

République Algérienne Démocratique Et Populaire  
Ministère de l'Enseignement Supérieure et de la Recherche Scientifique  
Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou  
Faculté de Génie de la Construction  
Département de Génie Civil



# Mémoire de fin d'étude

En vue de l'obtention du diplôme de master en Génie Civil  
Option Constructions civiles et industrielles

## Thème

Etude d'un bâtiment R+11 à usage d'habitation et commercial  
Contreventé par des voiles et portiques modélisé avec le logiciel  
ETABS



Réalisé par :

- HAMADI Abdellah
- HEDJAM Sarah

Dirigé par :  
Mr KACHI

Promotion : 2020

## Remerciement

Tout travail de recherche n'est jamais totalement l'œuvre d'une  
Seule personne.

A cet effet, nous tenons à exprimer notre sincère reconnaissance et  
notre vif Remerciement pour :

- ❖ En premier lieu, notre bon Dieu tout puissant et compatissant  
pour le courage et la patience qu'il nous a donnée afin de  
réalisée ce modeste travail ;
- ❖ En second, notre chères parents d'avoir nous aidé pour arriver  
au terme de ce travail qui est le fruit de plusieurs années  
d'étude ;
- ❖ Notre promoteur « Monsieur KACHI» qui a fait l'honneur de  
nous accepter, de nos diriger pour ce modeste travail, et pour  
sa disponibilité et ses précieux conseils et son soutien ;
- ❖ Tous les enseignants du département de Génie Civil, qui ont  
contribué à notre formation ;
- ❖ Ainsi à tous ceux qui nous ont aidés de près ou de loin à la  
réalisation de ce travail ;
- ❖ Et aussi aux membres de jury pour l'honneur qu'ils nous font en  
acceptant d'examiner et d'évaluer notre travail.

## *DÉDICACE*

*Du profond de mon cœur, je dédie ce travail à tous ceux qui me sont chers,*

- ***A La MEMOIRE DE MON PERE***

*Ce travail est dédié à mon père, que dieu garde son âme dans son vaste paradis.*

- *A la mémoire de ma défunt **HAMIS TASSADIT***

*«Tu m'as transmis*

*De vrai valeurs, qui ont balisées le chemin de ma vie et je continue aujourd'hui À appliquer ces acquis »*

- ***A MA CHERE MERE***

*Aucune dédicace ne saurait exprimer mon respect, mon amour éternel et ma considération pour les sacrifices que vous avez consenti pour mon instruction et mon bien être*

*Je vous remercie pour tout le soutien et l'amour que vous me portez depuis mon enfance et j'espère que votre bénédiction m'accompagne toujours.*

*Que ce modeste travail soit l'exaucement de vos vœux tant formulés, le fruit de vos innombrables sacrifices. Puisse dieu, le très haut, vous accorder sante, bonheur et longue vie*

- *A mes chères sœur Souad ; Nadia ; Karima*
- *A tous les membres de ma famille chaque un par son nom*
  - *A mes ami(e)*
- *A hammami ouahiba et bouaziz adel qui mon aidée a réalisé ce travail*
- *A mon binôme et ma futur femme Hedjam Sarah et sa famille*
- *A toutes les personnes qui nous ont aidés de prés et de loin*

*Abdellah.*

## *Dédicace.*

*Je dédie ce modeste travail à:*

*A mes très chères parents qui m'ont soutenue moralement et financièrement et de tendresse qu'**Allah** me les garde durant toute ma vie.*

❁ *Ma mère qui a toujours crue en moi et mes études.*

❁ *Mon père qui m'a toujours encouragé et guidé.*

❁ *A mes très chères sœurs : **Iman et Lydia.***

❁ *A mes frères : **Hakim et Rabah.***

❁ *A mon cher fiancé et mon binôme **Abdellah** qui n'a pas cessé et m'encourager tout le temps et sa respectueuse famille.*

❁ *A mes très chers cousins.*

❁ *A tous ma promotion de Génie Civil **2019/2020.***

❁ *A Tous ceux qui me connaissent*

*Sarah*



## Sommaire

Introduction générale

<b>Chapitre I</b> : Présentation de l'ouvrage .....	01
<b>Chapitre II</b> : Pré-dimensionnement des éléments .....	11
<b>Chapitre III</b> : Calcul des éléments non-structuraux .....	30
III.1 : Acrotère .....	30
III.2 : Plancher .....	37
III.3 : dalle plain .....	56
III.4 : Escaliers .....	62
III.5 : poutre palière .....	79
III.6 Poutre de chaînage.....	86
III.7 salle machine .....	96
<b>Chapitre IV</b> : Modélisation de la structure .....	108
<b>Chapitre V</b> : vérifications des exigences de RPA.....	132
<b>Chapitre VI</b> : Ferrailage des éléments .....	154
Ferrailage des poteaux .....	154
Ferrailage des poutres.....	169
Ferrailage des voiles .....	179
<b>Chapitre VII</b> : Etude de l'infrastructure.....	194
Conclusion générale.....	220
Bibliographie.....	221

*INTRODUCTION GENERALE*  
DEFINITION DE L'ORGANISATION



# Introduction générale

Afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant la sécurité du public, les ingénieurs civils s'occupent de la conception ; de la réalisation ; de l'exploitation et de la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures urbaines.

L'étude d'une construction se fait principalement en deux parties essentielles :

- La superstructure (partie hors terre)
- L'infrastructure (partie enterrée).

La première étude consiste à calculer les éléments résistants de la structure en utilisant des méthodes appropriées aux calculs des éléments (voiles, portiques, planchers ...) et tout en respectant les exigences du règlement du béton aux états limites (BAEL) ainsi que le règlement parasismique Algérien (RPA), afin que chaque élément puisse répondre aux fonctions pour lesquelles il est conçu. Etant donné que le calcul manuel de ces éléments est longue et difficile, mais il existe des logiciels tels que **ETABS** ; permettant non seulement d'aboutir à des résultats satisfaisants mais aussi de réduire considérablement le temps de Travail.

La deuxième consiste à calculer les fondations (profondes ou superficielles) qui sont des éléments permettant de transmettre toutes les charges dues à l'ouvrage au sol. Leurs choix dépend essentiellement de la nature du sol sur lequel l'ouvrage est implanté.

Dans le cadre de ce projet de fin d'études nous avons procédé au calcul d'une structure comportant un RDC et 11<sup>ème</sup> étages à contreventement mixte à usage d'habitation et commerce, dans cette étude on a utilisé le logiciel de calcul par élément finis ETABS (Version 9.6) efficace dans la modélisation des structures a plusieurs étages. Il permet la détermination des caractéristiques dynamiques de la structure. Après les calculs, on passe aux ferraillements des éléments.

Au final, on procède à l'élaboration des plans d'exécution et de ferraillement des différents éléments de la construction.

# CHAPITRE I :

## PRESENTATION DE L'OUVRAGE PRESENTATION DE L'OUVRAGE



## Introduction :

La reconnaissance des caractéristiques architecturales de la structure et des caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés (ciment, granulats, acier...) est indispensable dans toute étude de génie civil, ce sont des données sur lesquelles l'ingénieur prend appui dans son étude.

A cet effet, on consacre ce premier chapitre pour la description du projet et l'étude des caractéristiques des matériaux utilisés.

### I.1. Présentation du projet :

Le projet qui nous a été confié consiste en étude d'un bâtiment (R+11) à usage commercial et habitation. Classé dans le groupe d'usage 2 selon la classification du RPA 99 version 2003 (Article 3.2).

Le bâtiment est composé de :

- RDC étage usage commercial.
- 1<sup>re</sup> étage usage service.
- 2<sup>ème</sup> étage à 11<sup>ème</sup> étage usage d'habitation. (Chaque étage contient 4 logements de type F3).
- Une cage d'escalier.
- Une cage d'ascenseur.
- Une terrasse inaccessible.
- Un acrotère.

#### I.1.1. Implantation de l'ouvrage :

Ce projet est un ouvrage courant implanter à la wilaya de **TIZI-OUZOU** classée d'après les règles parasismiques algériennes RPA99/version 2003 « article 3.2» comme une zone de moyenne sismicité ayant une importance moyenne de groupe d'usage 2B.

#### I.1.2. Description architecturale :

##### En plan

- Longueur .....24,90 m
- Largeur .....17,44 m
- Surface totale du bâtiment .....434,256 m<sup>2</sup>

##### En élévation

- Hauteur totale .....39,08 m
- Hauteur du RDC .....04,58 m
- Hauteur du 1<sup>er</sup> étage .....03,04 m
- Hauteur d'étage courant .....03,06 m
- Surface totale du bâtiment .....434,256 m<sup>2</sup>

#### I.1.3. Données géotechniques du site :

L'étude de l'état du sol a été réalisée par le LMBTP (Laboratoire matériaux bâtiment travaux publics), situé à TIZI OUZOU.

Les caractéristiques du sol sont les suivantes

- D'après le rapport de sol on peut classer notre sol en classe S3 (sol meuble).
- Zone moyenne sismicité.
- Groupe d'usage 2.
- Site meuble « S3 ».
- Contrainte admissible du sol  $\sigma_{sol} = 3.6$  bars.

### I.1.4. Contreventement :

Selon le RPA99 /2003 pour toute structure dépassant une hauteur de 14m en zone IIa, il est indispensable d'introduire des voiles de contreventement, c'est pour cette raison que nous optons pour un système de contreventement mixte (portiques – voiles) avec justification d'interaction portique-voile qui doit vérifier les conditions suivantes :

- Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.
- Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi qu'aux sollicitations résultant de leur interaction à tous les niveaux.
- Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant de l'étage.

### I.1.5. Choix des fondations :

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure.

L'étude géologique et géotechnique a pour objectif de préciser le type, le nombre et la dimension des fondations nécessaires.

#### ➤ Différents types de fondations :

- **Fondations superficielles** : Elles sont utilisées pour les sols de bonne capacité portante, lorsque les couches de terrain sont capables de supporter l'ouvrage. Elles permettent la transmission directe des efforts au sol ; c'est le cas des semelles filantes et des radiers.

- **Fondations profondes** : Ce type de fondation est généralement utilisé dans les cas des mauvais sols et qui ont une faible capacité portante, ou lorsque le bon sol est assez profond (> 2m). Il s'agit de fondations sur puits ou sur pieux.

Les fondations sur pieux peuvent être préfabriquées ou forées et coulées sur place. Les puits remplis de gros béton se distinguent des pieux forés par leur plus grand diamètre (1m et plus).

### I.1.6. Utilisation du logiciel de calcul Etabs (Extended Three Dimensions Analyses Building Systèmes):

L'ETABS est un logiciel de calcul et de conception des structures particulièrement adapté aux bâtiments et aux ouvrages de génie civil. Il offre plusieurs possibilités d'analyse des effets statique et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures.

### I.1.7. Règlements et normes utilisés :

- ✓ Notre étude se fera en respectant les règlements et les normes en vigueur à savoir :
- ✓ DTR BC 2.48 : Règles Parasismiques Algériennes RPA99/Version 2003.
- ✓ DTR BC 2.41 : Règle de Conception et de Calcul des Structures en béton armé CBA 93.
- ✓ DTR B.C.2.2 : Charges permanentes et charges d'exploitations.
- ✓ DTR BC 2.331 : Règles de calcul des fondations superficielles.

## I.2. Les éléments structuraux :

### a. Ossature :

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

**b. Voiles :**

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

**c. Portiques :**

Ils sont en béton armé, sont constitués de poutres et de poteaux. Ils sont capables de reprendre essentiellement les charges et surcharges verticales.

**d. Les planchers :**

Les planchers sont des surfaces planes qui limitent les étages. Leur rôle principal est :

- la transmission des efforts horizontaux aux éléments de contreventement ;
- la résistance aux charges permanentes et les surcharges sur les étages ;
- l'isolation thermique et phonique ;
- support des plafonds et revêtements ;

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

Sont des éléments horizontaux délimitant les étages. Ils assurent deux fonctions principales :

- **Fonction de résistance mécanique** : ils supportent et transmettent les charges et les surcharges aux éléments porteurs de la structure.
- **Fonction d'isolation** : ils isolent thermiquement et acoustiquement les différents étages.

Dans notre cas ont distingué deux types de plancher :

- Plancher à corps creux

Les planchers des étages courants sont en corps creux.

- Dalles pleines en béton arme.

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

- Le plancher terrasse est inaccessible avec un complexe d'étanchéité et une forme de pente de 1,5% pour faciliter l'écoulement des eaux pluviales.

**e. Les escaliers :**

Ce sont des éléments permettant le passage d'un niveau à l'autre, ils sont réalisés en béton armé, coulés sur place.

L'ouvrage sera muni d'une cage d'escaliers constituées de paliers de repos et de paillasses en béton armé coulé sur place les escaliers seront de type droits à deux volées et permettent la circulation entre les différents niveaux d'étages.

**f. L'ascenseur :**

C'est un élément mécanique, il sert à faire monter et descendre les usagers à travers les différents niveaux du bâtiment sans utiliser les escaliers vus à la hauteur importante de ce bâtiment, la conception d'un ascenseur est indispensable pour faciliter les déplacements entre les différents niveaux. (du sous-sol jusqu'au dernier étage).

Le bâtiment comporte d'une seule cage d'ascenseur qui sera réalisé en béton arme coulé sur place.

**g. Maçonnerie :**

Dans notre ouvrage, la maçonnerie est constituée de Deux types de murs :

Les murs extérieurs : Ils sont réalisés en briques creuses à double parois séparées par une lame d'air d'épaisseur de 5cm pour l'isolation thermique et phonique.

Les murs intérieurs : Ils sont réalisés en simple cloisons de briques creuses de 10cm, leurs fonctions principales sont la séparation des espaces ainsi l'isolation thermique et acoustique.

**h. Revêtements :**

Ils seront réalisés en :

- Mortier de ciment de 2 cm d'épaisseur pour les murs des façades extérieures.
- Enduits de plâtre de 2 cm d'épaisseur pour les murs intérieurs et plafonds.
- Carreaux en Gres-Ceram pour les sols.
- Faïence pour les murs des cuisines et les salles d'eau.
- Caillages pour les escaliers et les plancher.

**i. Système de coffrage :**

On utilise deux types de coffrage :

- Coffrage métallique pour les voiles pour limiter le temps d'exécution.
- Coffrage traditionnel en bois pour les portiques.

**j. Acrotère :**

La terrasse sera entourée d'un acrotère de 0.60 [m] de hauteur, réalisé en béton armé coulé sur place ; il joue un rôle de sécurité et de garde du corps.

**k. Terrasse inaccessible :**

Notre bâtiment sera muni d'une terrasse inaccessible sauf pour entretien, réalisée en corps creux et d'une dalle de compression avec un revêtement composé de :

- Forme de pente de 1.5% pour faciliter l'écoulement des eaux
- Isolant thermique protégeant l'élément porteur a des chocs thermique et mousse de verre
- Revêtement d'étanchéité
- Protection lourde (gravier roulé)

**l. Les charges :**

Elles sont classées en charges « statiques » et « dynamiques ».

- *Les charges statiques* : Comprennent le poids du bâtiment lui-même, ainsi que tous les éléments principaux de

L'immeuble. Les charges statiques agissent en permanence vers le bas et s'additionnent en partant du haut du bâtiment vers le bas.

- *Les charges dynamiques* : Peuvent être la pression du vent, les forces sismiques, les vibrations provoquées par les machines, les meubles, les marchandises ou l'équipement stockés. Et ils sont temporaires et peuvent produire des contraintes locales, vibratoires ou de choc.

**I.3. Les états limites :**

C'est un état dont lequel une condition de sécurité pour l'ouvrage où un de ses éléments est strictement vérifiée. Au-delà de cet état la structure cesse de remplir les fonctions pour lesquelles elle a été conçue.

Il existe deux états limites différents l'ELU et l'ELS.

**a. Etat limite ultime (ELU) :**

C'est un état qui correspond à la capacité portante maximale de la structure, son dépassement va entraîner la ruine de l'ouvrage.

Il y'a 03 états limites :

- Etat limite de l'équilibre statique.
- Etat limite de résistance de l'un des matériaux.
- Etat limite de stabilité de forme : flambement

❖ La contrainte limite de compression a l'ELU

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} \quad (\text{BAEL 91/ modifié99, Art. A.4.3.41})$$

❖ la contrainte limite ultime de cisaillement :

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

Avec :

$V_u$  : l'effort tranchant à l'ELU

$b_0$  : largeur de l'âme

$d = 0.9h$  : position des aciers tendues.

Elle est donnée en fonction de la nuisance de la fissuration

→ cas de fissuration peu nuisible :  $\tau_u = \min \left[ \left( 0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \right) ; 5 \text{ MPA} \right]$

→ cas de fissuration nuisible ou très nuisible :  $\tau_u = \min \left[ \left( 0.15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \right) ; 4 \text{ MPA} \right]$

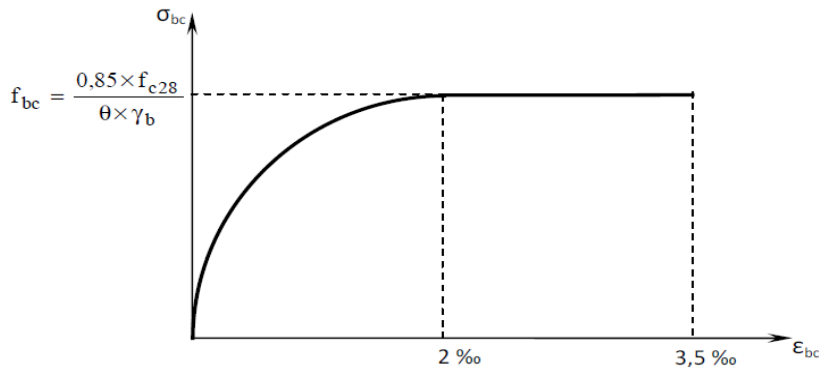


Diagramme contrainte déformation a ELU

### b. Etat limite de service ELS :

C'est la condition que doit satisfaire un ouvrage pour que son utilisation normale et sa durabilité soient assurées, son dépassement impliquera un désordre dans le fonctionnement de l'ouvrage.

Il y'a 03 états limites :

- Etat limite d'ouverture des fissures.
- Etat limite de déformation : flèche maximale.
- Etat limite de compression du béton.

