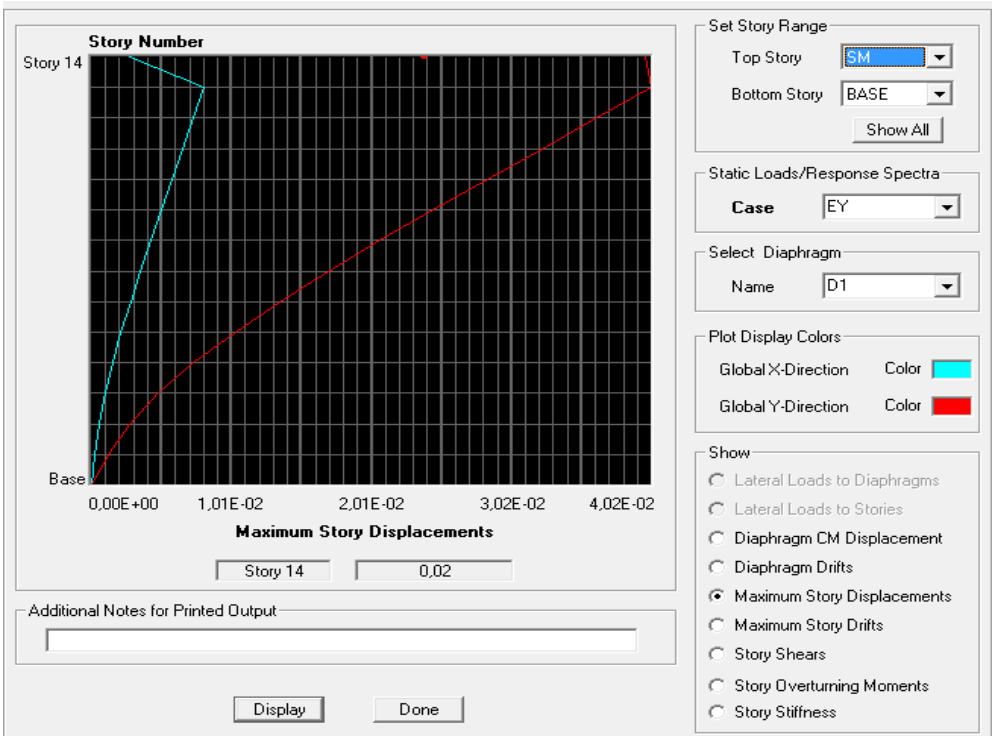
déplacement maximal avec ETABS sens X-X

Puis, on clique sur ***display***

Après on relève la valeur du déplacement maximal suivant la direction indiquée.

· **Dans le sens transversal**

De même, on remplace la direction Ex par Ey, et on relève la valeur du déplacement suivant cette direction telle qu'elle est montrée sur la fenêtre suivante :



déplacement maximal avec ETABS sens Y-Y

Résultats trouvés

- Déplacement maximal suivant (x-x) : 0.040m
- Déplacement maximal suivant (y-y) : 0.02m

Flèche admissible : 0.08874 m

Conclusion

Les déplacements maximaux sont inférieurs à la flèche admissible, donc la condition vis-à-vis la flèche est vérifiée.

4) Justification vis-à-vis de l'effet P-Delta

L'effet P-Delta ou effet de 2ème ordre peut être négligé dans le cas des

bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux: $\boldsymbol{\theta \leq 0.1}$

$$\boldsymbol{\theta = \frac{Pkx\,\Delta k}{Vkx\,hk}}$$

P_k: poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau **«k»**

V_k : effort tranchant d'étage au niveau « k »

Δ_k : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau

«k-1 » h_k : hauteur de l'étage « k »

Story	P	px Δ_k	pxΔ_k	VX	VY	hk	Vx*hk	Vy*hk	θx	θy	<0.1
SM	1016,41	1,21	1,30	303,91	376,93	44,37	13 484,49	16 724,38	0,0001	0,0001	CV
TERAS	7780,78	10,84	10,01	1747,04	2127,35	41,31	72 170,22	87 880,83	0,0002	0,0001	CV
ET10	14183,47	20,86	18,37	2922,69	3627,41	38,25	111 792,89	138 748,43	0,0002	0,0001	CV
ET9	20599,93	32,16	26,68	3915,28	4815,23	35,19	137 778,70	169 447,94	0,0002	0,0002	CV
ET8	27133,24	44,31	34,87	4755,57	5783,54	32,13	152 796,46	185 825,14	0,0003	0,0002	CV
ET7	33666,55	56,63	42,42	5481,42	6626,17	29,07	159 344,88	192 622,76	0,0004	0,0002	CV
ET6	40334,7	68,89	48,93	6129,16	7389,08	26,01	159 419,45	192 189,97	0,0004	0,0003	CV
ET5	47002,84	81,08	53,91	6717,6	8076,72	22,95	154 168,92	185 360,72	0,0005	0,0003	CV
ET4	53994,58	91,47	57,13	7267,21	8689,39	19,89	144 544,81	172 831,97	0,0006	0,0003	CV
ET3	60986,32	100,32	58,30	7785,87	9236,21	16,83	131 036,19	155 445,41	0,0008	0,0004	CV
ET2	68166,83	105,11	56,58	8245,94	9723,5	13,77	113 546,59	133 892,60	0,0009	0,0004	CV
ET1	75347,33	103,45	51,39	8631,43	10145,34	10,71	92 442,62	108 656,59	0,0011	0,0005	CV
SER	82785	92,97	42,22	8935,53	10468,77	7,65	68 356,80	80 086,09	0,0014	0,0005	CV
RDC	91524,08	53,91	23,16	9132,98	10668,11	4,59	41 920,38	48 966,62	0,0013	0,0005	CV

Justification vis-à-vis de l'effet P-Delta

L'effet du second ordre peut être négligé dans notre cas car la condition est satisfaite à tous les niveaux : $\theta \leq 0.1$

5) Spécification pour les poteaux

$$\vartheta = \frac{Nd}{Bcfc28} \leq 0.3$$

avec :

Nd : Effort normal dans les poteaux

Bc : Section du poteau

	comb	Nd	B*fc28	ϑ	observation	section
RDC	ELU	-2600,45	9000000	0,29	CV	60x60
SER	ELU	-2321,5	9000000	0,26	CV	60x60
ET1	ELU	-2061,67	7562500	0,27	CV	55x55
ET2	ELU	-1839,29	7562500	0,24	CV	55x55
ET3	ELU	-1620,8	6250000	0,26	CV	50x50
ET4	ELU	-1417,04	6250000	0,23	CV	50x50
ET5	ELU	-1218,5	5062500	0,24	CV	45x45
ET6	ELU	-1028,89	5062500	0,20	CV	45x45
ET7	ELU	-851,17	3062500	0,28	CV	35x35
ET8	ELU	-692,62	3062500	0,23	CV	35x35
ET9	ELU	-540,79	2250000	0,24	CV	30x30
ET10	ELU	-387,75	2250000	0,17	CV	30x30
TERAS	GQEX MIN	-466,99	2250000	0,21	CV	30x30
SM	GQEX MIN	-227,04	2250000	0,10	CV	30x30

Conclusion

Toutes les exigences du RPA sont vérifiées, nous allons donc passer au ferraillage de la structure.

4-2 Etude du contreventement

1. Introduction :

Dans ce chapitre, nous étudierons le système structurel d'éléments permettant d'assurer la stabilité du bâtiment vis – à- vis des efforts horizontaux.

L'étude du contreventement est une étape importante est décisive dans l'étude de tout bâtiment, elle mérite le plus grand soin. Elle consiste à parer la structure contre les deux types de sollicitation horizontales ; vent et séisme.

Le contreventement peut être assuré par :

- Des voiles ou murs appelés couramment refends entrant dans la composition de l'ouvrage.
- Du système « poteaux poutres » formant des portiques d'étage ;
- Des cages d'escalier et d'assesseurs ou gaines représentant une grande rigidité à la flexion et à la torsion ;
- Une combinaison des deux systèmes sus-cités, forment un contreventement mixte ou portiques et refends rigidement liés travaillent conjointement pour faire face au séisme.

Dans notre cas l'ossature du bâtiment est composée, à la fois de portiques et de murs de refends, disposés parallèlement .le but de ce chapitre est justement de déterminer les efforts horizontaux dans les refends, d'une part, et dans les portiques d'une autre part. Pour cela nous allons comparer l'inertie des voiles à celle des portiques auxquels nous allons attribuer « une inertie fictive »

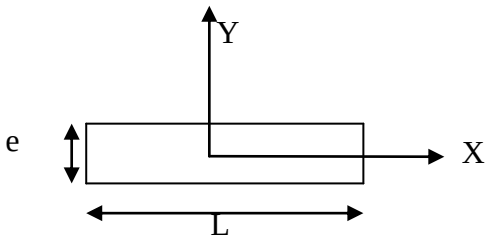
2. Inertie des voiles :

Il est remarquable que les voiles de notre structure ne comportent pas d'ouvertures, nous n'aurons donc à calculer que l'inertie de refends pleins :

a. Les refends longitudinaux :

$$I_y = \frac{e.l^3}{12}$$

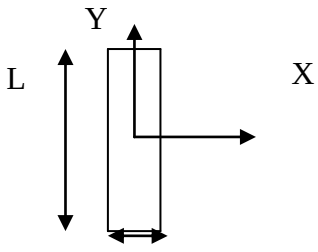
$$I_x = \frac{e.l^3}{12} << I_y$$



On néglige l'inertie des refends longitudinaux par rapport à l'axe X.

b. Les refends transversaux :

$$I = I_x = \frac{e.l^3}{12}$$



On néglige l'inertie des refends transversaux par rapport à l'axe Y.

- **Remarque :**

La longueur L des voiles est mesurée aux extrémités extérieures des poteaux qui les encadrent, elle varie donc avec la section des poteaux. Pour éviter cette variation et assurer la continuité de ces voiles en élévation, chaque voile doit avoir la même longueur L pour tous

les niveaux, cette longueur sera celle mesurée au dernier niveau ou la section des poteaux est (30x30).

Les inerties des voiles pour un niveau sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau .1 : Les inerties des voiles pour un niveau.

Sens longitudinal				Sens transversal			
Voiles	**L(m)**	**e(m)**	**I_Y (m^4)**	**Voiles**	**L(m)**	**e(m)**	**I_X (m^4)**
VL1	1,9	0,25	0.143	**VT1**	1,75	0,25	0.112
VL2	4	0,15	1.33	**VT2**	1,90	0,15	0.8
			$\sum$ **I_Y=1,47**				$\sum$ **I_x=0,912**

3. Calcul des rigidités au niveau des portiques :

A. Présentation de la methode :

Pour l'étude des portiques sollicités par les efforts horizontaux, on utilisera la méthode de MUTO, celle-ci permet de distribuer les efforts tranchants dans les niveaux, comme elle nous permet de déduire les moments fléchissants et les autres sollicitations dans les poutres et les poteaux de chaque portique.

- **Hypothéses de calcul :**

✓ Les charges ou les masses sont considérées concentrées au niveau du plancher.
✓ Les diagrammes de répartition des charges doivent être :
  - Rectangulaire pour le vent.
  - Triangulaire pour le séisme.
✓ La raideur des poutres ne doit pas être faible devant celle des poteaux.
✓ La raideur des travées adjacentes d'une même portée ne doit pas être trop différente.

B. Etapes de calcul :

B.1. Calcul des rigidités linéaire des poteaux et des poutres :

Rigidité linéaire d'un poteau : $K_{pot} = \frac{I_{pot}}{h_c}$

Rigidité linéaire d'une poutre : $K_{ptr} = \frac{I_{ptr}}{L_c}$

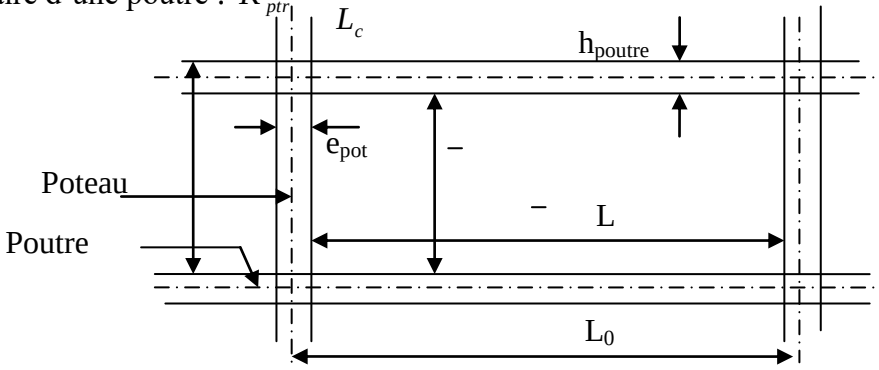


Fig..1 : Identification des paramétres.

Avec :

I : moment d'inertie de l'élément.

h_c et L_c : hauteurs et longueurs calculées qui seront déterminées ultérieurement.

$$h_c = \overline{h} + \frac{1}{2} e_{poteau} \quad ; \quad L_c = \overline{L} + \frac{1}{2} h_{poutre}$$

h: hauteur de poteau entre nus des poutres.

L : longueur de la poutre entre nus des appuis (poteau).

h_0 : hauteur des poteaux entre des poutres.

h_p : hauteur de la poutre.

e_p : largeur des poteaux.

L_0 : longueur de la poutre entre axes des poteaux.

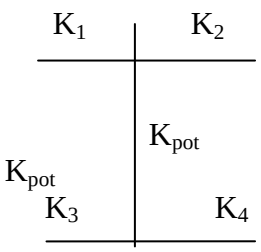
K : rigidité linéaire (poutre, poteau).

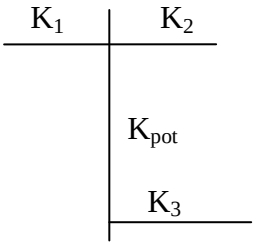
—

B.2. Calcul des coefficients K **relatifs aux portiques :**

- **Cas étage courant et RDC :**

En général : $K = \dfrac{\sum K_i \text{ sup} + \sum K_i \text{ inf}}{2K_{pot}}$



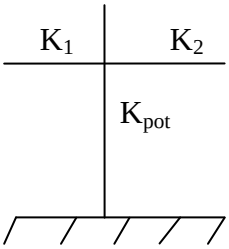


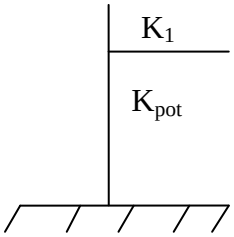


$$\overline{K} = \frac{K_1 + K_2 + K_3 + K_4}{2K_{pot}} \qquad \overline{K} = \frac{K_1 + K_2 + K_3}{2K_{pot}}$$

$$\overline{K} = \frac{K_1 + K_2}{2K_{pot}}$$

- **Cas de s/sol:**





$$\overline{K} = \frac{K_1 + K_2}{K_{pot}} \qquad \overline{K} = \frac{K_1}{K_{pot}}$$

Les calculs sont résumés dans les tableaux siuivants:

- **Rigidités des poutres secondaires (sens transversal) : :**
  - **Tableau .2 : Rigidités des poutres secondaire.**

Niveaux	Travées	b (cm)	h (cm)	L (cm)	$I_{poutre}(cm^4)$	L_c (cm)	K_{poutre} (cm^3)
9,10,ter	(console)	30	35	150	107187,5	167,5	639,92
	1			400		417,5	256,73
	2			420		437,5	245
	3			420		437,5	245
	4			420		437,5	245
	5			420		437,5	245
	6			400		417,5	256,73
	(console)			150		167,5	639,92
5,6,7,8	(console)	30	35	150	107187,5	167,5	639,92
	1			400		417,5	256,73
	2			420		437,5	245
	3			420		437,5	245
	4			420		437,5	245
	5			420		437,5	245
	6			400		417,5	256,73
	(console)			150		167,5	639,92
1,2,3,4	(console)	30	35	150	107187,5	167,5	639,92
	1			400		417,5	256,73
	2			420		437,5	245
	3			420		437,5	245
	4			420		437,5	245
	5			420		437,5	245
	6			400		417,5	256,73
	(console)			150		167,5	639,92
RDC + ser	(console)	30	35	150	107187,5	167,5	639,92
	1			400		417,5	256,73
	2			420		437,5	245
	3			420		437,5	245
	4			420		437,5	245
	5			420		437,5	245
	6			400		417,5	256,73
	(console)			150		167,5	639,92

- **Rigidités des poutres principales**
  - **Tableau .3 : Rigidités des poutres principales. (sens longitudinal) :**

Niveaux	Travées	b (cm)	h (cm)	L (cm)	$I_{poutre}(cm^4)$	L_c (cm)	K_{poutre} (cm^3)
9,10,ter	A-B	30	35	405	107187,5	422,5	253,7
	B-C			405		422,5	253,7
	C-D			440		457,5	234,29
	D-E			440		457,5	234,29
	E-F			405		422,5	253,7
	F-G			405		422,5	253,7
5,6,7,8	A-B	30	35	405	107187,5	422,5	253,7
	B-C			405		422,5	253,7
	C-D			440		457,5	234,29
	D-E			440		457,5	234,29
	E-F			405		422,5	253,7
	F-G			405		422,5	253,7
1,2,3,4	A-B	30	35	405	107187,5	422,5	253,7
	B-C			405		422,5	253,7
	C-D			440		457,5	234,29
	D-E			440		457,5	234,29
	E-F			405		422,5	253,7
	F-G			405		422,5	253,7
RDC + ser	A-B	30	35	405	107187,5	422,5	253,7
	B-C			405		422,5	253,7
	C-D			440		457,5	234,29
	D-E			440		457,5	234,29
	E-F			405		422,5	253,7
	F-G			405		422,5	253,7

Rigidités des poteaux sens longitudinal :

Tableau .4 : Rigidités des poteaux dans le sens longitudinal.

Niveaux	poteaux	b (cm)	h (cm)	H (cm)	I_{pot} (cm^4)	h_c(cm)	K_{pot} (cm^3)
9,10,ter	A	30	30	271	67500	286	236.01
	B			271		286	236.01
	C			271		286	236.01
	D			271		286	236.01
	E			271		286	236.01
	F			271		286	236.01
	G			271		286	236.01
7,8	A	35	35	271	125052,08	288,5	433.45
	B			271		288.5	433.45
	C			271		288.5	433.45
	D			271		288.5	433.45
	E			271		288.5	433.45
	F			271		288.5	433.45
	G			271		288.5	433.45
5,6	A	45	45	271	341718,75	293,5	1164.28
	B			271		293,5	1164.28
	C			271		293,5	1164.28
	D			271		293,5	1164.28
	E			271		293,5	1164.28
	F			271		293,5	1164.28
	G			271		293,5	1164.28
3,4	A	50	50	271	520833,33	296	1795,57
	B			271		296	1795,57
	C			271		296	1795,57
	D			271		296	1795,57
	E			271		296	1795,57
	F			271		296	1795,57
	G			271		296	1795,57
1,2	A	55	55	271	762552,08	298,5	2554,61
	B			271		298,5	2554,61
	C			271		298,5	2554,61
	D			271		298,5	2554,61
	E			271		298,5	2554,61
	F			271		298,5	2554,61
	G			271		298,5	2554,61
Rdc,ser	A	60	60	424	1080000	454	2378,85
	B			424		454	2378,85
	C			424		454	2378,85
	D			424		454	2378,85
	E			424		454	2378,85
	F			424		454	2378,85
	G			424		454	2378,85

Rigidités des poteaux sens transversal :

Tableau .5 : Rigidités des poteaux dans le sens transversal.

Niveaux	poteaux	b (cm)	h (cm)	H (cm)	I_{pot} (cm^4)	h_c(cm)	K_{pot} (cm^3)
9,10,ter	1	30	30	271	67500	286	236.01
	2			271		286	236.01
	3			271		286	236.01
	4			271		286	236.01
	5			271		286	236.01
	6			271		286	236.01
	7			271		286	236.01
7,8	1	35	35	271	125052,08	288,5	433.45
	2			271		288.5	433.45
	3			271		288.5	433.45
	4			271		288.5	433.45
	5			271		288.5	433.45
	6			271		288.5	43.45
	7			271		288.5	433.45
5,6	1	45	45	271	341718,75	293,5	1164.28
	2			271		293,5	1164.28
	3			271		293,5	1164.28
	4			271		293,5	1164.28
	5			271		293,5	1164.28
	6			271		293,5	1164.28
	7			271		293,5	1164.28
3,4	1	50	50	271	520833,33	296	1795,57
	2			271		296	1795,57
	3			271		296	1795,57
	4			271		296	1795,57
	5			271		296	1795,57
	6			271		296	1795,57
	7			271		296	1795,57
1,2	1	55	55	271	762552,08	298,5	2554,61
	2			271		298,5	2554,61
	3			271		298,5	2554,61
	4			271		298,5	2554,61
	5			271		298,5	2554,61
	6			271		298,5	2554,61
	7			271		298,5	2554,61
Rdc,ser	1	60	60	424	1080000	454	2378,85
	2			424		454	2378,85
	3			424		454	2378,85
	4			424		454	2378,85
	5			424		454	2378,85
	6			424		454	2378,85
	7			424		454	2378,85

B.3. coefficient des rigidités des poteaux (a_{ij}) :

- **Cas d'étage courant, RDC et du niveau terrasse :**

$$a = \frac{\overline{K}}{2+\overline{K}}$$

- **Cas du s/sol :**

Poteau encastré à la base $a = \frac{0,5+\overline{K}}{2+\overline{K}}$

Poteau articulé à la base $a = \frac{0,5+\overline{K}}{1+2\overline{K}}$

B.4. Calcul des rigidités des poteaux(I) au niveau (J) :

$$r_{ij} = \frac{12E_i a_{ij} I_p}{h_C^3}$$

Avec : E_i : Module de déformation du béton ; $E_i = 11000\sqrt[3]{f_{c28}} = 3,216 dan/cm^2$.

I_p : Inertie de poteau.

h_c : Hauteur du poteau.

B.5. Calcul des rigidités d'un portique de niveau (j) dans le sens x-x et y-y :

$R_{jx} = \sum r_{ij}$ Pour chaque niveau dans le sens longitudinal.

$R_{jy} = \sum r_{ij}$ Pour chaque niveau dans le sens transversal.

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

- **Rigidités des portiques longitudinaux :**

Tableau .6: Rigidités des portiques longitudinaux.

Niveaux	poteaux	h_c (cm)	$I_{pot}(cm^4)$	$K_{pot}(cm^3)$	$K_{pout}(cm^3)$	$\overline{K}$	a_j^i	r_j^x	R_j^x
9,10,ter	A	286	67500	263,01	253,7	0,96	0,32	35,63	305,1
	B				253,7	1,92	0,49	54,56	
	C				234,29	1,85	0,48	53,45	
	D				234,29	1,78	0,47	52,34	
	E				253,7	1,89	0,49	54,56	
	F				253,7	1,92	0,49	54,56	
7,8	A	288.5	125052,08	433.45	253,7	0,58	0,22	44,22	407,98
	B				253,7	1,17	0,37	74,36	
	C				234,29	1,12	0,36	72,35	
	D				234,29	1,08	0,35	70,34	
	E				253,7	1,12	0,36	72,35	
	F				253,7	1,17	0,37	74,36	
5,6	A	293,5	341718,75	1164,28	253,7	0,22	0,096	50,07	503,86
	B				253,7	0,43	0,18	93,89	
	C				234,29	0,42	0,17	88,67	
	D				234,29	0,40	0,17	88,67	
	E				253,7	0,42	0,17	88,67	
	F				253,7	0,43	0,18	93,89	
3,4	A	296	520833,33	1195,57	253,7	0,21	0,095	50,2	701,25
	B				253,7	0,42	0,17	131,76	
	C				234,29	0,41	0,17	131,76	
	D				234,29	0,39	0,16	124,01	
	E				253,7	0,41	0,17	131,76	
	F				253,7	0,42	0,17	131,76	
1,2	A	298,5	762552,08	2554,61	253,7	0,099	0,047	52	539,92
	B				253,7	0.20	0,09	99,85	
	C				234,29	0,19	0,09	99,85	
	D				234,29	0,18	0,08	88,52	
	E				253,7	0,19	0,09	99,85	
	F				253,7	0,20	0,09	99,85	
Rdc,ser	A	454	1080000	2378,85	253,7	0.1	0,15	66,81	262,85
	B				253,7	0.21	0,09	40,09	
	C				234,29	0.20	0,09	40,09	
	D				234,29	0.19	0,08	35,68	
	E				253,7	0.20	0,09	40,09	
	F				253,7	0.21	0,09	40,09	

Rigidités des portiques transversaux :

Tableau.7 : Rigidités des portiques transversaux.

Niveaux	poteaux	h_c (cm)	$I_{pot}(cm^4)$	$K_{pot}(cm^3)$	$K_{pout}(cm^3)$	$\overline{K}$	a_j^i	r_j^x	R_j^x
					639,92				
9,10,ter	1	286	67500	263,01	256,73	3,41	0,62	69,04	408,67
	2				245	1,91	0,49	54,56	
	3				245	1,86	0,48	53,45	
	4				245	1,86	0,47	52,34	
	5				245	1,86	0,49	54,56	
	6				256,73	1,91	0,49	54,56	
	7				639,92	3,41	0,63	70,15	
7 ;8					639,92				
	1	288.5	125052,08	433.45	256,73	2,07	0,51	102,5	568,77
	2				245	1,16	0,37	74,36	
	3				245	1,13	0,36	72,35	
	4				245	1,13	0,35	70,34	
	5				245	1,13	0,36	72,35	
	6				256,73	1,16	0,37	74,36	
	7				639,92	2,07	0,51	102,5	
5 ;6					639,92				
	1	293,5	341718,75	1164,28	256,73	0,77	0,28	146,05	745,9
	2				245	0,43	0,18	93,89	
	3				245	0,42	0,17	88,67	
	4				245	0,42	0,17	88,67	
	5				245	0,42	0,17	88,67	
	6				256,73	0,43	0,18	93,89	
	7				639,92	0,77	0,28	146,05	
3 ;4					639,92				
	1	296	520833,33	1195,57	256,73	0,75	0,27	209,26	1069,55
	2				245	0,42	0,17	131,76	
	3				245	0,41	0,17	131,76	
	4				245	0,41	0,16	124,01	
	5				245	0,41	0,17	131,76	
	6				256,73	0,42	0,17	131,76	
	7				639,92	0,75	0,27	209,26	
1 ;2					639,92				
	1	298,5	762552,08	2554,61	256,73	0,35	0,15	165,97	818,78
	2				245	0.20	0,09	99,85	
	3				245	0,19	0,09	99,85	
	4				245	0,19	0,08	88,52	
	5				245	0,19	0,09	99,85	
	6				256,73	0,20	0,09	99,85	
	7				639,92	0,35	0,15	165,97	
RDC, ser					639,92				
	1	454	1080000	2378,85	256,73	0.37	0,15	66,81	329,6
	2				245	0.21	0,09	40,09	
	3				245	0.20	0,09	40,09	
	4				245	0.19	0,08	35,68	
	5				245	0.20	0,09	40,09	
	6				256,73	0.21	0,09	40,09	
	7				639,92	0.37	0,15	66,81	

4. Calcul des rigidités des voiles par niveaux :

- **Calcul des rigidités des voiles longitudinaux :**

$$R_{vx} = \frac{12E_i I_y}{h_j^3}$$

Tableau.8 : Rigidités des voiles longitudinaux.

Niveaux	Voiles	h (cm)	I_Y (cm^4)	R_{vy} (KN /cm)	$\sum R_{vy}$ (KN /cm)
1 à 12	**2 VH4.4**	271	1064800000	206470.24	**279791.24**
	3VHSM2,15	271	1242296875	24088.78	
	2VH1.9	271	142895833.3	27708.24	
	4VH1.5	271	7031250	13633.96	
	8VH1.25	271	4069010.42	7890.02	
RDC	**2 VH4.4**	424	1064800000	53909.8	**73054.07**
	3VHSM2,15	424	1242296875	6289.63	
	2VH1.9	424	142895833.3	7234.69	
	4VH1.5	424	7031250	3559.85	
	8VH1.25	424	4069010.42	2060.1	

- **Calcul des rigidités de voiles transversaux :**

$$R_{vy} = \frac{12E_i I_x}{h_j^3}$$

Tableau .9 : Rigidités des voiles transversaux.

Niveaux	Voiles	h (cm)	I_x (cm^4)	R_{xx} (KN /cm)	$\sum R_{xx}$ (KN /cm)
1 à 12	**4VV4.2**	271	1543500000	299292.65	**279791.24**
	4VV4	271	1333333333	258540.24	
	4VVSM1.9	271	8573750	16624.94	
	4VV1.75	271	11165364.58	21650.22	
	4VV1.25	271	4069010.42	7890.02	
RDC	**4VV4.2**	424	1543500000	78145.92	**73054.07**
	4VV4	424	1333333333	23117.5	
	4VVSM1.9	424	8573750	4340.8	
	4VV1.75	424	11165364.58	5652.92	
	4VV1.25	424	4069010.42	2060.1	

.5. Détermination de la répartition des efforts horizontaux entre portique et refends :

a. Calcul des flèches des refends

Le calcul des flèches des refends dont l'inertie I=1 m^4, soumis au même système de forces que le portique (une force égale à une tonne à chaque étage), sera obtenu par la méthode du « moment des airs ». Le diagramme des moments fléchissant engendré par la série de forces horizontales égales à 1 tonne, est une succession de trapèzes superposés et délimités par les niveaux, comme le montre la figure, qui suit :

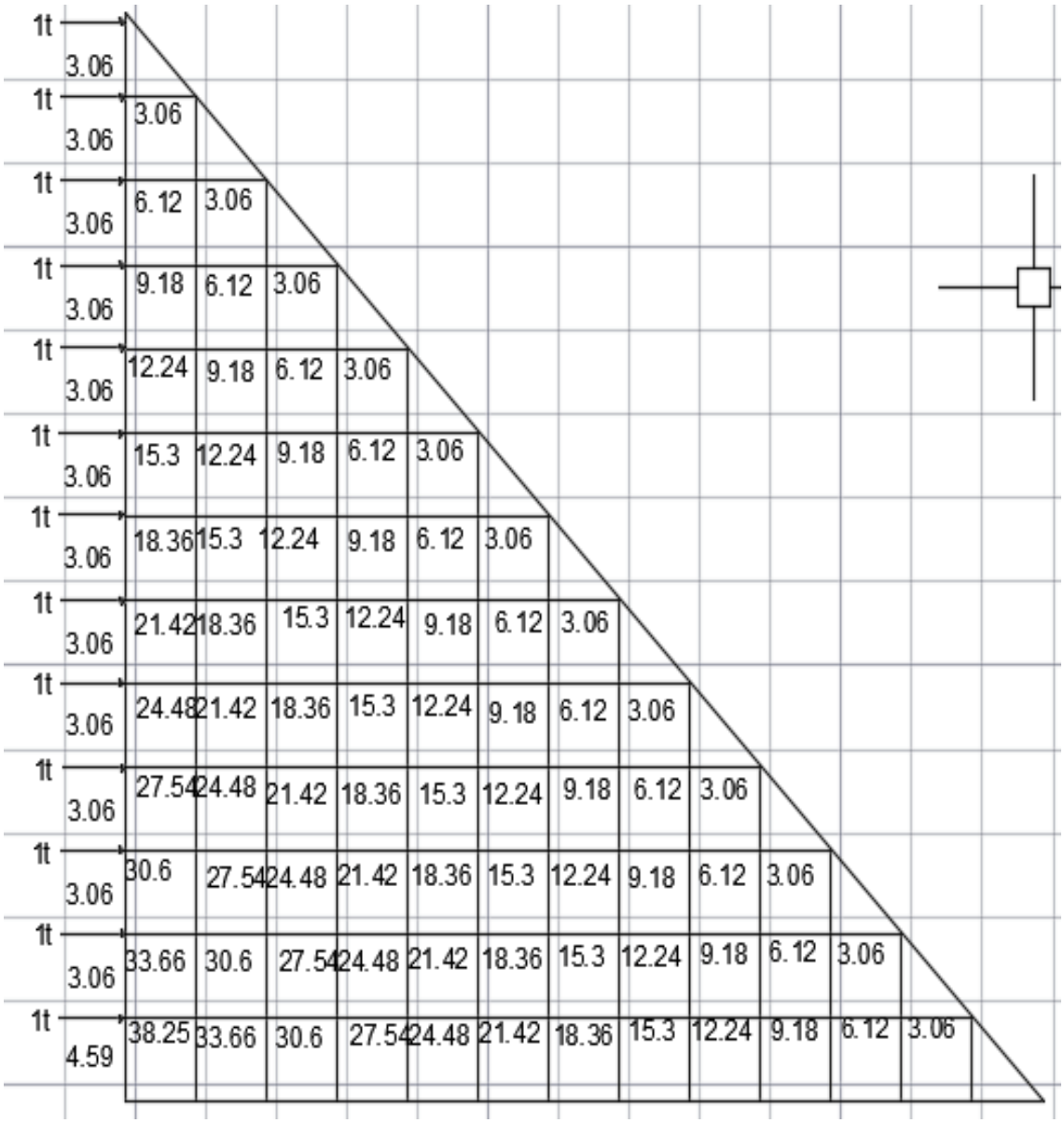


Fig.2: Diagramme des moments des aires.

La flèche que prendrait un refend au niveau « i » suite à une déformation due à une série de forces latérales est donnée par : $$f_i = \frac{\sum S_i x_i}{EI}$$

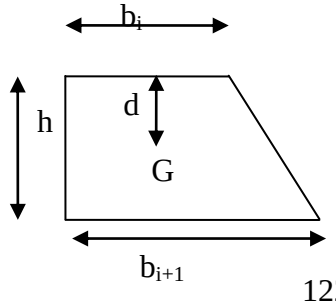
S_i : Surface du trapèze

x_i : Distance entre le centre du trapèze t le niveau considéré

Sachant que la section du trapèze égale à :

$$\boldsymbol{S_i = \frac{(b_i + b_{i+1}) \times h_i}{2}}$$

La distance du CDG d'un trapèze à sa plus petite base :



$$d_i = \frac{(2b_i + b_{i+1}) \times h_i}{3(b_i + b_{i+1})}$$

Tableau .10 : Calcul des flèches des refends.

Niveaux	h(m)	b_i(m)	b_{i+1}(m)	S_i (m^2)	d_i(m)	S_i x d_i (m^3)	$\sum S_i d_i = E_i.f_i$
terrasse	3,06	3,06	0	4,68	2,04	9,55	93662,59
11	3,06	9,18	3,06	18,73	1,78	33,34	86091,07
10	3,06	18,36	9,18	42,14	1,70	71,64	78519,55
09	3,06	30,60	18,36	74,91	1,66	124,35	70948,03
08	3,06	45,90	30,60	117,04	1,63	190,77	63376,51
07	3,06	64,26	45,90	168,54	1,62	273,03	55804,99
06	3,06	85,68	64,26	229,41	1,60	367,06	48233,47
05	3,06	110,16	85,68	299,63	1,59	476,41	40661,95
04	3.06	137.7	110,16	379,22	1,58	599,16	33090,43
03	3,06	168.3	137,7	468,18	1,56	730,36	25518,9
02	3,06	201.96	168,3	566,5	1,53	866,75	17947,39
serv	3,06	238.68	201,96	674,18	1,52	1024,75	10375,87
RDC	4 ,59	279,99	238,68	1190,34	2,35	2804,35	2804,35

$$f_{01} = \frac{1190,34 \times 2,35}{EI}$$

$$f_{02} = \frac{1190,34 \times (2,35 + 3,06) + 674,18 \times 1,52}{EI}$$

$$f_{02} = \frac{1190,34 \times (2,35 + 6,12) + 674,18 \times (1,52 + 3,06) + 566,5 \times 1,53}{EI}$$

Ainsi de suite jusqu'au dernier niveau .On obtient alors les résultats suivants :

$$f_{01} = \frac{2804,35}{EI} \; ; \; f_{02} = \frac{10375,87}{EI} \; , \; f_{03} = \frac{17947,39}{EI} \; , \; f_{04} = \frac{25518,9}{EI}$$

$$f_{05} = \frac{33090,43}{EI} \; , \; f_{06} = \frac{40661,95}{EI} \; , \; f_{07} = \frac{48233,47}{EI} \; , \; f_{08} = \frac{55804,99}{EI}$$

$$f_{09} = \frac{63376,51}{EI} \; , \; f_{10} = \frac{70948,03}{EI} \; , \; f_{11} = \frac{78519,55}{EI} \; , \; f_{12} = \frac{86091,07}{EI}$$

$f_{13}=\frac{93662,59}{EI}$

b. Calcul des déplacements des portiques et leurs inerties fictives :

1. Calcul du déplacement des portiques :

- **Le déplacement de chaque niveau.**

$$\Delta_n = \psi_n \times h \qquad \text{Avec :} \quad E\Psi_n = \frac{M_n}{12\cdot\sum K_{pn}} + \frac{E\theta_n + E\theta_{n+1}}{2}$$

- **Le déplacement du portique au niveau « i ».**

$$D_n = \sum_{i=1}^{n} \Delta_n$$

- **La rotation d'un poteau encastré à la base au 1er niveau.**

$$E\cdot\theta_1 = \frac{M_1 + M_2}{24\cdot\sum K_{t1} + 2\cdot\sum K_{p1}}$$

- **La rotation de chaque poteau articulé au 1er niveau.**

$$E\cdot\theta_1 = \frac{M_1 + M_2}{24\cdot\sum K_{t1}}$$

- **La rotation d'un poteau des étages courants.**

$$E\cdot\theta_n = \frac{M_n + M_{n+1}}{24\cdot\sum K_{tn}}$$

Avec : $Mn = T_n .h$

T_n : Effort tranchant au niveau (n).

K_{tn} : Raideur des poutres $K = \frac{I_{tn}}{L}$.

K_{pn} : Raideur des poteaux $K = \frac{I_{pn}}{h}$.

h_e : Hauteur d'étage.

L : Portée libre de la poutre.

- ✓ **Inerties fictives des portiques :**

Dans le but de comparer l'inertie des voiles à celle des portiques, nous allons utiliser la méthode exposée dans l'ouvrage d'Albert Fuentes « calcul pratique des ossatures de bâtiment en béton armé », qui consiste à attribuer une inertie fictive aux portiques.

Pour déterminer cette inertie fictive, il suffira de calculer des déplacements de chaque portique au droit de chaque plancher, sous l'effet d'une série de forces horizontales égales a 1

tonnes, par exemple, et de comparer ces déplacements aux flèches que prendrait un refend bien déterminé de l'ouvrage, sous l'effet du même système de forces horizontales. En fixant l'inertie du refend à 1 m^4, il sera alors possible d'attribuer à chaque portique et pour chaque niveau une « inertie fictive » puisque, dans l'hypothèse de la raideur infinie des planchers, nous devons obtenir la même flèche, à chaque niveau, pour les refends et pour les portiques.

L'inertie fictive des portiques est donnée par :

$$I_{en} = \frac{f_n}{D_n} \qquad \text{Avec : } D_n = \sum \Delta_n$$

I_{en} : Inertie fictive du portique au niveau n

f_n : Flèche du refend au même niveau n

Δ_n : Déplacement du portique au niveau n

D_n : Déplacement du niveau n (somme des déplacements des portiques du niveau (n).

Les étapes de calcul des déplacements et des inerties fictives des portiques par niveaux sont résumées dans les tableaux qui suivent :

Inerties fictives des portiques transversaux :

Tableau .11 : Inerties fictives des portiques transversaux :

Niv	Portique	$\sum kpn$ 10^4 (m^3)	$\sum ktn$ 10^4(m)	M_n	M_{n+1}	$E\theta_n$	$E\Psi_n$	$E\Delta_n$	$D_n = \sum E\Delta_n$	Ef_n	I_{en}	$\sum I_{en}$
ter	1-1	16,52	27,73	3,06	0	45,98	177,35	542,69	33876,55	93662,59	2,76	**19,32**
	2-2											
	3-3											
	4-4											
	5-5											
	6-6											
	7-7											
10	1-1	16,52	27,73	6,12	3,06	137,94	492,64	1507,48	33333,86	86091,07	2,58	**18,06**
	2-2											
	3-3											
	4-4											
	5-5											
	6-6											
	7-7											
09	1-1	16,52					646,99	1979,78	31826,38	78519,55		**17,29**
	2-2											

	3-3										
	4-4		27,73	9,18	6,12	229,9				2,47	
	5-5										
	6-6										
	7-7										
08	1-1	30,34					612,06	1872,9	29846,6	70948,03		**16,66**
	2-2										
	3-3		27,73	12,24	9,18	321,85					2,38	
	4-4										
	5-5										
	6-6										
	7-7										
07	1-1	30,34					788,06	2411,46	27973,7	63376,51		**15,89**
	2-2										
	3-3		27,73	15,30	12,24	413,81					2,27	
	4-4										
	5-5										
	6-6										
	7-7										
06	1-1	81,5					647,52	1981,41	25562,24	55804,99		**15,26**
	2-2										
	3-3		27,73	18,36	15,30	505,77					2,18	
	4-4										
	5-5										
	6-6										
	7-7										
05	1-1	81,5					770,77	2358,55	23580,83	48233,47		**14,35**
	2-2										
	3-3		27,73	21,42	18,36	597,73					2,05	
	4-4										
	5-5										
	6-6										
	7-7										
04	1-1	125,69						2465,17	21222,28	40661,95		**13,44**
	2-2										
	3-3										1,92	
	4-4		27,73	24,48	21,42	689,69	805,61					
	5-5											
	6-6											
	7-7											
03	1-1	125,69					914,99	2799,87	18757,11	33090,43		**12,32**
	2-2											
	3-3		27,73	27,34	24,48	778,64					1,76	
	4-4											
	5-5											
	6-6											
	7-7											
02	1-1	178,82					965,44					**11,2**
	2-2								15957,24			
	3-3		27,73	30,4	27,34	867,59					1,6	

	4-4							2954,25		25518,9		
	5-5											
	6-6											
	7-7											
01	1-1	178,82	27,73	33,46	30,4	959,55	1070,22	3274,87	13002,99	17947,39	1,38	**9,66**
	2-2											
	3-3											
	4-4											
	5-5											
	6-6											
	7-7											
ser	1-1	166,52	27,73	36,52	33,46	1051,5	1188,85	3637,88	9728,12	10375,87	1,07	**7,49**
	2-2											
	3-3											
	4-4											
	5-5											
	6-6											
	7-7											
rdc	1-1	166,52	27,73	41,11	38,05	1189,45	1326,85	6090,24	6090,24	2804,35	0,46	**3,22**
	2-2											
	3-3											
	4-4											
	5-5											
	6-6											
	7-7											

Inerties fictives des portiques longitudinaux :

Tableau.12 : Inerties fictives des portiques longitudinaux :

Niv	Portique	$\sum kpn$ 10^4 (m^3)	$\sum ktn$ 10^4(m)	M_n	M_{n+1}	$E\theta_n$	$E\Psi_n$	$E\Delta_n$	$D_n = \sum E\Delta_n$	Ef_n	I_{en}	$\sum I_{en}$
ter	A-A	16,52	14,83	3,06	0	85,97	197,34	603,86	54231,57	93662,59	1,73	**12,11**
	B-B											
	C-C											
	D-D											
	E-E											
	F-F											
	G-G											
10	A-A	16,52	14,83	6,12	3,06	257,92	480,66	1470,64	53627,71	86091,07	1,61	**11,27**
	B-B											
	C-C											
	D-D											
	E-E											
	F-F											
	G-G											
09	A-A	16,52	14,83	9,18	6,12	429,87	806,97	2469,33	52157,07	78519,55	1,51	**10,57**
	B-B											
	C-C											
	D-D											
	E-E											
	F-F											
	G-G											
08	A-A	30,34	14,83	12,24	9,18	601,82	852,36	2608,22	49687,74	70948,03	1,43	**10,01**
	B-B											
	C-C											
	D-D											
	E-E											
	F-F											
	G-G											
07	A-A	30,34	14,83	15,30	12,24	773,77	1108,03	3390,57	47079,52	63376,51	1,35	**9,45**
	B-B											
	C-C											
	D-D											
	E-E											
	F-F											
	G-G											
06	A-A	81,5	14,83	18,36	15,30	945,72	1047,47	3205,25	43688,95	55804,99	1,28	**8,96**
	B-B											
	C-C											
	D-D											
	E-E											
	F-F											
	G-G											
05	A-A	81,5	14,83	21,42	18,36	1117,66	1250,7	3827,14	40483,7	48233,47	1,19	**8,33**
	B-B											
	C-C											
	D-D											

	E-E											
	F-F											
	G-G											
04	A-A	125,69	14,83	24,48	21,42	1289,62	1365,94	4179,77	40483,7	40661,95	1.02	**7,14**
	B-B											
	C-C											
	D-D											
	E-E											
	F-F											
	G-G											
03	A-A	125,69	14,83	27,34	24,48	1455,95	1554,05	4755,64	32476,79	33090,43	1.00	**7**
	B-B											
	C-C											
	D-D											
	E-E											
	F-F											
	G-G											
02	A-A	178,82	14,83	30,4	27,34	1622,27	1680,78	5143,18	27721,15	25518,9	0,92	**6,44**
	B-B											
	C-C											
	D-D											
	E-E											
	F-F											
	G-G											
01	A-A	178,82	14,83	33,46	30,4	1794,22	1864,17	5704,36	22577,97	17947,39	0,79	**5,53**
	B-B											
	C-C											
	D-D											
	E-E											
	F-F											
	G-G											
ser	A-A	166,52	14,83	36,52	33,46	1966,17	2062,96	6312,66	16873,61	10375,87	0,61	**4,27**
	B-B											
	C-C											
	D-D											
	E-E											
	F-F											
	G-G											
rdc	A-A	166,52	14,83	41,11	38,05	2224,1	2300,86	10560,95	10560,95	2804,35	0,27	**1,89**
	B-B											
	C-C											
	D-D											
	E-E											
	F-F											
	G-G											

Les inerties fictives des portiques sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau .13:Résumées inerties fictives des portiques.

Sens des portiques	RDC	serv	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	ter	moy
Longitudinal	1,89	4,27	5,53	6,44	7	7,14	8,33	8,96	9,45	10,01	10,57	11,27	12,11	**7,9**
Transversal	3,22	7,49	9,66	11,2	12,32	13,44	14,35	15,26	15,89	16,66	17,29	18,06	19,32	**13,39**

6. Comparaison des inerties fictives des voiles et des portiques :

- **Sens longitudinal :**

	Inerties (m^4)	Pourcentage(%)
Portiques	7,9	11,33
Voiles	61,94	88,67
Portiques + Voiles	69,84	100

- **Sens transversal :**

	Inerties (m^4)	Pourcentage(%)
Portiques	13,39	10,35
Voiles	115,94	89,65
Portiques + Voiles	129,33	100

Conclusion :

Pour concevoir une structure contreventée par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portique –voile, le RPA99 recommande ce qui suit :

- Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales ;

- Les charges horizontales sont reprises par les voiles et moins 25% par des portiques

- Dans notre cas les voiles reprennent plus de **75%** des sollicitations dues aux charges horizontales, ce qui implique que le contreventement de la structure est

- D'apres le(Tableau 4.3 RPA 2003) : valeurs du coefficient de comportement R

Voiles porteurs , donc R = 3.5

FERRAILLAGE DES POTEAUX

I) Introduction :

Une construction en béton armé doit demeure résistante avant et après le séisme grâce à ces éléments principaux. En conséquence ces derniers doivent être bien armé et bien disposés pour qu'ils puissent reprendre tous genres de sollicitations.

Les sollicitations à prendre en considération pour le calcul du ferraillage sont imposées par le **BAEL91,** et le **RPA99 V 2003** de façon à prévoir les efforts les plus défavorables contre lesquels la structure sera amenée à résister.

2) Les combinaisons d'actions :

Les combinaisons d'actions sont les ensembles constitués par les actions à considérer simultanément, et représentent une étape nécessaire pour la détermination des sollicitations revenant aux éléments de résistance.

- ***Les Actions :***

Les actions sont des forces et des couples, directement appliqués à une construction, ou résultant des déformations imposées (retrait, fluage, variation de température)

- ✓ Action permanente notée G (poids propre de la structure).
- ✓ Action variable notée Q
- ✓ Action accidentelle notée E

- ***Les sollicitations :***

Ce sont des efforts (normaux ou tranchants) et des moments de flexion ou de torsion, développés dans une section par combinaisons d'actions, calculés par les méthodes de la RDM ou forfaitaires.

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et des déformations de calcul sont :

***Selon BAEL 91* :** Situation durable :

E.L.U : 1,35 G +1,5 Q …..... (1)

E.L.S : G + Q……..... (2)

Selon le R.P.A : Situation accidentelle :

G + Q + E…..……. (3)

0,8G± E …..……...(4)

Les armatures seront calculées à l'état limite ultime (E.L.U) sous l'effet des sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens et dans les situations suivantes :

1-Situation durable.

2-Situation accidentelle.

3) Caractéristiques des matériaux :

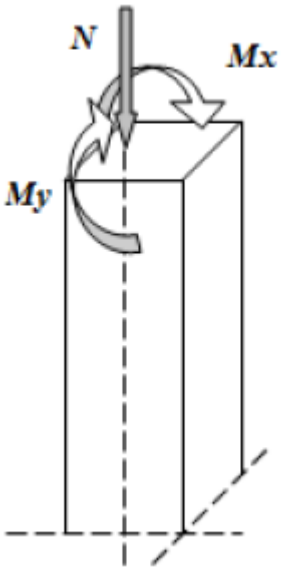
Matériaux	Caractéristiques	Situation durable	Situation accidentelle
béton	fc28 Mpa	25	25
	γ b	1.5	1,15
	σ b Mpa	14,2	18,48
acier	fe Mpa	400	400
	γ s	1,15	1
	σ s Mpa	348	400

4) Ferraillage des poteaux :

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts des poutres vers les fondations, est soumis à un effort normal « N » et à un moment de flexion « M » dans les deux sens longitudinal, transversal Donc, ils sont calculés en flexion composée.

Les poteaux sont soumis aux efforts suivants :

- Un effort normal.
- Un effort tranchant.
- Un moment fléchissant.



Les sollicitations sont obtenues par le logiciel **ETABS**. Les efforts que nous avons pris pour le calcul sont suivant les **4** combinaisons :

- N_{max} et M_2, M_3 correspondant.
- N_{min} et M_2, M_3 correspondant.
- $M_{2\,max}$ et N correspondant.
- $M_{3\,max}$ et N correspondant.

Remarque :

M_2 correspond à Mx et M_3 correspond à My

- ***Ferraillage longitudinal :***

➢ ***Recommandations du RPA99 /V2003 :***

✓ Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérences, droites et sans crochet.

✓ Leur pourcentage minimal est de 0,9% en zone III.

✓ Leur pourcentage maximal est de :

3% en zone courante.

6% en zone de recouvrement.

✓ le diamètre minimum est de 12 mm.

✓ la longueur minimale de recouvrement est de 50ϕ .

✓ la distance entre les barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser 25 cm.

✓ Les jonctions par recouvrement doivent être faites à l'extérieure des zones nodales (zones critiques) h'= Max (h_e/6, b1, h1 ,60cm).

➢ ***Recommandations du «BAEL99» :***

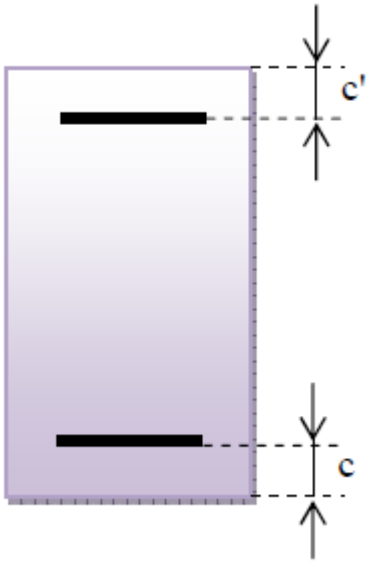
Ferraillage minimum d'après le BAEL99 est donnée par :

$$\begin{cases} A_{min} = \max\left(4cm^2/ml, \dfrac{2B}{1000}\right) \\ A_{max} = \dfrac{5B}{100} \end{cases}$$

B : section du béton=b× h.

d = 0,9h

$$A \geq \frac{0,23.f_{t28}}{f_e} b_0.d.\frac{e-0,45d}{e-0,185d}$$



- ***Le ferraillage minimal d'après CBA93 :***

Ferraillage minimum d'après le CBA93 est donnée par :

$$A \geq \frac{0,23.f_{t28}}{f_e} b_0.d$$

- ***Ferraillage transversales : (RPA 2003)***

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a.v_u}{h_1.f_e}$$

v_u : effort tranchant de calcul

h_1 : hauteur total de la section brute.

f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_a :coefficient correcteur (tient compte de la rupture).

ρ_a=2.5 Si l'élancement géométrique ≥5.

ρ_a=3.75 Si l'élancement géométrique<5.

f_e=400 Mpa.

t : espacement des armatures transversales :

- t≤ 10 cm en zone nodale .(zoneIII)
- t≤ Min ($b_1/2$, $h_1/2$, 10Φ) en zone courante , avec Φ diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

-La quantité d'armatures minimale (At min) :

(A_t/b_1t en %) est donnée par :

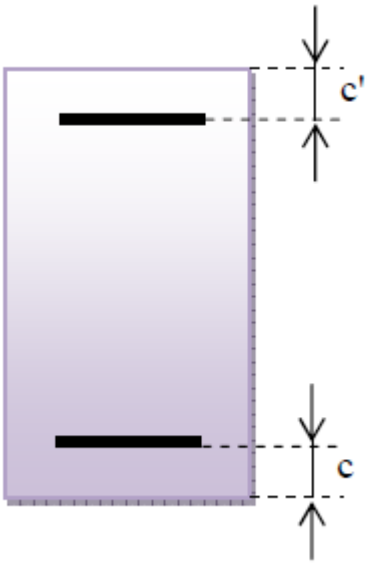
$$\begin{cases} 0.3\% \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.8\ \% \text{ si } \lambda_g \leq 3 \\ \text{Par l'interpolation si } 3 < \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Avec :

$\lambda_g = l_f/a$ ou lf/b avec a et b sont les dimensions de la section du poteau.

- ***Exemple de calcul :***

Calcul a la compression :



Soit un poteau de **RDCet Ser** (60* 60) c19 (cm^2) :

C=C'=2.5 cm.

S=60*60(cm^2).

L=4,59m.

f_{bu}=14.2Mpa.

d= 0, 54 m

N_{max} = 2619.27 KN; M_X= -0.019 KN.m ; M_Y =0.414 KN.m

Sous combinaison **; ELU**

Correction des efforts pour tenir compte de l'excentricité additionnelle

l : hauteur totale du Poteau.

l_f : longueur de flambement du poteau.

e : excentricité du premier ordre de la résultante des contraintes normales avant application des excentricités additionnelles.

$e = M_{max} / N_{max}$

e = 0.414 / 2619.27

e = 0.00015m.

h /2 – C’ = 0.275m

e < h /2 – C’ ⇒ : Section entièrement comprime

$$\begin{cases} e_{A1}=(h/2-C')+e=0.27515\ m \\ e_{A2}=(h/2-C')-e=0.27485m \end{cases}$$

$$\sigma_s=\frac{f_e}{\gamma_s}=\frac{400}{1.15}=348Mpa$$

$$A1=\frac{N\times e_{A2}}{(e_{A1}+e_{A2})\times\sigma_s}=37.6cm^2$$

$$A2=\frac{N\times e_{A1}}{(e_{A1}+e_{A2})\times\sigma_s}=37.65\ cm^2$$

Conclusion :

$A_{adopté}$ = max (A_{Cal} , A_{CNF} A_{minRPA})

A_{min}=max (4cm²/U, 2B/1000).

A_{max}=5B/100.

A_{cnf} ≥0,23b*d*f_{t28}/fe.

U : périmètre de la section dans (m).

B : section du béton=b× h. (b=h= les dimensions du poteau, d=0,9h).

Les résultats de ferraillage recommandé par RPA 2003 et BAEL 91 sont résumés dans le tableau suivant **:**

		BAEL 91			***RPA 2003***		
Au niveau ,RDC ,et Service	*Section 60x60 Cm^2*	A_{min}	A_{max}	A_{cnf}	A_{min}	A_{max} zone courante	A_{max} (cm²) Zone de recouvrement
		7.2cm^2	180 cm^2	4.5 cm^2	32.4	108 cm^2	216 cm^2

exemple ferraillage d’un poteau

A) *Ferraillage longitudinal :*

Le ferraillage de ce poteau est divisé en **4** zones :

- ✓ partie 01 : RDC et étage de Service
- ✓ partie 02 : 1eme au 2eme. étages
- ✓ partie 03 ; 3 eme, 4eme étages
- ✓ partie 04 ; 5eme ,6eme étages.
- ✓ partie 05 ; 7eme, 8eme étages
- ✓ partie 06 ; 9eme 10 eme 11eme étages et salle de machin

➢ *Vérification au flambement :*

On doit vérifier que : $\lambda \leq 50$.

On a :

- Lf = 0.7 * l0 (la hauteur de poteau).
- **λ= Lf/i (l'élancement).**
- **i=** $\sqrt{\mathbf{I}}$**/B** (rayon de giration de la section transversale).

	La section	**Lf**	**i**	**λ**	**$\lambda \leq 50$**
RDC+ Service	(60*60)	3.213	0.1732	18.55	Vérifiée
1 ere 2eme	(55*55)	2.142	0.1587	13.49	Vérifiée
3, 4 eme	(50*50)	2.142	0.144	14.84	Vérifiée
5,6	(45*45)	2.142	0.1299	16.189	Vérifiée
7,8	(35*35)	2.142	0.101	21.2	Vérifiée
9,10,11,SM	(30*30)	2.142	0.0866	24.73	Vérifiée

- 1/4< b/h< 4 toutes les conditions sont vérifiées

La condition est vérifier dans tous les niveaux, donc on ne tient pas compte dans nos calculs du risque de flambement.

Les sollicitations sont obtenues pour le cas le plus défavorable par le logiciel ETABS.

Et pour le calcul des différentes sections de ferraillage, on a utilisé un logiciel de calcul SOCOTEC, qui calcul selon les règles du BAEL (section rectangulaire).

Niveaux	Les sollicit	N corres	M2 corres	M3 corres	La comb	Acal	As min RPA	A choisir Cm^2	
RDC et SER (60x60	N min	2619.27	-0.019	0.414	ELU	37.67	32.4	37.69	12HA20
	N max	1173.22	1.484	167.082	EX	0	32.4		
	M2 max	1255.57	56.493	0.832	GQEY MAX	0	32.4		
	M3 max	1894.75	-1.854	-168.16	GQEX MIN	0	32.4		
1eme 2eme (55x55)	N min	2080.8	0.621	4.486	ELU	30,17	27.225	31.28	8T20+4T14
	N max	841.42	7.353	262.444	EX	0	27.225		
	M2 max	-3.57	63.502	0.187	EY	0	27.225		
	M3 max	1432.19	-7.005	-265.862	GQEX MIN	0	27.225		
3 et 4eme (50x50)	N min	1640.22	1.165	1.291	ELU	23,66	22.5	24.87	4T20+8T14
	N max	-552.37	39.654	88.839	EX	0	22.5		
	M2 max	685.51	-73.43	15.056	GQEY MIN	0	22.5		
	M3 max	918.96	-9.762	-237.298	GQEX MIN	0	22.5		
5et 6eme (45x45)	N min	-1225.61	1.522	1.296	ELU	17,73	18.225	18.46	12T14
	N max	-315.91	25.586	63.083	EX	0	18.225		
	M2 max	499.3	-63.509	12.118	GQEY MIN	0	18.225		
	M3 max	518.93	-10.361	-117.47	GQEX MIN	0	18.225		

7et 8eme	**N min**	854.53	-26.369	-2.199	ELU	14,81	11.025	15.2	4T14+8T12
(35x35)	**N max**	-210.5	48.692	4.754	EY	0	11.025		
	M2 max	335.92	-65.12	11.633	GQEY MIN	2,14	11.025		
	M3 max	371.23	37.533	74.927	GQEX MAX	0	11.025		
9et 10eme	**N min**	538.8	-8.698	0.47	-538.8	8,75	8.11	13.57	12T12
11et	**N max**	-131.5	5.164	37.608	-131.5	0	8.11		
SMachin	**M2 max**	189.98	-52.054	9.249	189.98	0	8.11		
(30x30)	**M3 max**	205.99	30.541	53.693	205.99	0	8.11		

Longueur de recouvrement : RPA99/V2003 art (7.4.2.1):

Selon la zone sismique III, la longueur minimale de recouvrement est donnée par

L_r= 50Φ en zone III

Dans notre cas la longueur minimale de recouvrements est de 50 x 2 = 100cm.

La distance entre les barres verticales dans une face du poteau *:*

RPA99/V2003 art (7.4.2.1) :

Elle ne doit pas dépasser 20cm

Pour les poteaux de :

60X60 : St = 11.75 cm.

55X55: St = 10.5cm.

45X45: St = 8.6cm.

35X35: St = 6.1 cm.

30x30 ;st= 7.1 cm

Les jonctions par recouvrement :

Doivent être faite si possible, à l'extérieure des zones nodales (zones critiques).

h'= Max (h_e/6, b_1, h_1 ,60cm) – Zone nodale –

Dans notre cas **h'= 60 cm** pour tous les niveaux

B) Ferraillage transversal :

➢ *Vérification du poteau a l'effort tranchant :*

On prend l'effort tranchant max pour ce poteau.RDC

$V_{u\,max}$ = 149.23 KN.

- Vérification de la contrainte de cisaillement :

$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \overline{\tau_u}$.....$\overline{\tau_u} = \min(0.13 f_{c28}\,; 5MPa) = 3.25\ MPa$ ... ... (Fissuration peu nuisible.

$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} =$ 0.46 $\leq \overline{\tau_u} = 3.25\ Mpa$ .....condition vérifie

✓ *Espacement des armatures transversales :*……*[art 7.4.2.2].*

$$t \leq \begin{cases} 10\text{ cm}\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\text{zone nodale.} \\ \text{Min } (b_1/2,\ h1/2\ ,10\ l\ \phi\ )\ldots\ldots\text{zone courante.} \end{cases}$$

Où ϕ_l est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

On adopte un espacement de :

- 8 cm en zone nodale.
- 12 cm en zone courante.

Zone courante :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

- **V_u** est l'effort tranchant de calcul
- **h_1** hauteur totale de la section brute
- **f_e** contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale
- **ρ_a** est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant; il est pris égal à 2,50 si l'élancement géométrique λ_g dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à 3,75 dans le cas contraire.