❖ La contrainte limite de service à ne pas dépasser est :

$$\sigma_{bc} = 0,6 \times f_{c28} \quad (\text{BAEL 91/ modifié99, Art.A.4.5.2})$$

À l'état limite de service le béton est en phase élastique d'où le diagramme contrainte déformation est le suivant :

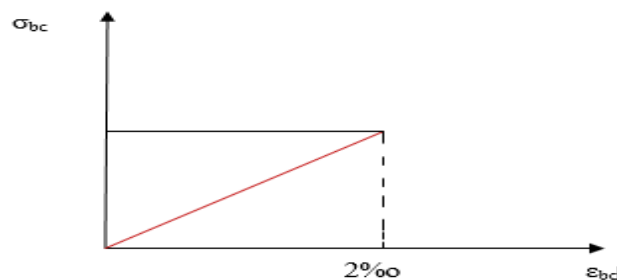


Diagramme contrainte déformation du béton a ELS

- **Module de déformation longitudinal du béton à court terme**

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24h, on admet que le module de déformation longitudinal instantané du béton est égal :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} \quad (\text{BAEL91/ modifié99, Art A-2.1, 21})$$

- **Module de déformation longitudinal du béton à long terme**

Les déformations différées comprennent le retrait et le fluage, il permet de calculer la résistance finale du béton

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad (\text{BAEL91/ modifié99, Art A-2.1, 22}).$$

Coefficient de poisson (BAEL91/ modifié99, A.2.1, 3)

C'est le rapport entre la déformation transversale et le raccourcissement relatif de déformation longitudinal

V=0 → A l'ELU

V=0.2 → A l'ELS

## I.4. Caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés :

### a. Béton :

Le béton est un mélange de matériaux inertes (granulats, sable, gravier,...) avec un liant hydraulique (ciment), de l'eau de gâchage et éventuellement des adjuvants. Pour avoir une bonne résistance précise et une bonne qualité après durcissement, le dosage en ciment varie entre 300 - 400Kg /m<sup>3</sup> de béton mis en œuvre ; au-dessous de 300Kg/m<sup>3</sup> les règles du BAEL 91 modifiée 2003 ne sont plus applicables.

Le rapport entre la masse d'eau (E) et de ciment (C) contenue dans le béton est l'une des valeurs caractéristique les plus importante du béton frais et du béton durci .Lorsque le rapport E/C augmente le béton frais devient plus maniable, par contre la qualité d'un béton après le durcissement est d'autant meilleur que le rapport E/C est faible.

Le béton doit satisfaire les exigences suivantes : (sécurité de la structure, confort, la durabilité et la résistance).

Le béton présente les avantages suivants :

- Une bonne résistance à la compression.
- Une souplesse d'utilisation.
- Un entretien facile.
- Une bonne résistance au feu.
- Une possibilité d'obtenir des éléments préfabriqués de différentes formes.

- **Résistance caractéristique du béton**

- **Résistance caractéristique à la compression**

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours dites :

Valeur caractéristique requise notée « f c28 ».

Cette résistance est mesurée sur éprouvette cylindrique ayant un diamètre de 16 cm et une hauteur de 32 cm écrasée en compression centrée.

Lorsque j ≤ 28 jours, la résistance du béton non traitée thermiquement suit approximativement les lois suivantes : (BAEL 91 modifié 99, Art A.2.1.11)

$$\text{Béton de résistance courante : } f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83j} \times f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPA}$$

$$\text{Béton de haute résistance : } f_{cj} = \frac{j}{1.4+0.95j} \times f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} > 40 \text{ MPA}$$

En compression pure : les déformations relatives étant limitées à 2‰ (partie parabolique du graph) on utilise la loi de Hooke dans ce cas en compression avec flexion : le diagramme est dit parabole rectangle

$$2\text{‰} < \varepsilon < 3.5 \text{‰} \text{ avec } f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b}$$

Avec :

0.85 : coefficient qui tient compte de l'altération en surface du béton et la diminution de la résistance sous charges de longue durée

$\gamma_b$  : coefficient de sécurité pour le béton tel que :

$\gamma_b = 1.15$  —> situation accidentelle

$\gamma_b = 1.5$  —> situation durable

$\theta = 1$  —> pour une durée probable d'application de la combinaison d'action inférieure à 24 H

$\theta = 0.9$  —> pour une durée probable d'application comprise entre 1H et 24H

$\theta = 0.85$  —> pour une durée probable d'application inférieure à 1H

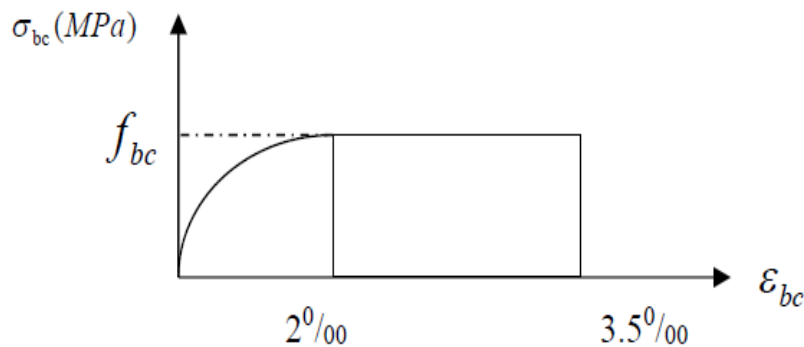


Diagramme contrainte déformation

### ▪ Résistance caractéristique du béton à la traction

La résistance caractéristique du béton à la traction notée  $f_{tj}$  est donné par la formule suivante :

$f_{tj} = 0.06f_{cj} + 0.6$  pour  $f_{cj} \leq 60$  MPA (ART A.2.1.12, BAEL 91 modifiée 2003)

$f_{tj} = 0,275 (f_{cj})^{2/3}$  si :  $f_{cj} > 60$  MPA (annexe F)

Dans le cas de notre projet :  $f_{c28} = 25$  MPA et  $f_{t28} = 2.1$  MPA

### Module de déformation transversale :

Le module de déformation transversale noté « G » est donnée par la formule suivante :

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

Avec :

E : Module de Young.

$\nu$  : Coefficient de Poisson.

### Le coefficient de poisson :

Est le rapport de déformation relative transversale (allongement relative du côté de la section) et la déformation relative longitudinale (raccourcissement)  $\xi_t / \xi_l$ . D'après l'article A.2.1 3 du BAEL 91 [02] les valeurs de ces coefficients sont donnée égal à :

$\nu = 0$  Pour un calcul de sollicitation à l'ELU.

$\nu = 0.2$  Pour un calcul de déformations à l'ELS.

Type d'acier	Nominalisation	Symbole	Limite d'élasticité en [MPa]	Résistance à la rupture en [MPa]	Allongement relatif à la rupture en [%]	Coef.de Scellement [ $\psi$ ]
Acier en barre	Haute Adhérence FeE400	H.A	400	480	14	1.5
			500	550	12	
Acier en treillis	Treillis soudé TL.520 ( $\Phi < 6$ )	T.S	520	550	8	1

▪ **Poids volumique de béton :**

Le poids volumique de béton est de :

- 2300 à 2400 daN/m<sup>3</sup> s'il n'est pas armé.
- 2500 daN/m<sup>3</sup> s'il est armé.

**b. Acier :**

Les armatures du béton armé sont des aciers qui se distinguent par leurs nuances et leurs états de surface.

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

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

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

▪ **Caractéristiques des aciers utilisés :**

▪ **Module d'élasticité longitudinal :**

La valeur du module d'élasticité noté «  $E_s$  » est constante quel que soit la nuance de l'acier :  $E_s = 200000$  MPa (ART.A.2.2 ,1 BAEL91).

Le coefficient de poisson ( $\nu$ ) est égal à : 0,3

▪ **Diagramme contrainte déformation de l'acier :**

La mise en évidence des caractéristiques mécaniques de l'acier se fait à partir de l'essai de traction, qui consiste à rompre une tige en acier sous l'effet de la traction simple. Le diagramme contrainte déformation illustrée par la figure ci-dessous :

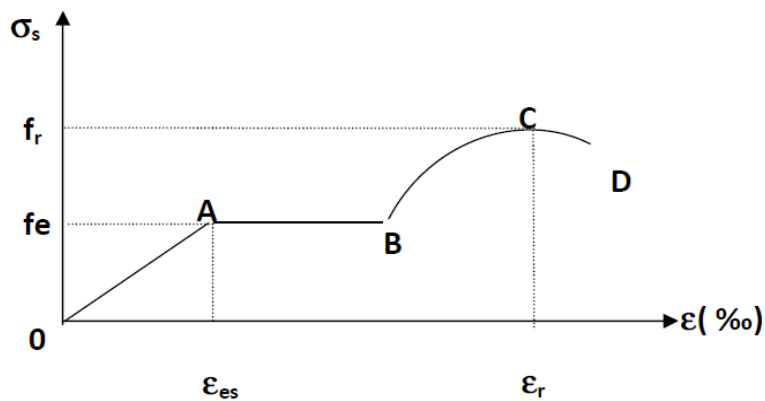


Diagramme contrainte déformation

Les paramètres représentés sur la figure sont définis comme suit :

- $f_r$  : Résistance à la rupture,
- $f_e$  : Limite d'élasticité,
- $\epsilon_{es}$  : Allongement relatif correspondant à la limite élastique de l'acier,
- $\epsilon_r$  : Allongement à la rupture.

On distingue du diagramme précédent 04 parties :

- Zone 0A : Domaine élastique linéaire
- Zone AB : Domaine plastique
- Zone BC : Domaine de raffermissement
- Zone CD : Domaine de striction

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

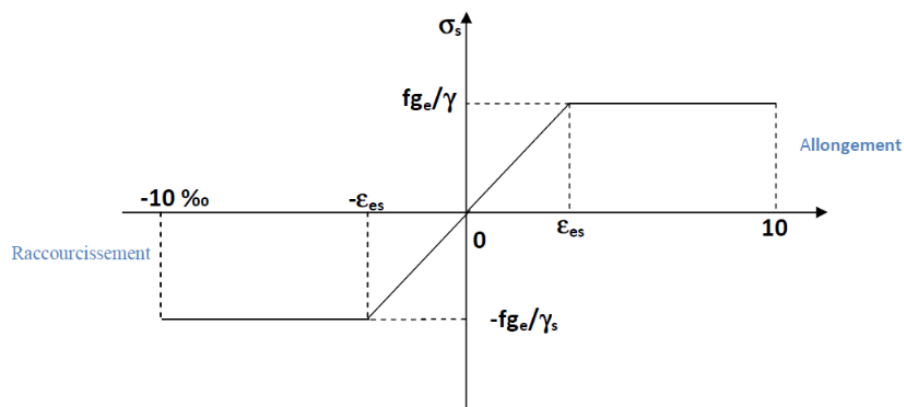


Diagramme contrainte déformation de calcul

Contrainte limite ultime des aciers :

Elle est définie par la formule suivante :  $\overline{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$

- $\overline{\sigma}_{st}$  : Contrainte admissible d'élasticité de l'acier
- $f_e$ : Limite d'élasticité garantie.
- $\gamma_s$  : coefficient de sécurité
- $\gamma_s = 1,15 \rightarrow$  pour les situations durables.
- $\gamma_s = 1 \rightarrow$  pour les situations accidentelles

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

### ▪ Etat limite de service (ELS)

Les règles BAEL limitent les contraintes dans les armatures tendues soumises à l'action des sollicitations de service afin de réduire les risques d'apparition des fissures dans le béton. On distingue trois cas de fissurations :

- *Fissuration peu nuisible (BAEL91/A.4.5,32) :*

La fissuration est considérée comme peu nuisible lorsque :

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

$$\sigma_{st} = f_e$$

- *Fissuration préjudiciable (BAEL91/A.4.5,33)*

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

$$\sigma_s \leq \min ( 2/3 f_e ; 110\sqrt{\eta f_{tj}} )$$

- *Fissuration très préjudiciable (BAEL91/A.4.5,34) :*

La fissuration est considérée comme très préjudiciable lorsque les éléments en cause sont exposés à un milieu agressif ou doivent assurer une étanchéité. Dans ce cas, il importe de respecter les règles suivantes :

$$\sigma_s \leq \min ( 0.5 f_e ; 90\sqrt{\eta f_{tj}} )$$

avec :

$\eta$  : Coefficients de fissuration:

$\eta = 1$  Pour les ronds lisses (RL),

$\eta = 1.6$  Pour les aciers hautes adhérence de diamètre (HA) de  $\phi \geq 6\text{mm}$

$\eta = 1.3$  Pour les aciers hautes adhérence de diamètre de  $\phi < 6\text{mm}$ .

### I.5. Protection d'armatures (BAEL91 modifié 99, Art A. 7.2.4)

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

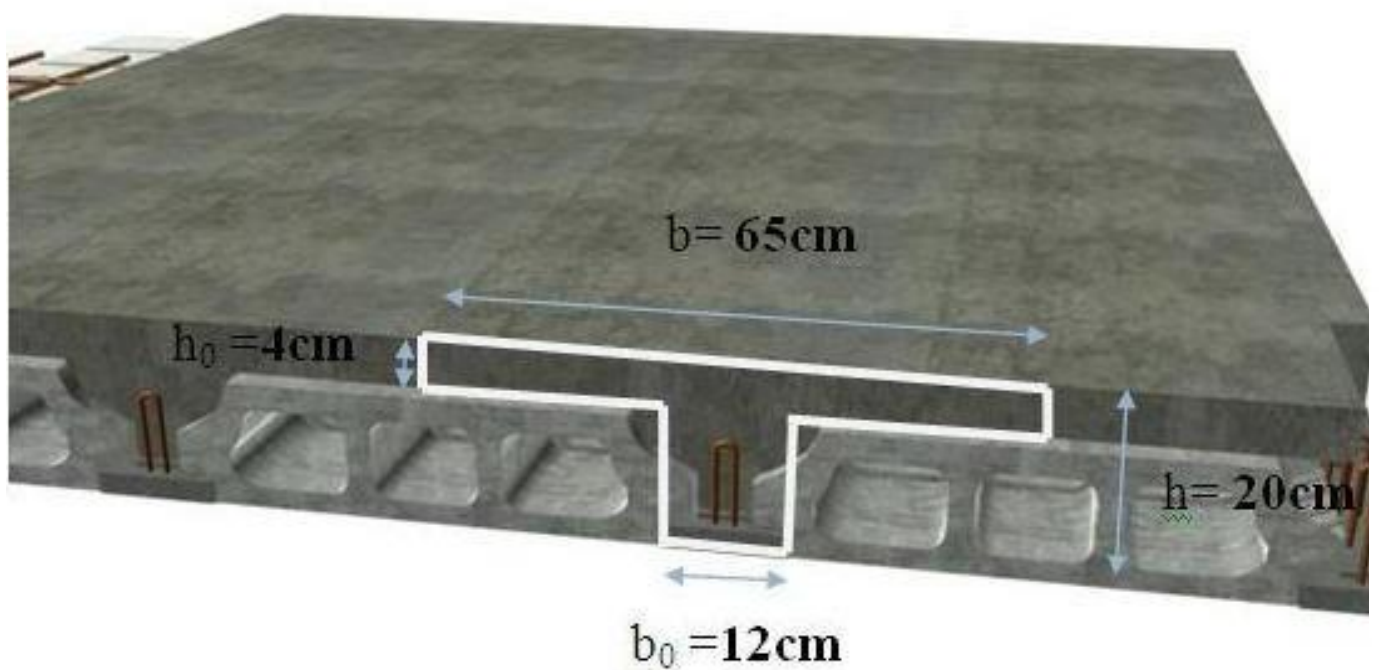
- $C \geq 5\text{cm}$  : Pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins ainsi que pour ceux exposés aux atmosphères très agressives.
- $C \geq 3\text{cm}$  : Pour les éléments en contact d'un liquide (réservoirs, tuyaux, canalisations).
- $C \geq 1\text{cm}$  : pour les parois situées dans les locaux non exposés aux condensations.

### Conclusion

A ce niveau du travail, nous avons défini tous les éléments composants notre ouvrage, et les caractéristiques mécaniques et massiques des matériaux que nous utiliserons lors de la construction passons par l'application rigoureuse et précise des règles en vigueur. Cependant, chaque ouvrage présente ses propres caractéristiques qui font que le calcul doit être fait avec précaution.

## CHAPITRE II:

### PRE-DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS



## II \_ Introduction

Pour assurer une bonne tenue et stabilité de l'ouvrage, il faut que tous les éléments de la structure soient pré-dimensionnés pour résister aux différentes sollicitations :

- ❖ **Sollicitations verticales : dues aux charges permanentes, surcharges du plancher et portiques.**
- ❖ **Sollicitations horizontales : dues aux effets du vent et du séisme.**

Le pré-dimensionnement des éléments structuraux et non-structuraux d'un bâtiment est une étape primordiale dans un projet de génie civil et cette dernière se fait conformément aux prescriptions apportées au : **BAEL 91 modifié 99** et **RPA99 version 2003**.

La descente de charges a pour but l'évaluation des actions permanentes et des actions variables que peut supporter chaque élément porteur afin d'assurer la stabilité de l'ouvrage.

### II.1. Eléments de constructions :

#### II .1.1. Les planchers :

Le plancher est un élément de structure horizontal qui sépare deux niveaux et a pour fonction de :

- ✓ Résister : les planchers sont supposés être infiniment rigides dans le plan horizontal, ils doivent supporter leur poids propre et les surcharges du niveau et de transmettre ces charges aux poutres qui les transmettent à leurs tours aux poteaux puis aux fondations.
- ✓ Assurer l'isolation thermique et phonique entre les différents niveaux.
- ✓ Assurer l'étanchéité à l'eau et à l'humidité.
- ✓ Protéger contre les incendies.
- ✓ Participer à la résistance des murs et des ossatures aux efforts horizontaux.

Dans notre bâtiment nous avons un seul type de planchers : Plancher en corps creux qui est porté par des poutrelles qui assurent la transmission des charges aux éléments horizontaux (poutres) et ensuite aux éléments verticaux (poteaux).

#### II.1.1.1. Plancher en corps creux :

Il s'agit de planchers constitués de corps creux posés sur des poutrelles pré fabriquées, le tout complété par une dalle de compression, ferrillée par un treillis soudé dont les dimensions des mailles ne dépassent pas :

- **20 cm** pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles.
- **30 cm** pour les armatures parallèles aux poutrelles.

Le dimensionnement du plancher à corps creux est donné par la formule suivante :

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22,5} \quad \dots\dots\dots \text{(BAEL 91 /art B.6.5, 1 modifie 99)}$$

**h<sub>t</sub>** : Hauteur (épaisseur) totale du plancher.

**L max**: Longueur maximale entre nus des poteaux dans le sens des poutrelles.

$$L_{\max} = L - 25$$

L: La plus grande portée entre axes des poteaux.

Le RPA exige  $\min(b,h) \geq 25 \text{ cm}$  en zone IIa on prend  $\min = 25 \text{ cm}$

AN : Dans le cas de notre bâtiment, on a :

$$L = 350 \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad L_{\max} = 350 - 25 = 325 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } h_t \geq \frac{325}{22.5} = 14.44 \text{ cm}$$

Pour faciliter l'exécution, et pour des raisons commerciales on adopte la hauteur :

$$h_t = 16 + 4 = 20 \text{ cm}$$

16cm : étant la hauteur du corps creux.

4cm : L'épaisseur minimal de la dalle de compression.

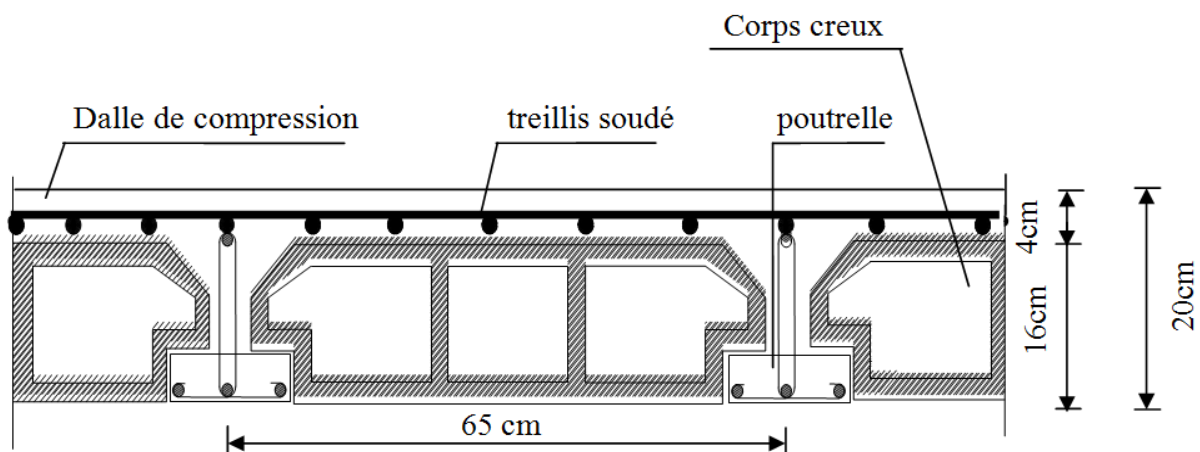


Fig. II.1.1 Coupe d'un plancher en corps creux

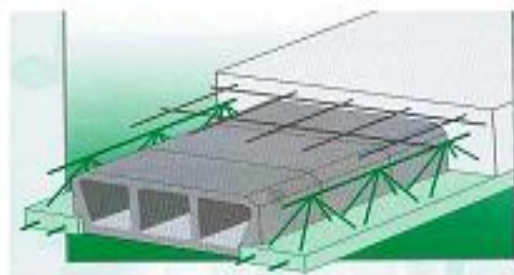


Figure. II.1.2 : Coupe transversale d'un plancher en corps creux.

### II .1.1.2. Plancher dalle pleine :

Les dalles sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions. La dalle peut reposer sur 2, 3 ou 4 appuis. L'épaisseur des dalles dépend le plus souvent des conditions d'utilisation que des vérifications de résistance. Dans notre cas la dalle pleine concerne la salle machine ainsi que les balcons.

Ainsi, l'épaisseur de la dalle est déduite à partir des conditions suivantes :

### A-Condition de résistance à la flexion :

Pour une dalle reposant sur 03 ou 04 appuis :  $\frac{L}{50} \leq e \leq \frac{L}{40} \Rightarrow \frac{3,50}{50} \leq e \leq \frac{3,50}{40}$

$$\Rightarrow 7 \leq e \leq 8,75$$

Donc on prend : **e=9cm**

### B-Condition de résistance au feu :

Cette condition nous permet de fixer l'épaisseur minimale de la dalle afin d'assurer une protection suffisante vis-à-vis du feu pour une durée moyenne.

**e =7cm pour une heure de coupe-feu.**

**e =11cm pour deux heures de coupe-feu.**

**e =17,5 cm pour un coupe de feu de quatre heures.**

D'après l'article G.R.8 du règlement de la protection civile, il faut que la résistance au feu des éléments porteurs de la structure (**poteaux, poutres...**) soit au moins deux heures, alors on opte pour un plancher qui devrait largement résister à deux heures donc on a : **e=15cm**

### C-Condition d'isolation phonique : (règles techniques CBA93)

Selon les règles du CBA93 et le BAEL91 modifié 99, la loi de masse exige pour une bonne isolation acoustique (bruits aériens) que la masse du plancher soit supérieure à **350kg/m<sup>2</sup>**

$$M_p = \rho_{\text{béton}} \times e \geq 350 \text{ Kg/m}^2 \rightarrow e \geq \frac{M_p}{\rho_{\text{béton}}} \geq \frac{350}{2500} = 0,14\text{m} \quad \text{avec } \rho_{\text{béton}} = 2500 \text{ Kg/m}^3$$

On prend : **e = 15cm**

## II.1.2. Poutres :

Les poutres sont des éléments en béton armé de section rectangulaire coulés sur place, ils ont pour rôle est l'acheminement des charges et des surcharges des planchers aux éléments verticaux (**poteaux et voiles**).

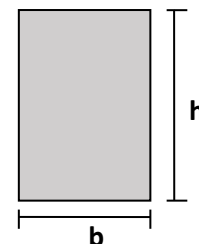
On distingue :

- Les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles.
- Les poutres secondaires qui assurent le chaînage.

Selon **BAEL91** la dimension de la poutre h et b sont déterminé comme suit :

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

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



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

Ainsi que le **RPA 99** modifié en 2003, exige que les dimensions des poutres pour les constructions implantées dans la zone sismique (IIa) doivent satisfaire aux conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \mathbf{h} \geq 30 \text{ [cm]} \\ \mathbf{b} \geq 20 \text{ [cm]} \\ \mathbf{h/b} \leq 4 \end{array} \right. \quad (\text{RPA 99 version 2003 /Art 7.5.1})$$

### A. Poutres principales :

#### • Hauteur :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \quad L_{\max} = 400 - 25 = 375 \text{ Cm}$$

$$\frac{375}{15} \leq h \leq \frac{375}{10} \quad 25 \leq h \leq 37.5$$

La hauteur de la poutre principale sera donc : **h = 40 Cm**

#### • Largeur :

$$0,4h \leq b \leq 0,7h \quad 0.4 (40) \leq b \leq 0.7 (40) \\ 16 \leq b \leq 28$$

La largeur de la poutre principale sera donc : **b = 30 Cm**

La section des poutres principales est : **b x h = 30x40 Cm<sup>2</sup>**

### B. Poutres secondaires :

#### • Hauteur :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \quad L_{\max} = 350 - 25 = 325 \text{ Cm}$$

$$\frac{325}{15} \leq h \leq \frac{325}{10} \quad 21.66 \leq h \leq 32.5$$

La hauteur de la poutre secondaire sera donc : **h = 35 Cm**

#### • Largeur :

$$0,4 h \leq b \leq 0,7 h \\ 0,4 (35) \leq b \leq 0,7 (35)$$

$$14 \leq b \leq 24.5$$

La largeur de la poutre secondaire sera donc :  $b = 30 \text{ Cm}$

La section des poutres secondaires est :  $b \times h = 30 \times 35 \text{ Cm}^2$

Vérification des conditions de RPA 99 version 2003 :

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

Tableau II.1 : vérification aux exigences du RPA.

Section des poutres adoptées :

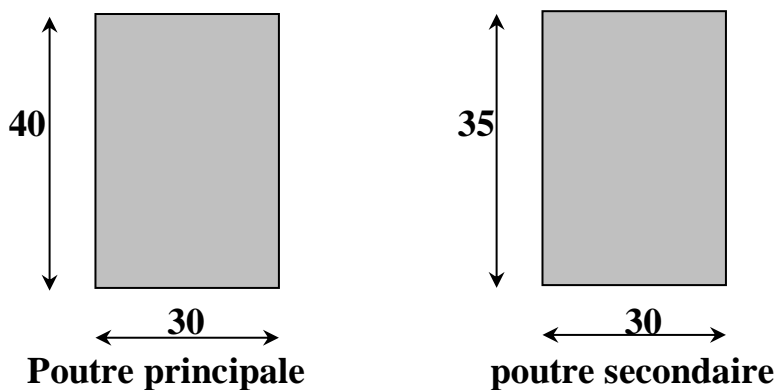


Figure II.2 : Poutre Principales et Secondaires

### II .1.3. Les voiles :

Pré-dimensionnement des murs en béton armé justifiés par (l'article 7.7.1 du RPA99/V2003) 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 qu'ils transmettent aux fondations.

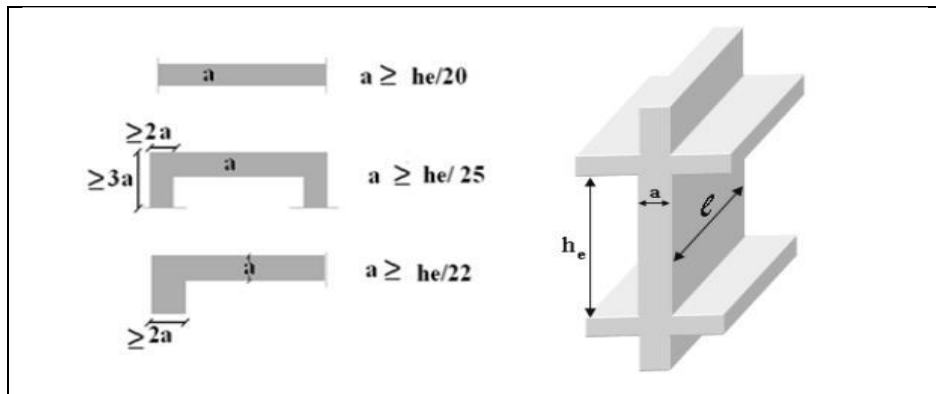


Fig II.3 : section réduite du voile

D'après le **RPA99version2003 Article7.7.1** ⇒ Les éléments satisfaisants la condition ( $L_{min} \geq 4e$ ) sont considérés comme des voiles, contrairement aux éléments linéaires.

Avec :

$L_{min}$  : Longueur minimale du voile.

$e$  : épaisseur du voile.

De plus l'épaisseur du voile est déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage avec une valeur minimale exigée par le même article de 15cm, et de conditions de rigidité aux extrémités selon les formules suivantes :

- **Forme U** ⇒  $e \geq \frac{h_e}{25}$
- **Forme T et L** ⇒  $e \geq \frac{h_e}{22}$
- **Forme rectangulaire** ⇒  $e \geq \frac{h_e}{20}$

**Dans notre cas :**

➤ **RDC :**

$$h_e = 4.58 - 0.20 = 4.38\text{m}$$

$$a \geq 438/20 = 21.9\text{cm}$$

$$a \geq 438/22 = 19.9\text{cm}$$

$$a \geq 438/25 = 17.52\text{cm}$$

➤ **Etage courant:**

$$h_e = 3.06 - 0.20 = 2.86\text{m}$$

$$a \geq 286/20 = 14.3\text{cm}$$

$$a \geq 286/22 = 13\text{cm}$$

$$a \geq 286/25 = 11.44\text{cm}$$

$$a = \max(19.4, 14.3) = 19.4\text{cm}$$

On prend :  $a=20\text{cm}$

- Vérification des exigences du **RPA99 modifié 2003(Art 7.7-1)** :  $L_{\min} \geq 4e$

$$\begin{cases} L_{\min} = 310\text{cm} \\ 4e = 4 \times 25 = 100\text{cm} \end{cases}$$

⇒ \*  $L_{\min} \geq 4e$  .....condition vérifiée.

\*  $e = 25\text{cm}$  .....condition vérifiée.

### II .1.4. Pré-dimensionnement des poteaux :

Le pré dimensionnement des poteaux se fera à l'état limite de service en compression simple, selon la combinaison ( $N_s=G+Q$ ) avec :

$N_s$  : effort normal repris par le poteau,

$G$  : charge permanente,

$Q$  : surcharge d'exploitation en tenant compte de la dégression des surcharges

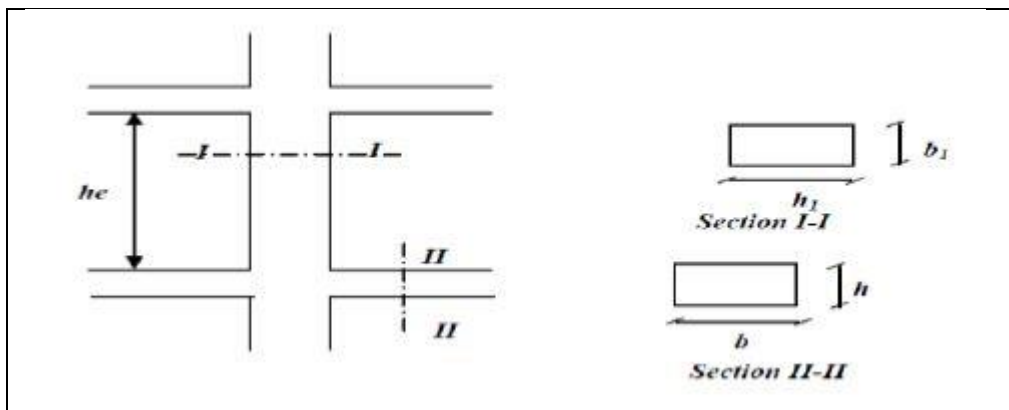


Figure II.4 : Coffrage des poteaux.

En supposant que seul le béton reprend l'effort normal, on effectuera le calcul de la section du poteau le plus sollicité, et qui est donnée par la formule suivante :

$$A = N_s / \sigma_{bc}$$

avec :  $A$  : section du poteau considéré.

$N_s$  : Effort normal revenant au poteau.

$\sigma_{bc}$  : Contrainte de compression admissible du béton.

$$\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} \text{ en MPa, à 28 jours } \leftrightarrow \sigma_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

Selon le **RPA (Article 7.4.1)**, les dimensions des sections transversales des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

- ✓  $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25\text{cm}$  en zones I et IIa
- ✓  $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 30\text{ cm}$  en zone IIb et III
- ✓  $\text{Min}(b_1, h_1) \geq h_e/20$
- ✓  $1/4 < b_1/h_1 < 4$

## II .2. Détermination des charges et surcharge :

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.

### II.2.1. Charges permanentes :

On calculera les charges correspondant aux planchers terrasse ; étages courants ; murs extérieurs ; murs intérieurs et l'acrotère.

On a :  $G = \rho \times e$

Avec :

$\rho$  : le poids volumique

$e$  : épaisseur de l'élément

#### a) Les plancher :

##### ➤ Le plancher terrasse :

La terrasse est inaccessible. Son plancher est réalisé en corps creux surmonté de plusieurs couches de protection en forme de pente assurant l'étanchéité et facilitant l'évacuation des eaux pluviales.

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Charge (KN/m <sup>2</sup> )
01	Couche de gravier	0.05	17	0.85
02	Etanchéité multi couche	0.02	6	0.12
03	Béton en forme de pente	0.06	22	1.32
04	Feuille de polyrène	/	/	0.01
05	Isolation thermique	0.04	4	0.16
06	Dalle en corps creux	(16+4)	14	2.8
07	Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
				<b>G = 5.46</b>

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

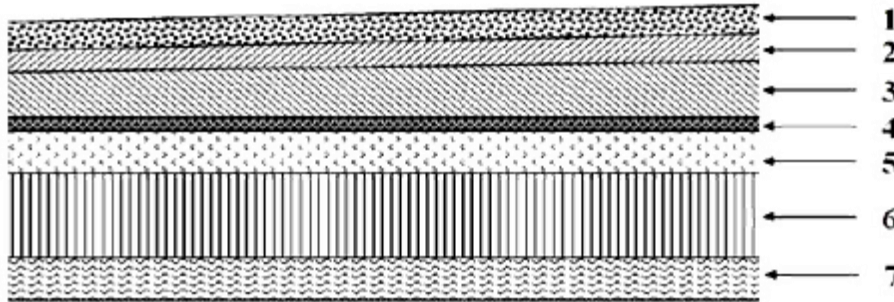


Figure II.4 : coupe du plancher terrasse

➤ Plancher étage courant :

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Charge (KN/m <sup>2</sup> )
01	Revêtement en carrelage	0.02	22	0.44
02	Mortier de pose	0.02	20	0.4
03	Couche de sable	0.03	18	0.54
04	Dalle en corps creux	0.2	14	2.8
05	Enduit de pâtre	0.02	10	0.2
06	Cloison de séparation interne	0.1	9	0.9
				<b>G = 5.28</b>

Tableau II.3 : valeur de la charge permanente du plancher étages courant :

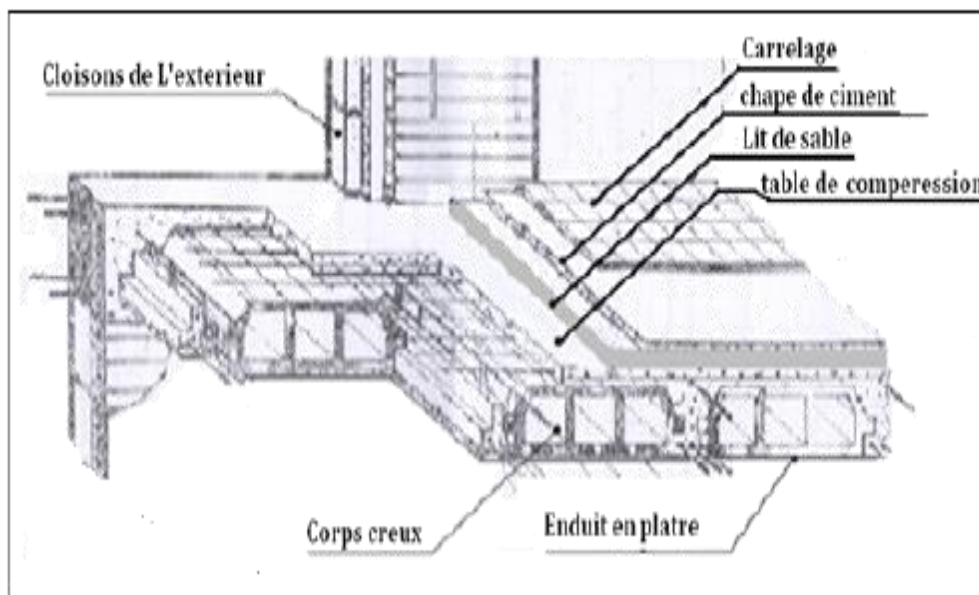


Figure II.5 : Composition du plancher étage courant

➤ Plancher dalle pleine :

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Charge (KN/m <sup>2</sup> )
01	Revêtement en carrelage	0.02	2	0.44
02	Mortier de pose	0.02	20	0.40
03	Couche de sable	0.02	18	0.36
04	Dalle pleine	0.18	25	3.75
05	Enduit en mortier ciment	0.02	22	0.44
				<b>G = 5.39</b>

Tableau II.4 : Valeur de charge permanente du plancher dalle pleine.