$\lambda_g = L_f / a = 3.213/0.6 = 5.355 > 5 \Rightarrow \rho_a = 2.5$

$A_t = \frac{0.12 x 2.5 x 149.23}{0.6 x 400} = 1.865\ cm^2$

Soit : $A_t = 3.02\ cm^2$ ***6T8 HA***

Zone nodale :

$\lambda_g = L_f / a = 3.213/0.6 = 5.355 > 5 \Rightarrow \rho_a = 2.5$

$A_t = \frac{0.08 x 2.5 x 149.23}{0.6 x 400} = 1.24\ cm^2$

Soit : $A_t = 3.02 cm^2$ ***6T8 HA***

La quantité d'armatures transversales minimale est :

$$\frac{At}{t \times b} > 0.3\% \quad \rightarrow \quad \frac{3.02}{60 \times 12} \times 100 = 0.419 > 0.3 \quad \textbf{cv} \ (\text{RPA99/2003})$$

Les cadres doivent être fermés par des crochets à 135°, ayant une longueur de 10Φ = 8cm.

Les résultats du ferraillage transversal sont résumés dans le tableau suivant :

poteaux	***V(t)***	***Nodale***		***Courante***		λ_g	ρ_a	$\tau_{bu} \leq$ *3,25 MPa*	***Choix***	***% cal***	***% min***
		S_t (cm	***A_t (cm^2)***	***S_t (cm***	***A_t (cm^2)***						
60X60	149.23	8	1.24	12	1.865	5.35	2.5	0.46	8T8=4,02	0.558	0.3
55X55	168.76	8	2.3	12	3.45	3.89	3.75	0.619	8T8=4.02	0.6	0.3
50X50	154.3	8	2.31	12	3.47	4.28	3.75	0.685	8T8=4.02	0.67	0.3
45X45	78	8	1.3	12	1.95	4.76	3.75	0.427	6T8=3,02	0.56	0.3
35X35	50.91	8	0.72	12	1.09	6.12	2.5	0.46	6T8=3,02	0.71	0.3
30X30	36.43	8	0.61	12	0.91	7.14	2.5	0.449	6T8=3,02	0.83	0.3

C) Vérification :

a) Vérification des contraintes :

La fissuration est peu nuisible dans les sections des poteaux, donc la seule vérification à faire est la contrainte de compression du béton, cela pour le cas de sollicitations les plus défavorables. Les résultats de cette vérification sont résumés dans le tableau suivant :

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

Contrainte maximal dans le béton comprimé (σ_{bc} = **k.y**)

section	As	Mser	σ_{bc}	$\overline{\sigma_{bc}}$	Observation
60*60	37.67	0.313		15	Vérifié
55*55	30,17	3.229	3,92	15	Vérifié
50*50	23,66	0.947	3,75	15	Vérifié
45*45	17,73	1.114	3,53	15	Vérifié
35*35	14,81	-19.094	5,21	15	Vérifié
30*30	8,75	-6.388	4,26	15	Vérifié

- ***Sollicitations tangentielles* :** ……..***[art 7.4.3.2].***

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique doit être vérifiée la condition suivante :

$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \overline{\tau_u} = \rho_d x\ f_{c28}$

Avec :

$$\rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

poteaux	*V(t)*	λ_g	ρ_d	τ_{bu} *MPa*	$\overline{\tau_{bu}}$	*Observation*
60X60	149.23	5.35	0.075	0.46	1.875	Vérifier
55X55	168.76	3.89	0.04	0.62	1	Vérifier
50X50	154.3	4.28	0.04	0.69	1	Vérifier
45X45	78	4.76	0.04	0.43	1	Vérifier
35X35	50.91	6.12	0.075	0.46	1.875	Vérifier
30X30	36.43	7.14	0.075	0.45	1.875	Vérifier

b) Vérification au flambement :

La vérification au flambement se fait avec l'effort normal max pour le poteau de section (60x60), elle est comme suite.

- ***Poteau (60x60):***

N_{max} = 2600.45 KN.

l_f =0,7 l_o=3.12 m.

On a:

λ= Lf/i **i**= √**I**/B

a : dimension du poteau. ⇒ **λ**= 18.55

On doit vérifier que:

$$B_r \geq N_{max}/\Delta[(f_{c28}/0{,}9\gamma_b)+(f_e/100\gamma_s)]$$

Avec $\Delta=0{,}85/[1+0{,}2*(\lambda/35)^2]$ cas ou $0\leq\lambda\leq50$

$\Rightarrow \Delta=0.80$

$B_r \geq 1477.74\ cm^2$

$B_r=(60-2)^2=3364cm^2 \geq 1477.47\ cm^2$ ⇒ condition vérifie

FERRAILLAGE DES POUTRES

1) Introduction :

Le ferraillage des poutres sera déterminé en flexion simple à l'état limite ultime (ELU), puis vérifiées à l'état limite de service (ELS) qui résulte des combinaisons les plus défavorables, présentées par le RPA99/V2003 et le BAEL 91 :

- 1,35G + 1,5Q
- G + Q
- G + Q ± E
- 0 ,8G ±E

Les poutres sont sollicitées en flexion simple sous un moment fléchissant et un effort tranchant. Pour le ferraillage on doit respecter le pourcentage minimal des armatures imposé par le RPA99 en zone III.

2) Recommandation du RPA99/V03 en zone III :

a) Armatures longitudinales :(RPA 99V2003/ Art 7.5.2 .1)

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

- Poutres principales de (30x35) : Amin = 0.005x30x35= **5.25 cm²**
- Poutres secondaires de (30x35) : Amin = 0.005x30x35 = **5.25 cm²**

✓ Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de **4%** en zone courante et de **6%**en zone de recouvrement.

- Poutres principales de (30x35) : A_{max} = 0.04x30x35 = **42 cm²**

  A_{max} = 0.06x30x35= **63 cm²**
- Poutres secondaires de (30x35) : A_{max} = 0.04x30x35= **42 cm²**

  A_{max} = 0.06x30x35 = **63 cm²**

La longueur minimale de recouvrement et de 50Φ en zone III.

✓ L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90°. Les cadres du noeud disposés comme armatures transversales des poteaux

b/Armatures transversales : (art 7.5.2.2).

✓ La quantité d'armatures transversales minimales est données par :

$A_t = 0{,}003 \times S_t \times b.$

- ✓ L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

$$\begin{cases} St \le \min(h/4 ; 12\Phi_{min}) \\ St \le h/2 \end{cases}$$

- ✓ La valeur du diamètre $_{min}\phi$ 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.

3. Recommandation du BAEL 91 :

a/ Armatures longitudinales :

- ✓ Les armatures minimales longitudinales sont données par la condition de non fragilité suivante :

$$\mathbf{A_{lmin}=0.23xbdxf_{c28}/f_e}$$

- ✓ L'espacement S_t doit satisfaire les conditions suivantes :

$$\begin{cases} S_t \le \min(0{,}9d;\ 40cm;\ 15Ø'_{lmin} \neq 0). \text{ L'espacement max} \quad \textbf{(Art A.4.2.5)} \\ S_t = \dfrac{A_t \times f_e}{0.4\ b} \\ S_t \le \dfrac{0.9\ A_t \times f_e}{b \times \gamma s\,(\tau u - 0.3 f t j)} \end{cases}$$

b/ Armatures transversales :

- ✓ Volume relative d'armatures $\rho_{t0} = \dfrac{\tau u - \tau 0}{(\cos\alpha + \sin\alpha) \times 0.9 fe/\gamma s}$

Avec : At Droites $\alpha = 90^0 \Rightarrow \sin\alpha + \cos\alpha = 1$

$$K = \begin{cases} 0 \text{ si reprise sans indentation.} \\ 0 \text{ si fissuration très nuisible.} \\ 1 \text{ en flexion simple.} \end{cases}$$

Donc k=*1* (flexion simple).

- $\tau_0 = 0.3ftj * k \quad et \quad ftj *= \min(ftj\,; 3.3Mpa) = 2.1MPa$

$\tau_0 = 0.3 \times 2.1 \times 1 = 0.63\ Mpa$

D'où le volume relatif d'armature vaut :

$$\rho_t = \frac{At}{b0 \times St} \geq \frac{\tau u - 0.3ftj*}{0.9 \times fe/\gamma s}$$

Section minimal d'armatures d'âme:

- Volume minimal d'armatures : $\rho_t = \frac{1}{fe} \quad max(\frac{\tau u}{2}\ ; 0.4\ MPa)$
- Diamètre des armatures d'âme : $\Phi t \leq \min(\frac{h}{35}\ ;\ \frac{b0}{10}\ ;\ \emptyset lmin)$
- Espacement : $St = \frac{At}{b0 \times \rho t}$
- Espacement maximal: Stmax = min (0.9d ; 40 cm)

3) Exemple de calcul :

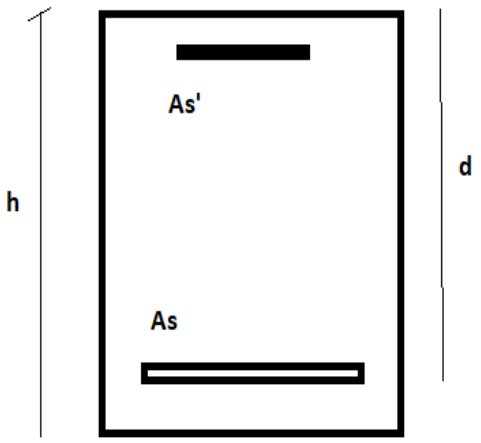
Les poutres travaillent à la flexion simple sous le moment fléchissant. Les moments maximaux, en travées et en appuis sont obtenus par le logiciel de calcul ETABS.

✓ **Poutres porteuses (poutres principales) :**

A/ Calcul des armatures longitudinales :

Ferraillage sous la combinaison ELU

➢ ***En travée :***



H=35 cm ; b=30 cm ; d=31.5 cm ; γ_s=1,15; γ_b=1,5

FeE400; Fed=348MPa; f_{c28} =25MPa;

f_{t28}=2,1MPa; F_{bu}=14,2MPa

Mu_{max}= 40.543 KN.m , $M_{ser\ max}$= 29.096 KN.m

$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = 1.39$

$\mu_{bu}=M_u/(b\times d^2\times F_{bu})$ $=40.543x10^6/(315x315x300x14.2)=0.0959$

μ_{lu} = [3440(1.39) + 49(25) – 3050].10^{-4} = 0.29566

μ_{bu} =0.0959 < μ_{lu} = 0.29566 $\Rightarrow$ A' = 0

μ_{bu} =0.0959 < 0.275 $\Rightarrow$ **On utilise la méthode simplifié**

Z_b = d(1- 0.6×μ_{bu}) = 315(1-0.6×0.0959) = 296.87 mm

$$A_l = \frac{M_u}{Z_b \times F_{ed}} = 40.543\times10^6/(296.87\times 348) = 392.44\ mm^2 = 3.92cm^2$$

As = 3.92 cm2

On adopte :

3HA 14 +2HA12=6.88 cm2

- ***Sur appuis :***

$M_{u\,max}$= -54.45 KN.m, $M_{ser\,max}$= -39.124 KN.m

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = 1.39$$

$\mu_{bu}=M_u/(b\times d^2\times F_{bu})$ $=54.45\ x10^6/(315x315x300x14.2)=0.128$

μ_{lu} = [3440(1.39) + 49(25) – 3050].10^{-4} = 0.29566

μ_{bu} =0.128 < μ_{lu} = 0.29566 $\Rightarrow$ A' = 0

μ_{bu} =0.128 < 0.275 $\Rightarrow$ **On utilise la méthode simplifié**

Z_b = d(1- 0.6×μ_{bu}) = 315(1-0.6×0.124) = 290.8 mm

$$A_l = \frac{M_u}{Z_b \times F_{ed}} = \times10^6/(291.56\times 348) = 538\ mm^2 = 5.38cm^2$$

As = 5.38 cm2

On adopte :

3HA 14 +2HA12 = 6.88 cm2

Ferraillage sous les combinaisons sismiques : (0.8G±E et G+Q±E)

➢ ***En travée :***

$M_{t\,max}$= 47.37 KN.m

$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = 1.39$

$\mu_{bu} = M_u / (b \times d^2 \times F_{bu})$ *=47.37x10^6/ (315x315x300x14.2)=0.112*

$\boldsymbol{\mu_{lu}}$ = [3440(1.39) + 49(25) – 3050].10^{-4} = 0.29566

$\boldsymbol{\mu_{bu}}$ =0.112 < $\boldsymbol{\mu_{lu}}$ = 0.29566 ⇒ A’ = 0

$\boldsymbol{\mu_{bu}}$ =0.112 < 0.275 ⇒ **On utilise la méthode simplifié**

$\boldsymbol{Z_b}$ = d(1- 0.6×$\boldsymbol{\mu_{bu}}$) = 315(1-0.6×0.112) = 293.83mm

$$\boldsymbol{A_l} = \frac{\boldsymbol{M_u}}{\boldsymbol{Z_b \times F_{ed}}} = 96.19\times10^6 /(272.09\times 348) = 463.26\ mm^2 = 4.63cm^2$$

As = 4.63 cm2

On adopte :

3HA 14 +2HA12 = 6.88cm2

➢ ***Sur appuis :***

M $_{max}$= -96.99 KN.m,

$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = 1.39$

$\mu_{bu} = M_u / (b \times d^2 \times F_{bu})$ *=96.99 x10^6/ (315x315x300x14.2)=0.229*

$\boldsymbol{\mu_{lu}}$ = [3440(1.39) + 49(25) – 3050].10^{-4} = 0.29566

$\boldsymbol{\mu_{bu}}$ =0.229 < $\boldsymbol{\mu_{lu}}$ = 0.29566 ⇒ A’ = 0

$\boldsymbol{\mu_{bu}}$ =0.229 < 0.275 ⇒ **On utilise la méthode simplifié**

$\boldsymbol{Z_b}$ = d(1- 0.6×$\boldsymbol{\mu_{bu}}$) = 315(1-0.6×0.128) = 271.72 mm

$$\boldsymbol{A_l} = \frac{\boldsymbol{M_u}}{\boldsymbol{Z_b \times F_{ed}}} = 96.99\times10^6 /(271.72\times 348) = 1025mm^2 = 10.25cm^2$$

As = 10.25 cm²

On adopte :

3HA 14 +2HA12 = 6.88 cm²

Ferraillage des poutres les plus sollicitées :

a) Armatures longitudinales : les résultats sont présentés dans les tableaux ci- après

- ***Poutres principales 35x30***

Niveau	*Localisation*	*Mmax*	*As (cm²)*	*A_{minRPA} (cm²)*	*Choix des barres*	*$A_{adopté}$ (cm²)*	*Combinaison*
Zone 1 RDC et SER	***Sur appuis***	-54.454	5,16	5.25	4HA14 +4HA12	10.35	ELU
		-96.999	8,1				GQEX MIN
	En travée	40.927	3.81	5.25	3HA14 +2HA12	6.88	ELU
		47.505	3,79				08GEX MAX
Zone 2 ET (1.2 3.4.5.6)	***Sur appuis***	-74.049	7.23	5.25	3HA14+ 3HA16+ 2HA12	12.91	ELU
		-136.32	11,85				GQEX MIN
	En travée	35.946	3.32	5.25	3HA14+ 2HA12	6.88	ELU
		75.27	6,16				GQEX MIN
Zone 3 ET (7.8.9 10.11. SM)	***Sur appuis***	-90.548	9.08	5.25	3HA14+ 3HA16+ 2HA12	12.91	ELU
		-137.93	12,01				GQEX MIN
	En travée	39.596	3.68	5.25	3HA14+ 2HA12	6.88	ELU
		66.663	5,41				GQEX MIN

❖ ***Poutres secondaire :B33 (30X35)***

Niveau	*Localisation*	*Mmax*	*As* (cm^2)	A_{minRPA} (cm^2)	*Choix des barres*	$A_{adopté}$ (cm^2)	*Combinaison*
Zone 1 RDC et SER	***Sur appuis***	-7.771	0,69	5.25	6HA12	6.78	ELU
		-28.056	2,21				GQEY MIN
	En travée	3.79	0,34		3HA12	6.78	ELU
		23.782	1.86				GQEY MAX
Zone 2 ET (1.2 3.4.5.6)	***Sur appuis***	-23.177	2,11	5.25	6HA12	6.78	ELU
		-58.719	4.73				GQEy MIN
	En travée	14.716	1,32		3HA12	6.78	ELU
		48.752	3,9				GQEy MIN
Zone 3 ET (7.8.9 10.11. SM)	***Sur appuis***	-54.842	5,2	5.25	6HA12	6.78	ELU
		-63.964	5,18				GQEYMIN
	En travée	36.69	3.4		3HA12	6.78	ELU
		51.967	4.17				GQEY MAX

- ***Vérifications :***

• ***Pourcentage exigent par PRA99/2003 :***

✓ **Pour les poutres principales et poutres secondaires (35X30).**

$A_{s\ RPA\ min} = 0.005 \times 35 \times 30 = 5.25cm^2$ = As adoptée.

$A_{s\ RPA\ max}$ = 0.04 × 35 × 30 = 42cm2 (Zone courante).

$A_{s\ RPA\ max}$ = 0.06 × 35 × 30 = 63 cm2 (Zone de recouvrement).

b) Armatures transversales :

Le ferraillage transversal se fait avec L'effort tranchant qui provoque des contraintes de traction et de compression dans le béton, Ces armatures transversales reprennent les efforts de traction.

❖ Selon le BAEL 91: *art A5.1.22*

La section minimale A_t doit vérifier : $\mathbf{A_t \geq 0.4.b.St/fe}$

b : largeur de la poutre.

St : l'espacement des cours d'armatures transversales.

St ≤ min (0.9d, 40cm)

On adopter l'espacement suivant : **St = 20cm.**

Donc:

$A_t \geq 0.4 \times 0.3 \times 0.2/400 \Rightarrow \mathbf{A_t \geq 0.6\ cm^2}$.

❖ Diamètre de la section:

$\Phi t \leq$ min (h/35 ; b/10 ;Φlmin) = min (35/35 ; 30/10 ; 1)= 1 cm^2 soit Φt= 8 mm^2

❖ Selon le RPA99/2003 :

La section minimale At doit vérifier : **At = 0.003 × St × b**

L'espacement maximal :

- En zone nodale : **St ≤ min (h/4, 12Øl, 30cm).**

  St ≤ min (35/4, 12Øl, 30cm).

  On prend: **St =8 cm**

- En zone courante : **St ≤ h/2.**

  On prend: **St =15cm**

Donc:

$A_t \geq 0.003 \times St \times b = 0.72\ cm^2 \geq 0.6\ cm^2 \Rightarrow \mathbf{A_t \geq 0.72\ cm^2}$.

❖ Conclusion :

St adopté = min (St_{BAEL} , St_{RPA}).

Donc : on adopte les espacements suivants :

- En zone nodale : **St = 8 cm.**
- En zone courante : **St = 15cm.**

Le choix des barres est le suivant : **4Ø8** : **At = 2.01cm²**

(On aura deux cadres de diamètre Ø8).

Vérification :

1) Condition de non fragilité : Les sections d'armatures adoptées doivent satisfaire la condition suivante **:** $\mathbf{A_t \geq 0{,}23 \times b \times d \times f_{t28}/fe}$

$At \geq 0.23 \frac{bd \times ft28}{fe} = 1.31 \text{ cm}^2$ condition vérifie

2) Vérification du cisaillement du béton :

- La contrainte tangente conventionnelle : $\tau u = \frac{Vu}{b0 \times d} \leq \overline{\tau}$
- La contrainte tangente admissible : en fissuration peut préjudiciable avec des armatures droites (α =90◦) on aura :

$\overline{\tau}$= min (0.2*fc28/γb ; 5 MPa) =4.348 *MPa* *situation accidentelle*

$\overline{\tau}$= min (0.2*fc28/γb ; 5 MPa) =3.33 *MPa* *situation durable*

Les poutres	***Section (cm2)***	***Vu (KN)***	τu Mpa	$\overline{\tau}$ MPa	***Observation***
Poutres principale	35x30	112.1	1.18	4.348	C.V
PS liées aux voiles	35x30	160.5	1.69	4.348	C.V

1) Contrainte de compression dans le béton :

La fissuration est peu nuisible dans les sections des poutres. Donc la seule vérification à faire est la contrainte de compression du béton, cela pour le cas de sollicitations les plus défavorables en travée et en appuis.

$\sigma_{bc} < \overline{\sigma bc} = 0{,}6.f_{c28} = 15$ **MPa.**

Les résultats de cette vérification sont résumés dans le tableau suivant :

Les poutres	*Zone de vérification*	*A_s (cm^2)*	*M_{ser} (KN.m)*	σ_{bc}	$\overline{\sigma bc}$	*Observation*
PP	Sur appuis	10.35	-65.706	8,31	15 MPa.	C.V
	En travée	6.88	29.37	4,36	15 MPa	C.V
PS	Sur appuis	6.78	-39.96	5,98	15 MPa.	C.V
	En travée	6.78	26.64	3.98	15 MPa	C.V

3) Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration est peut nuisible. Donc aucune vérification n'est nécessaire.

4) Influence de l'effort tranchant :

1. ***) Influence sur les armatures inférieures :***

$$As \geq \frac{Vu + \frac{Mu}{0.9d}}{\frac{fe}{\gamma s}}$$

2. ***) Vérification de la compression du béton :***

$$Vu \leq 0.4 \times \frac{fcj}{\gamma b} \times a \times b0$$

Avec : $a = Min\{a' ; 0.9d\}$, a' = 0.6 (largeur de l'appui)

3. ***Vérification de l'adhérence :***

$$\tau se = \frac{Vu}{0.9d \times \sum Ui} \leq \tau su = \Psi s \times ft28 = 1.5 \times 2.1 = 3.15MPa$$

$\sum Ui$ (Périmètre des aciers).

Ui = (5π1.4) = 21.99 cm

Les résultats de ces vérifications sont donnés dans le tableau suivant :

Poutres	V_u (KN)	M_u (KN.m)	Vérification N°1(cm²)		Vérification N° 2 (MN)		Vérification N° 3 (MPa)	
P.p (35x30)	112.1	40.927	10.35 >7.37	CV	0.1121< 1.2	CV	1.79 < 3.15	CV
P.S (35x30)	35.35	51.967	6.78 > 6.28	CV	0.0353<1.2	CV	0.567< 3.15	CV

5) Etat limite de déformation :

- **Nécessité de calcul de la flèche :**

✓ **Condition N°1 :** $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} = 0.0625$

✓ **Condition N°2 :** $\frac{h}{l} \geq \frac{Mt}{10 \times M0}$

✓ **Condition N°3 :** $\frac{As}{b0 \times d} < \frac{4.2}{fe}$

Les résultats de cette vérification sont donnés dans le tableau suivant :

Poutre	Condition N°1	Condition N°2	Condition N°3	Observation
P. P (35x30)	0.0795 > 0.0625	0.0795 >0.075	0.007 < 0.0105	C.V
P. S (35x30)	0.083 > 0.0625	0.083 > 0.0487	0.0072 < 0.0105	C.V

Il est indispensable de vérifier la flèche par rapport à la flèche admissible :

$$f = \frac{5pl^4}{384EI} \leq \overline{f} = \frac{l}{500}$$

$$f = \frac{5pl^4}{384EI} = 1{,}947mm \; < \overline{f} = 8mm$$

FERAILLAGE DES VOILES

- ***Introduction***

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et des forces horizontales. Donc, le ferraillage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q), ainsi que sous l'action des sollicitations horizontales dues aux séismes.

Pour faire face à ces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures :

-Armatures verticales

-Armatures horizontales

-Armatures transversales

5.3) Ferraillage des voiles

La méthode utilisée est la méthode de RDM qui se fait pour une bande de largeur (d).

Cette méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations Les plus défavorables.

Dans ce cas le diagramme des contraintes sera relevé directement du fichier résultats.

Découpage du diagramme en bandes (d) : des contraintes en bandes de largeur (d)

Le découpage du diagramme des contraintes en bandes de longueur (d) est donne par la formule suivante, qui reste applicable pour les sections entièrement et partiellement comprimé:

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2} ; \frac{2}{3} L_C\right)$$

Avec :

h_e : hauteur entre nus du planchers du voile considéré

L_c : la longueur de la zone comprimée

$$Lc = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} \times L$$

L_t : longueur tendue : $Lt = L - L_c$

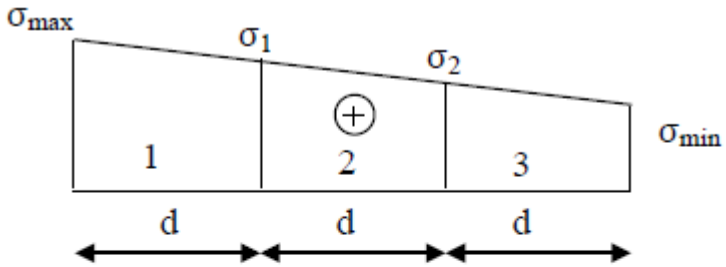
Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des Diagrammes des contraintes obtenues :

Section entièrement comprimée (exemple avec 3 bandes)

$$N_i = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

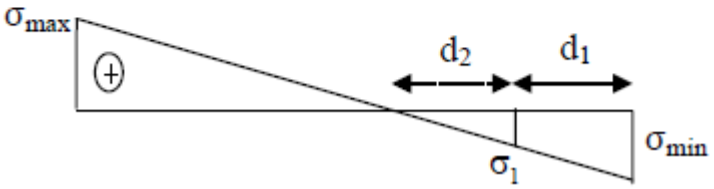
$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$$

e : épaisseur du voile



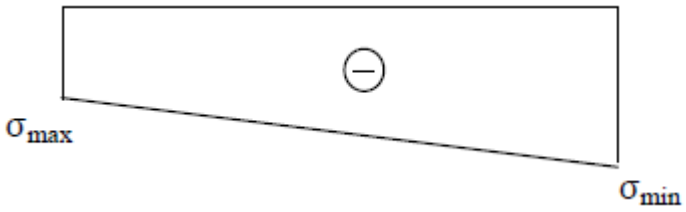
-Section partiellement comprimée :

$$N_1 = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \times d_1 \times e$$



-Section entièrement tendue :

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \times d_2 \times e$$



5.3.1) Armatures verticales

-Section entièrement comprimée pour une bande i :

$$A_{Vi} = \frac{Ni - Bi \times fc28}{\sigma_s} \times d_2 \times e$$

B : section du voile

Situation accidentelle : σ_s = 400 MPa ; f_{bc} = 18.48 Mpa

Situation courante : σ_s = 348 MPa ; ; f_{bc} = 14.20 Mpa

-Section partiellement comprimée ou entièrement tendue pour une bande i :

$$A_{Vi} = \frac{Ni}{\sigma_s}$$

Situation accidentelle : σ_s = 400 MPa

Situation courante : σ_s = 348 MPa

5.3.2) Armatures minimales

-Section entièrement comprimée

Amin ≥ 4cm^2 / ml (Art A.8.1, 21/BAEL91 modifiées 99).

0.2 % $\leq \frac{A_{min}}{B}$ (Art A.8.1, 21/BAEL91 modifiées 99).

-Section partiellement comprimée :

Amin ≥ $\left(\frac{0,23.B.f_{t28}}{f_e}; 0,005B\right)$ Avec: **B:** section du béton tendue

-Section entièrement tendue :

Amin ≥ $\left(\frac{B.f_{t28}}{f_e}; 0,15\%B\right)$

Condition non fragilité (Art. A.4.2, 1/ BAEL 91 modifiées 99)

Amin ≥ $0,002B$

Section min (Art 7.7.4.1 RPA 99 version2003)

5.3.3) Armatures horizontales

Exigence du RPA (Art 7.7.4.1/RPA99 version 2003).

-Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de10 ϕ .

-A_H> 0,15% x B

-Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

-Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

Exigence du BAEL (Art A.8.2,4/BAEL 91 modifiées 99) : $A_h = \frac{A_v}{4}$

5.3.4) Règles communes du RPA pour les aciers verticaux et horizontaux (Art 7.7.4.3)

Le pourcentage minimal d'armatures verticales et horizontales est donné comme suit :

-Globalement dans la section du voile A_V et $A_h \geq$ 0.15% B

-Zone courante : A_V et $A_h \geq 0.10\%$ B

5.3.5) Armatures transversales

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends, Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression.
D'après l'article 7.7.4.3 du RPA99 révise 2003 :

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingles au mètre carré.

5.3.6) Armature pour les potelets

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est ≥4HA10 ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

5.3.7) Espacement (Art 7.7.4.3/RPA 99 version 2003)

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$S_t \leq$ 1.5 e , et aussi $S_t \leq$ 30cm

$S_t \leq \min\{30\text{cm}, 30\text{cm}\} \rightarrow S_t \leq 30\text{cm}$

Avec :
e = épaisseur du voile
A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $\frac{1}{10}$ longueur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à 15 cm.

5.3.8) Longueur de recouvrement

Elles doivent être égales à :
-40ϕpour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
-20ϕpour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

5.3.9) Armatures de coutures

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de

coutures dont la section est donnée par la formule :

$A_{vj} = 1.1\frac{T}{f_e}$; Avec : T =1.4× V_u

Vu : Effort tranchant calculé au niveau considéré

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'acier tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

➢ Vérification :

a) Vérification à L'ELS :

Pour cet état, on considère :

$N_{ser} = G + Q$

$$\sigma_b = \frac{N}{B+15\times A} \leq \overline{\sigma}_b$$

$\overline{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28}$ fc28 = 15MPa

Avec :

N_{ser}: Effort normal appliqué

B : Section du béton

A : Section d'armatures adoptée

b) Vérification de la contrainte de cisaillement (Art 7.7.2 /RPA) :

$$\tau_b \leq \overline{\tau}_b = 0.2\times f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \times d} \quad ; \quad V=1.4\times V_u$$

Avec

b_0 : Epaisseur du voile

d : Hauteur utile (d = 0.9 h)

h : Hauteur totale de la section brute

D'après le BAEL (Art 5.1, 1 /BAEL91 modifiées 99).

$\tau_u \leq \overline{\tau}_u$; Il faut vérifier que : $\tau_u = \frac{V}{b \times d}$

Avec : $\overline{\tau}_u$:contrainte de cisaillement (Art 5.1,211/BAEL91 modifiées 99).

$\overline{\tau}_u = \min\left(0.15\frac{fc_j}{\gamma_b}\ ; 4\text{MPA}\right)$ Pour la fissuration préjudiciable.

Exemple de calcul :

Soit à calculer le ferraillage d'un voile transversal L= 4m sur la zone 1.

a. Caractéristiques géométriques :

L(m)	e(m)	B (m^2)	I (m^4)
4	0,25	1.00	1.33

Tableau 5.1) : Caractéristiques géométriques

b. Sollicitations de calcul :

On calcul les efforts (N_i et N_{i+1}) agissant sur le voile considéré pour tous les étages de la zone et en tirant les contraintes les plus défavorables pour enfin calculer le ferraillage que l'on adoptera pour tous les étages de la zone.