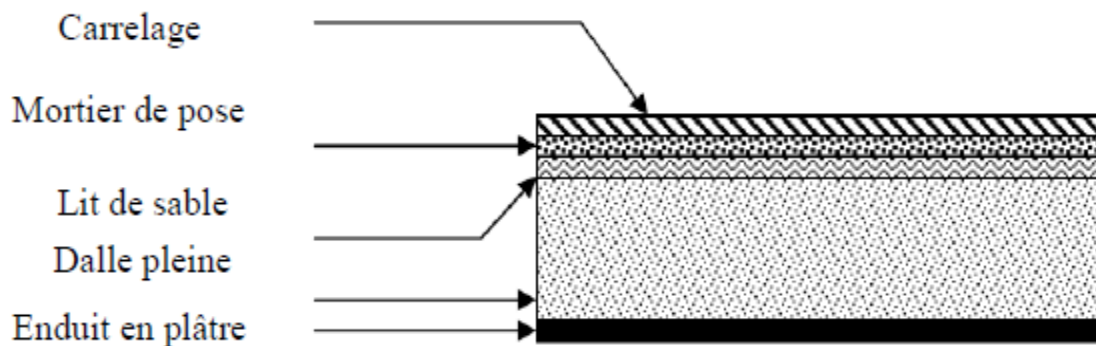


Figure II.6 : Composition du plancher dalle pleine

b) Maçonnerie :

➤ Murs extérieur :

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Charge (KN/m <sup>2</sup> )
01	Mortier de ciment	0.02	20	0.40
02	Briques creuses	0.1	9	0.9
03	Lame d'air	0.05	/	/
04	Briques creuses	0.1	9	0.9
05	Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
				<b>G = 2.40</b>

Tableau II.5 : valeur de la charge permanente du mur extérieur.

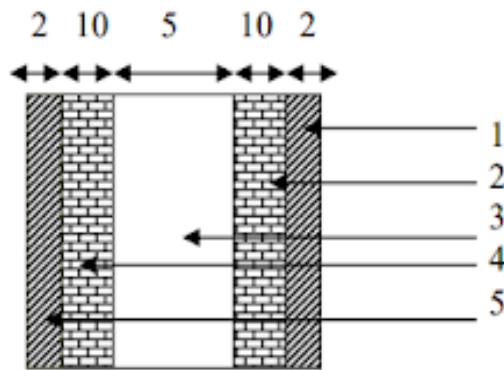


Figure II.7 : Coupe verticale du mur extérieur

➤ Murs intérieurs :

<i>N°</i>	<i>Éléments</i>	<i>Épaisseur (m)</i>	<i>Poids volumique (KN/m<sup>3</sup>)</i>	<i>Charge (KN/m<sup>2</sup>)</i>
01	Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
02	Briques creuses	0.1	9	0.9
03	Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
				<b><i>G = 1.4</i></b>

Tableau II.6 : Valeur de la charge permanente du mur intérieur :

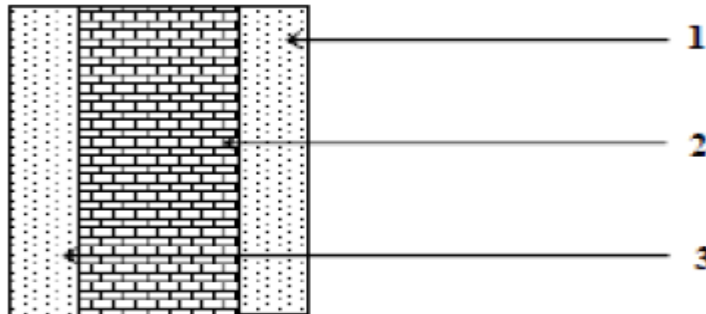


Figure II.8 : Coupe verticale du mur intérieur

➤ Voile :

<i>N°</i>	<i>Éléments</i>	<i>Épaisseur (m)</i>	<i>Poids volumique (KN/m<sup>3</sup>)</i>	<i>Charge (KN/m<sup>2</sup>)</i>
01	Voile en béton armé	0.2	25	5
02	Enduit de ciment	0.02	10	0.2
03	Enduit de plâtre	0.03	18	0.54
				<b><i>G = 5.74</i></b>

Tableau II.7 : Valeur des charges permanente du voile

c) Acrotère :

La hauteur de l'acrotère est égale à : 60cm

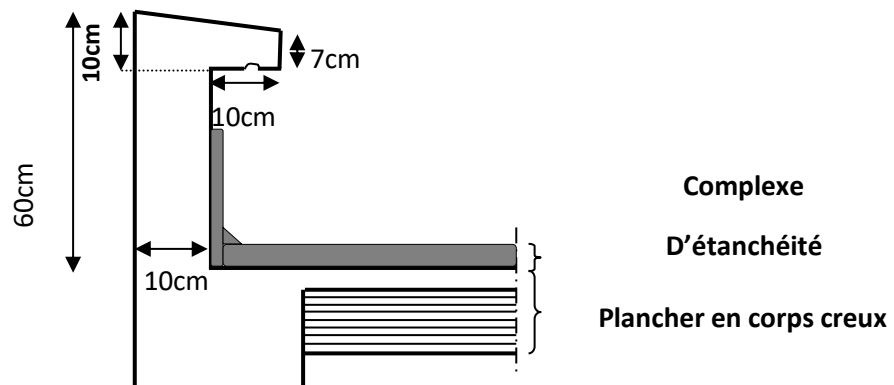


Figure II.9 : Coupe transversale de l'acrotère.

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

Poids propre :  $G = \rho \times S \times 1ml$  avec :

$$\rho = 25 \text{ KN/m}^3$$

$$S = (0,03 \times 0,1) / 2 + (0,07 \times 0,1) + (0,1 \times 0,6) = 0.0685$$

$$S = 0.0685 \text{ m}^2$$

$$G = 25 \times 0.0685 \times 1ml = 1.7125 \text{ kN/ml}$$

d) Poutres:

➤ Poutres principaux:

$$G_p = b \times h_t \times \rho = 0.3 \times 0.4 \times 25 = 3 \text{ KN/ml} \quad \leftrightarrow \quad G_p = 3 \text{ KN/ml}$$

➤ Poutres secondaires:

$$G_s = b \times h_t \times \rho = 0.3 \times 0.35 \times 25 = 2.625 \text{ KN/ml} \quad \leftrightarrow \quad G_s = 2.625 \text{ KN/ml}$$

## II .2.2. Surcharge d'exploitation :

N°	Eléments	Surcharge KN/m <sup>2</sup>
01	Plancher terrasse inaccessible	1
02	Plancher de RDC	2.5
03	Plancher étage courant	1.5
04	Escalier	2.5
05	Acrotère	1
06	Balcon	3.5

Tableau II.8 : valeur des surcharges d'exploitation

II .3. Surface d'influence :

L'aire du plancher revenant au poteau le plus sollicité (**B<sub>2</sub>**) sera déterminée comme suit :

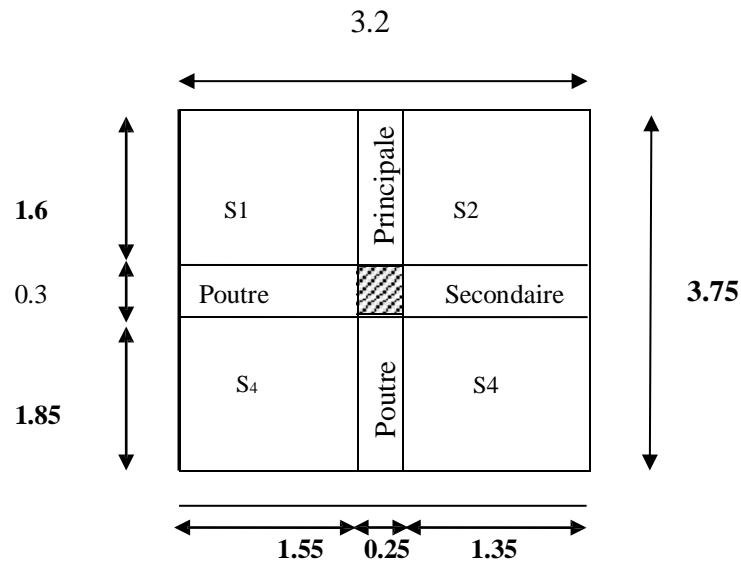


Figure II.10: Surface influence

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

$$S_1 = 1.55 \times 1.6 = 2.48 \text{ m}^2$$

$$S_2 = 1.35 \times 1.6 = 2.16 \text{ m}^2$$

$$S_3 = 1.55 \times 1.85 = 2.867 \text{ m}^2$$

$$S_4 = 1.35 \times 1.85 = 2.497 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{nette}} = 2.48 + 2.16 + 2.867 + 2.497 = 10 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{brute}} = S_{\text{totale}} = 3.75 \times 3.2 = 12 \text{ m}^2$$

II.3.1. Calcul des poids propres des éléments :

Pour tenir compte du poids du poteau, on suppose une section de (25x25) cm<sup>2</sup> qui correspond à la section minimale exigée par le **RPA 99 (version 2003)** en cette zone (**IIa**).

**A. Poids des planchers :**

- Plancher courant :  $G_{pc} = (5,28 \times 10) = 52.8 \text{ KN}$ .
- Plancher terrasse :  $G_{pt} = (5,46 \times 10) = 54.6 \text{ KN}$ .

**B. Poids des poutres :**

- Poutre principale  $G_{pp} = (0,30 \times 0,40) \times (1.6 + 1,85) \times 25 = 10,35 \text{ KN}$
- Poutre secondaire  $G_{ps} = (0,30 \times 0,35) \times (1,55 + 1,35) \times 25 = 7.612 \text{ KN}$

$$GP = 10,35 + 7.612 = 17.962 \text{ KN}$$

**C. Poids des poteaux :**

- Poteau d'étage courant :  $P_{p.courant} = (0,25 \times 0,25 \times 3,06) \times 25 = 4,781 \text{ KN}$ .
- Poteau d'étage de service :  $P_{Service} = (0,25 \times 0,25 \times 3,04) \times 25 = 4,75 \text{ KN}$
- Poteau de R.D.C :  $P_{RDC} = (0,25 \times 0,25 \times 4,58) \times 25 = 7,156 \text{ KN}$ .

**D. Surcharge d'exploitation :**

- **Etages courant:**  $Q \times S = 1,5 \times 10 = 15 \text{ KN}$
- **Terrasse :**  $Q \times S = 1 \times 10 = 10 \text{ KN}$
- **Premier étage (service) :**  $Q \times S = 5 \times 10 = 50 \text{ KN}$

**II .3.2. Loi de dégression des charges d'exploitation D.T.R.B.C.22**

Comme il est rare que toutes les charges d'exploitation agissent simultanément, on doit appliquer la loi de dégression des charges d'exploitation si le nombre de niveaux  $n \geq 5$ .

Notre ouvrage est composé de **11 étages ( $n \geq 5$ )** donc on doit appliquer la méthode.

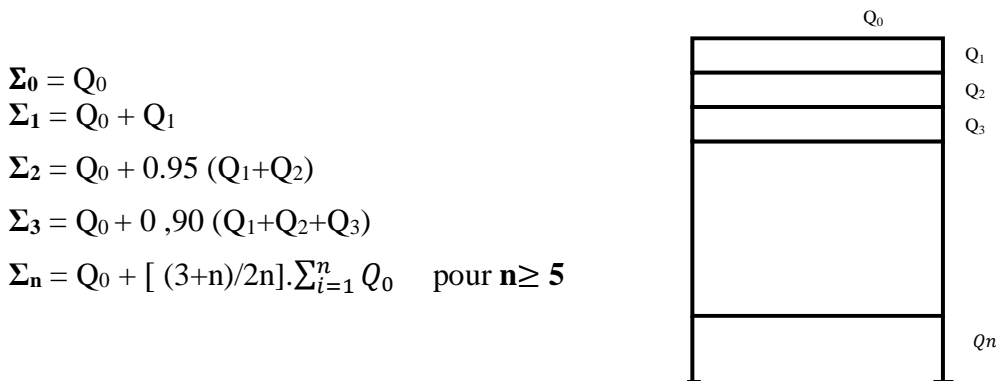


Fig. II .11. Loi de dégression des surcharges d'exploitation

$Q_0$  : surcharge d'exploitation à la terrasse.

$Q_i$  : surcharge d'exploitation de l'étage.

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

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

Norme	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
Niveaux	9	8	7	6	5	4	3	2	1	0	-1	-2
Coefficient	1	1	0,95	0,9	0,85	0,80	0,75	0,71	0,68	0,66	0,65	0,63

Tableau II.9 : Coefficients de dégression des surcharges en fonction des niveaux.

❖ **Surcharges cumulées d'après la loi de dégression des charges :**

- 11<sup>ème</sup> niveau :  $Q_0=10\text{KN}$
- 10<sup>ème</sup> niveau :  $Q_0 + Q_1= 25\text{KN}$
- 9<sup>ème</sup> niveau :  $Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2) = 38.5 \text{ KN}$
- 8<sup>ème</sup> niveau :  $Q_0 + 0.9 (Q_1 + Q_2 + Q_3) = 50.5\text{KN}$
- 7<sup>ème</sup> niveau :  $Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 62.5 \text{ KN}$
- 6<sup>ème</sup> niveau :  $Q_0 + 0.80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 70\text{KN}$
- 5<sup>ème</sup> niveau :  $Q_0 + 0.75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 77.5\text{KN}$
- 4<sup>ème</sup> niveau :  $Q_0 + 0.71 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7) = 84.97 \text{ KN}$
- 3<sup>ème</sup> niveau :  $Q_0 + 0.69 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8) = 92.44 \text{ KN}$
- 2<sup>ème</sup> niveau :  $Q_0 + 0.66 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9) = 100.04 \text{ KN}$
- 1<sup>er</sup> niveau :  $Q_0 + 0.65 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10}) = 107.5 \text{ KN}$
- RDC :  $Q_0 + 0.63 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 \dots\dots\dots + Q_{11}) = 137.2\text{KN}$

NIV	Charges permanentes [KN]					Surcharges d'exploitation [KN]		Eff <sup>prt</sup> Normal Ns=G+Q [KN]	Section du poteau [cm <sup>2</sup> ]	
	Planchers	poteaux	Poutres	G <sub>t</sub>	G <sub>c</sub>	Q <sub>i</sub>	Q <sub>c</sub>		Section trouvée	Section Adoptée
11	45.6	4.781	17.962	77.343	77.343	10	10	87.343	58.228	45x45
10	52.8	4.781	17.962	75.543	152.886	25	35	187.886	125.257	45x45
9	52.8	4.781	17.962	75.543	228.429	38.5	73.5	301.929	201.286	45x45
8	52.8	4.781	17.962	75.543	303.972	50.5	124	427.972	285.314	50x50
7	52.8	4.781	17.962	75.543	349.515	62.5	186.5	536.015	357.343	50x50
6	52.8	4.781	17.962	75.543	425.058	70	256.5	681.558	454.372	50x50
5	52.8	4.781	17.962	75.543	500.601	77.5	334	832.601	556.4	55x55
4	52.8	4.781	17.962	75.543	576.144	84.97	418.97	995.114	663.409	55x55
3	52.8	4.781	17.962	75.543	651.687	92.44	511.41	1163.097	775.398	55x55
2	52.8	4.781	17.962	75.543	727.23	100.04	611.45	1338.68	892.453	55x55
1	52.8	4.75	17.962	75.512	802.742	107.5	718.95	1521.692	1014.461	55x55
RDC	52.8	7.156	17.962	77.918	880.66	137.2	856.15	1736.81	1157.873	55x55

Tableau II.10 : Résumé des sections obtenues par la descente de charges.

**II.3.3. Dimensionnement du nœud vis-à-vis des moments fléchissant :**

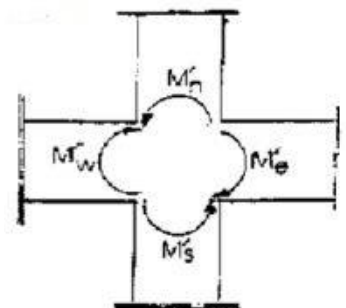
Les sections données par le calcul de la descente de charges sont faibles car le RPA exige pour la zone **IIa** une section minimale de 25x25 cm<sup>2</sup>.

L'article 7.6.2 du RPA 99/2003 relatif à la rotule plastique utilise les moments résistants des poutres à des poteaux arrivant aux nœuds.

$$|M_n| + |M_s| \geq 1,25 (|M_w| + |M_e|)$$

$$|M'n| + |M's| \geq 1,25 (|M'w| + |M'e|)$$

Tel que :



**Mn et Ms** : sont les moments fléchissant résistants dans les poteaux.

**Me et Mw** : sont les moments fléchissant dans les poutres.

On utilise cette relation en sachant que les moments résultants ne sont pas encore connus car en effet, les moments résultants sont calculés pour une section de béton armé, or à ce niveau de calcul, on ne connaît pas encore l'acier nécessaire alors on fait abstraction des aciers pour le béton et on fait une analogie entre le moment et l'inertie, autrement dit on a :

$$S = \frac{M}{I} \cdot V \Rightarrow M = \frac{\sigma I}{V}$$

On remplace :

$$\frac{\sigma \times I_s \text{ poteau}}{v} + \frac{\sigma \times I_n \text{ poteau}}{v} \geq 1,25 \left( \frac{\sigma \times I_e \text{ poutre}}{v} + \frac{\sigma \times I_w \text{ poutre}}{v} \right)$$

$$s \times I_s \text{ Poteau} + s \times I_n \text{ Poteau} \geq 1,25 (s \times I_e \text{ poutre} + s \times I_w \text{ poutre})$$

$$2I_{\text{poteau}} \geq 1,25 (2I_{\text{poutre}}) \longrightarrow I_{\text{poteau}} \geq 1,25 I_{\text{poutre}}$$

On a la section de la poutre principale qui est de **30x40cm<sup>2</sup>**.

$$I_{\text{poutre}} = \frac{0,3 \times 0,40^3}{12} = 1,6 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$I_{\text{poteau}} = \frac{a^4}{12} \geq 1,25 (1,6 \times 10^{-3}) = 0,02 \longrightarrow a \geq \sqrt[4]{12 \times 0,02}$$

$$a \geq 0,39 \text{ m}$$

On prend : **a = 45cm**

On adopte pour les poteaux les sections suivantes :

Étages	Sections en cm <sup>2</sup>
RDC ,1 <sup>er</sup> ,2 <sup>eme</sup> ,3 <sup>eme</sup> ,4 <sup>eme</sup> , 5 <sup>eme</sup>	(55x55)
6 <sup>eme</sup> ,7 <sup>eme</sup> ,8 <sup>eme</sup>	(50x50)
9 <sup>eme</sup> ,10 <sup>eme</sup> ,11 <sup>eme</sup>	(45x45)

Tableau II.11 : Les sections des poteaux adoptées.

### II .3 .4. Vérifications des sections des poteaux (ART.7.4/RPA99ver2003).

- Min(b,h)≥25cm en zone II<sub>a</sub>.
- Min(b,h)≥h<sub>e</sub>/20.
- 1/4<b/h<4.

#### 1. Poteaux 55x55 (RDC) :

- ✓ Min (55 ; 55) ≥ 25cm ..... Vérifié.
- ✓ Min (55 ; 55) ≥ h<sub>e</sub>/20 =15.2 cm ..... Vérifié. Avec (**h<sub>e</sub>= 4.58m**)
- ✓ 1/4 ≤ b/h ≤ 4 avec b/h = 1 ..... Vérifié.

#### 2. Poteaux 55x55 (étage de service) :

- ✓  $\text{Min}(55 ; 55) \geq 25\text{cm}$  ..... Vérifié.
- ✓  $\text{Min}(55 ; 55) \geq h_e/20 = 15.85 \text{ cm}$  ..... vérifié. Avec ( $h_e = 3.04\text{m}$ )
- ✓  $1/4 \leq b/h \leq 4$  avec  $b/h = 1$  ..... vérifié.

**3. Poteaux 55x55 (2<sup>ème</sup>, 3<sup>ème</sup>, 4<sup>ème</sup>, 5<sup>ème</sup>):**

- ✓  $\text{Min}(55 ; 55) \geq 25\text{cm}$  ..... vérifié.
- ✓  $\text{Min}(55 ; 55) \geq h_e/20 = 15,3\text{cm}$  ..... vérifié. Avec ( $h_e = 3.06\text{m}$ )
- ✓  $1/4 \leq b/h \leq 4$  avec  $b/h = 1$  ..... vérifié.

**4. Poteaux 50x50 (6<sup>ème</sup>, 7<sup>ème</sup>, 8<sup>ème</sup>):**

- ✓  $\text{Min}(50 ; 50) \geq 25\text{cm}$  ..... Vérifié.
- ✓  $\text{Min}(50 ; 50) \geq h_e/20 = 15.3 \text{ cm}$  ..... vérifié. Avec ( $h_e = 3.06 \text{ m}$ )
- ✓  $1/4 \leq b/h \leq 4$  avec  $b/h = 1$  ..... vérifié.

**5. Poteaux 45x45 (9<sup>ème</sup>, 10<sup>ème</sup>, 11<sup>ème</sup>):**

- ✓  $\text{Min}(45 ; 45) \geq 25\text{cm}$  ..... vérifié.
- ✓  $\text{Min}(45 ; 45) \geq h_e/20 = 15.3\text{cm}$  ..... vérifié. Avec ( $h_e = 3.06\text{m}$ )
- ✓  $1/4 \leq b/h \leq 4$  avec  $b/h = 1$  ..... vérifié.

❖ **Conclusion :**

Les conditions de **RPA** sont vérifiées, toutes les sections sont admissibles.

**II.3.5. Vérifications au flambement :**

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

Afin d'éviter le risque de flambement des poteaux, l'élancement  $\lambda$  de ceux-ci devra satisfaire l'équation suivante :

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 50.$$

Avec :

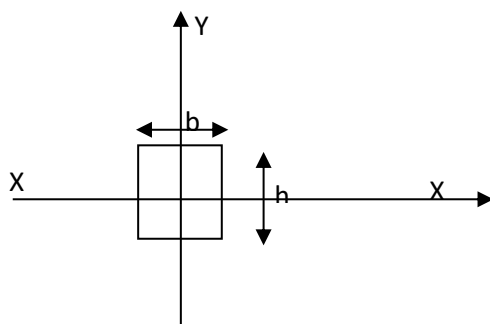
$L_f$  : longueur de flambement ( $L_f = 0.7 L_0$ )

$i$  : Rayon de giration ( $i = \sqrt{\frac{I}{S}}$  )

$L_0$  : hauteur libre du poteau

$S$  : section transversale du poteau ( $b \times h$ )

$I$  : moment d'inertie du poteau ( $I_{yy} = \frac{hb^3}{12}$  ;  $I_{xx} = \frac{bh^3}{12}$  )



$L_f = 0.7 \times 4.58 = 3.206$  m pour le poteau de RDC.

$L_f = 0.7 \times 3.06 = 2.142$  m pour le poteau des étages courants.

$L_f = 0.7 \times 3.04 = 2.128$  m pour étage de services.

➤ **Pour le RDC :**

$$i = \sqrt{\frac{I}{S}} = \sqrt{\frac{55 \times 55^3}{12 \times 55 \times 55}} = 15.87 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{320.6}{15.87} = 20.20 < 50 \dots\dots\dots \text{c v}$$

➤ **Pour 1<sup>er</sup> étage :**

$$i = \sqrt{\frac{55 \times 55^3}{12 \times 55 \times 55}} = 15.87 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{212.8}{15.87} = 13.40 < 50 \dots\dots\dots \text{c v}$$

➤ **Pour les niveaux 2,3, 4 et 5 :**

$$i = \sqrt{\frac{55 \times 55^3}{12 \times 55 \times 55}} = 15.87 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{214.2}{15.87} = 13.49 < 50 \dots\dots\dots \text{c v}$$

➤ **Pour les niveaux 6,7 et 8 :**

$$i = \sqrt{\frac{50 \times 50^3}{12 \times 50 \times 50}} = 14.43 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{214.2}{14.43} = 14.84 < 50 \dots\dots\dots \text{c v}$$

➤ **Pour les niveaux 9,10 et 11:**

$$i = \sqrt{\frac{45 \times 45^3}{12 \times 45 \times 45}} = 12.99 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{214.2}{12.99} = 16.48 < 50 \dots\dots\dots \text{c v}$$

### Remarque :

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

**Conclusion :**

Les différentes règles, lois de document technique nous ont permis de Pré-dimensionner les éléments de notre structure comme suit :

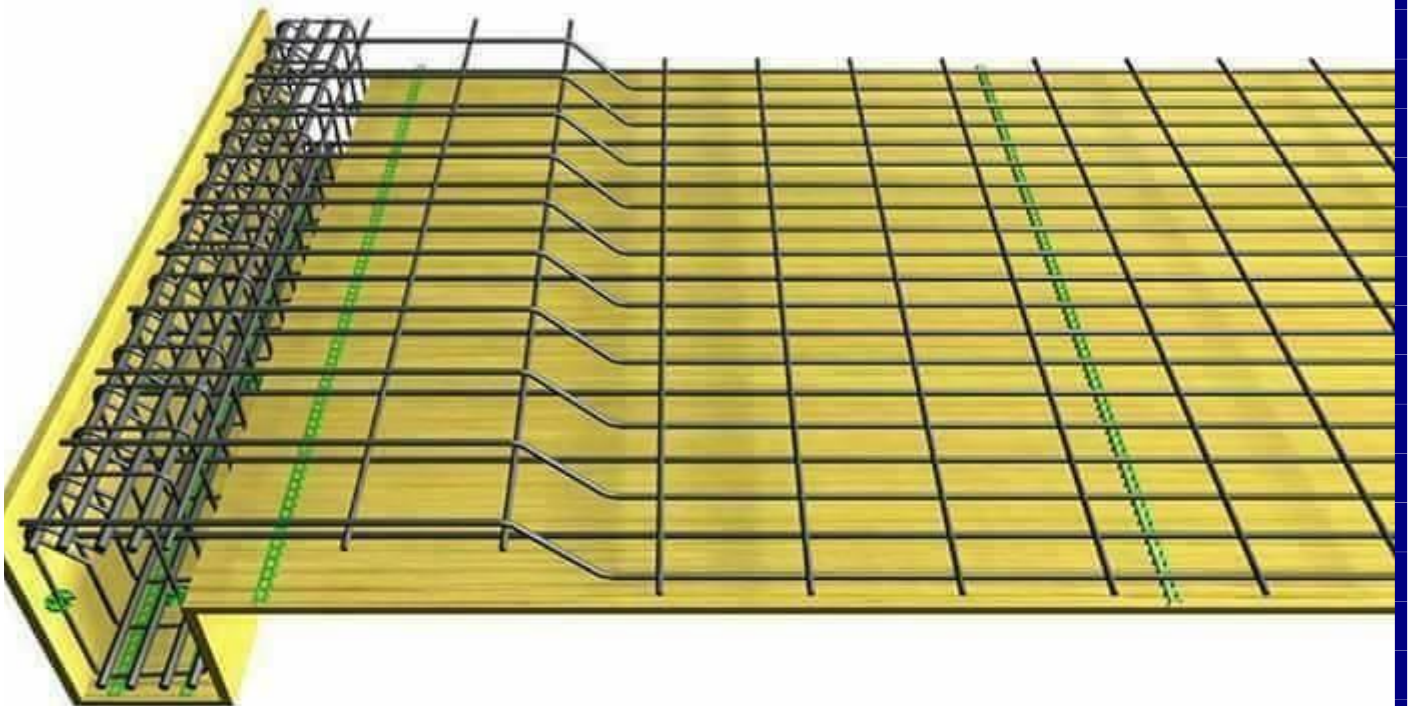
Hauteur du plancher en corps creux		$h_t = 20\text{cm} (16+4)$
Epaisseur de la dalle pleine		$e = 15\text{cm}$
Epaisseur des voiles		$a = 25\text{cm}$
Sections des poutres	Poutre principale	$(30 \times 40) \text{ cm}^2$
	Poutre secondaire	$(35 \times 30) \text{ cm}^2$
Sections des poteaux	RDC	$(55 \times 55) \text{ cm}^2$
	1 <sup>er</sup> , 2 <sup>ème</sup> , 3 <sup>ème</sup> , 4 <sup>ème</sup> , 5 <sup>ème</sup> étage	$(55 \times 55) \text{ cm}^2$
	6 <sup>ème</sup> , 7 <sup>ème</sup> , 8 <sup>ème</sup> étage	$(50 \times 50) \text{ cm}^2$
	9 <sup>ème</sup> , 10 <sup>ème</sup> , 11 <sup>ème</sup> étage	$(45 \times 45) \text{ cm}^2$

**Tableau II.12 : Récapitulatif des résultats**

Ces résultats nous serviront de base dans la suite de nos calculs dans les chapitres qui suivent.

## CHAPITRE III :

# CALCUL DES ELEMENTS NON STRUCTURAUX



### Introduction

Après avoir pré-dimensionné les éléments de contreventement, on passera au calcul des éléments non structuraux à savoir l'acrotère, les escaliers, les balcons et l'élément structuraux à savoir les planchers

#### III-1 L'acrotère :

C'est un élément secondaire en béton armé, qui a pour rôle de sécuriser totalement la terrasse et d'empêcher l'infiltration des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher terrasse, ses dimensions sont adoptées d'après les plans architecturaux. L'acrotère est considéré comme une console encastrée dans le plancher, soumis à son poids propre ( $G$ ), à une force latérale ( $F_p$ ) due à l'effet sismique et une surcharge horizontale ( $Q$ ) due à la main courante.

L'acrotère est sollicité par :

- Un effort normal  $G$  dû à son poids propre
- Un effort horizontal  $Q$  dû à la main courante engendrant un moment de renversement  $M$

Le calcul se fera pour une bande de 1m dans la section d'encastrement.

#### III-1-1 Hypothèse de calcul :

- Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur.
- La fissuration est nuisible.
- Le calcul sera fait en flexion composée.

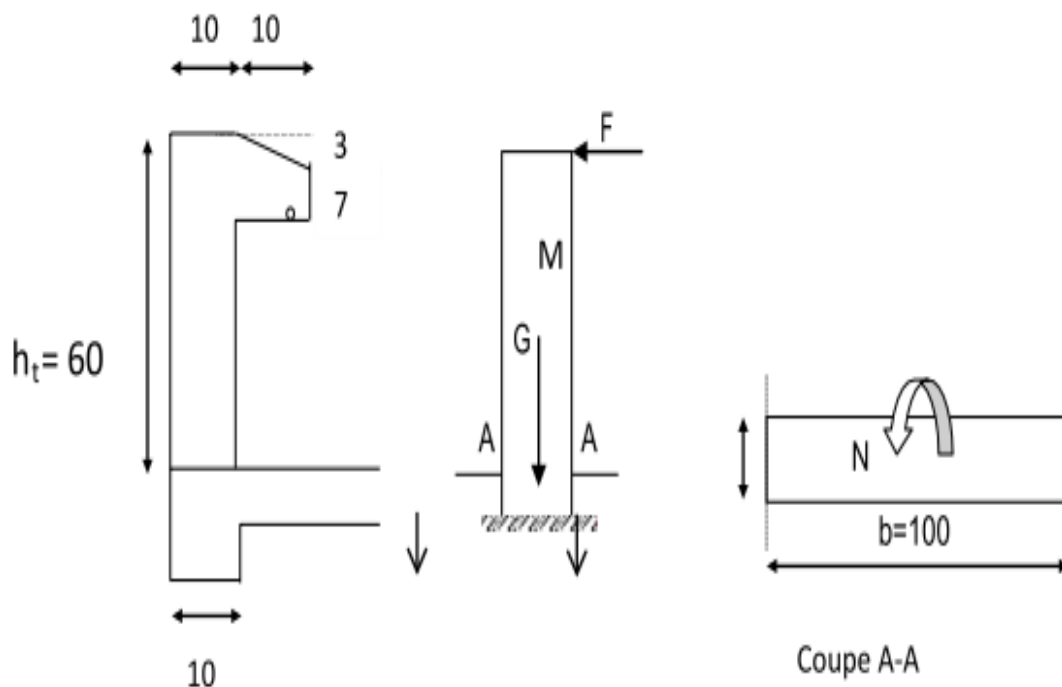


Figure III-1-1 : Coupe transversal de l'acrotère

## III-1-1-1 calcul des sollicitations :

- Effort normal dû au poids propres :

$$N = G_{ac} \times 1 = S \times \rho \times 1m$$

$$S_t = (0.10 \times 0.10) + (0.50 \times 0.10) + (0.10 \times 0.07) + \left( \frac{0.03 \times 0.10}{2} \right) = 0.0685 \text{ m}$$

$$G_{ac} = \rho \times S = 25 \times 0.0685 = 1.712 \text{ KN/ml}$$

$$G_{ac} = 1.712 \text{ KN/ml}$$

Avec :

$\rho$ : masse volumique du béton.

$S$  : section longitudinale de l'acrotère.

- Surcharge due à la poussée latérale  $Q$  :

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

- Effort normal dû au poids propre :

$$N = G \times 1 = 1.712 \text{ KN}$$

$$N = 1.712 \text{ KN/m}$$

- Effort tranchant

$$T = Q_{ac} \times 1m \text{ avec } (Q_{ac} = 1KN)$$

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

$$T = 1 \text{ KN/m}$$

- Moment de renversement dû à l'effort horizontal :

- Moment de renversement dû à  $Q$  :

$$M = Q_{ac} \times H \times 1m$$

$$M = 1 \times 0.6 \times 1 = 0.6 \text{ KN/m}$$

$$M = 0.6 \text{ KN/m}$$

- Moment de renversement dû à  $G$  :

$$M = 0$$

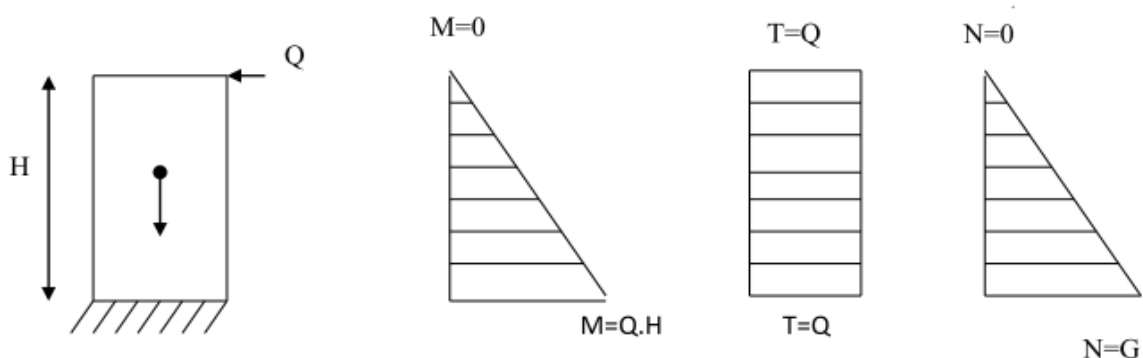


Figure III-1-2 : Diagramme des efforts internes.