Les contraintes les plus défavorables sont données par ETABS :

- $\boldsymbol{\sigma_{max} = 4236.56 KN/m^2}$
- $\boldsymbol{\sigma_{min} = -5132.58 KN/m^2}$

a. Largeur de la zone comprimée « L_c » et de la zone tendue « L_t » :

$$\mathbf{L_c} = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} \times L = \frac{4236.56}{4236.56 + 5132.58} \times 4 = 1.8\mathbf{m}$$

$$\mathbf{L_t} = L - L_c = 4 - 1.8 = \mathbf{2.2m}$$

b. Calcul « d » :

Le découpage du diagramme est en deux bandes de longueur (d):

$$\mathbf{d} \leq \min\left(\frac{h_e}{2}, \frac{2}{3}L_c\right) = \left(\frac{2.71}{2}; \frac{2}{3} \times 1.49\right) = \min(1.355\ ;\ 1.2) = \mathbf{1.2m}$$

Avec : $h_e = h_{étage} - h_{poutre} = 3.06 - 0,35 = 2.71m$

Détermination de N :

Pour la zone tendue :

$$\frac{\sigma_{max}}{L_t} = \frac{\sigma_1}{L_t - d}$$

$$\boldsymbol{\sigma_1} = \frac{\sigma_{min\,(L_t - d)}}{L_t} = \frac{-5132.58(2.2 - 1.2)}{2.2} = \mathbf{-2332.99KN/m^2}$$

$$\mathbf{N_1} = \frac{\sigma_{min} + \sigma_1}{2} \times d \times e = \frac{-5132.58 - 2332.99}{2} \times 1.2 \times 0,25 = \mathbf{-1019.84KN}$$

$$\mathbf{N_2} = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e = \frac{-2332.99}{2} \times 1.2 \times 0,25 = \mathbf{-349.95KN}$$

c. Calcul des armatures verticales :

1ere bande : $\mathbf{A_{V1}} = \frac{N_1}{\sigma_s} = \frac{1019.84}{400 \times 10^{-1}} = \mathbf{25.49cm^2}$

2eme bande : $\mathbf{A_{V2}} = \frac{N_2}{\sigma_s} = \frac{349.95}{400 \times 10^{-1}} = \mathbf{8.75cm^2}$

d. Les armatures de couture's :

$$\mathbf{A_{Vj}} = 1,1\frac{T}{f_e} = 1,1 \times \frac{762.35}{400 \times 10^{-1}} = \mathbf{19.06cm^2}$$

e. Armatures minimales :

$$A_{min} \geq \max\left(\frac{d \times e \times f_{t28}}{fe}; 0,2\%B\right)$$

$$= \max\left(\frac{120 \times 25 \times 2,1}{400}; 0,002 \times 120 \times 25\right)$$

$$\mathbf{A_{min}} = \max(15.75\,;\,6) = \mathbf{15.75cm^2}$$

Calcul des sections totales :

- $A_1 = A_{v1} + \frac{A\,vj}{4} = (25.49) + (\frac{19.06}{4}) =$ **30.26cm² / bande**
- $A_2 = A_{v2} + \frac{A\,vj}{4} = (8.75) + (\frac{19.06}{4}) =$ **13.52cm² / bande**

Ferraillage adopté :

	Section total	Ferraillage adoptée	Espacement
1er bande	A_1=32.76cm^2	$2 * 10$HA14 =30.78cm	S_t=12cm
2éme bande	A_2=13.52cm^2	9HA14=13.85cm^2	S_t=13cm

Tableau 5.2) : : Ferraillage adopté.

f. Armatures horizontales :

- D'après le BAEL 91 : $\mathbf{A_H} = \frac{A_v}{4} = \frac{25.49}{4} = \mathbf{6.37cm^2}$
- D'après le RPA: $\mathbf{A_H} \geq 0{,}15\%B = 0{,}0015 \times 25 \times 400 = \mathbf{15cm^2}$

On prend : $\mathbf{A_H = 15cm^2}$

Soit : 2 × 5HA14 = 15.34 cm^2 / 1m de hauteur ; avec $\mathbf{S_H}$ **= 20 cm.**

g. Armatures transversales :

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au minimum par (04) épingle au mètre carré soit avec **HA8. (4HA8)**

h. Les vérifications :

- **Vérification des espacements :**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$\mathbf{S_t} \leq \min\{1{,}5\ e\ ,\quad 30\ cm\} = \mathbf{30\ cm}$$

$S_t = 20$cm et 25cm …… **Condition vérifiée.**

$S_h = 20$cm…… **Condition vérifiée.**

- **Vérification de la contrainte dans le béton à l'ELS :**

$$\sigma_{bc} = \frac{N_S}{B + 15 \times A_V} = \frac{2197.23 \times 10^3}{10000 + 15\ \times 25.49 \times\ 10^4} = 0.57\ \text{MPa}$$

$\sigma_{bc} = 0.57\ \text{MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15\ \text{MPa}$ …… **Condition vérifiée.**

- **Vérification des contraintes de cisaillement** :

Selon le RPA 2003

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b$$

$$\boldsymbol{\tau_b} = \frac{T}{b.d} = \frac{762.35 \times 10^3}{0.25 \times 0{,}9 \times 4 \times 10^6} = \mathbf{0.847MPa}$$

$$\boldsymbol{\bar{\tau}_b} = 0{,}2f_{c28} = \mathbf{5\ MPa}$$

$\tau_b = 0.847\ \text{MPa} < \bar{\tau}_b = 5\ \text{MPa}$…… **Condition vérifiée.**

- **D'après le BAEL 91 :**

$$\boldsymbol{\tau_u} = \frac{V_u}{bd} = \frac{1618.72 \times 10^3}{0.25 \times 0{,}9 \times 4 \times 10^6} = \mathbf{1.80\ MPa}$$

$$\boldsymbol{\bar{\tau}_u} = \text{Min}\left(0{,}15\frac{f_{c28}}{\gamma_b}\ ;\ 4\text{MPa}\right) = \mathbf{2.5\ MPa}$$

$\tau_u = 1.80\ \text{MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5\ \text{MPa}$…… **Condition vérifiée.**

Le ferraillage de tous les voiles dans chaque zone est résumé dans les tableaux suivant :

Tableau 5.3) : ferraillage des voiles transversaux (V4)=4m

	Zone	I	II	III	IV
caractéristiques geometriques	L (m)	4	4	4	4
	e(m)	0,25	0,25	0,25	0,25
	B(m^2)	1	1	1	1
	I(m^4)	1,333	1,333	1,333	1,333
	v=v'=L/2 (m)	2	2	2	2
sollicitations des calcules	Nser (KN)	7363,460	6353,860	4577,510	2197,230
	T (KN)	1156,230	859,260	786,350	762,350
	Vu	1618,722	1202,964	1100,890	1067,290
	σmax (KN/m^2)	8753,520	7756,350	5313,560	4236,560
	σmin (KN/m^2)	-9536,650	-8523,280	-6082,960	-5132,580
	nature de la section	SPC	SPC	SPC	SPC
	Lc (m)	1,914	1,906	1,865	1,809
	Lt(m)	2,086	2,094	2,135	2,191
	d(m)	1,043	1,047	1,068	1,200
	σ1 (KN/m^2)	4768,325	4261,640	3041,480	2321,838
	N1 (KN)	1864,684	1673,402	1217,556	1118,163
	N2 (KN)	621,561	557,801	405,852	348,276
	Av1 (cm^2)	53,583	48,086	34,987	32,131
	Av2 (cm^2)	17,861	16,029	11,662	10,008
	Amin (cm^2)	13,035	13,089	13,344	15,000
	Avj (cm^2)	44,515	33,082	30,274	29,350
	A1=Av1+Avj/4 (cm^2)	55,280	49,250	34,590	30,260
	A2=Av2+Avj/4 (cm^2)	28,190	24,299	19,231	13,520
choix par nappe	bande 1	2*9HA20=56,54	2*8HA20=50,26cm2	2*9HA16= 36,18 cm^2	2x8HA16=32.16cm2
	bande2	2x8HA16=32.16cm2	7*2HA16=28.14cm2	10HA16=20,10cm2	16HA12=18,09cm2
espacement	bande 1	10	13	11,5	11
	bande2	15	13	11	12
Armatures horizontaux/nappe	Av/4	13,82	12,31	8,65	7,57
	0,15%B	3,128	3,141	3,203	3,600
	Ah	13,82 cm2	12,31cm2	8,65cm2	7,69 cm2
	Choix	2*7HA12=15,84cm2	2*9HA10=13,56cm^2	12HA10=9,05cm2	10HA10=5,49cm2
	espacement	15	25	25	25
	At adoptees	4 épingles HA8/m^2	4 épingles HA8/m2	4 épingles HA8/m2	4 épingles HA8/m2
vérification des contraintes	ab=5	2,939	2,184	1,999	1,938
	ζu=3,25	2,099	1,560	1,428	1,384
	σbc=15	7,099	5,844	3,916	1,765

Tableau 5.4) : ferraillage des voiles longitudinaux (VH1.25)=1.25m

	zone	I	II	III	IV
caractéristiques geometriques	L (m)	1,25	1,25	1,25	1,25
	e(m)	0,25	0,25	0,25	0,25
	B(m^2)	0,3125	0,3125	0,3125	0,3125
	I(m^4)	0,041	0,041	0,041	0,041
	v=v'=L/2 (m)	0,625	0,625	0,625	0,625
sollicitations des calcules	Nser (KN)	6276,870	5310,230	4048,880	2014,820
	T (KN)	523,260	459,680	395,250	385,400
	Vu	732,564	643,552	553,350	539,560
	σmax (KN/m^2)	9155,710	5259,990	4938,660	4236,250
	σmin (KN/m^2)	-12229,650	-9259,090	-8233,210	-8086,400
	nature de la section	SPC	SPC	SPC	SPC
	Lc (m)	0,535	0,453	0,469	0,430
	Lt(m)	0,715	0,797	0,781	0,820
	d(m)	0,357	0,399	0,391	0,410
	σ1 (KN/m^2)	6114,825	4629,545	4116,605	4043,200
	N1 (KN)	819,583	691,957	603,076	621,853
	N2 (KN)	273,194	230,652	201,025	207,284
	Av1 (cm^2)	23,551	19,884	17,330	17,869
	Av2 (cm^2)	7,850	6,628	5,777	5,956
	Amin (cm^2)	4,468	4,982	4,883	5,127
	Avj (cm^2)	20,146	17,698	15,217	14,838
	A1=Av1+Avj/4 (cm^2)	27,350	24,308	21,134	20,160
	A2=Av2+Avj/4 (cm^2)	12,887	11,052	9,581	8,590
choix par nappe	bande 1	2*4HA20= 25.13cm^2	2*4HA20= 25.13 cm^2	6T20+2T14= 21,92 cm^2	6T20+2T14= 21,92 cm2
	bande2	6HA16= 12.06cm^2	6HA16= 12,06cm^2	6HA14=9.23 cm^2	6HA14=9.23 cm2
espacement	bande 1	5	5	5,5	5
	bande2	4	5	5,5	5
Armatures horizontaux/nappe	Av/4	6,84	6,08	5,28	5,04
	0,15%B	1,072	1,196	1,172	1,230
	Ah	6,84cm2	6,08cm2	5,28cm2	5,04cm2
	Choix	9HA10=7,06cm2	8HA10=6,28cm^2	7HA10=5,49cm2	7HA10=5,49cm2
	espacement	25	25	25	25
	At adoptees	4 épingles HA8/m^2	4 épingles HA8/m2	4 épingles HA8/m2	4 épingles HA8/m2
verification des contraintes	ζb=5	1,330	1,168	1,005	0,980
	ζu=3,25	0,950	0,835	0,718	0,700
	σbc=15	17,943	13,286	8,411	3,614

Tableau 5.5) : ferraillage des voiles longitudinaux (VH1.50)=1.50m

	Zone	I	II	III	IV
caractéristiques geometriques	L (m)	1,5	1,5	1,5	1,5
	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25
	B(m^2)	0,375	0,375	0,375	0,375
	I(m^4)	0,070	0,070	0,070	0,070
	v=v'=L/2 (m)	0,75	0,75	0,75	0,75
sollicitations de calcul	Nser (KN)	4099,570	3523,920	2613,860	1209,660
	T (KN)	567,590	487,150	429,680	385,960
	Vu	794,626	682,010	601,552	540,344
	σmax (KN/m^2)	8364,340	4278,860	2867,830	2339,250
	σmin (KN/m^2)	-10586,350	-7958,960	-6630,760	-4681,600
	nature de la section	SPC	SPC	SPC	SPC
	Lc (m)	0,662	0,524	0,453	0,500
	Lt(m)	0,838	0,976	1,047	1,000
	d(m)	0,419	0,488	0,524	0,500
	σ1 (KN/m^2)	5293,175	3979,480	3315,380	2340,800
	N1 (KN)	831,630	727,899	650,924	438,997
	N2 (KN)	277,210	242,633	216,975	146,332
	Av1 (cm^2)	23,897	20,917	18,705	12,615
	Av2 (cm^2)	7,966	6,972	6,235	4,205
	Amin (cm^2)	5,237	6,097	6,544	6,251
	Avj (cm^2)	21,852	18,755	16,543	14,859
	A1=Av1+Avj/4 (cm^2)	29,360	24,590	22,840	16,330
	A2=Av2+Avj/4 (cm^2)	13,429	11,661	9,980	7,920
choix par nappe	bande 1	2*5HA20=31.41cm2	2*6HA16= 24,12 cm^2	2x6HA16= 24,12 cm^2	2*6HA14= 18,46cm^2
	bande2	2*4HA16= 16.08cm^2	6HA16= 12,06cm^2	6HA16= 12.06cm^2	6HA14= 9.23cm^2
Espacement	bande 1	8	7	5	6
	bande2	17,5	15	6	7
Armatures horizontaux/nappe	Av/4	7,34	6,15	5,71	4,08
	0,15%B	1,257	1,463	1,571	1,500
	Ah	7,34 cm2	6,15 cm2	5,71 cm2	4,08 cm2
	Choix	14HA10=10.99cm2	8HA10=6,28cm^2	8HA10=6,28cm2	6HA10=4,71cm2
	espacement	25	25	25	25
	At adoptees	4 épingles HA8/m^2	4 épingles HA8/m2	4 épingles HA8/m2	4 épingles HA8/m2
verification des contraintes	ζb=5	1,443	1,238	1,092	0,981
	ζu=3,25	1,030	0,884	0,780	0,701
	σbc=15	9,943	7,625	4,806	1,951

Tableau 5.6) : ferraillage des voiles longitudinaux (VH1.90)=1.90m

	zone	I	II	III	IV
caracteristiques geometriques	L (m)	1,9	1,9	1,9	1,9
	e(m)	0,25	0,25	0,25	0,25
	B(m^2)	0,475	0,475	0,475	0,475
	I(m^4)	0,143	0,143	0,143	0,143
	v=v'=L/2 (m)	0,95	0,95	0,95	0,95
sollicitations de calcules	Nser (KN)	3217,750	2800,940	2188,980	1191,310
	T (KN)	754,890	726,350	645,120	626,370
	Vu	1056,846	1016,890	903,168	876,918
	σmax (KN/m^2)	8735,940	7254,350	6017,120	5352,340
	σmin (KN/m^2)	-9635,250	-8249,780	-7924,440	-7563,480
	nature de la section	SPC	SPC	SPC	SPC
	Lc (m)	0,903	0,889	0,820	0,787
	Lt(m)	0,997	1,011	1,080	1,113
	d(m)	0,498	0,505	0,540	0,556
	σ1 (KN/m^2)	4817,625	4124,890	3962,220	3781,740
	N1 (KN)	900,147	781,920	802,326	788,944
	N2 (KN)	300,049	260,640	267,442	262,981
	Av1 (cm^2)	25,866	22,469	23,055	22,671
	Av2 (cm^2)	8,622	7,490	7,685	7,557
	Amin (cm^2)	6,228	6,319	6,750	6,954
	Avj (cm^2)	29,063	27,964	24,837	24,115
	A1=Av1+Avj/4 (cm^2)	33,132	29,460	29,265	27,580
	A2=Av2+Avj/4 (cm^2)	15,888	14,481	13,750	13,586
choix par nappe	bande 1	2x5HA20= 31.41 cm^2	2*5HA20= 31,41cm^2	2*5HA20= 31.41 cm^2	2*7HA16= 28.14cm^2
	bande2	8HA16= 16,08cm^2	8HA16= 16.08cm^2	8HA16= 16.08 cm^2	9HA14= 13,85 cm^2
Espacement	bande 1	6	5	5,5	6
	bande2	6	5	6	6
Armatures horizontaux/nappe	Av/4	8,28	7,37	7,32	6,90
	0,15%B	1,495	1,516	1,620	1,669
	Ah	8,28 cm2	7,37 cm2	7,32 cm2	6,90 cm2
	Choix	8HA12=9,05cm2	10HA10=7,85cm^2	10HA10=7,85cm2	9HA10=7,06cm2
	espacement	25	25	25	25
	At adoptees	4 épingles HA8/m^2	4 épingles HA8/m2	4 épingles HA8/m2	4 épingles HA8/m2
verification des contraintes	ζb=5	1,919	1,846	1,640	1,592
	ζu=3,25	1,371	1,319	1,171	1,137
	σbc=15	6,281	4,982	3,400	1,655

Tableau 5.7) : ferraillage des voiles longitudinaux (VH4.4)=4.4m

	zone	I	II	III	IV
Caracteristiques Geometriques	L (m)	4,4	4,4	4,4	4,4
	e(m)	0,15	0,15	0,15	0,15
	B(m^2)	0,66	0,66	0,66	0,66
	I(m^4)	1,065	1,065	1,065	1,065
	v=v'=L/2 (m)	2,2	2,2	2,2	2,2
sollicitations des calcuesl	Nser (KN)	3581,880	3308,030	2297,510	972,790
	T (KN)	987,360	876,250	814,780	784,690
	Vu	1382,304	1226,750	1140,692	1098,566
	σmax (KN/m^2)	8653,240	7965,690	7856,930	6524,640
	σmin (KN/m^2)	-10548,630	-9125,760	-8152,630	-7125,890
	nature de la section	SPC	SPC	SPC	SPC
	Lc (m)	1,983	2,051	2,159	2,103
	Lt(m)	2,417	2,349	2,241	2,297
	d(m)	1,209	1,175	1,120	1,148
	σ1 (KN/m^2)	5274,315	4562,880	4076,315	3562,945
	N1 (KN)	1434,246	1205,964	1027,522	920,670
	N2 (KN)	478,082	401,988	342,507	306,890
	Av1 (cm^2)	41,214	34,654	29,527	26,456
	Av2 (cm^2)	13,738	11,551	9,842	8,819
	Amin (cm^2)	9,064	8,810	8,402	8,613
	Avj (cm^2)	38,013	33,736	31,369	30,211
	A1=Av1+Avj/4 (cm^2)	48,690	43,088	31,350	27,240
	A2=Av2+Avj/4 (cm^2)	23,241	19,985	17,684	15,260
choix par nappe	bande 1	4T20+20T16= 50,26cm^2	2*7HA20= 43,98 cm^2	2*10HA14= 30,78 cm^2	2*12HA14= 27,14 cm^2
	bande2	2*11HA12= 24,88cm^2	10HA16= 20,10cm^2	2*12HA10= 18,8cm^2	2*11HA10= 17.27cm^2
Espacement	bande 1	15	17	12	12,5
	bande2	15	12	13	11,5
Armatures horizontaux/nappe	Av/4	12,17	10,77	7,84	6,81
	0,15%B	3,626	3,524	3,361	3,445
	Ah	12,17cm2	10,77 cm2	7,84 cm2	6,81 cm2
	Choix	2*6HA12=13,56cm2	10HA12=11,31cm^2	10HA10=7,85cm2	9HA10=7,06cm2
	espacement	25	25	25	25
	At adoptees	4 épingles HA8/m^2	4 épingles HA8/m2	4 épingles HA8/m2	4 épingles HA8/m2
verification des contraintes	ζb=5	2,510	2,227	2,071	1,994
	ζu=3,25	1,793	1,591	1,479	1,425
	σbc=15	5,137	4,427	2,772	1,075

Tableau 5.8) : ferraillage des voiles longitudinaux (VHSM)=2.15m

	zone	I	II	III	IV
caracteristiques Geometriques	L (m)	2,15	2,15	2,15	2,15
	e(m)	0,15	0,15	0,15	0,15
	B(m^2)	0,3225	0,3225	0,3225	0,3225
	I(m^4)	0,124	0,124	0,124	0,124
	v=v'=L/2 (m)	1,075	1,075	1,075	1,075
sollicitations des calcules	Nser (KN)	2800,140	2413,110	1772,700	772,420
	T (KN)	325,450	284,180	245,820	226,810
	Vu	455,630	397,852	344,148	317,534
	σmax (KN/m^2)	5685,360	4875,210	4285,370	3754,780
	σmin (KN/m^2)	-8753,650	-6985,240	-5124,670	-4215,890
	nature de la section	SPC	SPC	SPC	SPC
	Lc (m)	0,847	0,884	0,979	1,013
	Lt(m)	1,303	1,266	1,171	1,137
	d(m)	0,652	0,633	0,585	0,569
	σ1 (KN/m^2)	4376,825	3492,620	2562,335	2107,945
	N1 (KN)	641,803	497,534	337,521	269,677
	N2 (KN)	213,934	165,845	112,507	89,892
	Av1 (cm^2)	18,443	14,297	9,699	7,749
	Av2 (cm^2)	6,148	4,766	3,233	2,583
	Amin (cm^2)	4,888	4,748	4,391	4,264
	Avj (cm^2)	12,530	10,941	9,464	8,732
	A1=Av1+Avj/4 (cm^2)	20,750	17,032	11,090	9,932
	A2=Av2+Avj/4 (cm^2)	9,280	7,501	5,599	4,766
	bande 1	2*3T14+2*4T20= 21,8 cm^2	2*6HA14= 18,46 cm^2	10HA12= 11,31 cm^2	9HA12= 10,18 cm^2
	bande2	12HA12= 10,7cm^2	12HA10= 9.41cm^2	6HA10= 9.41 cm^2	5HA12=5,65
Espacement	bande 1	9	8	6	6
	bande2	9	9	11,5	11
Armatures horizontaux/nappe	Av/4	5,19	4,26	2,77	2,48
	0,15%B	1,955	1,899	1,756	1,706
	Ah	5,19cm2	4,26 cm2	2,77 cm2	2,48 cm2
	Choix	7HA10=5,49cm2	6HA10=4,71cm^2	4HA10=3,14cm2	4HA10=3,14cm2
	espacement	25	25	25	25
	At adoptees	4 épingles HA8/m^2	4 épingles HA8/m2	4 épingles HA8/m2	4 épingles HA8/m2
verification des contraintes	ζb=5	0,827	0,722	0,625	0,576
	ζu=3,25	0,591	0,516	0,446	0,412
	σbc=15	7,782	5,890	3,608	1,361

Tableau 5.9) : ferraillage des voiles transversaux (VV1 .25)=1.25m

	zone	I	II	III	IV
caracteristiques Geometriques	L (m)	1,25	1,25	1,25	1,25
	e(m)	0,25	0,25	0,25	0,25
	B(m^2)	0,3125	0,3125	0,3125	0,3125
	I(m^4)	0,041	0,041	0,041	0,041
	v=v'=L/2 (m)	0,625	0,625	0,625	0,625
sollicitations des calcules	Nser (KN)	4230,930	3691,150	2897,650	1428,410
	T (KN)	284,360	263,250	241,280	195,360
	Vu	398,104	368,550	337,792	273,504
	σmax (KN/m^2)	2380,220	2243,950	2035,340	1824,360
	σmin (KN/m^2)	-8296,400	-8031,010	-7200,220	-6339,190
	nature de la section	SPC	SPC	SPC	SPC
	Lc (m)	0,279	0,273	0,275	0,279
	Lt(m)	0,971	0,977	0,975	0,971
	d(m)	0,486	0,489	0,487	0,485
	σ1 (KN/m^2)	4148,200	4015,505	3600,110	3169,595
	N1 (KN)	755,487	735,600	657,824	576,859
	N2 (KN)	251,829	245,200	219,275	192,286
	Av1 (cm^2)	21,709	21,138	18,903	16,576
	Av2 (cm^2)	7,236	7,046	6,301	5,525
	Amin (cm^2)	6,071	6,106	6,091	6,067
	Avj (cm^2)	10,948	10,135	9,289	7,521
	A1=Av1+Avj/4 (cm^2)	24,260	23,672	21,225	17,965
	A2=Av2+Avj/4 (cm^2)	9,973	9,580	8,623	7,406
choix par nappe	bande 1	2*8HA14= 24,62 cm^2	2*8HA14=24,62	2*7HA14= 21,4 cm^2	2*8HA12= 18,1 cm^2
	bande2	7HA14= 10,7cm^2	9HA12= 10,18cm^2	8HA12= 9,05 cm^2	7HA12= 7,92cm^2
Espacement	bande 1	6	6	7	6
	bande2	7	5,5	6	7
Armatures horizontaux/nappe	Av/4	6,07	5,92	5,31	4,49
	0,15%B	1,457	1,466	1,462	1,456
	Ah	6,06 cm2	5,92 cm2	5,31 cm2	4,49 cm2
	Choix	8HA10=6,28cm2	8HA10=6,28cm^2	7HA10=5,49cm2	6HA10=4,71cm2
	espacement	25	25	25	25
	At adoptees	4 épingles HA8/m^2	4 épingles HA8/m2	4 épingles HA8/m2	4 épingles HA8/m2
verification des contraintes	ζb=5	0,723	0,669	0,613	0,497
	ζu=3,25	0,516	0,478	0,438	0,355
	σbc=15	12,095	9,235	6,020	2,562

Tableau 5.10) : ferraillage des voiles transversaux (VV1.75)=1.75m

	zone	I	II	III	IV
caracteristiques Geometriques	L (m)	1,75	1,75	1,75	1,75
	e(m)	0,25	0,25	0,25	0,25
	B(m^2)	0,4375	0,4375	0,4375	0,4375
	I(m^4)	0,112	0,112	0,112	0,112
	v=v'=L/2 (m)	0,875	0,875	0,875	0,875
sollicitations des calcules	Nser (KN)	4779,480	4204,500	3130,250	1731,660
	T (KN)	548,280	501,890	456,380	398,580
	Vu	767,592	702,646	638,932	558,012
	σmax (KN/m^2)	3847,650	3362,790	3112,910	2877,920
	σmin (KN/m^2)	-6435,480	-6235,890	-5828,680	-5633,570
	nature de la section	SPC	SPC	SPC	SPC
	Lc (m)	0,655	0,613	0,609	0,592
	Lt(m)	1,095	1,137	1,141	1,158
	d(m)	0,548	0,568	0,570	0,579
	σ1 (KN/m^2)	3217,740	3117,945	2914,340	2816,785
	N1 (KN)	660,763	664,653	623,354	611,746
	N2 (KN)	220,254	221,551	207,785	203,915
	Av1 (cm^2)	18,987	19,099	17,912	17,579
	Av2 (cm^2)	6,329	6,366	5,971	5,860
	Amin (cm^2)	6,845	7,106	7,130	7,239
	Avj (cm^2)	21,109	19,323	17,571	15,345
	A1=Av1+Avj/4 (cm^2)	24,265	23,930	22,305	21,415
	A2=Av2+Avj/4 (cm^2)	11,606	11,197	10,363	9,696
choix par nappe	bande 1	8HA20=25.13 cm^2	8HA20= 25.13 cm^2	2*6HA16= 24.12 cm^2	2*6HA16= 22,62 cm^2
	bande2	8HA14= 12,31cm^2	8HA14= 12,31cm^2	6HA16= 12.31 cm^2	6HA16= 12,31 cm^2
Espacement	bande 1	7	7	5,5	5,5
	bande2	7	5,5	5,5	6
Armatures horizontaux/nappe	Av/4	6,07	5,98	5,58	5,35
	0,15%B	1,643	1,705	1,711	1,737
	Ah	6,07cm2	5,98 cm2	5,58 cm2	5,35 cm2
	Choix	8HA10=6,28cm2	8HA10=6,28cm^2	8HA10=6,28cm2	7HA10=5,49cm2
	espacement	25	25	25	25
	At adoptees	4 épingles HA8/m^2	4 épingles HA8/m2	4 épingles HA8/m2	4 épingles HA8/m2
verification des contraintes	ζb=5	1,394	1,276	1,160	1,013
	ζu=3,25	0,995	0,911	0,829	0,724
	σbc=15	10,066	8,013	5,162	2,537

Tableau 5.11) : ferraillage des voiles transversaux (VV4.2)=4.2m

	zone	I	II	III	IV
caracteristiques geometriques	L (m)	4,2	4,2	4,2	4,2
	e(m)	0,25	0,25	0,25	0,25
	B(m^2)	1,05	1,05	1,05	1,05
	I(m^4)	1,544	1,544	1,544	1,544
	v=v'=L/2 (m)	2,1	2,1	2,1	2,1
sollicitations des calcules	Nser (KN)	9265,990	7563,320	5482,360	2541,240
	T (KN)	1253,480	1135,480	1024,860	986,270
	Vu	1754,872	1589,672	1434,804	1380,778
	σmax (KN/m^2)	8236,240	7595,340	5776,890	5678,720
	σmin (KN/m^2)	-9869,360	-9458,780	-9303,790	-8130,940
	nature de la section	SPC	SPC	SPC	SPC
	Lc (m)	1,911	1,871	1,609	1,727
	Lt(m)	2,289	2,329	2,591	2,473
	d(m)	1,145	1,165	1,296	1,236
	σ1 (KN/m^2)	4934,680	4729,390	4651,895	4065,470
	N1 (KN)	2118,291	2065,673	2260,057	1885,034
	N2 (KN)	706,097	688,558	753,352	628,345
	Av1 (cm^2)	60,870	59,358	64,944	54,168
	Av2 (cm^2)	20,290	19,786	21,648	18,056
	Amin (cm^2)	14,309	14,559	16,195	15,456
	Avj (cm^2)	48,259	43,716	39,457	37,971
	A1=Av1+Avj/4 (cm^2)	55,142	42,560	33,250	30,140
	A2=Av2+Avj/4 (cm^2)	31,548	30,715	27,230	24,340
choix par nappe	bande 1	2*9HA20= 56,54 cm^2	2*7HA20= 43,98 cm^2	2*8HA16= 34,16cm^2	2*10HA14= 30,78 cm^2
	bande2	2*8HA16= 32,16cm^2	2*10HA14= 30,78cm^2	2*9HA14= 27,7 cm^2	2*8HA14= 24,62cm^2
espacement	bande 1	12,5	16,5	16	12
	bande2	14	11,5	14,5	15
Armatures horizontaux/nappe	Av/4	13,79	10,64	8,31	7,54
	0,15%B	3,434	3,494	3,887	3,709
	Ah	13,79 cm2	10,64 cm2	8,31 cm2	7,54 cm2
	Choix	2*7HA12=15,84cm2	10HA12=11,31cm^2	8HA12=9,05cm2	10HA10=7,85cm2
	espacement	25	25	25	25
	At adoptees	4 épingles HA8/m^2	4 épingles HA8/m2	4 épingles HA8/m2	4 épingles HA8/m2
verification des contraintes	ζb=5	3,186	2,886	2,605	2,507
	ζu=3,25	2,276	2,062	1,861	1,791
	σbc=15	8,522	6,651	4,498	1,962

Tableau 5.12) : ferraillage des voiles transversaux (VVSM)=1.90m

	zone	I	II	III	IV
caracteristiques geometriques	L (m)	1,9	4	4	4
	e(m)	0,15	0,15	0,15	0,15
	B(m^2)	0,6	0,6	0,6	0,6
	I(m^4)	0,800	0,800	0,800	0,800
	v=v'=L/2 (m)	2	2	2	2
sollicitations des calcules	Nser (KN)	3314,950	2908,510	2125,960	1071,690
	T (KN)	298,360	274,870	231,260	186,350
	Vu	417,704	384,818	323,764	260,890
	σmax (KN/m^2)	5425,360	4563,250	3256,680	3014,270
	σmin (KN/m^2)	-7695,360	-6253,410	-4528,390	-3254,570
	nature de la section	SPC	SPC	SPC	SPC
	Lc (m)	0,786	1,687	1,673	1,923
	Lt(m)	1,114	2,313	2,327	2,077
	d(m)	1,138	1,156	1,163	1,038
	σ1 (KN/m^2)	-163,261	3126,705	2264,195	1627,285
	N1 (KN)	642,865	813,436	592,663	380,174
	N2 (KN)	-13,934	271,145	197,554	126,725
	Av1 (cm^2)	18,473	23,375	17,031	10,925
	Av2 (cm^2)	-0,400	7,792	5,677	3,642
	Amin (cm^2)	8,535	8,672	8,725	7,787
	Avj (cm^2)	11,487	10,582	8,904	7,174
	A1=Av1+Avj/4 (cm^2)	19,695	18,547	15,325	12,718
	A2=Av2+Avj/4 (cm^2)	10,425	8,258	7,903	5,435
choix par nappe	bande 1	10HA16= 20,10 cm^2	10HA16= 20,10 cm^2	10HA14= 15,39 cm^2	9HA12= 13,85 cm^2
	bande2	7HA14=10,70 cm^2	6HA14= 9,23cm^2	7HA12= 7,92 cm^2	5HA12= 5,65cm^2
espacement	bande 1	11	11	16	11,5
	bande2	16	20	23	20
Armatures horizontaux/nappe	Av/4	4,92	4,64	3,83	3,18
	0,15%B	3,414	3,469	3,490	3,115
	Ah	4,92 cm2	4,64 cm2	3,83 cm2	3,18 cm2
	Choix	7HA10=5,49cm2	6HA10=4,71cm^2	5HA10=3,92cm2	5HA10=3,92cm2
	espacement	25	25	25	25
	At adoptees	4 épingles HA8/m^2	4 épingles HA8/m2	4 épingles HA8/m2	4 épingles HA8/m2
verification des contraintes	ζb=5	0,758	0,699	0,588	0,474
	ζu=3,25	0,542	0,499	0,420	0,338
	σbc=15	5,201	4,233	2,765	1,268

FONDATION

Introduction :

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol au quel elles transmettent les charges de la superstructure (Le poids propre ou charge permanentes, les surcharges d'exploitation et les surcharges climatique.) ; elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage puis que de leurs bonnes conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

Les éléments de fondation transmettent les charges au sol soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers) ; soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux par exemple).

6.1.1) Stabilité des fondations :

Les massifs de fondations doivent être en équilibre sous l'action :

- des sollicitations dues à la superstructure qui sont :

Des forces verticales ascendantes ou descendantes ; des forces oblique, des forces horizontales et des moments de flexion ou de torsion.

- des sollicitations dues au sol qui sont :

Des forces verticales ascendantes ou descendantes et des forces obliques (adhérence, remblais).

Les massifs de fondations doivent être stable ; c'est-à-dire qu'ils ne doivent donner lieu à des tassements que si ceux-ci permettent la tenue de l'ouvrage ; des tassements uniformes sont admissibles dans certaines limites, mais des tassements différentiels sont rarement compatibles avec la tenue de l'ouvrage.

Il est donc nécessaire d'adopter le type et la structure des fondations à la nature du sol qui va supporter l'ouvrage ; l'étude géologique et géotechnique a pour but de préciser le type ; le nombre et la dimension des fondations nécessaires pour fonder un ouvrage donné sur un sol donné.

6.1.2) Différents types de fondations :

Il existe quatre catégories de fondations :

- ***Les fondations superficielles :***

Lorsque les couches de terrain capables de supporter l'ouvrage sont à faible profondeur : semelles isolées sous poteaux, semelles filantes sous murs, radiers.

- ***Les fondations profondes :***

Lorsque les couches de terrain capables de supporter l'ouvrage sont à une grande profondeur : puits, pieux.

- ***Les fondations spéciales :***

Colonnes ballastées : Il s'agit de colonnes de pierres ou de graves ciments que l'on intègre dans le sol et sous des semelles isolées par exemple.

- ***Les fondations surfaciques ou radier :***

L'emploi d'un radier se justifie lorsque la contrainte admissible à la compression du sol est faible, que le bon sol est situé en trop grande profondeur, les autres types de fondations transmettraient au sol des contraintes trop élevées, l'aire totale des semelles est supérieure à la moitié de l'aire du bâtiment, les charges apportées par l'ensemble du bâtiment ne risque pas d'entraîner des tassements différentiels incompatibles.

Le ferraillage d'un radier est particulier, les aciers tendus se situent en partie haute de la dalle, les points d'appuis deviennent les murs, les longrines de redressement (situées au droit des ouvertures) et les longrines. Il existe quatre types de radiers :

- Le radier dalle plate (le plus courant).
- Le radier nervuré.
- Le radier champignon sous poteaux.
- Le radier voûte.

Lorsque le radier est enterré et que la présence d'eau est possible, il conviendra de faire un cuvelage (radier de fosse ascenseur,...).

Lorsque le radier est soumis à des poussées d'Archimède, il faut vérifier que ces poussées ne dépassent pas le poids de l'ouvrage. Dans le cas contraire, il faudra vérifier de manière à équilibrer les forces.

Si le dessus du radier est au ras du sol, il faudra réaliser une bêche périphérique de manière à assurer la mise hors gel de l'ouvrage.

6.1.3) Facteurs de choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation qui dépend du :

- ✓ La nature de l'ouvrage à fonder :

Pont, bâtiment d'habitation, bâtiment 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 oeuvre des fondations : terrain sec, présence d'eau,...
- ✓ Le type d'entreprise : matériel disponible et compétences,...
- ✓ Le coût des fondations : facteur important mais non décisif.

6.1.4) Choix du type de fondation :

Le type de fondation est choisi essentiellement selon les critères suivants :

- La résistance du sol.
- Le tassement.
- Le mode constructif.
- Stabilité totale de l'ouvrage.

En ce qui concerne notre ouvrage, On a le choix entre :

- Semelles continues (semelles filantes sous murs)
- Radier général

Nous proposons en premier lieu des semelles filantes pour cela, nous allons procéder à une petite vérification telle que :

- La surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment : ($S_s / S_b < 50\ \%$).

- La surface de la semelle est donnée par :

$$S_s \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

Avec :

$N = 1.35\ N_G + 1.5\ N_Q$ ($\overline{\sigma sol} = 3.6$ bars $= 36 t/m^2 = 360\ KN/m^2$).

L'effort normal supporté par la semelle filante est la somme des efforts normaux de tous les poteaux et les voiles qui se trouvent dans la même ligne ou file. On doit vérifier que :

$$\overline{\sigma_{sol}} \geq \frac{N}{\dot{s}}$$

tel que : $N = \Sigma\ N_i$ de chaque file de poteaux et voiles ; $S = B \times L$

B : largeur de la semelle.

L : longueur de file considéré.

$$\Rightarrow B \geq \frac{N}{\sigma_{sol} \times L}$$

6.1.5) Calcul des surfaces revenant aux semelles :

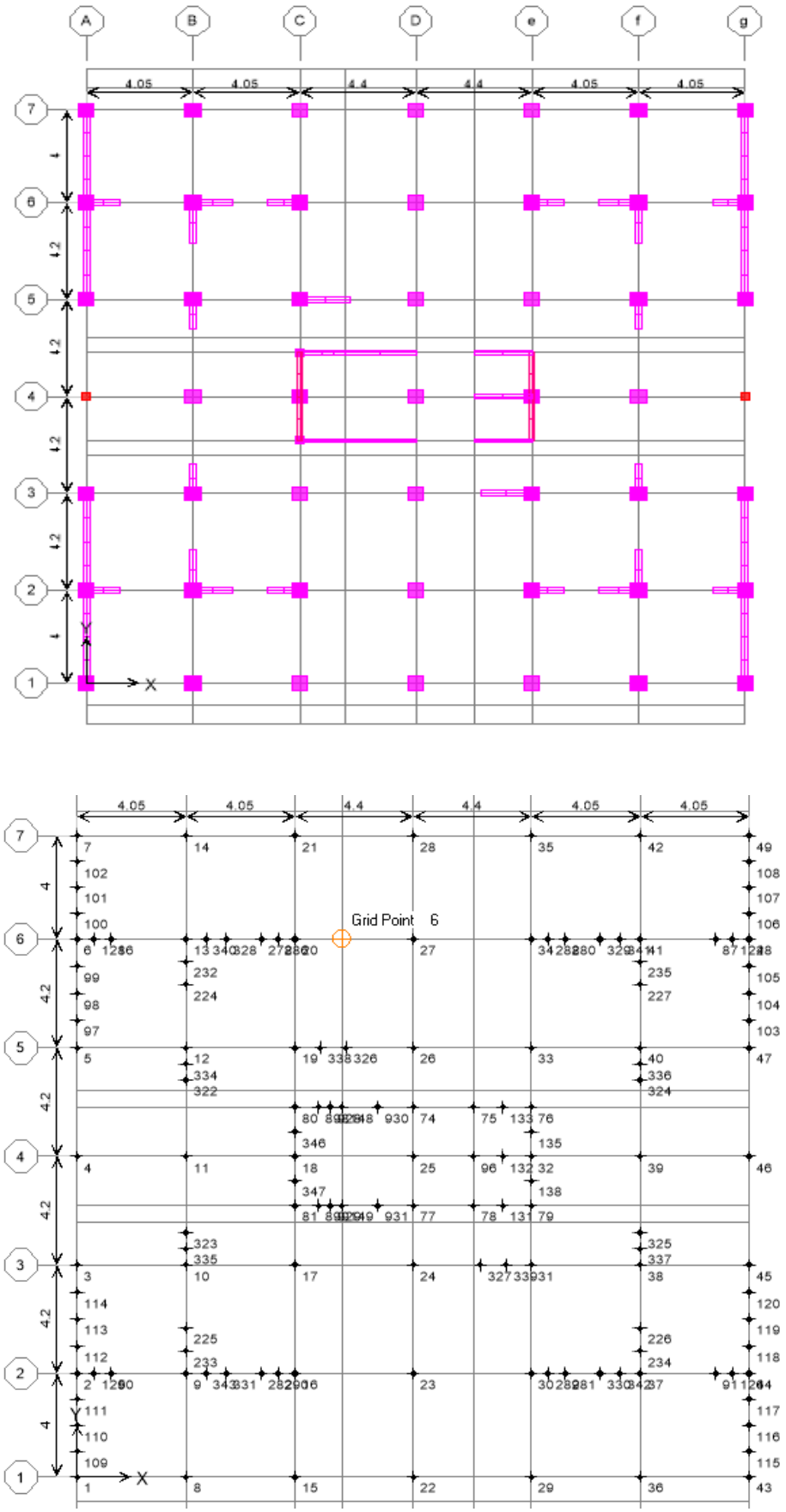


Figure 6.1 : Schéma de la base de la structure.

File	*N (KN)*	*M '(kn.m)*	*L (m)*	*σ sol (KN/m2)*	*S (m2)*	*B (m)*
1	5984.33	-166.366	25	360	29.9	0.066
2	4252.32	-170.737	25	360	21.26	0.47
3	6111.85	168.433	25	360	30.55925	0.68
4	6059.71	-174.202	25	360	30.29855	0.67
5	6106.5	-168.369	25	360	30.5325	0.68
6	4252.24	-171.09	25	360	21.2612	0.47
7	5989.39	166.427	25	360	29.94695	0.67

Tableau6.1) :Exemple de surface des semelles filantes sous poteaux

File	*N (KN)*	*M '(kn.m)*	*L (m)*	*σ sol (KN/m2)*	*S (m2) *4*	*B (m)*
V(4m)	2152.83	35.3	4	360	10.8	1.5
V(4.2m)	2244.48	-36.68	4.2	360	11.34	1.48
V(1.75)	1339.2	15.9	1.75	360	6.825	2.13
V1.9 '15cm'	1853.5	16.26	1.9	360	9.31	2.7
V1.25	830.41	9.8	1.25	360	4.25	1.85

Tableau 6.2) :Surface des semelles filantes sous voiles verticale

Svv= (10.8+11.34+6.825+9.31+4.25)x4=170.1 m^2

Spot =(1.30x 25x7)=227.5 m^2

Stotal= Svv+Spot= 397.6 m^2

Sbâtiment = 25.6x25.4=650.24 m^2

- **Calcul du rapport** $\frac{S_t}{S_{bat}}$=397.6/650.24 x100=0.61 %

Conclusion :

Les surfaces des semelles occupent plus de la moitié de l'assise, ce qui nous amène à opter pour un radier général.

6.1) Etude du radier général :

Un radier est défini comme étant une fondation travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol diminuée du poids propre du radier.

Le radier est :

- Rigide en son plan horizontal
- Permet une meilleure répartition de la charge sur le sol de fondation (répartition linéaire)
- Facilité de coffrage et rapidité d'exécution.

6.2.1) Pré dimensionnement du radier :

Condition de vérification de la longueur élastique :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4\,EI}{K\,b}} \geq \frac{2}{\pi} L_{max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie

$$L_{max} \leq \frac{\pi}{2} L_e \Rightarrow \text{Ce qui conduit a} \quad h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} L_{max}\right)^4 \frac{3\,K}{E}}$$

Avec :

L_e : Longueur élastique

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface K= 40 MPa pour un sol moyen

I : L'inertie de la section du radier (bonde de 1 m)

E : Module de déformation longitudinale déférée

$$\mathbf{E = 3700\sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.865\ MPa}$$

L_{max} : Distance maximale entre nus des nervures.

D'où

$$\mathbf{h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi}\ x\ 4.4\right)^4 \frac{3\ x\ 40}{10818.865}} = 0.88m}$$

Condition forfaitaire :

$$\mathbf{\frac{L_{max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{max}}{5}}$$

$$\mathbf{\frac{440}{8} \leq h \leq \frac{440}{5} \Rightarrow 55 \leq h \leq 88\ cm}$$

D'après ces conditions, nous adopterons une épaisseur du radier de **h = 85cm**

- **Dalle**

  La dalle du radier doit satisfaire la condition suivante :

$\mathbf{h_d \geq \frac{L_{max}}{20}}$ avec un minimum de 25cm

$$\mathbf{h_d \geq \frac{440}{20} = 22\ cm}$$ **Soit : h_d = 40 cm**

- **Nervure (poutre)**

  Elle doit vérifier la condition suivante :

$$\mathbf{h_n \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{440}{10} = 100\ cm}$$

Soit h_n=100 cm et $0.4h_n \leq b_n \leq 0.7\ h_n$

0.4 x 100 = 40 ≤ bn≤ 0.7 x 100 =70 cm soit : b_n = 60 cm

Conclusion :

D'après les calculs précédents on adopte le dimensionnement suivant **:**

h_n = 100 cm (hauteur de la nervure)

h_d =40 cm (hauteur de la dalle)

b_n = 60 cm (largeur de la nervure)

6.2.2) Calcul de la surface nécessaire au radier :

Charge permanente de la structure **: G = 88915.48 KN**

Charge d'exploitation de la structure :**Q = 13067.76KN**

a) Combinaison d'actions :

A l'ELU:

$$N_U = 1.35G + 1.5Q = 1.35x\,88915.48 + 1.5\,x13067.76 = 139637.54KN$$

A l'ELS:

$$N_S = G + Q = 88915.48 + 13067.76 = 101983.24KN$$

b) Détermination de la surface du radier:

A l'ELU :

$$S_{nec}^{ELU} \geq \frac{N_u}{1.33\ \sigma_{sol}} = \frac{139637.54}{1.33\ x\ 360} = 291.64\ m^2$$

A l'ELS :

$$S_{nec}^{ELS} \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol}} = \frac{101983.24}{360} = 283.29\ m^2$$

D'où :

$$S_{rad} = \max\left(S_{nec}^{ELU}, S_{nec}^{ELS}\right) = 291.64\ m^2$$

$$S_{bat} = 620\ m^2 > S_{rad} = 291.64\ m^2$$

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 :

$$\mathbf{L_{deb} \geq \max\left(\frac{h}{2}; 30cm\right) = \max\left(\frac{100}{2}; 30cm\right) = 50cm}$$

Soit un débord de : $L_{déb}$= 50 cm

$$S_{déb} = P.L_{déb} = 25.6x0.5x2 + 25.4x0.5x2 = 51m^2$$

Donc on aura une surface totale du radier : $S_{rad} = S_{bat} + S_{deb}$= 650.24+ 51 = 701.24 m^2

6.2.3)Calcul des sollicitations à la base du radier :

a) Charges permanentes :

Poids du bâtiment :

P = 91524.08KN KN

Poids de radier :

P = Poids de la dalle + poids de la nervure + poids de (T.V.O) + poids de la dalle flottante

Poids de la dalle :

$P_{dalle} = S_{radier}\ h_d\ \rho_b$

P_{dalle} = 701.24 x 0.40 x 25= 7012.4 KN

Poids des nervures :

$P_{nerv} = b_n (h_n – h_d) \ \rho_b \sum(Lx.n+Ly \times m)$

$P_{nerv} = 0.60x(1 - 0.40) x25x (25.6x6+25.4x8) = 3211.2KN$

Poids de TVO:

$P_{TVO} = (S_{rad} – S_{ner}) .(h_n - h_d).\rho_{TVO}$

$S_{ner} = b_n \sum(Lx.n+Ly \times m) = 0.6x(25.6x6+25.4x8) = 214.08m^2$

$P_{TVO} = (701.24 – 214.08) x (1-0.40)x17 = 4969.03$ KN

- **Poids de la dalle flottante :**

$P_{dalle\ flottante} = S_{rad} .e_{pdalle\ flottante} .\rho_b$

$P_{dalle\ flottante} = 701.24 \ x\ 0,10 \times 25 = 1753.1$ KN

Avec EP=10cm

G_{rad} =7012.4+3211.2+4969.03+1753.1 = 16945.73 KN

b) Surcharges d'exploitations :

Surcharge de bâtiment : Q= 13067.76KN

Surcharge du radier : Q =5 X 13067.76 =65338.8 KN

c) Poids total de la structure :

$G_T = G_{bat} + G_{rad}$ = 88915.48 + 16945.73 =105861.21 KN

$Q_T = Q_{bat} + Q_{rad}$ = 13067.76+65338.8 = 78406.56 KN

d) Combinaison d'actions :

A l'ELU :

$$N_U = 1.35\ G + 1.5\ Q = 1.35 \text{ x}105861.21 + 1.5\text{x}\ 78406.56 = 260522.47 \text{ KN}$$

A l'ELS:

$$N_S = G + Q = 105861.21 + 78406.56 = 184267.77 \text{ KN}$$

D'où: N_u =260522.47 KN

N_s = 184267.77KN

➢ Vérifications :

a) Vérification à la contrainte de cisaillement :

Nous devons vérifier que : $\boldsymbol{\tau_u \leq \bar{\tau}_u}$

$$\boldsymbol{\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b.d} \leq \bar{\tau} = \min\left\{0.15\frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{ MPa}\right\} = 2.5\text{ MPa}}$$

Avec : h=40 cm ; d= 0.9h= 0.9 x 40 = 36 cm

$$T_U^{max} = \frac{q_u L_{max}}{2} = \frac{N_u b}{S_{rad}} . \frac{L_{max}}{2} = \frac{260522.47 \text{ x } 1}{701.24} \text{ x } \frac{4.4}{2} = 817.33\text{KN}$$

$$\boldsymbol{\tau_u = \frac{817.33 \text{ x } 10^3}{1000 \text{ x } 360}} = 2.27$$

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

b) Vérification de la stabilité du radier :

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- Efforts normaux (N) dus aux charges verticales.
- Moment de renversement (M) du au séisme dans le sens considéré.

$$\boldsymbol{M = M_0 + T_0 . h}$$

Avec :

$\boldsymbol{M_{j(K=0)}}$: Moment sismique à la base de la structure ;

$\boldsymbol{T_{j(K=0)}}$: Effort tranchant à la base de la structure ;

h : Profondeur de l'infrastructure.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne :

$$\boldsymbol{\sigma_m = \frac{3.\sigma_1+\sigma_2}{4}}$$

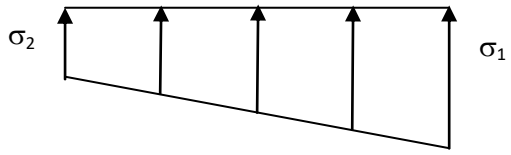


Figure 6.2 : **Diagramme des contraintes**

On doit vérifier que :

L'ELU :

$$\boldsymbol{\sigma_m = \frac{3.\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1.33\ \sigma_{sol}}$$

L'ELS :

$$\boldsymbol{\sigma_m = \frac{3.\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}}$$

Avec : $\boldsymbol{\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I}.V}$

$$\boldsymbol{\sigma_{sol} = 360\ KN/m^2}$$

6.2.4) Calcul du centre de gravité du radier :

Les coordonnées du centre de gravité du radier seront calculées comme suite :

$$\mathbf{X_G} = \frac{Lx}{2} = \frac{25.6}{2} = 12.8 \quad , \quad \mathbf{Y_G} = \frac{Ly}{2} = \frac{25.4}{2} = 12.7$$

Avec :

X_G, Y_G : Centre de gravité du panneau considéré.

Moment d'inertie du radier :

$$I_{XX} = \frac{bh^3}{12} = \frac{25.6 \times 25.4^3}{12} = 34959.06\ m^4$$

$$I_{YY} = \frac{bh^3}{12} = \frac{25.4 \times 25.6^3}{12} = 35511.77\ m^4$$

- **Sens longitudinal :**

$$M = M_0 + T_0 . h$$

$M_X = 299852.81 + 9153.64 \times 1 = 309006.45 KN.m$

A l'ELU :

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} . V = \frac{260522.47}{701.24} + \frac{306006.45}{35\,511.77} x12.8 = 481 KN/m^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} . V = \frac{260522.47}{701.24} - \frac{306006.45}{35511.77} x\ 12.8 = 261.22 KN/m^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3\ x\ 481 + 261.22}{4} = 426.055\ KN/m^2$$

$\sigma_m = 426.055 \frac{KN}{m^2} < 1.33\sigma_{sol} = 478.8 KN / m^2$ **Condition vérifiée.**

A l'ELS :

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} . V = \frac{184267.77}{701.24} + \frac{306006.45}{35511.77} x\ 12.8 = 373.07 KN/m^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} . V = \frac{184267.77}{701.24} - \frac{306006.45}{35511.77} x\ 12.8 = 152.48 KN/m^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \text{ x } 373.07 + 152.48}{4} = 317.92 \text{ KN/m}^2$$

$\sigma_m = 317.92 \frac{KN}{m^2} < 1.33\sigma_{sol} = 478.8 \text{ KN / m}^2$ **Condition vérifiée.**

- **Sens transversal :**

$M_Y = 251240.156+10669.23\times1= 261909.39$ KN.m

A l'ELU :

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} . V = \frac{260522.47}{701.24} + \frac{261909.39}{34959.06} \text{ x12.7} = 466.66 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} . V = \frac{260522.47}{701.24} - \frac{261909.39}{34959.06} \text{ x12.7} = 276.37 \text{ KN/m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3\text{x } 466.66 + 276.37}{4} = 419.08 \text{KN/m}^2$$

$\sigma_m = 419.08 \frac{KN}{m^2} < 1.33\sigma_{sol} = 478.8 \text{ KN / m}^2$ **Condition vérifiée.**

A l'ELS :

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} . V = \frac{184267.77}{701.24} + \frac{261909.39}{34959.06} \text{ x } 12.7 = 357.92 \text{KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} . V = \frac{184267.77}{701.24} - \frac{261909.39}{34959.06} \text{ x } 12.7 = 167.63 \text{KN/m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \text{ x } 357.92 + 167.63}{4} = 310.35 \text{ KN/m}^2$$

$\sigma_m = 310.35 \frac{KN}{m^2} < 1.33\sigma_{sol} = 478.8 \text{ KN / m}^2$ **Condition vérifiée.**

❖ *Vérification de la stabilité au renversement :*

D'après le RPA 99 (art 10.1.5) le radier reste stable si :

$$\mathbf{e} = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$$

e : l'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaires et des forces sismiques.

M : moment dû au séisme.

N : charge verticale permanente.

- ***Sens longitudinal***

$$ex = \frac{306006.45}{260522.47} = 1.17\ m < \frac{25.6}{4} = 6.4\ m$$ (Vérifiée)

- ***Sens transversal :***

$$ey = \frac{261909.39}{184267.77} = 1.42\ m < \frac{25.4}{4} = 6.2\ m$$ (Vérifiée)

La stabilité du radier est vérifiée dans les deux sens

6.2.5) Ferraillage du radier :

1) Ferraillage du radier :

Pour le ferraillage du radier on utilise les méthodes exposées dans le (BAEL 91, modifié 99) ; on considère le radier comme un plancher renversé soumis à une charge uniformément repartie.

Pour l'étude, on utilise la méthode des panneaux encastré sur 04 appuis

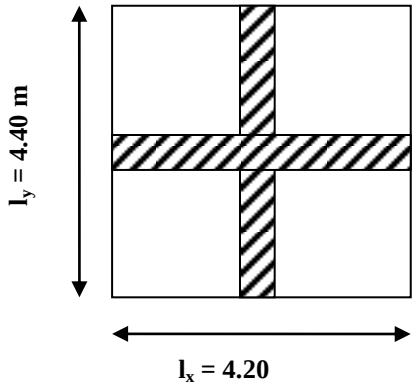
Identification du panneau le plus sollicité :

Remarque :

Les panneaux étant soumis à des chargements voisins et afin d'homogénéiser le ferraillage et de faciliter la mise en pratique, on considérera pour les calculs le panneau le plus sollicité, ensuite on adoptera le même ferraillage pour tout le radier.

Le panneau le plus sollicité a les dimensions suivantes :**l_x =4.20m et l_y=4.40m**

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{4.20}{4.40} = 0.95$$



$$\mathbf{0.4 \leq \rho = 0.95 \leq 1 \rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sences}}$$

Pour le calcul du ferraillage, on soustrait de la contrainte maximale $\boldsymbol{\sigma_m^{max}}$, la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

Avec :

A l'ELU :

$$\sigma_m^{max} = \max(\sigma_u^1 ; \sigma_u^2) = \max(426.055; 419.08) = 426.055 \text{KN/m}^2$$

A l'ELS :

$$\sigma_m^{max} = \max(\sigma_s^1 ; \sigma_s^2) = \max(317.92; 310.35) = 317.92 \text{KN/m}^2$$

D'où :

E.L.U :

$$q_u = \sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = \left(426.055 - \frac{16945.73}{701.24}\right) \text{x1m} = 401.89 \text{ KN/ml}$$

E.L.S :

$$q_s = \sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = \left(317.92 - \frac{16945.73}{701.24}\right) x1m = 293.75\ KN/ml$$

Calcul a L'ELU :

Calcul des sollicitations :

On a : $\rho = 0.95$ et $v = 0$

A l'ELU : $\boldsymbol{\mu_x = 0.0488}$

$\boldsymbol{\mu_y = 0.721}$

Moments fléchissant :

Suivant (x-x) :

$$M_{0x} = \mu_x\, q_u l_x^2 = 0.0488\ x\ 401.89\ \ x4.2^2 = 345.96\ KN.m$$

Suivant (y-y) :

$$M_{0y} = \mu_y\, M_{0X} = 0.721\ x\ 345.96 = 249.44\ KN.m$$

Remarque :

Afin de tenir compte du semi encastrement de cette dalle au niveau des nervures, les moments calculés seront minorés en leur affectant un coefficient de 0.5 aux appuis et 0.75 en travée.

Moments en travées :

$$M_{tx} = 0.75\, M_{0x} = 0.75\ x\ 345.96 = 259.47\ KN.m$$

$$M_{ty} = 0.75\, M_{0y} = 0.75\ x\ 249.44 = 187.08\ KN.m$$

Moments aux appuis :

$$M_{ax} = -0.5\, M_{0x} = -0.5\ x\ 345.96 = -172.98\ KN.m$$

$$M_{ay} = -0.5\, M_{0y} = -0.5 \text{ x } 249.44 = -124.72 \text{ KN. m}$$

Ferraillage :

Le ferraillage se fera en flexion simple pour une bande de 1 *ml*

Avec :b = 100 cm ; d = 0.9h = 36 cm

Sens	Zone	M_u (KN.m)	μ_u	β	Section	A (cm^2)	$A_{adoptée}$ (cm^2)	st (cm)
xx	Appuis	172.98	0.0939	0.951	SSA	14.03	7HA16 =14.07	16
	Travée	259.47	0.140	0.939	SSA	20.17	7HA20 = 21.99	16
yy	Appuis	124.72	0.067	0.965	SSA	9.97	6HA16 =12.06	16
	Travée	187.08	0.0101	0.995	SSA	14.50	6HA20 = 18.84	16

Tableau 6.3) :Ferraillage du radier.

➢ Vérification à L'ELU :

a) Condition de non fragilité (Art B.7.4 BAEL.91/ modifié 99) :

$$\omega_x = \frac{A^x_{min}}{b\ h} \geq \omega_0 \frac{3-\frac{L_x}{L_y}}{2} \Rightarrow \qquad A^x_{min} \geq \omega_0 \frac{3-\rho}{2}\, bh$$

Avec :$\omega_0 = 0.0008$ pour fe 400

$$A^x_{min} \geq 0.0008 \frac{3-1}{2} \text{ x } 100 \text{ x } 40 = 3.2 \text{ cm}^2$$

Sens	zone	A(cm^2)	A_{min}(cm^2)	Observation
Xx	Appuis	14.07	3.6	Condition vérifiée
	Travée	21.99		Condition vérifiée
Yy	Appuis	12.06		Condition vérifiée
	travée	18.84		Condition vérifiée

Tableau 6.4) :Vérification de la condition de non fragilité.

b) Vérification des espacements (Art A8.2, 42 BAEL91/modifié 99) :

L'écartement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs ci-dessous, dans lesquels h désigne l'épaisseur totale de la dalle.

Dans les sens xx :

$S_t \leq \min \{3h; 33cm\} = \min \{3\times40; 33cm\} = 33cm$

$S_t = 16\ cm < 33cm$ **Condition vérifiée.**

Dans le sens yy :

$S_t \leq \min \{4h; 45cm\} = \min \{4\times40; 45cm\} = 45cm$

$S_t = 16cm < 45cm$ **Condition vérifiée.**

c) Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_u^{max}}{b\ d} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec :

$$p = q_{um}\, l_x l_y = 401.89\ \text{x}\ 4.2\ \text{x}4.4 = 7426.93 KN/m^2$$

Sens x-x :

$$V_u = \frac{P}{3\ l_y} = \frac{7426.93}{3\ \text{x}4.4} = 562.65\ KN$$

Sens y-y :

$$V_u = \frac{P}{2\,l_y + l_x} = \frac{7426.93}{2\,x4.4 + 4.2} = 571.30\ KN$$

$$\tau_u = \frac{571.30\ x\ 10^{-3}}{1\ x\ 0.36} = 1.59\ MPa$$

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

$\tau_u = 1.59MPa \leq \bar{\tau}_u = 3.33MPa$ Condition vérifiée.

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

➢ Calcul et vérification à l'ELS :

On a : $\rho = 1$ et $\nu = 0.2$

A l'ELS: $\mu_x = 0.0559$

$\mu_y = 0.804$

Moments fléchissant :

Suivant (x-x) **:**

$$M_{0x} = \mu_x\, q_s l_x^2 = 0.0559\ x\ 293.75x\ 4.2^2 = 289.66\ KN.m$$

Suivant (y-y) :

$$M_{0y} = \mu_y\, M_{0x} = 0.804x289.66 = 232.89\ KN.m$$

Moments en travées :

$$M_{tx} = 0.75\, M_{0x} = 0.75 \text{ x } 289.66 = 217.245 \text{ KN. m}$$

$$M_{ty} = 0.75\, M_{0y} = 0.75 \text{ x } 232.89 = 174.67 \text{kn. m}$$

Moments aux appuis :

$$M_{ax} = -0.5\, M_{0x} = -0.5 \text{ x } 289.66 = -144.83 \text{ KN. m}$$

$$M_{ay} = -0.5\, M_{0y} = -0.5 \text{ x } 232.89 = -116.445 \text{ KN. m}$$

Vérification des contraintes :

Dans le béton :

On doit vérifier que :

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

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 .d\ .\ A_{st}} \quad ; \quad \rho_1 = \frac{100\ .\ A_s}{b\ .d} \quad ; \quad \sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

Sens	zone	As (cm^2)	Ms	ρ_1	β	K_1	σ_{st}	$\overline{\sigma_{st}}$	σ_b	$\overline{\sigma_b}$	Obs
X_x	Appuis	14.07	144.83	0.390	0.903	36.55	316.65	348	8.66	15	Cv
	Travée	21.99	217.245	0.610	0.885	28.48	310.08	348	10.89	15	Cv
Y_y	Appuis	12.06	116.445	0.335	0.908	39.35	295.38	348	7.5	15	Cv
	Travée	18.84	174.67	0.523	0.892	31.3	288.72	348	9.22	15	Cv

Tableau6.5) : Vérification des contraintes à l'ELS.