## III-1-2 Combinaisons des charges

### a) Etat limite ultime

- Effort normal de compression

$$N_u = 1.35G = 1.35 \times 1.7125 = 2.31 \text{ KN}$$

- Effort tranchant

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

- Moment de flexion

$$M_u = 1.5M = 1.5 \times 0.6 = 0.9 \text{ KN.m}$$

### b) Etat limite de service

- Effort normal de compression

$$N_s = G = 1.7125 \text{ KN}$$

- Effort tranchant

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

- Moment de flexion

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

## III-1-3 Ferrailage de l'acrotère à l'ELU :

Pour déterminer les armatures on procède par la méthode de calcul en flexion composée. Pour se faire on utilise le calcul approprié dont le principe est d'étudier la section du béton en flexion simple puis en flexion composée pour déterminer les armatures réelles « A »

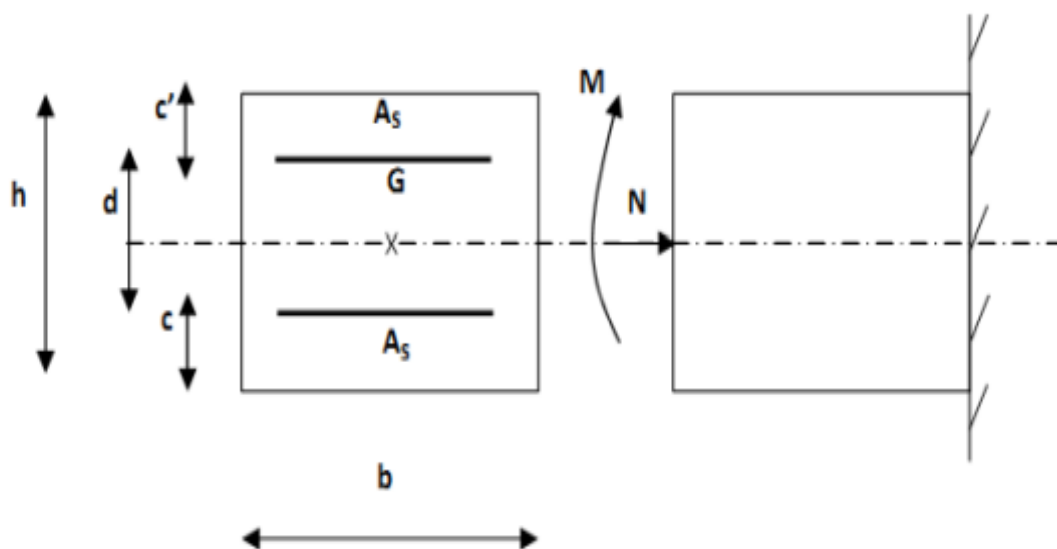


Figure III-1-3 : section rectangulaire soumise a la flexion

## a) Calcul à l'ELU :

### - Calcul de l'excentricité

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9}{2.31} = 0.39 \geq \left(\frac{h}{2} - c'\right) = \frac{0.10}{2} - 0.03 = 0.02$$

$$e_u = 0.39 \geq 0.02 \quad \longrightarrow \quad \text{SPC}$$

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

### - Etape fictive (flexion simple)

$$M_f = N_u \times g$$

$g = e_u + \frac{h}{2} - c$  : distance entre le centre de pression et le centre de gravité des armatures

$$M_f = N_u \times \left(e_u + \frac{h}{2} - c\right) = 2.31 \times (0.39 + 0.05 - 0.03) = 0.947 \text{ KN.m}$$

### - Moment réduit

$$\mu = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \times f_{bu}} = \frac{0.947 \times 10^2}{100 \times 7^2 \times 14.2 \times 10^{-1}} = 0.014$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_{b \times \theta}} = \frac{0.85 \times 25}{1.5 \times 1} = 14.20 \text{ MPa}$$

$$\mu = 0.014 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow \text{section simplement armée (SSA)}$$

$$\mu = 0.014 \Rightarrow \beta = 0.993$$

### - Armatures fictifs en flexion simple

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPA}$$

Avec :

$\sigma_{st}$ : La contrainte limite d'élasticité de l'acier.

$$A_f = \frac{M_f}{d \cdot \beta \cdot \sigma_{st}} = \frac{0.947 \cdot 10^3}{7 \times 0.993 \times 348 \cdot 10^{-1}} = 0.39 \text{ cm}^2$$

$$A_f = 0.39 \text{ cm}^2$$

### ➤ Calcul d'armatures en flexion composée (armatures réelles) :

$$A_{str} = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0.39 - \frac{2.31}{348 \times 10^{-1}} = 0.32 \text{ cm}^2$$

$$A_{str} = 0.32 \text{ cm}^2$$

$$A_{sc} = 0$$

## b) Vérification à l'ELU:

1-Vérification de la condition de non fragilité : (Art A-4.2.1/BAEL 91)

$$A_{str} \geq A_{min}$$

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

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28} = 2.1 \text{ MPA}$$

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.6}{0.7125} = 0.842 \text{ m}$$

$$A_{min} = \frac{0.23 \times 2.1 \times 100.7 (84.2 - 0.455 \times 7)}{400 (84.2 - 0.185 \times 7)} = 0.80 \text{ cm}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} A_{str} = 0.32 \text{ cm}^2 \\ A_{min} = 0.80 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} \Rightarrow A_{str} \leq A_{min} \Rightarrow \text{condition non vérifiée}$$

➔ le ferrailage se fera avec la section minimale

Soit :  $A_s = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$  avec un espacement :  $St \leq 100/4 = 25 \Rightarrow St = 25 \text{ cm}$

- Armature de répartition

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

Soit :  $A_r = 3\text{HA}8 = 1.5 \text{ cm}^2$  avec un espacement  $St \leq 70/3 = 23.33 \Rightarrow St = 20 \text{ cm}$

## 2-Vérification de la contrainte de cisaillement (BAEL 91/Art A.5.1)

La fissuration est préjudiciable, donc :

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_u = \frac{V_u}{b.d} \text{ MPA} \\ \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \right\} \text{ MPA} \end{array} \right.$$

Avec :

$\tau_u$  : contrainte de cisaillement

$V_u$  : effort tranchant

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_u = \frac{1.5 \cdot 10^3}{100 \times 70} = 0.0214 \text{ MPA} \\ \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \times \frac{25}{1.5} ; 4 \right\} \text{ MPA} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \tau_u = 0.0214 \text{ MPA} \\ \bar{\tau}_u = \min \left\{ 2.5 ; 4 \right\} = 2.5 \text{ MPA} \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow \tau_u = 0.0214 \text{ MPA} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPA}$$

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

### 3-Vérification de l'adhérence et d'entraînement des barres (BAEL91/Art A.6.1.3)

Il faut vérifier :

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

Avec :

$$f_{t28} = 2.1 \text{ MPA}$$

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

$$\psi_s : \text{Coefficient de scellement droit} \quad \psi_s = 1.5 \text{ (HA)}$$

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

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9.d \sum U_i}$$

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

$$\sum U_i = n \times \pi \phi = 4 \times 3.14 \times 0.8 = 10.04 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \tau_{se} = \frac{V_u}{0.9.d \sum U_i} = \frac{1.5 \times 10}{0.9 \times 7 \times 10.04} = 0.237 \text{ MPA}$$

$$\Rightarrow \tau_{se} = 0.237 \text{ MPA} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPA} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

### 4-Espacement des barres (Art A.4.5,33/ BAEL 91modifié 99)

-Armatures principales :  $St \leq \min \{3h, 33 \text{ cm}\} = 30 \text{ cm.}$

**Soit St = 25 cm.**

-Armatures de répartition :  $St \leq \min \{4h, 45 \text{ cm}\} = 40 \text{ cm.}$

**Soit St = 25 cm.**

### 5-Ancrages des barres verticales

La longueur de scellement droit est

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4 \bar{\tau}_{se}} = \frac{0.8 \times 400}{4 \times 2.835} = 282.18 \text{ mm}$$

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4 \bar{\tau}_{se}}$$

Avec

$$\tau_s = 0.6 \psi_s f_{t28} = 0.6 \times 1.52 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa.}$$

**Soit :  $l_s = 30 \text{ cm}$**

### III-1-4 Vérifications à l'ELS :

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

#### 1- Vérification vis-à-vis de l'ouverture des fissures dans l'acier :

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

**On a :**

des aciers HA $\geq$  8 mm

F<sub>e</sub>E400

$\eta = 1.6$  fissuration préjudiciable

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

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

$$\rho = \frac{100 A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 7} = 0.287 \Rightarrow \beta_1 = 0.915 \Rightarrow k = 43.82$$

$$\sigma_s = \frac{0.6 \times 10^3 \times 10^3}{0.915 \times 70 \times 2.01 \times 10^2} \Rightarrow \sigma_s = 46.6 \text{ MPA}$$

$\bar{\sigma}_s = 46.6 \text{ MPA} > \sigma_s = 201.63 \text{ MPA} \Rightarrow$  condition vérifier

## 2-Contraintes dans le béton:

On doit vérifier que  $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \cdot f_{c28} = 0.6 \cdot 25 = 15 \text{ MPA.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \cdot \sigma_{st} = \frac{1}{35} \cdot 0.385 = 0.011 \text{ MPa.}$$

$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \Rightarrow$  La Condition est vérifiée.

## III-1-5 Vérification au séisme :

Selon (RPA99/Vers 2003), la force horizontale agissant sur l'acrotère est calculée suivant la formule :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W \quad \text{RPA99 (article 6.2.3).}$$

Avec :

**A** : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4-1) du RPA99

Pour notre cas : Groupe d'usage 2, zone IIa

$$A = 0.15$$

**C<sub>p</sub>** : Facteur de force horizontale varie entre 0,3 et 0,8 (Tableau 6-1 de RPA99)

Pour notre cas : C<sub>p</sub> = 0.8

**W<sub>p</sub>**: Poids de l'élément considéré (W<sub>p</sub> = G = 1.712 KN)

$$\Rightarrow F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 1.712 = 0.822 \text{ KN}$$

## Conclusion :

La condition étant vérifiée, donc l'acrotère sera calculé avec un effort horizontal supérieur à la force sismique d'où le calcul au séisme est inutile.

Donc on réalisera le ferrailage adopté à l'ELU du moment qu'il est justifié à l'ELS.

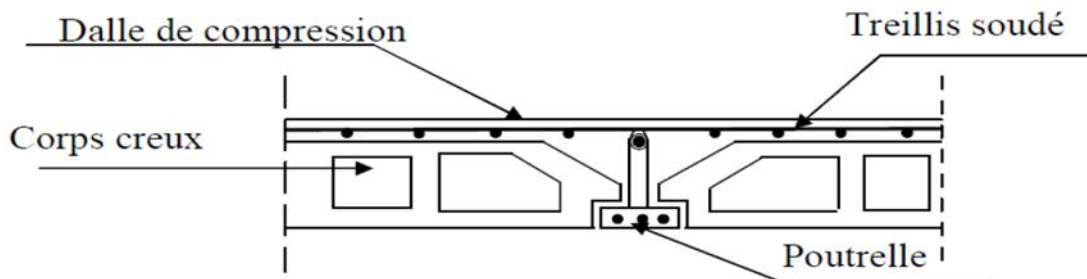
Armatures	Ferrailages	Espacements
Armature principale	4HA8/ml	25 cm
Armature de répartition	3HA8/ml	20 cm

### III-2 Calcul des planchers :

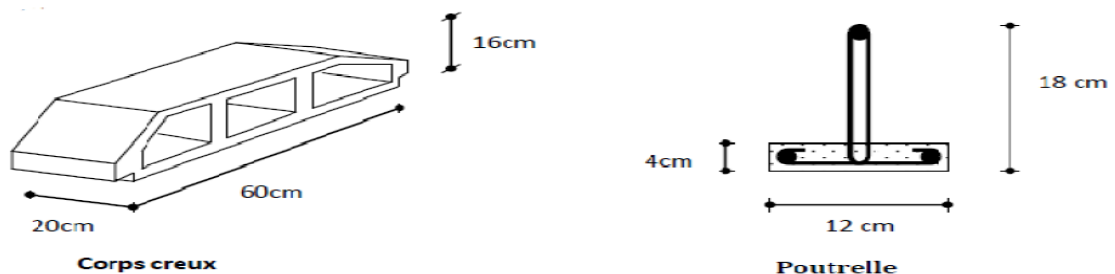
#### Introduction :

Comme nous l'avons indiqué déjà au chapitre II ; notre projet est constitué des planchers de même type en corps creux avec une dalle de compression, reposant sur des poutrelles préfabriquées disposées dans le sens de la petite portée. Le plancher en corps creux est composé de :

- Nervures appelées poutrelles de section en T. la distance entre axes des poutrelles est de 60cm.
- Remplissage en corps creux, utilisés comme coffrage perdu, et comme isolant, d'épaisseur de 16cm.
- Une dalle de compression en béton de 4cm d'épaisseur, elle est armée d'un quadrillage d'acier (treillis soudé) ayant comme fonction :
  - Limiter les risques de fissuration par retrait
  - Résistance sous l'effet des charges appliquées sur les surfaces réduites
  - Réalise un effet de répartition entre poutrelles voisines des charges localisées notamment celles correspondant aux surcharges.



**Figure III.2.1:** Schéma descriptif d'un plancher.



**Figure III.2.2 :** Représentation des corps creux et des poutrelles.

## III-2-1 Calcul et ferrailage de la dalle de compression (B.A.E.L.91.Art B.6.8.423):

La dalle de compression sera coulée sur place et aura une épaisseur de 4 cm, et armée d'un treillis soudé (TLE 520), ayant pour but de :

- ✓ Limiter les risques de fissurations par retrait
- ✓ Résister aux effets des charges appliquées sur des surfaces réduites.
- ✓ Répartir les charges localisées entre poutrelles voisines.

Les dimensions des mailles de treillis soudé ne doivent pas dépasser les valeurs suivantes :

- \* **20 cm pour les armatures  $\perp$  aux poutrelles.**
- \* **30 cm pour les armatures// aux poutrelles.**

➤ **Armatures perpendiculaires aux poutrelles :**

$$A_{\perp} = \frac{4 \times l}{f_c} = \frac{4 \times 65}{520} = 0.5 \text{ cm}$$

Soit :  $A_{\perp} = 5T_4 = 0.63 \text{ cm}^2/\text{ml}$ ,  $e_s = 20 \text{ cm}$

l : distance entre axe des poutrelles ( $50 \text{ cm} < l < 80 \text{ cm}$ ).

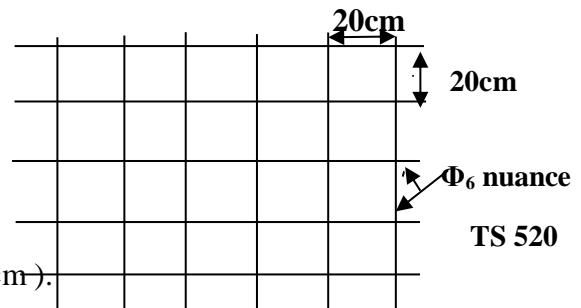


Fig III.2.3 : Treillis soudés (200×200)

➤ **Armatures parallèles aux poutrelles :**

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0.63}{2} = 0.315 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_{//} = 5T_4 = 0.63 \text{ cm}^2/\text{ml}$  ;  $e_s = 20 \text{ cm}$

## III.2.2) Calcul des poutrelles :

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

### ❖ Disposition des poutrelles :

Les poutrelles sont disposées parallèlement à la petite portée, mais si les deux sens ont les mêmes dimensions, alors les poutrelles sont disposées parallèlement aux sens de plus grand nombre d'appuis.

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

**a. Avant coulage de la dalle de compression :**

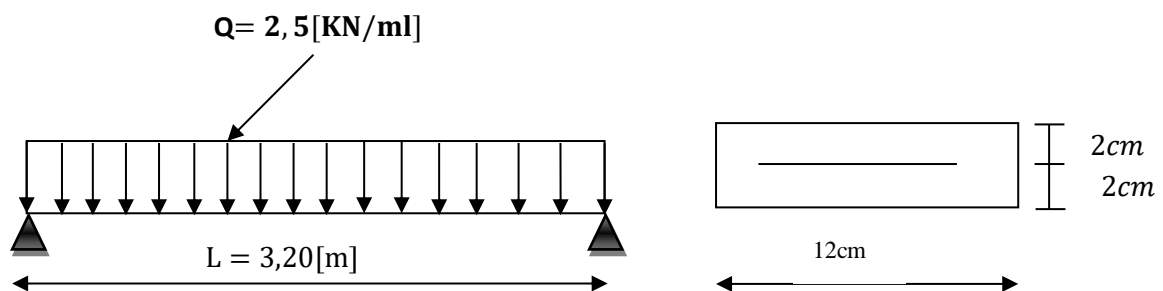
La poutrelle est considérée comme étant simplement appuyée à ces deux extrémités. Elle doit supporter son poids propre, le poids du corps creux qui est de  $0.95\text{KN/m}^2$  ainsi que celui de l'ouvrier :

- Poids propre :  $G_1 = (0.04 \times 0.12) \times 25 = \mathbf{0.12\text{ KN/ml}}$
- Poids du corps creux :  $G_2 = 0.95 \times 0.65 = \mathbf{0.62\text{ KN/m}}$
- Surcharge de l'ouvrier :  $Q = \mathbf{1\text{ KN/ml}}$
- Poids total:  $G_{\text{tot}} = G_1 + G_2 = \mathbf{0.74\text{ KN/ml}}$

**❖ Combinaison de charge :**

$$q_u = 1,35G + 1.5Q = 1,35 \times 0,74 + 1,5 \times 1,00 = 2,5\text{ KN/ml}$$

$$q_u = 2,5\text{ KN/ml}$$



**Figure III.2.4: Schéma statique de la poutrelle.**

**✓ Calcul des moments en travée :**

$$M_u = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{2.5 \times 3.20^2}{8} = \mathbf{3.2\text{ KN.ml}}$$

**✓ Calcul de l'effort tranchant :**

$$V_u = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{2.5 \times 3.20}{2} = \mathbf{4\text{ KN}}$$

**❖ Ferrailage à L'ELU :**

- Le calcul se fera pour la travée la plus longue.
- En considérant la fissuration comme étant non préjudiciable.

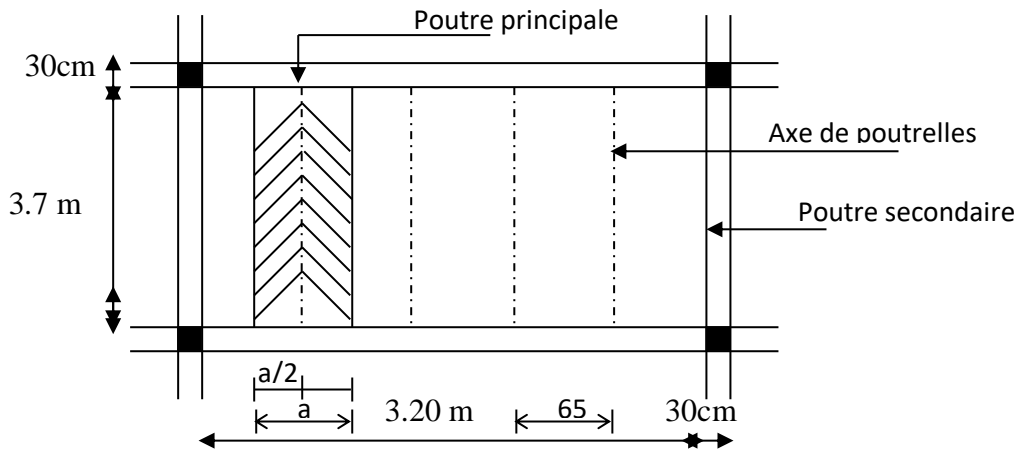


Fig. III.2.5 : surface revenant aux poutrelles

$c = 2 \text{ cm}$

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

Avec :

$c$  : l'enrobage.

$h$  : la hauteur utile.

$$\mu = \frac{Mu}{bd^2 f_{bc}} = \frac{3.2 \times 10^6}{120 \times 400 \times 1.42} = 4.69$$

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

$\mu = 4.69 > \mu_{id} = 0.392 \rightarrow$  Section doublement armée (SDA).

**Conclusion :**

La hauteur des poutrelles est de 4 cm, alors il est impossible de disposer des armatures de compression et de traction, ce qui nous oblige à prévoir des étais intermédiaires à fin d'aider les poutrelles à supporter les charges et surcharges d'avant coulage de la dalle de compression.