Remarque :

Pour faciliter les travaux de ferraillage, et pour des raisons économiques, il faut adopter un même ferraillage pour tous les panneaux.

6.2.6) Ferraillage du débord :

Le débord est assimilé à une console soumise à une charge uniformément répartie. Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur.

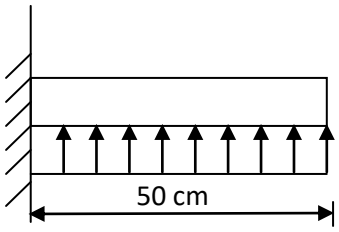


***Figure 6.3 : Schéma* statique du débord.**

Sollicitation de calcul :

A l'ELU :

$P_u = q_u = 401.89\ KN/ml$

$$M_u = \frac{-P_u l^2}{2} = \frac{-401.89 \times 0.5^2}{2} = -50.24 KN.m$$

A l'ELS :

$P_s = q_s = 293.75\ KN/ml$

$$M_s = \frac{-P_s l^2}{2} = \frac{-293.75 \times 0.5^2}{2} = -36.72\ KN.m$$

Calcul des armatures : b = 1 m ; d = 45cm

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{50.24 \ . \ 10^2}{100 \times 45^2 \times 14.2} = 0.0017 < 0.392 SSA$$

$\mu = 0.0017 \quad \rightarrow \beta = 1$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \ .d \ . \ \sigma_{st}} = \frac{50.24 \ .10^2}{1 \times 45 \times 34.8} = 3.21 cm^2/ml$$

Soit : $A_a =$ 5HA12 = 5.65 cm^2 avec : **S_t = 20 cm**

Vérification à l'ELU :

$$A_{min} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 45 \times 2.1}{400} = 5.43\ cm^2$$

$A_a = 5.65 cm^2 > A_{min} = 5.43\ cm^2$ **Condition vérifiée.**

- **Armatures de répartition :**

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

Soit : $\mathbf{A_r}$ = 4HA10 = 3.14 cm^2 avec : $\mathbf{S_t = 25\ cm}$

Vérification à l'ELS :

$$\sigma_{bc} = K\,\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 25\ MPa$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 5.65}{100 \times 45} = 0.125$$

$\rho_1 = 0.125 \rightarrow \beta_1 = 0.942 \rightarrow \alpha_1 = 0.174$

$$K = \frac{\alpha_1}{15\,(1-\alpha_1)} = \frac{0.174}{15(1-0.174)} = 0.014\ MPa$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} = \frac{36.72\ x\ 10^{-3}}{0.942 \times 0.45 \times 5.65 x\ 10^{-4}} = 153.32 MPa$$

$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} = 0.0014 \times 153.32 = 0.215\ MPa < 15 MPa$ **Condition vérifiée.**

- **Vérification de la contrainte dans les aciers :**

$\sigma_{st} = 153.32\ MPa \leq \overline{\sigma}_{st} = 348\ MPa$ **Condition vérifiée.**

Remarque :

Les armatures de la dalle sont largement supérieures aux armatures nécessaires au débord ; Afin d'homogénéiser le ferraillage, les armatures de la dalle seront prolonger et constituerons ainsi le ferraillage du débord.

6.2.7) Ferraillage de la nervure :

Afin d'éviter tout risque de soulèvement du radier (vers le haut), celui-ci est sera muni de nervures (raidisseurs) dans les deux sens.

Les nervures seront calculées comme des poutres continues sur plusieurs appuis, soumises aux charges des dalles.

Les réactions du sol sont transmises aux nervures sous forme de charges triangulaires et trapézoïdales.

Pour le calcul des efforts internes maximaux, on ramènera ces types de chargement à des répartitions simplifiées constituant des charges uniformément réparties. Cela consiste à trouver la largeur de dalle correspondant à un diagramme rectangulaire qui donnerait le même moment (largeur Lm), et le même effort tranchant (largeur Lt) que le diagramme trapézoïdal, dans ce cas le calcul devient classique.

Cas de chargement trapézoïdal :

Moment fléchissant : $\mathbf{l_m = l_x\left(0.5 - \frac{\rho^2}{6}\right)}$

Effort tranchant : $\mathbf{l_t = l_x\left(0.5 - \frac{\rho^2}{4}\right)}$

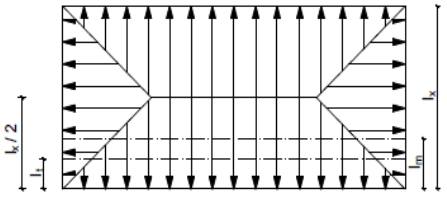


Figure 6.4 : **Répartition trapézoïdal**

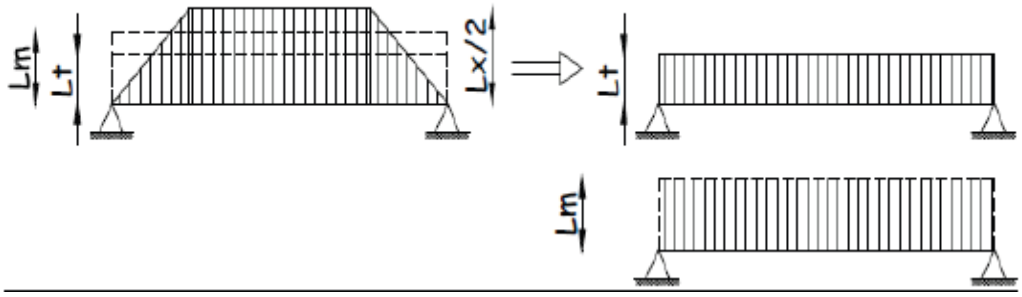


Figure 6.5 : **Présentation des chargements simplifiés.**

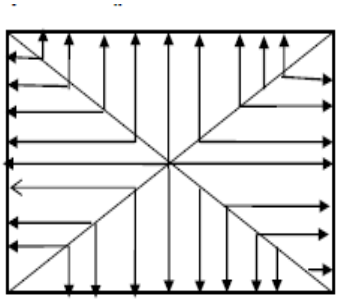


Figure 6.6 : **Répartition triangulaire.**

Cas de chargement triangulaire :

Moment fléchissant : $\mathbf{l_m = 0.333x\, l_x}$

Effort tranchant : $\mathbf{l_t = 0.25x\, l_x}$

D'où :

Déterminations des charges :

$$\mathbf{q_u} = \left(\boldsymbol{\sigma_m} - \frac{\mathbf{G_{rad}}}{\mathbf{S_{rad}}} - \frac{\mathbf{G_{ner}}}{\mathbf{S_{ner}}}\right) = \left(426.055 - \frac{16945.73}{701.24} - \frac{2140.8}{214.08}\right) \times 1\ \text{ml}$$

$$= 391.89\ \text{KN/ml}$$

$$\mathbf{q_s} = \left(\boldsymbol{\sigma_m} - \frac{\mathbf{G_{rad}}}{\mathbf{S_{rad}}} - \frac{\mathbf{G_{ner}}}{\mathbf{S_{ner}}}\right) = \left(317.92 - \frac{16945.73}{701.24} - \frac{2140.8}{214.08}\right) \times 1\ \text{ml}$$

$$= 283.75\ \text{KN/ml}$$

Pour les moments fléchissant :

$$\mathbf{Q_U = q_u l_m}$$

$$\mathbf{Q_S = q_S l_m}$$

Pour les efforts tranchant :

$$\mathbf{Q_U = q_u l_t}$$

$$\mathbf{Q_S = q_S l_t}$$

Remarque :

Pour calculer ces poutres, on va choisir la file la plus sollicitée dans les deux sens.

										MOMENT FLECHISSANT				EFFORT TRANCHANT			
Travée	panneau	Lx	Ly	P	charge	lm	lt	qu	qs	Qu	ΣQu	Qs	ΣQs	Qu	ΣQu	Qs	ΣQs
A – B	1	4,05	4,2	0.96	trapézoïdale	1,40	1,08	391,89	283,75	547,61	1 095,22	396.5		424.62		307.45	
	2	4,05	4,2	0.96	trapézoïdale	1,40	1,08	391,89	283,75	547,61		396.5	793	424.62	849.25	307.45	614.9
B – C	1	4,05	4,2	0.96	trapézoïdale	1,40	1,08	391,89	283,75	547,61	1 095,22	396.5		424.62		307.45	
	2	4,05	4,2	0.96	trapézoïdale	1,40	1,08	391,89	283,75	547,61		396.5	793	424.62	849.25	307.45	614.9
C – D	1	4,2	4,4	0.95	trapézoïdale	1,46	1,14	391,89	283,75	573,02	1 146,04	414.9		448.04		324.41	
	2	4,2	4,4	0.95	trapézoïdale	1,46	1,14	391,89	283,75	573,02		414.9	829.79	448.04	896.08	324.41	648.81
D – E	1	4,2	4,4	0.95	trapézoïdale	1,46	1,14	391,89	283,75	573,02	1 146,04	414.9		448.04		324.41	
	2	4,2	4,4	0.95	trapézoïdale	1,46	1,14	391,89	283,75	573,02		414.9	829.79	448.04	896.08	324.41	648.81
E - F	1	4,05	4,2	0.96	trapézoïdale	1,40	1,08	391,89	283,75	547,61	1 095,22	396.5		424.62		307.45	
	2	4,05	4,2	0.96	trapézoïdale	1,40	1,08	391,89	283,75	547,61		396.5	793	424.62	849.25	307.45	614.9
F-G	1	4,05	4,2	0.96	trapézoïdale	1,40	1,08	391,89	283,75	547,61	1 095,22	396.5		424.62		307.45	
	2	4,05	4,2	0.96	trapézoïdale	1,40	1,08	391,89	283,75	547,61		396.5	793	424.62	849.25	307.45	614.9

Tableau 6.6) : charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens longitudinal).

										MOMENT FLECHISSANT				EFFORT TRANCHANT			
Travée	**panneau**	**Lx**	**Ly**	**P**	**Charge**	**lm**	**Lt**	**qu**	**qs**	Qu	ΣQu	Qs	ΣQs	Qu	ΣQu	Qs	ΣQs
1 – 2	1	4	4,05	0.96	trapézoïdale	1,35	1,02	391,89	283,75	528,93	1095,22	382.98	765,96	401.51	803.02	290.71	581.42
	2	4	4,05	0.96	trapézoïdale	1,35	1,02	391,89	283,75	528,93		382.98		401.51		290.71	
2 – 3	1	4,2	4,4	0.96	trapézoïdale	1,46	1,14	391,89	283,75	573,02	1095.22	414.9	829,8	448.04	803,02	324.41	648,82
	2	4,2	4,4	0.96	trapézoïdale	1,46	1,14	391,89	283,75	573,02		414.9		448.04		324.41	
3 – 4	1	4,2	4,4	0.95	trapézoïdale	1,46	1,14	391,89	283,75	573,02	1146.04	414.9	829.8	448.04	896.08	324.41	648.82
	2	4,2	4,4	0.95	trapézoïdale	1,46	1,14	391,89	283,75	573,02		414.9		448.04		324.41	
4 – 5	1	4,2	4,4	0.95	trapézoïdale	1,46	1,14	391,89	283,75	573,02	1146.04	414.9	829.8	448.04	896.08	324.41	648.82
	2	4,2	4,4	0.95	trapézoïdale	1,46	1,14	391,89	283,75	573,02		414.9		448.04		324.41	
5 -6	1	4 ,2	4,4	0.96	trapézoïdale	1,46	1,14	391,89	283,75	572,16	1095.22	414.9	829,8	446.75	803,02	324.41	648,82
	2	4,2	4,4	0.96	trapézoïdale	1,46	1,14	391,89	283,75	573,02		414.9		448.04		324.41	
6-7	1	4	4,05	0.96	trapézoïdale	1,35	1,02	391,89	283,75	528,93	1095.22	382.98	765,96	401.51	803,02	290.71	581,42
	2	4	4,05	0.96	trapézoïdale	1,35	1,02	391,89	283,75	528,93		382.98		401.51		290.71	

Tableau6.7) : charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens transversal).

6.2.8) Détermination des sollicitations :

Pour le calcul des efforts, on utilisera le logiciel ETABS.

- **Sans longitudinal :**

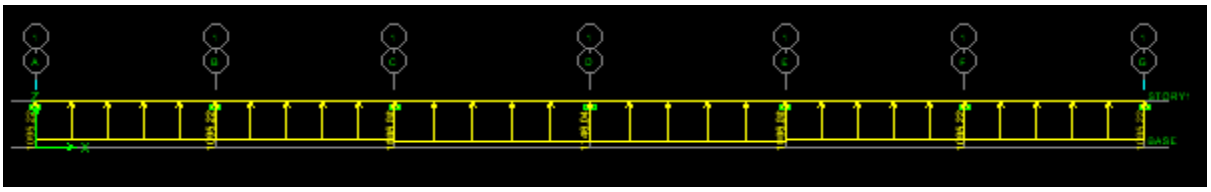


Figure 6.7 : **Schéma statique de la nervure a l'ELU.**

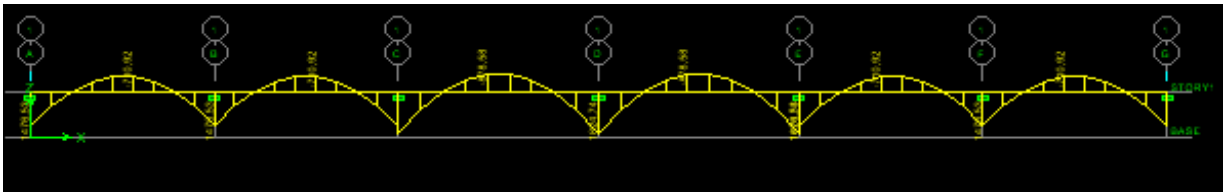


Figure 6.8 : **Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.**

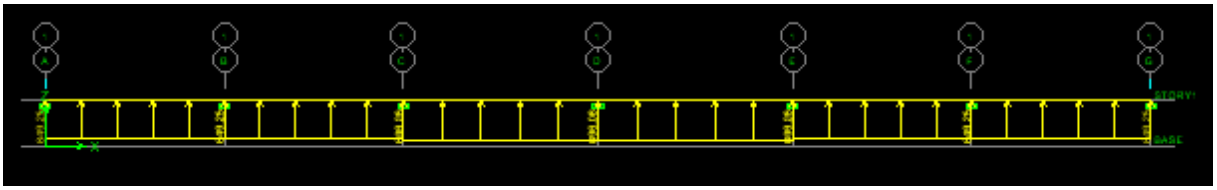


Figure 6.9 : **Schéma statique de la nervure a l'ELU.**

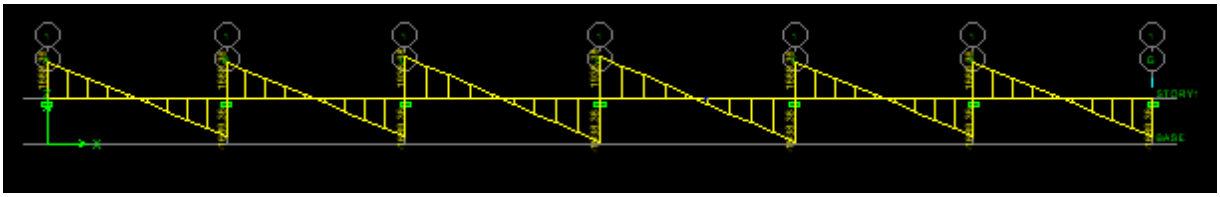


Figure 6.10 : **Diagramme desefforts tranchants à l'ELU.**

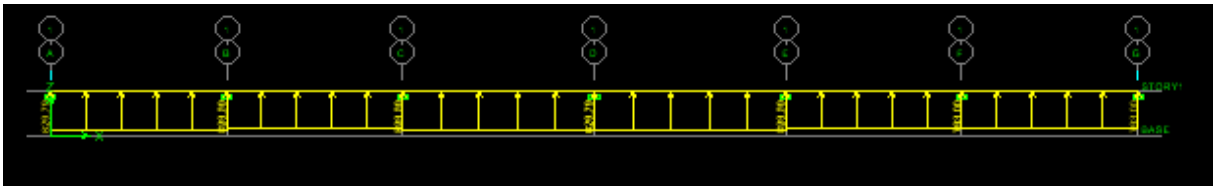


Figure 6.11 : **Schéma statique de la nervure a l'ELS.**

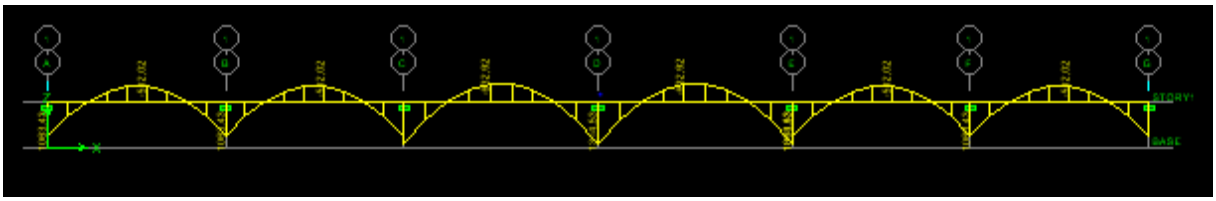


Figure 6.12 : **Diagramme desmoments fléchissant à l'ELS.**

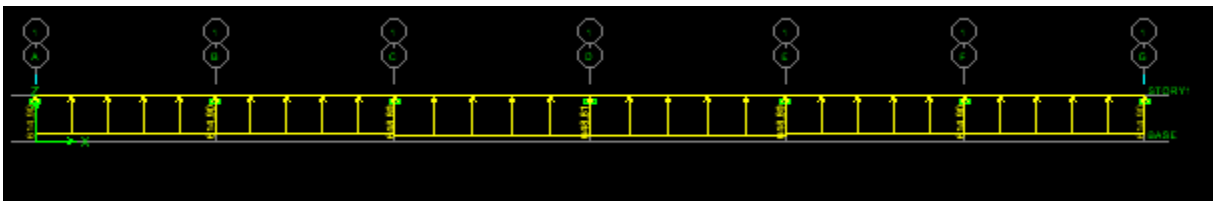


Figure 6.13 : **Schéma statique de la nervure a l'ELS.**

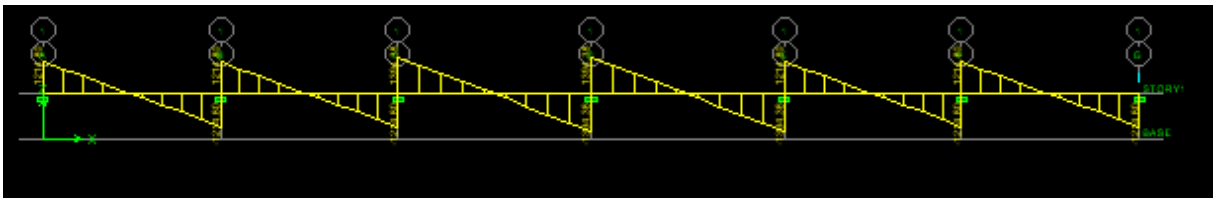


Figure 6.14 : **Diagramme des efforts tranchants à l'ELS.**

- **Sens transversal :**

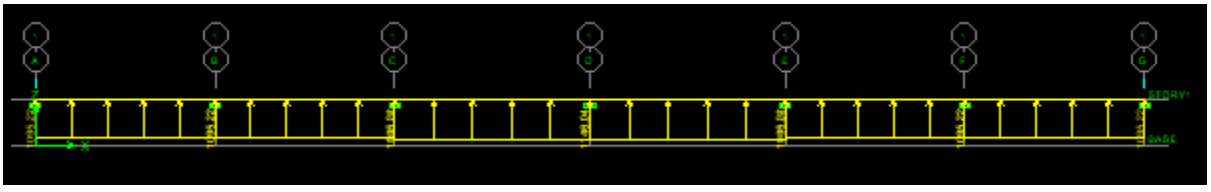


Figure 6.15 : **Schéma statique de la nervure a l'ELU.**

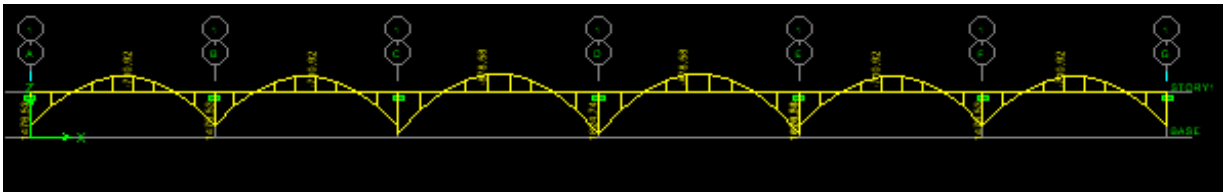


Figure 6.16 : **Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.**

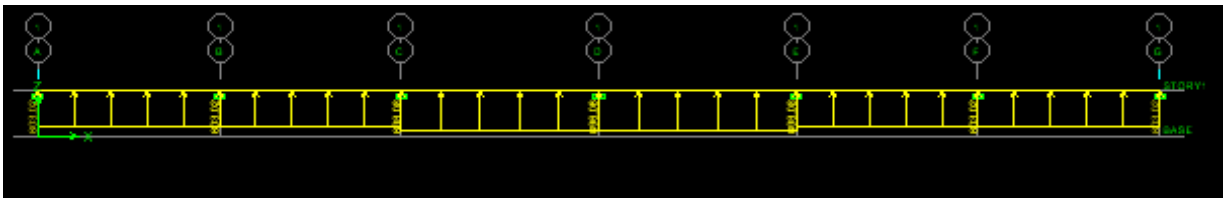


Figure 6.17 : **Schéma statique de la nervure a l'ELU.**

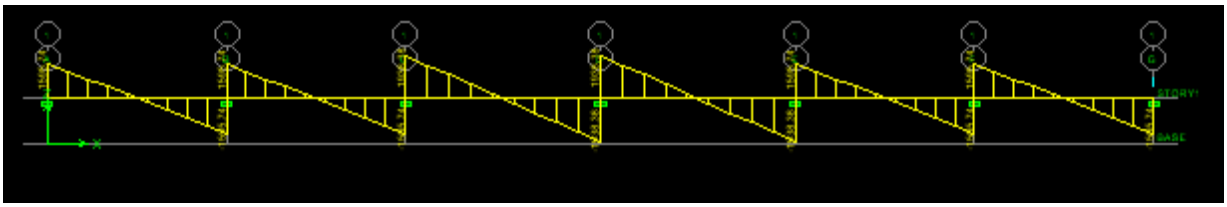


Figure 6.18: **Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.**

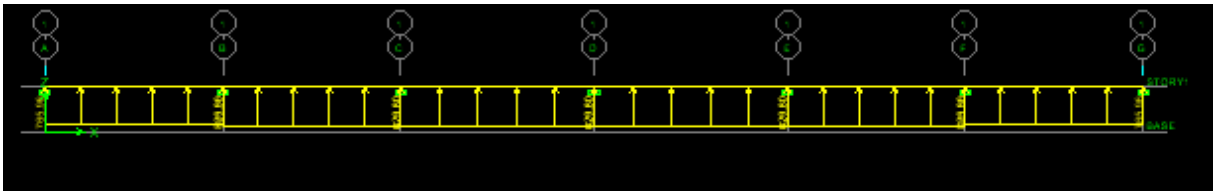


Figure 6.19 : **Schéma statique de la nervure a l'ELS**

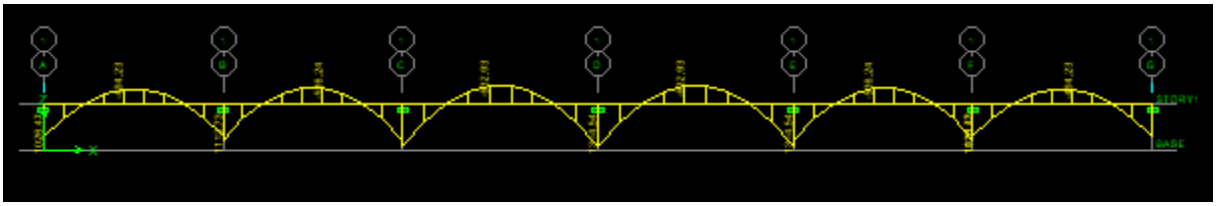


Figure 6.20 : **Diagramme desmoments fléchissant à l'ELS.**

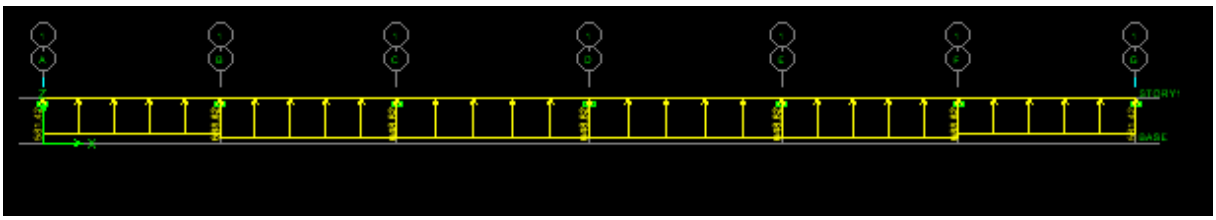


Figure 6.21 : **Schéma statique de la nervure a l'ELS**

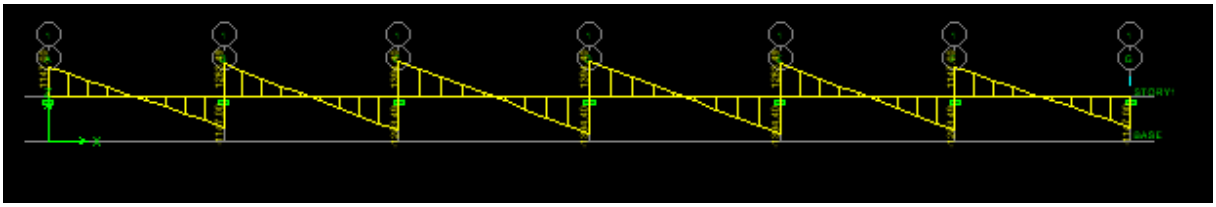


Figure 6.22 : **Diagramme des efforts tranchants à l'ELS.**

	Sens longitudinal		Sens transversal	
	ELU	**ELS**	**ELU**	**ELS**
M_{amax} (KN.m)	1714,74	1314,53	1562,63	931,72
M_{tmax} (KN.m)	878,58	632,74	800,52	448,60
T_{max} (KN)	2488,29	1792,54	2375,18	1331,02

Calcul des Armatures :

Armatures longitudinales :b=60cm d= 90 cm h_N =100cm

Le ferraillage adopté pour la nervure dans les deux sens est donné dans le tableau ci-dessous :

Sens	Zone	M_u (KN.m)	μ_u	β	Section	A (cm^2)	$A_{adoptée}$ (cm^2)
Xx	Appuis	1714,74	0.264	0.843	SSA	62,78	6T32+3T25 =62,98
	Travée	878,58	0.127	0.932	SSA	29,1	6T25 = 29,45
Yy	Appuis	1562,63	0.240	0.861	SSA	56.01	6T32+2T25= 58,07
	travée	800,52	0.116	0.925	SSA	26,71	6T25 = 29 ?45

Tableau : Le ferraillage adopté pour la nervure.

Armatures transversales (Art A.7.2.2/ BAEL 91modifiée 99) :

Diamètre des armatures transversales :

$$\boldsymbol{\phi_t \geq \frac{\phi_{l\,max}}{3} = \frac{20}{3} = 6.66\ mm} \quad \text{Soit :} \quad \boldsymbol{\phi = 8\ mm}$$

Espacement des armatures :

$$S_t \leq \min\left\{\frac{h}{4}; 12\phi_{l\,max}\right\} = \min\left\{\frac{100}{4}; 12 \times 2\right\} = \min\{25; 24\} = 24\ cm$$

En zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{100}{2} = 50cm \qquad \text{Soit :} \qquad S_t = 20\ cm$$

Armatures transversales minimales (Art 7.5.2.2 RPA 99/ version 2003) :

$$A_{min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 20 \times 60 = 3{,}6cm^2$$

Soit : **A_t=5HA10=3,92cm^2 (deux cadres)**

Armatures de peau (Art 4.5.34/ BAEL 91modifiée 99) :

Les armatures de peau sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur leur section est d'au moins ($3cm^2$/ml) par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction. En l'absence de ces armatures, on risquerait d'avoir des fissures relativement ouvertes en en dehors des zones armées.

Dans notre cas, la hauteur de la poutre est de 100cm, la quantité d'armatures de peau nécessaire est donc :

A_p = 3 cm^2 /ml×1 = 3 cm^2

On opte pour : **2HA14 = 3.08 cm^2**

➢ Vérification à l'ELU :

Condition de non fragilité (Art. A.4.2.1/ BAEL91 modifiées 99) :

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 60 \times 90 \times \frac{2.1}{400} = 6{,}52 cm^2$$

Aux appuis :

$A_a = 62{,}82\ cm^2 > A_{min} = 6{,}52\ cm^2$ Condition vérifiée

En travées :

$A_t = 29{,}1\ cm^2 > A_{min} = 6{,}52\ cm^2$ Condition vérifiée

Vérification de la contrainte de cisaillement : (Effort tranchant)

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \times d} \leq \overline{\tau_u} = \min\left\{0.15\frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4Mpa\right\} = 2.5\ Mpa$$

- **Sens longitudinale :$T_u^{max} = 2488,29KN$**

$$\tau_u = \frac{2488,29}{60\times90} = 0,46\text{Mpa} \leq \overline{\tau_u} = 2.5\ \text{Mpa}$$ Condition vérifiée

- **Sens transversal:** $\mathbf{T_u^{max} = 2375,18KN}$

$$\tau_u = \frac{2375,18}{60\times90} = 0,44\ \text{Mpa} \leq \overline{\tau_u} = 2.5\ \text{Mpa}$$ Condition vérifiée

➢ **Vérification à l'ELS :**

Dans le béton :

On doit vérifier que :

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

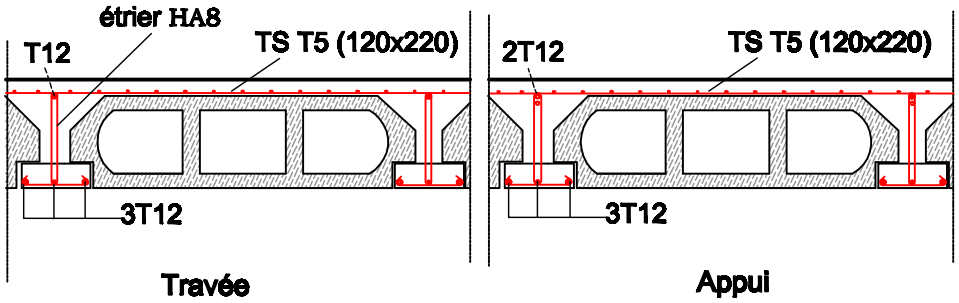
$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6\ f_{c28} = 0.6 \text{ x } 25 = 15\ \text{MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 .d\ .\ A_{st}} \quad ; \quad \rho_1 = \frac{100\ .\ A_s}{b\ .d} \quad ; \quad \sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

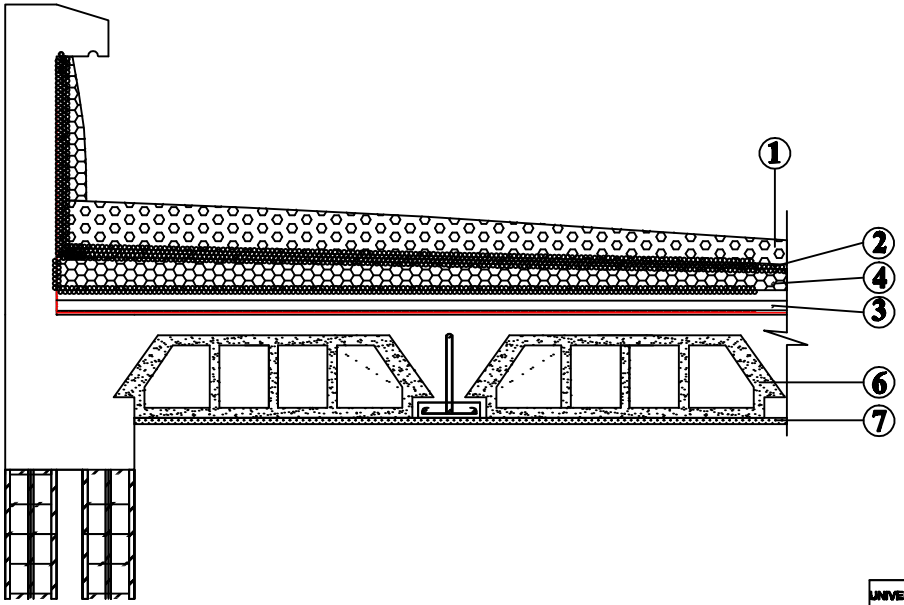
Sens	Zone	As (cm^2)	Ms	$\boldsymbol{\rho_1}$	β_1	K_1	$\boldsymbol{\sigma_{st}}$	$\overline{\sigma}_{st}$	$\boldsymbol{\sigma_b}$	$\overline{\boldsymbol{\sigma_b}}$	Obs
Xx	Appuis	62,78	1314,53	1.16	0.853	19,01	272,75	360	14,35	15	Cv
	Travée	29,1	632,74	0.539	0.891	30,87	271,15	360	8,78	15	Cv
Yy	Appuis	56.01	931,72	1.037	0.859	20,46	215,17	360	10,52	15	Cv
	travée	26,71	448,60	0.494	0.894	32,17	208,74	360	6,49	15	Cv

Tableau 6.8) : Vérification des contraintes à l'ELS.

. Coupe d'un plancher d'étage.

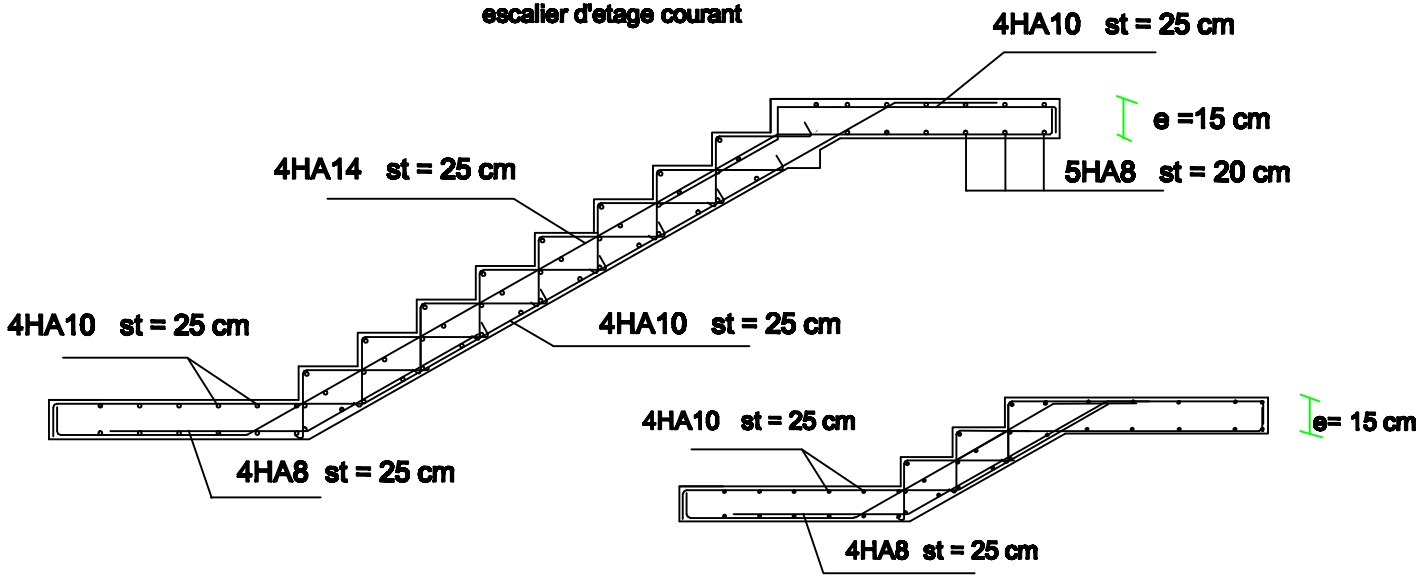


. Coupe d'un plancher terrasse.

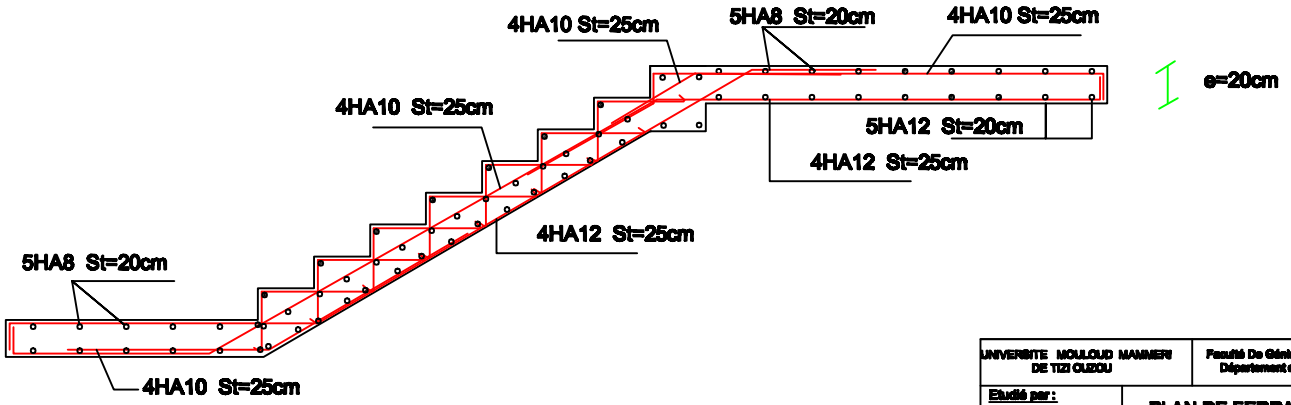


UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU	Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil
Etudié par : -M' FEDJIRI Mohammed -M' ARKAB Oussama Dirigé par : -Mm : Moubarek	PLAN DE FERRAILLAGE DU PLANCHER Promotion:2019/2020

escalier d'etage courant

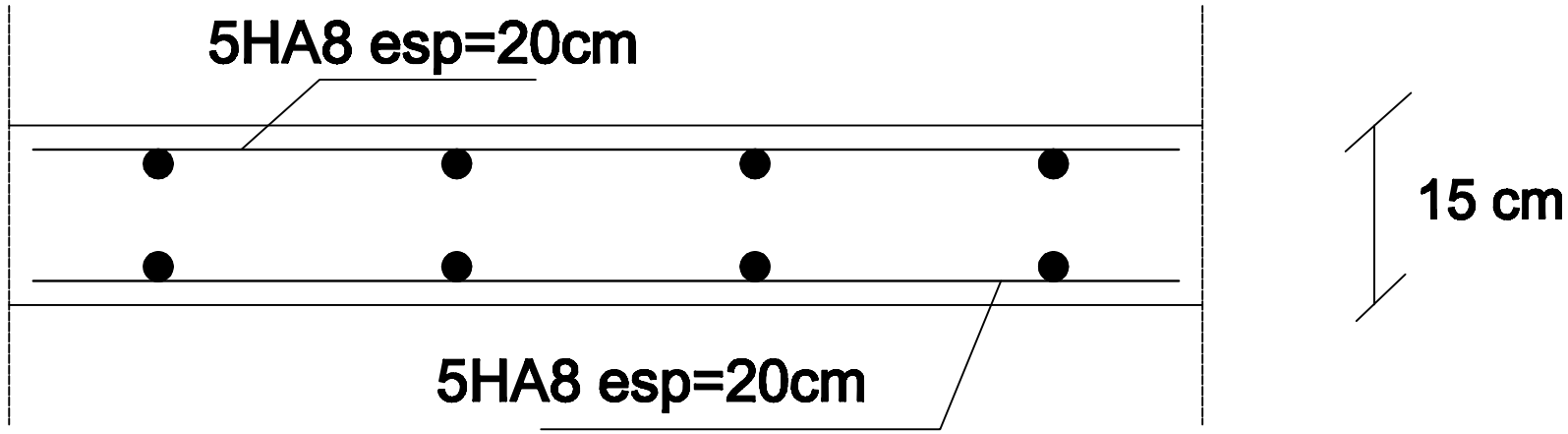


escalier rdc

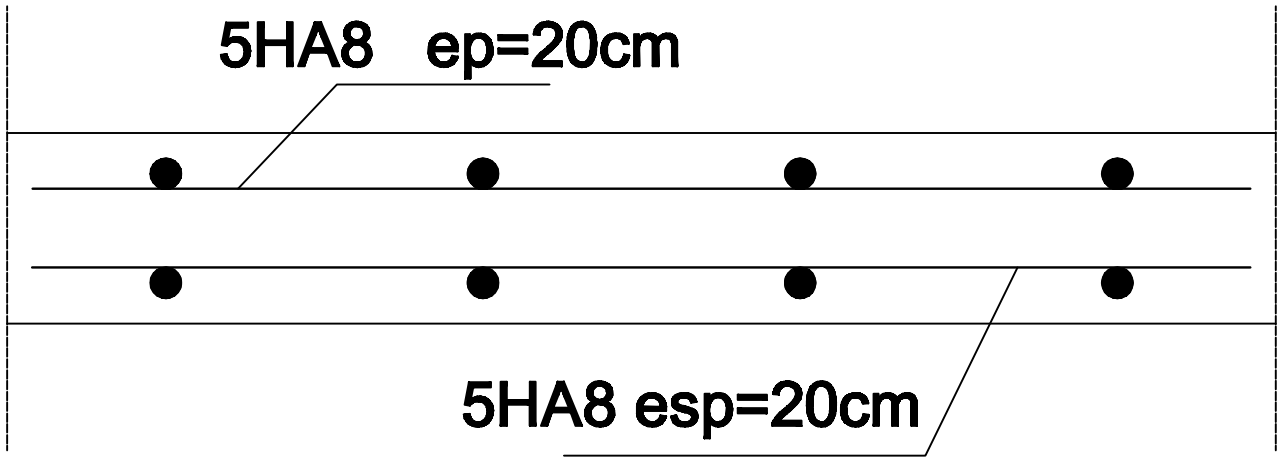


UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU	Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil
Etudié par : -M^r FEDJIRI Mohammed -M^r ARKAB Oussama Dirigé par : -Mm : Mouhanek	PLAN DE FERRAILLAGE DE L'ESCALIER
	Promotion:2019/2020

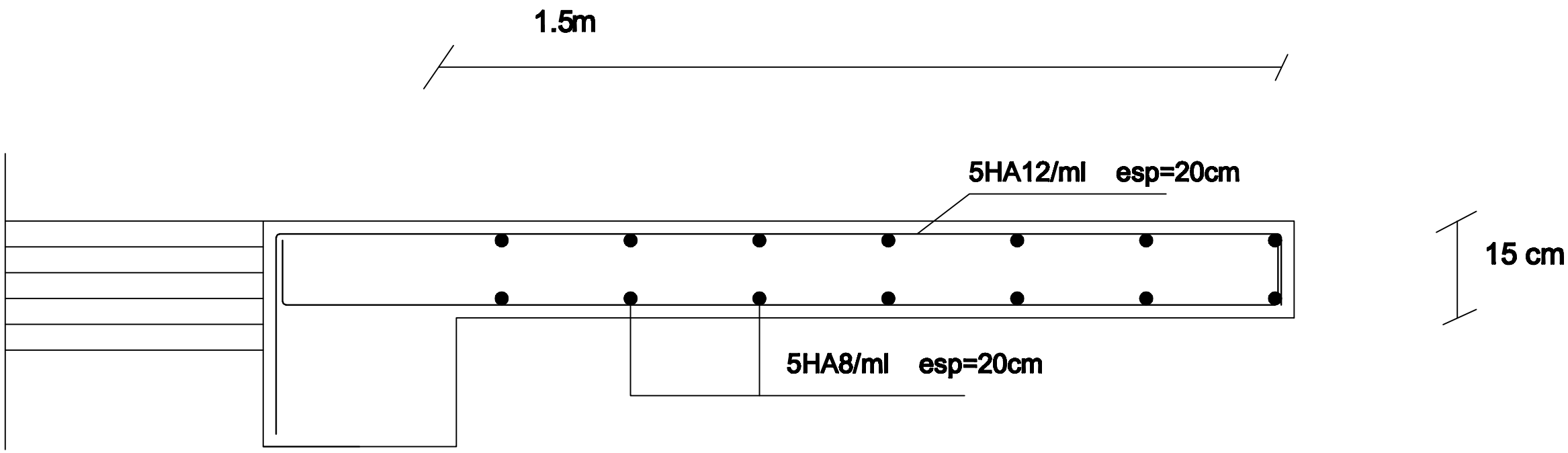
Sens X-X



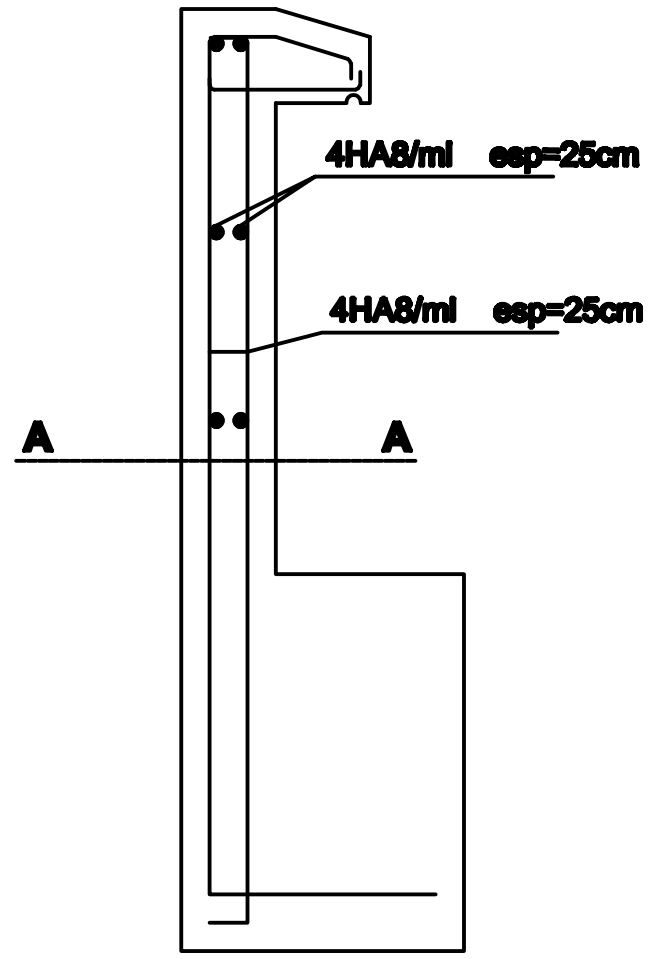
Sens Y-Y



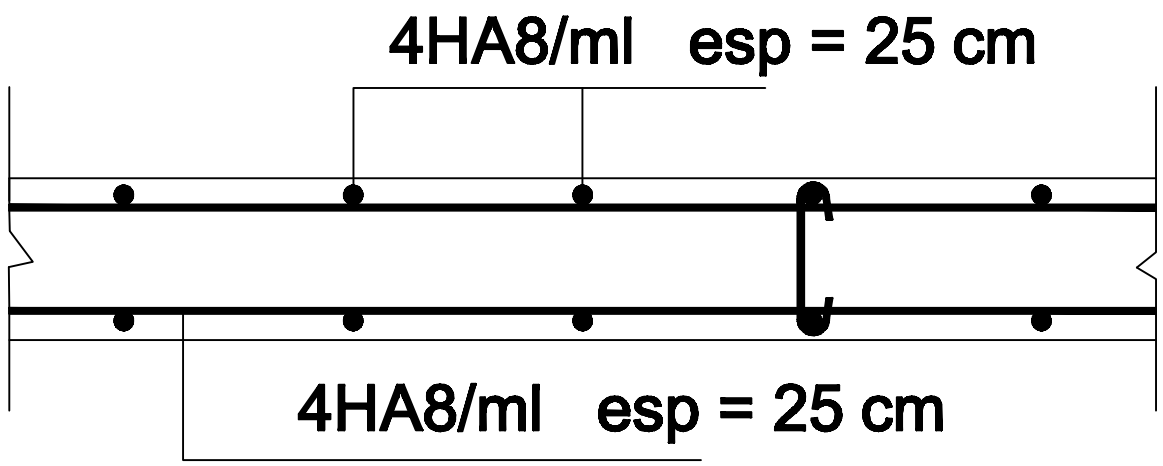
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU	Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil
Etudié par : -Mr FEDJIRI Mohammed -Mr ARKAB Oussama Dirigé par : -Mâm : Moubarak	PLAN DE FERRAILLAGE DU LA SALLE MACHINE Promotion: 2019/2020



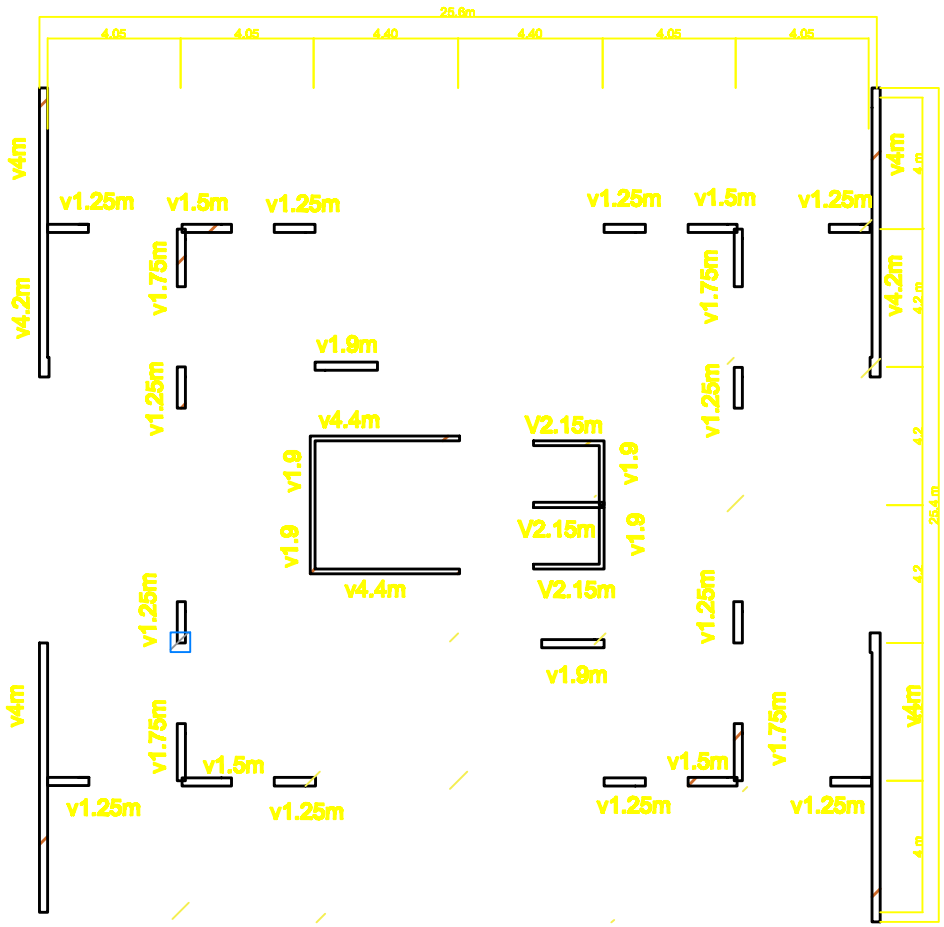
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU	Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil
Etudié par : -M' FEDJIRI Mohammed -M' ARKAB Oussama Dirigé par : -Mâm : Moubarak	PLAN DE FERRAILLAGE DU BALCON Promotion: 2019/2020



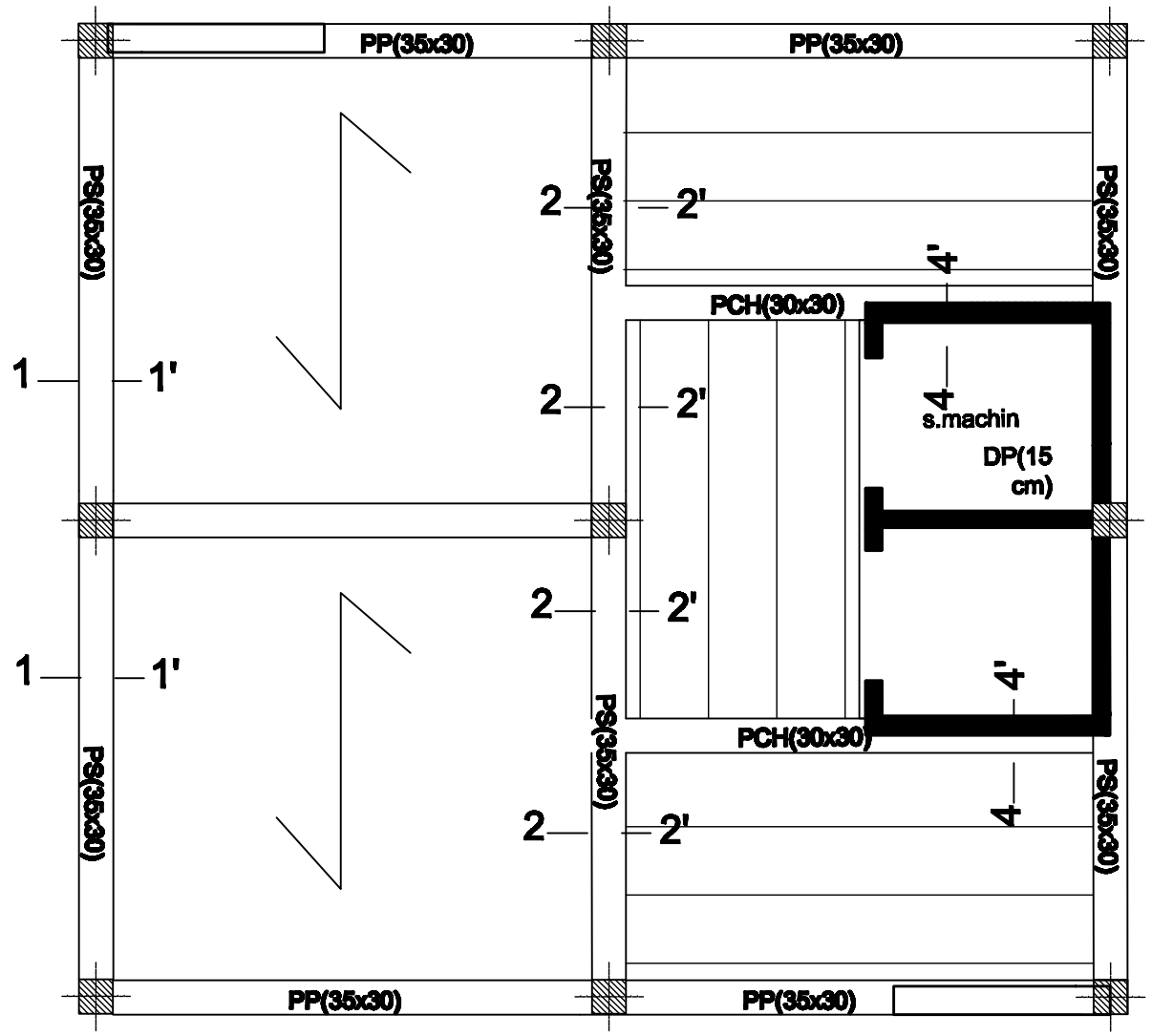
Coupe A-A



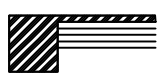
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU	Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil
Etudié par : -M' FEDJIRI Mohammed -M' ARKAB Oussama Dirigé par : -Mdm : Moubarak	PLAN DE FERRAILLAGE DE L'ACROTERE Promotion: 2019/2020



UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU	Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil
Etudié par : -Mlle FEDJRI Mohammed -Mlle AKKAB Ouassima	disposition des voiles
Dirigé par : -Mme : Moubarek	Promotion 2019/2020



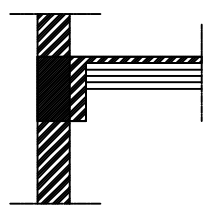
Coupe 1-1



Coupe 2-2



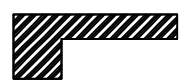
Coupe 3'-3'



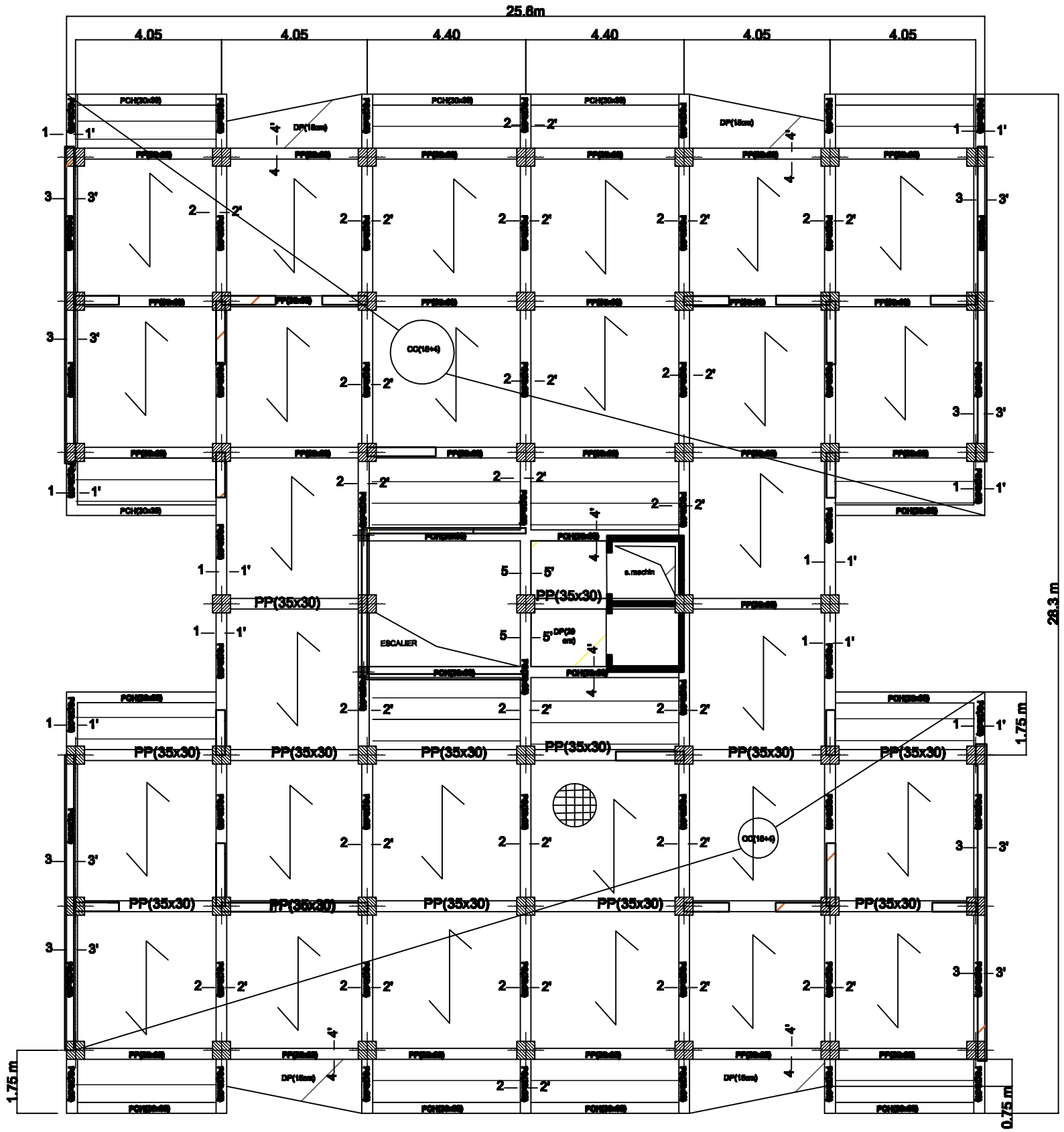
Coupe 4'-4



Coupe5'-5'



UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU	Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil
Etudié par : -Mr FEDJIRI Mohammed -Mr ARKAB Oussama	plan de coffrage "salle machine"
Dirigé par : -Mm : Moubarak	Promotion: 2019/2020



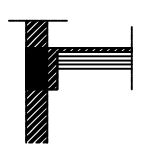
Coupe 1-1



Coupe 2-2



Coupe 3'-3'