**b) Après coulage de la dalle de compression :**

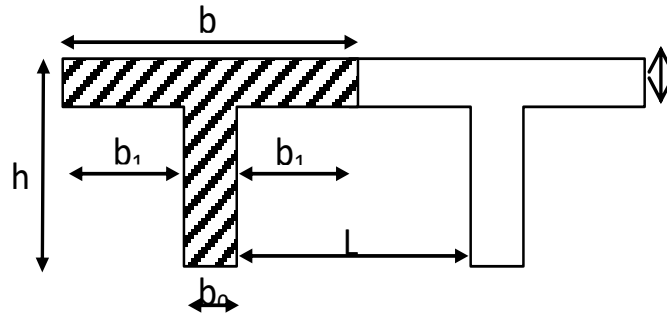
Après coulage de la dalle de compression, la poutrelle étant solidaire de cette dernière.

Le calcul sera conduit en considérant que la poutrelle travaille comme une poutre continue de section en T ; avec une inertie constante reposant sur plusieurs appuis.

Les appuis de rive sont considérés comme des encastremets partiels et les autres comme appuis simples. On note que la longueur de chaque travée est prise entre axe d'appuis.

✓ **Dimensionnement de la poutrelle :**

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



**Figure III.2.6** : surface revenant aux poutrelles

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

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

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

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

$b_1$  : est le débord

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

**d'où:**

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

### ✓ Calcul des chargements :

- Poids propre du plancher (étage terrasse):  $G = 5,46 \times 0,65 = 3,549\text{ kN/m}$ .  
Poids propre du plancher étage courant :  $G = 5,28 \times 0,65 = 3,432\text{ kN/m}$   
Poids propre du plancher(RDC) :  $G = 5,28 \times 0,65 = 3,432\text{ kN/m}$ .
- Charge d'exploitation :(plancher terrasse) :  $Q = 1 \times 0,65 = 0,65\text{ kN/ml}$ .  
Charge d'exploitation plancher étage courant :  $Q = 1,5 \times 0,65 = 0,975\text{ kN/ml}$   
Charge d'exploitation (étage RDC) :  $Q = 2,5 \times 0,65 = 1,625\text{ kN/ml}$

Nous considérons pour nos calculs, le plancher qui présente le cas le plus défavorable. Dans notre cas on fait le calcul pour le plancher étage RDC

### ✓ Combinaison de charge :

- **Plancher terrasse** :

$$\text{ELU : } q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35(3,549) + 1,5(0,65) = 5,766 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS : } q_s = Q + G = 3,549 + 0,65 = 4,199 \text{ KN/ml}$$

- **Plancher étage courant :**

$$\text{ELU : } q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35(3,432) + 1,5(0,975) = 6,068 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS : } q_s = Q + G = 3,432 + 0,975 = 4,407 \text{ KN/ml}$$

- **Plancher RDC :**

$$\text{ELU : } q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35(3,432) + 1,5(1,625) = 7,07 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS : } q_s = G + Q = 3,432 + 1,625 = 5,06 \text{ KN/ml}$$

### III.2.3. Choix de la méthode de calcul :

La détermination des moments fléchissant se fera par l'une des méthodes suivantes :

- Méthode forfaitaire.
- Méthode de Caquot.
- Méthode de la RDM (trois moments).

- **Méthode forfaitaire :**

Conditions d'application de la méthode forfaitaire : **(BAEL 91/modifié 99. Art B.6.2, 210)**

- La méthode s'applique aux planchers à surcharge d'exploitation modéré.
- La surcharge d'exploitation au plus égale à 2 fois la charge permanente ou 5 KN/ m<sup>2</sup>.

$$Q = 1,625 \text{ KN/ml} \leq \max \{ 2G; 5 \text{ KN/ml} \}$$

$$2 \times G = 2 \times 3,432 = 6,864 \text{ KN/ml}$$

$$Q = 1,625 \leq \max \{ 6,864 ; 5 \} = 6,864 \text{ KN / ml} \rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

- Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées → **La condition est vérifiée.**
- Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre **0.8** et **1.25**

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

$$\frac{l_1}{l_2} = \frac{310}{270} = 1,14 \quad (\text{condition vérifiée}).$$

- La fissuration est considérée comme non préjudiciable → **La condition est vérifiée.**
- **Donc dans notre cas la méthode forfaitaire est applicable**

### a) Principe de la méthode :

Elle consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travée et des moments sur appuis à des fractions fixées forfaitairement de la valeur maximale du moment  $M_0$  dans la travée dite de comparaison, c'est à dire dans la travée isostatique indépendante de même portée et soumise aux même charge que la travée considérée

### b) Exposé de la méthode :

- Le rapport ( $\alpha$ ) des charges d'exploitation à la somme des charges permanentes et d'exploitation, en valeurs non pondérées  $\alpha = \frac{Q}{Q+G}$

Les valeurs  $M_w$ ,  $M_e$ ,  $M_t$ , doivent vérifier les conditions suivantes :

$$M_t \geq \max\{1,05 ; (1 + 0,3\alpha) M_0\} - \frac{M_w - M_e}{2}$$

$$M_t \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} M_0 \text{ dans une travée intermédiaire.}$$

$$M_t \geq \frac{1,2+0,3\alpha}{2} M_0 \text{ dans une travée de rive.}$$

La valeur absolue de chaque moment sur appuis intermédiaire doit être au moins égale à :

- 0,6  $M_0$  pour une poutre à deux travées ;
- 0,5  $M_0$  pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées ;
- 0,4  $M_0$  pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.
- 0,3  $M_0$  pour les appuis de rives.

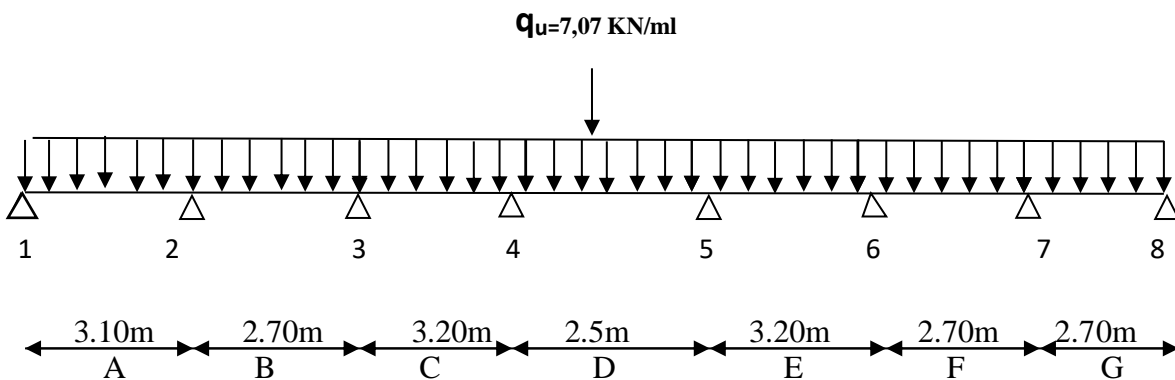


Fig III.2.7 schémas statique de la travée

### - Calcul du rapport de charge $\alpha$ :

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = \frac{Q}{G+Q} = \frac{2.5}{2.5+5,28} = 0,32 \text{ KN/ml} \\ 1 + 0,3\alpha = 1,096 \\ \frac{1+0,3\alpha}{2} = 0,548 \text{ (Travées intermédiaire)} \end{array} \right.$$

$$\frac{1.2+0,3\alpha}{2} = 0,648(\text{Travées de rives})$$

❖ Calcul du moment isostatique :

• Calcul à l'ELU :

$$q_u = 1,35 G + 1,5 Q = \mathbf{7.07 \text{ KN}}$$

$$M_{0A} = q_u \frac{l^2}{8} = 7.07 \frac{3.10^2}{8} = \mathbf{8.49 \text{ KN.m}}$$

$$M_{0B} = M_{0F} = M_{0G} = q_u \frac{l^2}{8} = 7.07 \frac{2,70^2}{8} = \mathbf{6.44 \text{ KN.m}}$$

$$M_{0C} = M_{0E} = q_u \frac{l^2}{8} = 7.07 \frac{3.20^2}{8} = \mathbf{9.05 \text{ KN.m}}$$

$$M_{0D} = q_u \frac{l^2}{8} = 7.07 \frac{2,50^2}{8} = \mathbf{5.52 \text{ KN.m}}$$

• Moments aux appuis :

$$M_1 = 0,3 M_{0A} \Rightarrow M_1 = 0,3(8.49) = \mathbf{2.547 \text{ KN.m}}$$

$$M_2 = 0,5 \max(M_{0A}, M_{0B}) \Rightarrow M_2 = 0,5(8.49) = \mathbf{4.245 \text{ KN.m}}$$

$$M_3 = M_4 = M_5 = M_6 = 0,4 \max(M_{0B}, M_{0C}) \Rightarrow M_3 = M_4 = M_5 = M_6 = 0,4(9.05) = \mathbf{3.62 \text{ KN.m}}$$

$$M_7 = 0,5 \max(M_{0F}, M_{0G}) \Rightarrow M_7 = 0,5(6.44) = \mathbf{3.22 \text{ KN.m}}$$

$$M_8 = 0,3(M_{0G}) \Rightarrow M_8 = 0,3(6.44) = \mathbf{1.932 \text{ KN.m}}$$

• Moments en travée:

$$M_{tA} = \max \left\{ (1 + 0,3\alpha) M_0 \right\} - \frac{M_w - M_e}{2} ; 1,096 M_0 \} \Rightarrow M_{tA} = \mathbf{5.90 \text{ KN.m}}$$

$$M_{tB} = \max \left\{ (1 + 0,3\alpha) M_0 \right\} - \frac{M_w - M_e}{2} ; 1,096 M_0 \} \Rightarrow M_{tB} = \mathbf{3.53 \text{ KN.m}}$$

$$M_{tC} = \max \left\{ (1 + 0,3\alpha) M_0 \right\} - \frac{M_w - M_e}{2} ; 1,096 M_0 \} \Rightarrow M_{tC} = M_{tE} = \mathbf{6.299 \text{ KN.m}}$$

$$M_{tD} = \max \left\{ (1 + 0,3\alpha) M_0 \right\} - \frac{M_w - M_e}{2} ; 1,096 M_0 \} \Rightarrow M_{tD} = \mathbf{3.024 \text{ KN.m}}$$

$$M_{tF} = \max \left\{ (1 + 0,3\alpha) M_0 \right\} - \frac{M_w - M_e}{2} ; 1,096 M_0 \} \Rightarrow M_{tF} = \mathbf{3.638 \text{ KN.m}}$$

$$M_{tG} = \max \left\{ (1 + 0,3\alpha) M_0 \right\} - \frac{M_w - M_e}{2} ; 1,096 M_0 \} \Rightarrow M_{tG} = \mathbf{4.48 \text{ KN.m}}$$

❖ Calcul des efforts tranchants :

$$T(i) = q_u \frac{l_i}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{l_i} ; \quad T(i+1) = q_u \frac{l_i}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{l_i}$$

Travée	L(m)	$q_u$ ( KN/ml)	$M_i$ (KN.m)	$M_{i+1}$ (KN.m)	$T_i$ (KN)	$T_{i+1}$ (KN)
A	3.10	7.07	2.547	4.245	10.41	-11.51
B	2.70		4.245	3.62	9.78	-9.31
C	3.20		3.62	3.62	11.31	-11.31
D	2.50		3.62	3.62	8.84	-8.84
E	3.20		3.62	3.62	11.31	-11.31
F	2.70		3.62	3.22	9.69	-9.39
G	2.70		3.22	1.932	10.02	-9.07

Tableaux III.2.1 efforts tranchants et moment fléchissant de la travée

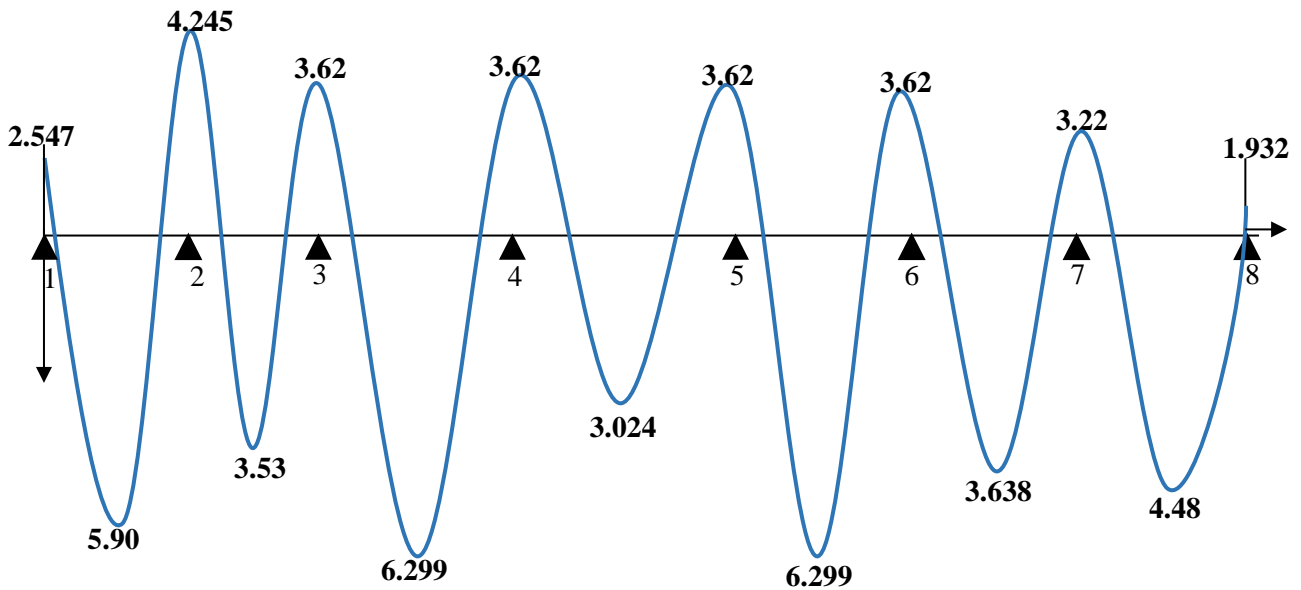


Fig III.2.8 diagramme des moments fléchissant de la travée

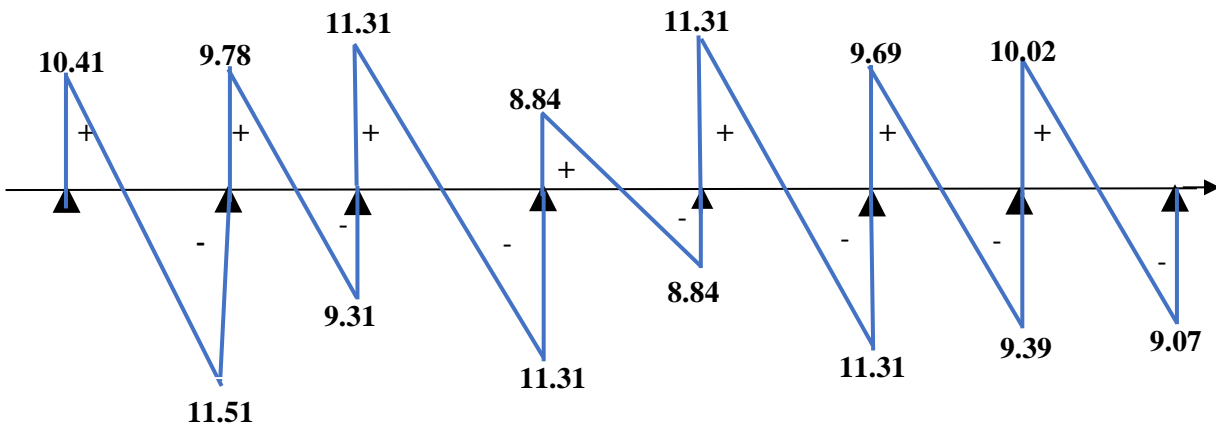


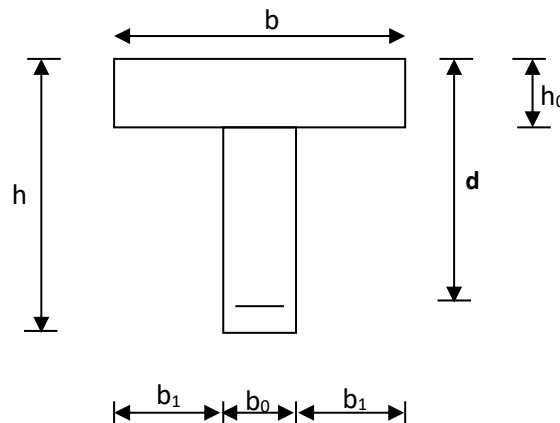
Fig III.2.9 diagramme des efforts tranchants

❖ Ferrailage :

**NB :**

On adoptera le même ferrailage pour toutes les travées en utilisant le moment maximum qui correspond à la plus grande travée

$$M_{t \max} = 6.299 \text{ KN.m} \text{ et } M_{a \max} = 4.245 \text{ KN.m}$$



**FIG III.2.10 : Section de calcul de la poutrelle après coulage de la dalle de compression**

**-Caractéristiques géométriques de la section de calcul :**

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

$h = 20\text{cm}$  (hauteur total de plancher)

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

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

$c = 2\text{cm}$  (enrobage des armatures inférieures)

$d = 18\text{cm}$  (distance du centre de gravité des armatures inférieurs jusqu'à la fibre la plus comprimée).

- **Moment résistant :**

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

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

$$M_0 = 0,65 \times 0,04 \times 14,2 \times 10^3 \left(0,18 - \frac{0,04}{2}\right) = 59,07 \text{ KN.m}$$

$M_f = 6.299 < M_0 = 59,07 \rightarrow$  **Donc l'axe neutre se situe dans la table de compression, le béton tendu est négligé,**

$\rightarrow$  La section en T se calcule exactement comme une poutre rectangulaire de largeur "b" et de hauteur "h".