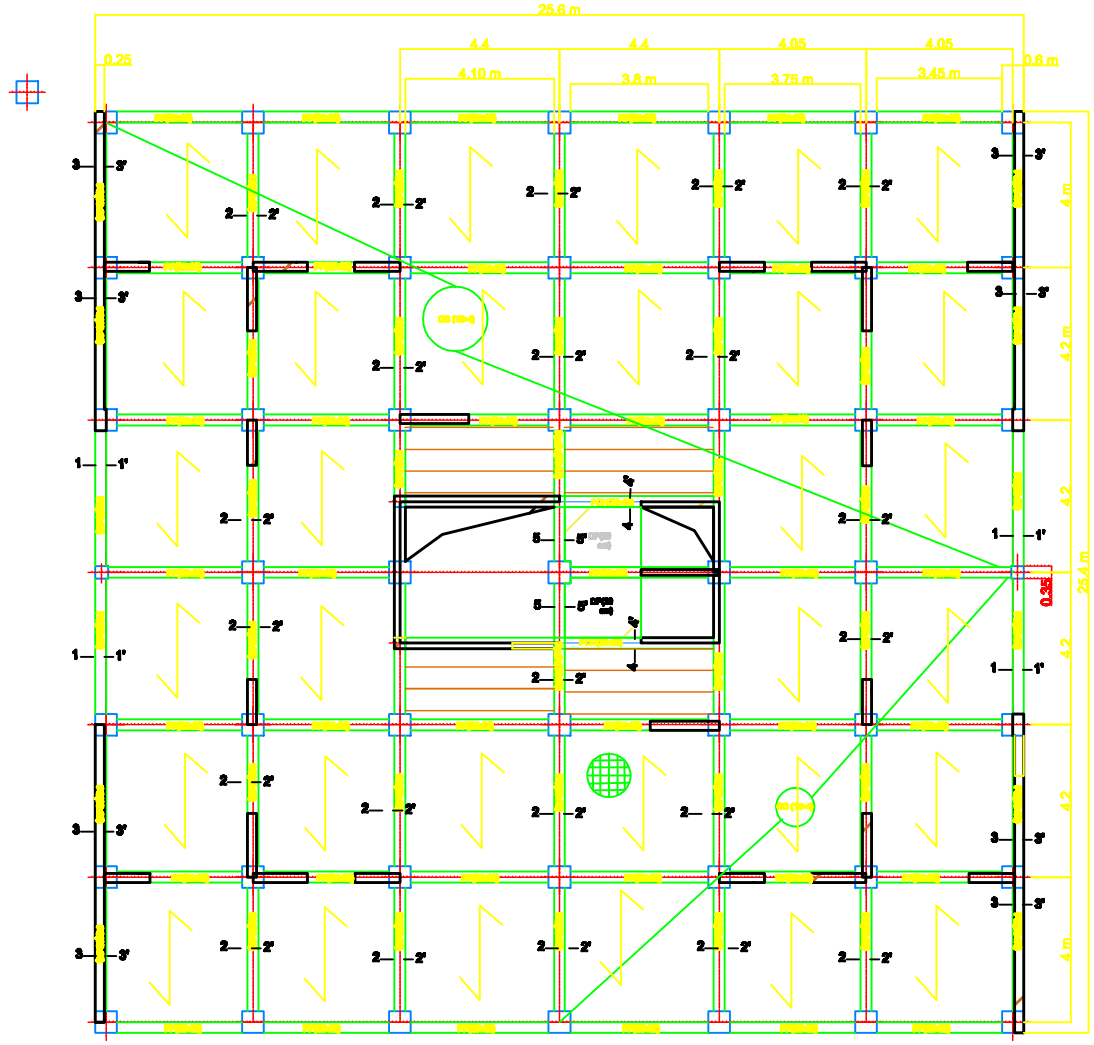
Coupe 4'-4



Coupe5'-5'



UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU	Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil
Etudié par : -Mr FEDJIRI Mohammed -Mr ARKAB Oussama	plan de coffrage "courante"
Dirigé par : -Mdm : Moubarak	Promotion:2019/2020



Coupe 1-1

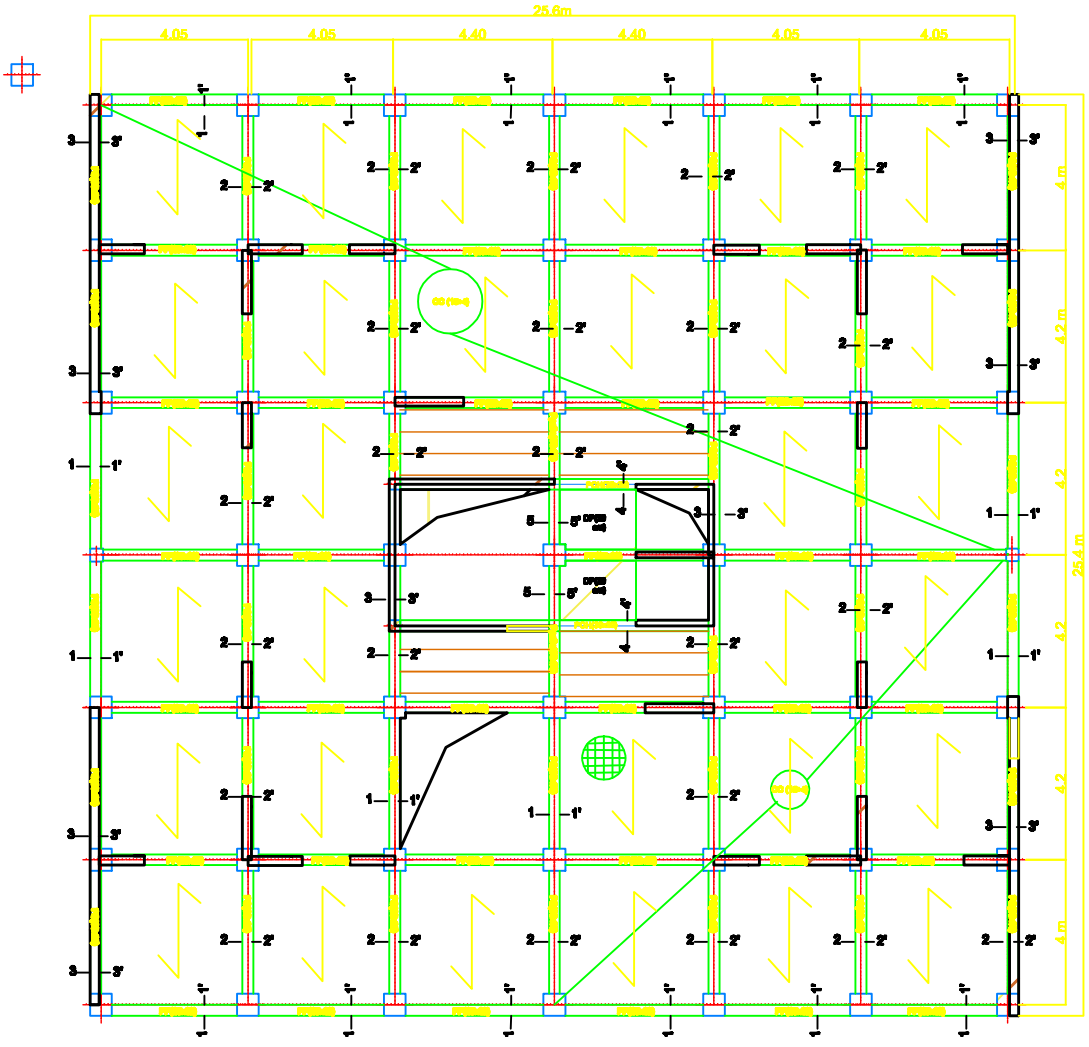
Coupe 2-2

Coupe 3'-3'

Coupe 4'-4

Coupe5'-5'

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU	Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil
Etudié par : -M' FEDJIRI Mohammed -M' ARKAB Oussama	plan de coffrage "service"
Dirigé par : -Mme : Mouhanik	Promotion:2019/2020



Coupe 1-1

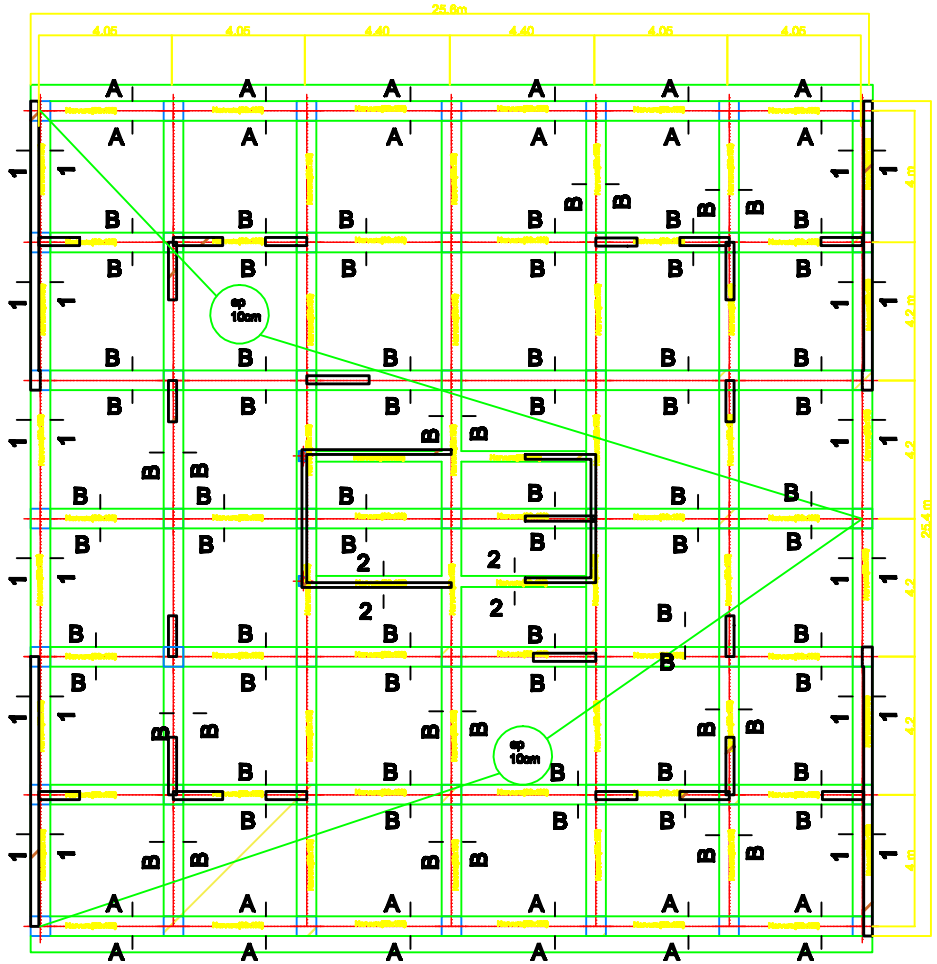
Coupe 2-2

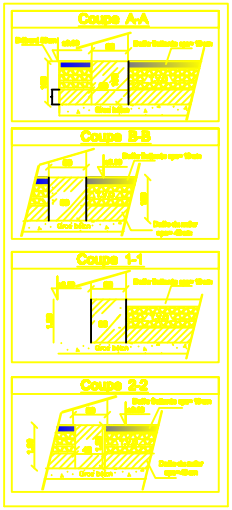
Coupe 3'-3'

Coupe 4'-4

Coupe5'-5'

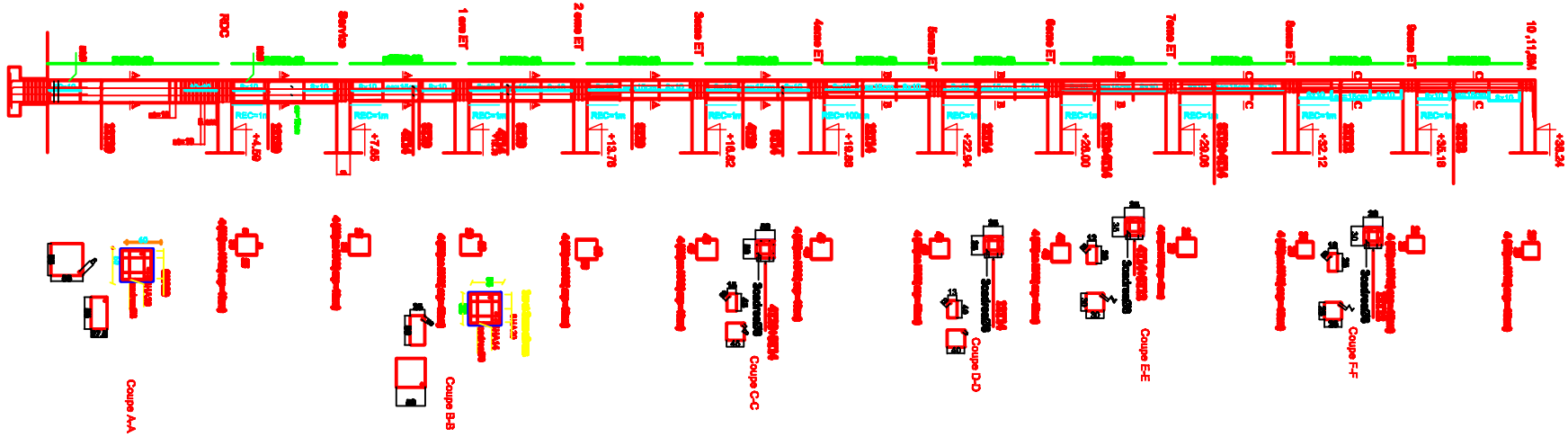
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU	Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil
Etudié par : -M' FEDJIRI Mohammed -M' ARKAB Ouassama	plan de coffrage "RDC"
Dirigé par : -Mdm : Moubarek	Promotion:2019/2020



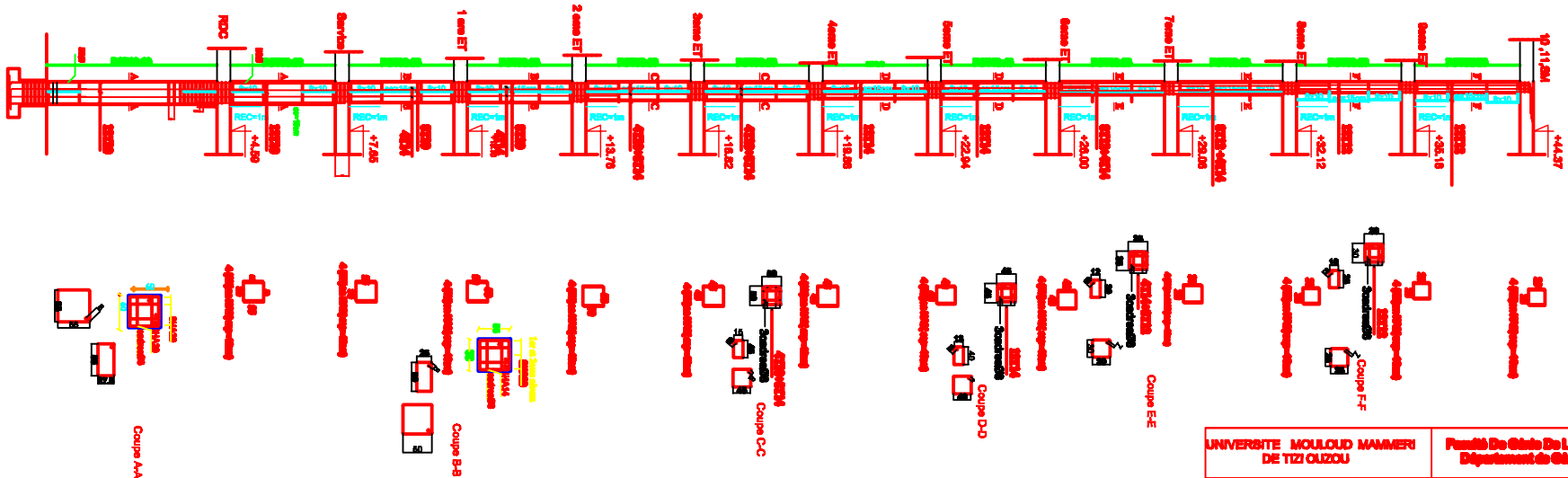


UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU	Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil
Etudié par : -Mr FRIDJIRI Mohammed -Mr ARKAB Oussama	plan de coffrage "fondations"
Dirigé par : -Mdm : Mouhanek	Promotion 2019/2020

Ferraillage des poteaux de la fille A



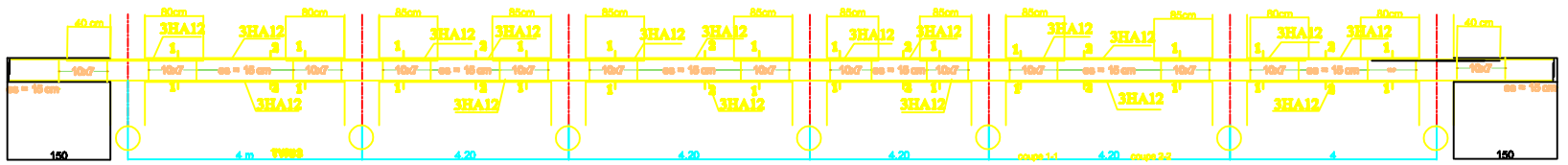
Ferraillage des poteaux

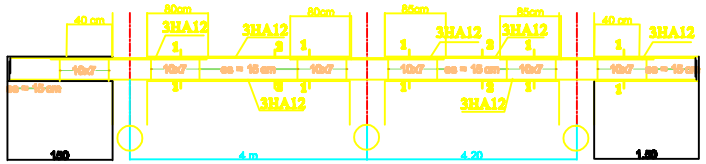


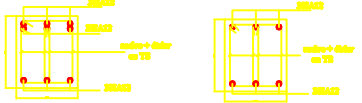
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU	Faculté Du Génie Du Le Construction Département de Génie Civil
Etudiant:	PLAN DE FERRAILLAGE DES POTEAUX
Encadreur:	

TYPE 1

COFFRAGE ET FERRAILLAGE DES POUTRES SECONDAIRES (35x30)

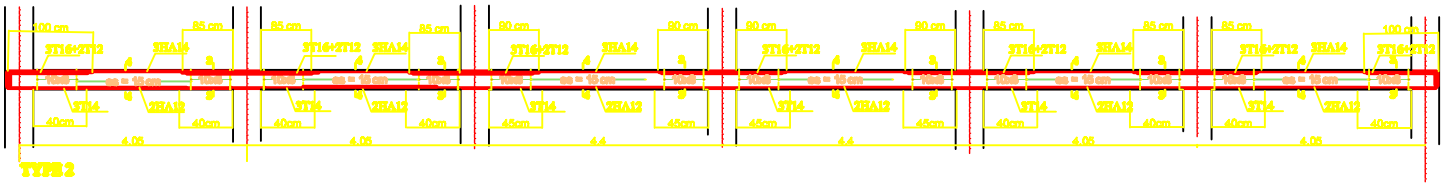




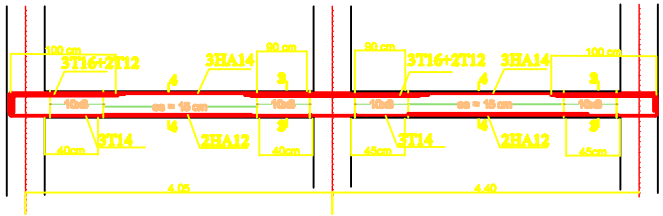


TYPE 1

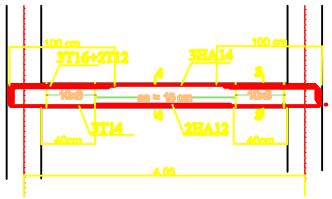
COFFRAGE ET FERRAILLAGE DES POUTRES PRINCIPALES (35x30)



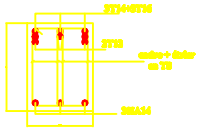
TYPE 2



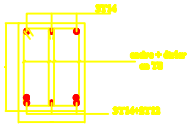
TYPE 3



coupe 3-3



coupe 4-4

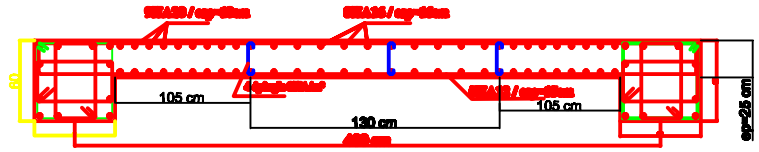


UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU	Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil
Etudié par : -M^r FEDJIRI Mohammed -M^r ARKAB Oussama	PLAN DE FERRAILLAGE DES POUTRES
Dirigé par : Mme : Moubarek	Promotion 2019/2020

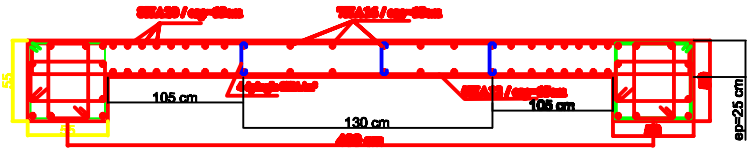
les voiles ep=25cm

Vv 400 cm

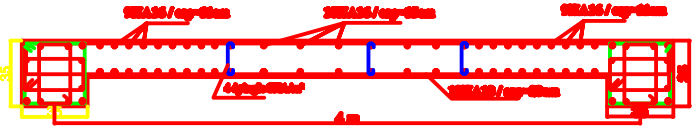
zone I



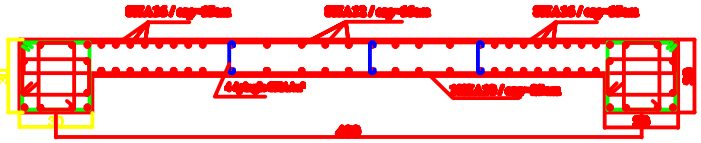
zone II



zone III

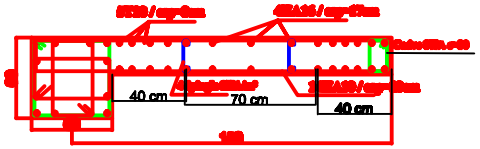


zone IV

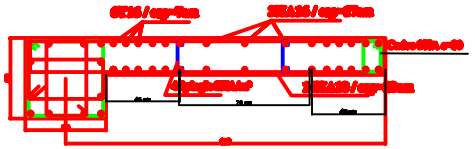


V 150 cm

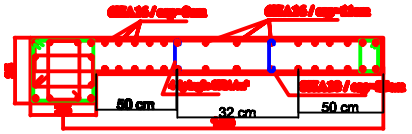
zone I



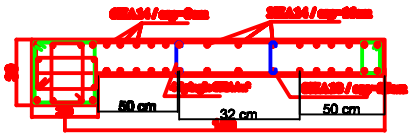
zone II



zone III

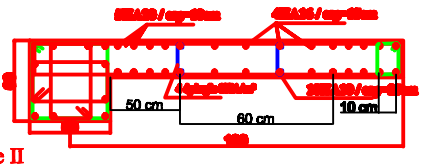


zone IV

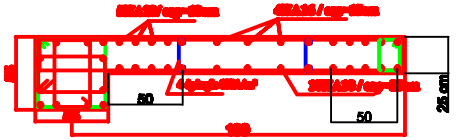


V190 cm

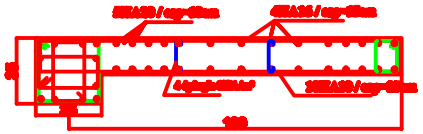
zone I



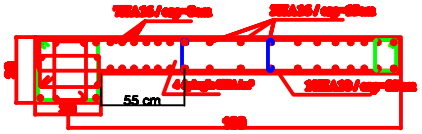
zone II



zone III



zone IV



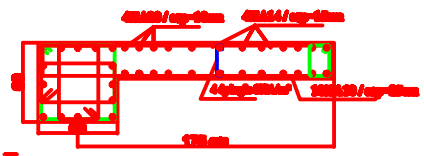
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU

-Mdm : Moubarak

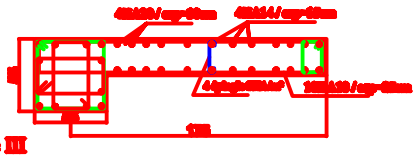
les voiles ep=25cm

V 175cm

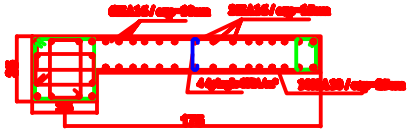
zone I



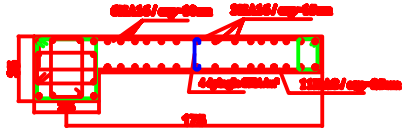
zone II



zone III

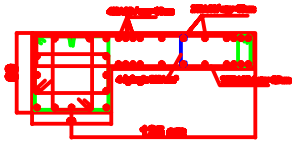


zone IV

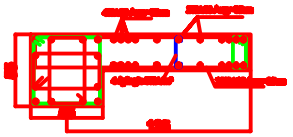


V125cm

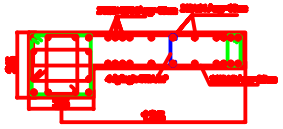
zone I



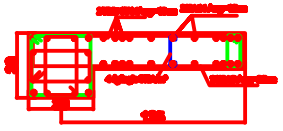
zone II



zone III



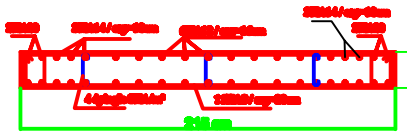
zone IV



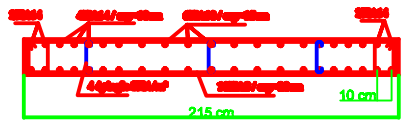
les voiles ep=15cm

V215 cm

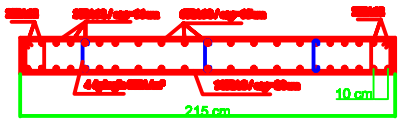
zone I



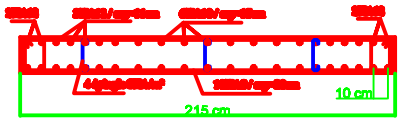
zone II



zone III

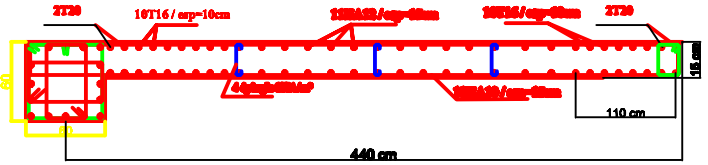


zone IV

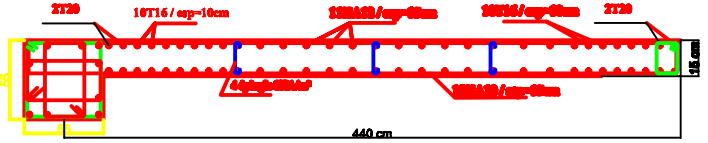


V440 cm

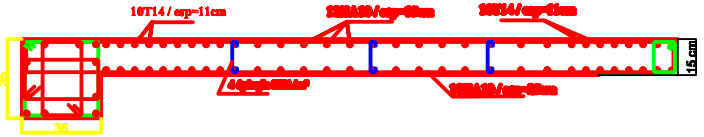
zone I



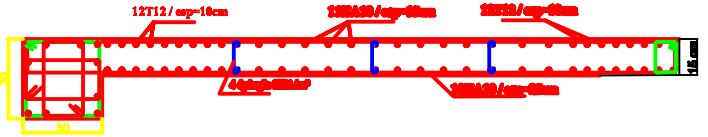
zone II



zone III



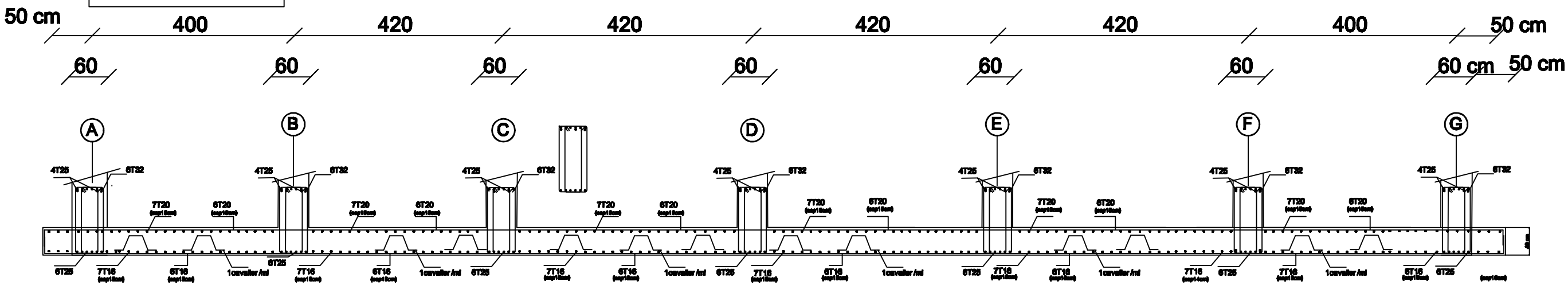
zone IV



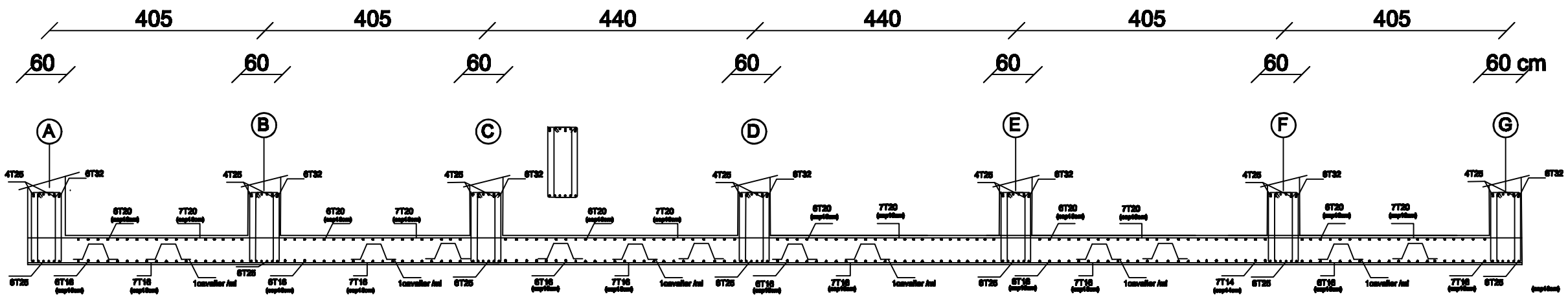
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU	

FERRAILLAGE DE LA DALLE DU RADIER EP=40cm:

-Sens Y-Y



-Sens X-X



UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU	Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil
Etudié par : -Mr FEDJIRI Mohammed -Mr ARKAB Oussama	FERRAILLAGE DE RADIER :
Dirigé par : Mdm : Moubarak	Promotion:2019/2020

CONCLUSION GENERALE

Le projet de fin d'étude est une phase importante dans le cycle de formation d'ingénieur. En effet, il nous a été une meilleure occasion pour mettre en application les connaissances théoriques que nous avons acquises durant les cinq années d'étude.

Lors de notre travail, la première des choses que nous avons prise en considération c'est le lieu d'implantation de notre ouvrage qui est une zone de forte sismicité. De ce fait, après un pré dimensionnement préliminaire des éléments secondaires et principaux, notre préoccupation principale était le choix d'un meilleur système de contreventement. Suite à l'application du règlement parasismique algérien, nous avons adopté un système de contreventement voile -porteur pour la reprise des charges horizontales dûe au séisme car c'est le cas le plus défavorable. L'emplacement des voiles a été un compromis entre la fonction de l'ouvrage et une meilleure conception parasismique chose qui est difficile à réaliser dans le cas où l'ouvrage est à usage commercial au niveau du rez-de-chaussée.

L'utilisation du logiciel de calcul de structures « ETABS » nous a permis de se familiariser avec l'outil informatique comme elle nous a facilité le calcul des efforts internes. Le calcul du ferraillage des éléments a été fait selon le règlement BAEL en adoptant les cas les plus défavorables. Le type de fondation que nous avons choisi est un radier nervuré.

Enfin, nous espérons que ce modeste travail, accompagné de quelques illustrations et définitions qui existent dans les règlements que nous avons utilisés apporte de l'aide aux prochaines promotions.



Pour l'élaboration du présent document nous avons utilisé :

Règlements :

- **RPA99V2003 :** règlement parasismique algérienne.
- **CBA93 :** règles de conception et de calcul des structures en béton arme.
- **BAEL91 :** béton armé aux états limites.
- **DTR B.C.2.2 :** Document technique réglementaire (charges et surcharges).

Livres :

- Calcul des ouvrages en béton armé……...BELAZOUGU .
- formulaire du béton arme .....VICTOR DAVIDOVICI.
- Conception et calcul des structures de bâtiment .....……...HENRY THONIER.
- Pratique de BAEL91 .....Jean Perchat –Roux
- Thèses traités.

Cours :

- Béton armé (3 eme et 4eme anné)……FSI
- Dynamique des structures (4eme anné) ……FSI
- Cours de bâtiment (4eme anné) ……FSI.
- Résistance des matériaux (1ere,2eme et 3eme anné) ……FSI

Logiciels :

- ETABS……Analyse des structures
- AUTOCAD 2004……Dessin
- EXCEL 2003……...Calcul.
- WORD 2003……Traitement du texte.
- SOCOTEC…… …….Ferraillage