- **En travées :**

$$\mu = \frac{M_t^{max}}{b \times d^2} = \frac{6.299 \times 10^2}{65 \times 18^2 \times 14.2 \times 10^{-1}} = 0.020 < \mu = 0.392 \longrightarrow \text{(SSA).}$$

$$A_s = \frac{M_t^{max}}{\beta \times d \times \sigma_s}$$

$$\mu = 0.020 \longrightarrow \beta = 0.990$$

$$A_s = \frac{6.299 \times 10^3}{0.990 \times 18 \times 348} = 1.02 \text{ cm}^2$$

Soit une section **3HA 10** ( $A_t = 2,35 \text{ cm}^2$ )

- **En appuis :**

La table de compression est entièrement tendue, la section à considérer pour le calcul est une section rectangulaire du hauteur utile  $d=18 \text{ cm}$  et de largeur  $b_0 = 12 \text{ cm}$

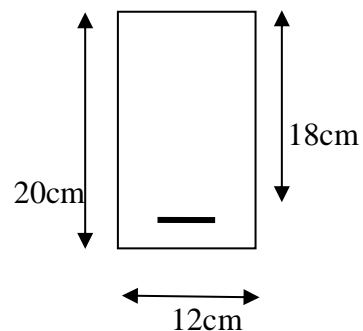
$$M_a^{max} = 4.245 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_a^{max}}{b_0 \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{4.245 \times 10^3}{12 \times 18^2 \times 14.2} = 0,076 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0,076 \longrightarrow \beta = 0,960$$

$$A_a = \frac{M_a^{max}}{B \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{4.245 \times 10^3}{0.960 \times 18 \times 348}$$

$$A_a = 0.706 \text{ cm}^2$$



Soit :  $A_a = 2 \text{ HA10} = 1,57 \text{ cm}^2$

- **Calcul des armatures transversales :**

Le diamètre minimal des armatures est donné par la formule suivante :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_l\right)$$

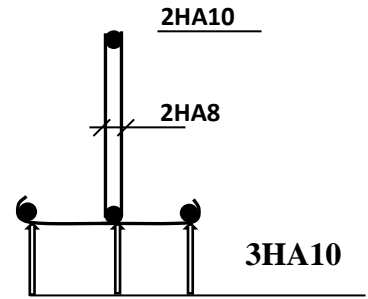
$\Phi_t$ : Diamètre des armatures transversales

$\Phi_l$ : Diamètre max des armatures longitudinales

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{20}{35}; \frac{12}{10}; 10\right) = 0.571cm$$

$$\phi_t \leq 0.571cm \approx 6mm$$

On choisit un cadre 2Ø8 avec  $A_t = 2HA8 = 1cm$



FIGIII.2.11 : Plan de ferrailage de poutrelle

- L'espacement des cadres : (Art.A.5.1.22/BAEL91)

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

On prend  $St = 15 cm$

### III-2-3) Vérification à l'ELU :

#### a) Vérification au cisaillement : (Art. A.5.1.1/BAEL 91)

On doit vérifier que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min(0.13 f_{c28}, 5 MPa) \longrightarrow \text{Fissuration peu nuisible}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(3.25 MPa, 5 MPa) = 3.25 MPa$$

$$\tau_u = \frac{V_u^{max}}{b \times d} = \frac{11.51 \times 10^3}{120 \times 180} = 0.533 MPa$$

$$\tau_u = 0.533 MPa < \bar{\tau}_u = 3.25 MPa \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

#### b) Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \left(\frac{0.23 \cdot b_0 \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e}\right) \frac{0.23 \times 12 \times 18 \times 2.1}{400} = 0,26 cm^2$$

❖ En travée :

$$A_t = 2,35cm^2 > A_{min} = 0,26cm^2 \dots\dots\dots \text{(Condition vérifiée).}$$

❖ Aux appuis :

$$A_a = 1,57cm^2 > A_{min} = 0,26cm^2 \dots\dots\dots \text{(Condition vérifiée).}$$

#### c) Vérification de la contrainte d'adhérence acier-béton : (Art. A.6.13/BAEL91)

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

La contrainte d'adhérence, au niveau de l'appui le plus sollicité est :

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

avec :

$$\sum u_i = n \times \pi \times \phi$$

$$\tau_{se} = \frac{11.51 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 3 \times 10 \times 3.14} = \mathbf{0.754 \text{ MPa}}$$

La contrainte d'adhérence,  $\tau_{se}$  pour l'entraînement des barres est :

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa} \quad \text{avec } \psi_s = 1,5 \text{ pour les aciers HA.}$$

Donc  $\tau_{se} = 0.754 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \longrightarrow$  **(condition vérifiée).**

d) Influence de l'effort tranchant sur le béton : (Art. A5.1.313/BAEL91)

$$\text{On doit vérifier que : } V_u^{\max} \leq \frac{0,4 \cdot a \cdot b_0 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}$$

avec  $a = 0,9d$

$$V_u^{\max} \leq \frac{0,4 \times 0,9 \times 18 \times 12 \times 2,5}{1,5} = 129,6 \text{ KN}$$

- **Appuis de rive :**

$$V_u^{\max} = 10.41 \text{ kN} < 129,6 \text{ kN} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Appuis intermédiaires :**

$$V_u^{\max} = 11.51 \text{ KN} < 129.6 \text{ KN} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

e) Influence de l'effort tranchant sur les armatures :

On doit vérifier que :

$$A_a \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left( V_u^{\max} + \frac{M_{\max}}{0.9d} \right)$$

- **Appuis de rive :**

$$A_a = 1 > \frac{1.15}{400 \times 10^{-1}} \times \left( 10.41 - \frac{4.245}{0.9 \times 0.18} \right)$$

$$A_a = 1 > -0.45 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Appuis intermédiaires :**

$$A_a = 1 > \frac{1.15}{400 \times 10^{-1}} \times \left( 11.51 - \frac{6.299}{0.9 \times 0.18} \right)$$

$$A_a = 1 > -0.79 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

## f) Calcul des scellements droit : (BAEL91/ Art. A6.1.23)

La longueur du scellement est donnée par la formule suivante :

$$l_s = \frac{\varphi \cdot F_e}{4\tau_{su}}$$

Avec :

$$\tau_{su} = 0,6 \cdot \psi_s^2 \cdot f_{t28} \text{ et } \psi_s : \text{coefficient de scellement.}$$

$\psi_s = 1.5$  pour les barres à haute adhérence.

$$\tau_{su} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$\text{D'où } l_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2,835} = 35,3 \text{ cm}$$

Donc  $l_s = 40\text{cm}$

## III-2-4) calcul des moments fléchissant :

### ❖ Calcul des moments isostatiques :

$$q_s = G+Q = 3,432 + 1,625$$

$$q_s = 5,06 \text{ KN/m}$$

-Calcul à l'ELS :

$$M_{0A} = q_u \frac{l^2}{8} = 5,06 \frac{3,10^2}{8} = 6,08 \text{ KN.m}$$

$$M_{0B} = M_{0F} = M_{0G} = q_u \frac{l^2}{8} = 5,06 \frac{2,70^2}{8} = 4,61 \text{ KN.m}$$

$$M_{0C} = M_{0E} = q_u \frac{l^2}{8} = 5,06 \frac{3,20^2}{8} = 6,48 \text{ KN.m}$$

$$M_{0D} = q_u \frac{l^2}{8} = 5,06 \frac{2,50^2}{8} = 3,95 \text{ KN.m}$$

### ❖ Moments aux appuis :

$$M_1 = 0,3 M_{0A} \Rightarrow M_1 = 0,3(6,08) = 1,82 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = 0,5 \max(M_{0A}, M_{0B}) \Rightarrow M_2 = 0,5(6,08) = 3,04 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = M_4 = M_5 = M_6 = 0,4 \max(M_{0B}, M_{0C}) \Rightarrow M_3 = M_4 = M_5 = M_6 = 0,4(6,48) = 2,59 \text{ KN.m}$$

$$M_7 = 0,5 \max(M_{0F}, M_{0G}) \Rightarrow M_7 = 0,5(6,48) = 3,24 \text{ KN.m}$$

$$M_8 = 0,3(M_{0G}) \Rightarrow M_8 = 0,3(4,61) = 1,38 \text{ KN.m}$$

### ❖ Moments en travée:

**Calcul du rapport de charge  $\alpha$  :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = \frac{Q}{G+Q} = \frac{2.5}{2.5+5.28} = 0.32 \text{ KN/ml} \\ 1 + 0,3\alpha = 1.096 \\ \frac{1+0,3\alpha}{2} = 0.548 \\ \frac{1.2+0,3\alpha}{2} = 0,648 \end{array} \right.$$

$$M_{tA} = \max \left\{ (1 + 0,3\alpha) M_0 \right\} - \frac{M_w - M_e}{2} ; 0,674 M_0 \} \Rightarrow M_{TA} = M_{TG} = \mathbf{4.23 \text{ KN.m}}$$

$$M_{tB} = \max \left\{ (1 + 0,3\alpha) M_0 \right\} - \frac{M_w - M_e}{2} ; 0,574 M_0 \} \Rightarrow M_{TB} = M_{TF} = \mathbf{2.53 \text{ KN.m}}$$

$$M_{tC} = \max \left\{ (1 + 0,3\alpha) M_0 \right\} - \frac{M_w - M_e}{2} ; 0,574 M_0 \} \Rightarrow M_{TC} = M_{TE} = \mathbf{4.51 \text{ KN.m}}$$

$$M_{tD} = \max \left\{ (1 + 0,3\alpha) M_0 \right\} - \frac{M_w - M_e}{2} ; 0,574 M_0 \} \Rightarrow M_{TD} = \mathbf{1.97 \text{ KN.m}}$$

$$M_{tF} = \max \left\{ (1 + 0,3\alpha) M_0 \right\} - \frac{M_w - M_e}{2} ; 0,574 M_0 \} \Rightarrow M_{TF} = \mathbf{2.53 \text{ KN.m}}$$

$$M_{tG} = \max \left\{ (1 + 0,3\alpha) M_0 \right\} - \frac{M_w - M_e}{2} ; 0,674 M_0 \} \Rightarrow M_{TG} = \mathbf{2.99 \text{ KN.m}}$$

**❖ Calcul des efforts tranchants :**

$$T(i) = q_s \frac{l_i}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{l_i} \qquad T(i+1) = q_s \frac{l_i}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{l_i}$$

Travée	L(m)	$q_s$ ( KN/ml)	$M_i$ (KN.m)	$M_{i+1}$ (KN.m)	$T_i$ (KN)	$T_{i+1}$ (KN)
A	3.10	5.06	1.82	3.04	7.45	-8.24
B	2.70		3.04	2.59	6.99	-6.67
C	3.20		2.59	2.59	8.09	-8.09
D	2.50		2.59	2.59	6.33	-6.33
E	3.20		2.59	2.59	8.09	-8.09
F	2.70		2.59	3.24	6.59	-7.07
G	2.70		3.24	1.83	7.35	-6.31

**Tableaux III.2.2 efforts tranchants et moment fléchissant de la travée**

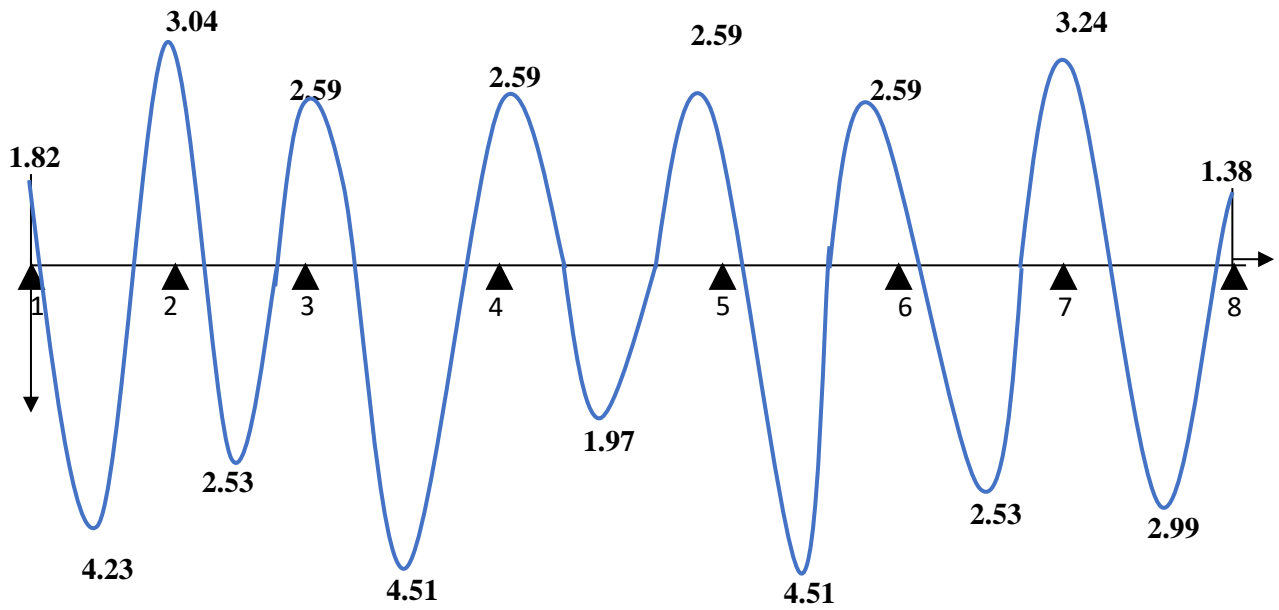


Fig III.2.12 diagramme des moments fléchissant de la travée

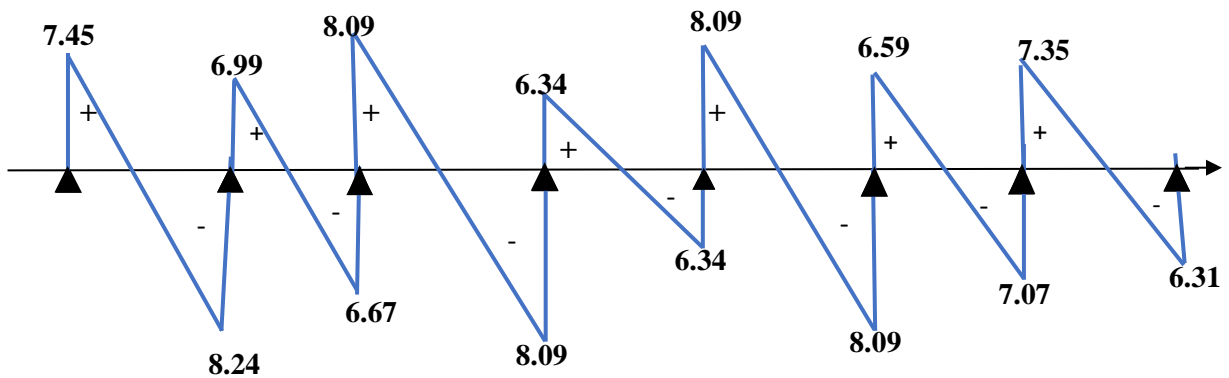


Fig III.2.13 diagramme des efforts tranchants

III-2-5) Vérifications à L'ELS :

1) Etat limite de la compression du béton :

- En travée :

$$M_{\max} = 4.51 \text{ KN.m}$$

a) Contrainte dans les aciers :

$$\rho_1 = \frac{\rho \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 2.35}{18 \times 12} = 1.088$$

$$\rho_1 = 1.088 \longrightarrow \beta_1 = 0.856 \longrightarrow K_1 = 19.8$$

$$\sigma_s = \frac{M_t^{max}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{4.51 \times 10^3}{0.856 \times 18 \times 2.35} = 124.56 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 124.56 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

**c) Contrainte de compression dans le béton :**

La fissuration peu nuisible donc il doit satisfaire la condition suivante :

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\bar{\sigma}_s}{K_1} = \frac{124.56}{19.8} = 6.29 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 6.29 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

**Alors la section est vérifiée vis-à-vis de la compression.**

**• Aux appuis :**

**a) Contrainte dans les aciers :**

$$M_{max} = 3.24 \text{ KN.m}$$

$$\rho_1 = \frac{\rho \times A_a}{b \times d} = \frac{100 \times 1.57}{18 \times 12} = 0.727$$

$$\rho_1 = 0.727 \longrightarrow \beta_1 = 0.8765 \longrightarrow K_1 = 25.845$$

$$\sigma_s = \frac{M_t^{max}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{3.24 \times 10^3}{0.8765 \times 18 \times 1.75} = 117.35 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 117.35 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

**b) Contrainte de compression dans le béton :**

La fissuration peu nuisible donc il doit satisfaire la condition suivante :

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\overline{\sigma}_s}{K1} = \frac{117.35}{25.845} = 4.54 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 4.54 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

Alors la section est vérifiée vis-à-vis de la compression.

## 2) Vérification de la section vis-à-vis de l'ouverture des fissures :

La fissuration étant peu nuisible donc aucune vérification n'est nécessaire.

### III-2-6) Etat limite de déformation (vérification de la flèche Art.A.3.6.51/BAEL91) :

La flèche développée au niveau de la poutrelle doit rester suffisamment petite par rapport à la flèche admissible pour ne pas nuire à l'aspect et l'utilisation de la construction.

Les règles du BAEL91 (**Art.B.5.6.1**), précisent qu'on peut se dispenser de vérifier l'ELS les poutres associées aux hourdis si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$\begin{cases} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{22.5} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15M_0} \\ \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{3.6}{f_e} \end{cases}$$

Avec :

h : hauteur total de la section ;

l : portée libre maximal ;

M<sub>t</sub> : maximum de flexion ;

b : largeur de nervure.

$$\begin{cases} \frac{20}{320} = 0.063 > 0.044 & \text{condition vérifié} \\ \frac{20}{320} = 0.063 > \frac{9.149}{15 \times 8.024} = 0.076 & \text{condition non vérifié} \\ \frac{A_s}{b \times d} = \frac{2.35}{12 \times 18} = 0.01 < \frac{3.6}{400} = 0.009 & \text{condition non vérifié} \end{cases}$$

Donc, on doit calculer la flèche :

$$f = \frac{M_t L^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} \leq \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{3200}{500} = 6.4 \text{ mm}$$

$\bar{f}$  : La flèche admissible

E<sub>v</sub> : module de déformation différée

$$\text{Avec } E_v = 3700 \sqrt{f_{c28}} = 3700 \sqrt{25}$$

$$E_v = 10818.865 \text{ MPa}$$

I<sub>fv</sub> : moment d'inertie totale de la section homogénéisée par rapport au CDG de la section

$$I_{fv} = \frac{1.1I_0}{1 + \lambda_v \times \mu}$$

Avec :

$$\lambda_v = \frac{0.05 \times f_{t28}}{\rho(2+3\frac{b_0}{b})} \quad \text{et} \quad \mu = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4\rho\sigma_s + f_{t28}}$$

$I_0$  : Moment d'inertie de la section totale rendue homogène passant par son c.d.g

$B_0$  : Section homogénéisée

$S_X$  : Moment statique de fibre supérieure non fissure dans la partie tendue.

$$B_0 = b_0 (h-h_0) + b h_0 + n A_t = 12 (20-4) + 65 \times 4 + 15 \times 2,35 = 487,25 \text{ cm}^2$$

$$S_{xx} = b_0 h \cdot \frac{h}{2} + (b-b_0) h_0 \cdot \frac{h_0}{2} + 15 A_t d = 12 \times 20 \frac{20}{2} + (65-12)4 \times \frac{4}{2} + 15 \times 2,35 \times 18$$

$$S_{xx} = 3458,5 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0} = \frac{3458,5}{487,25} = 7.1$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 7.1 = 12.9$$

$$I_0 = \frac{b \times h^3}{12} + 15 [ A_s (\frac{h}{2} - c)^2 + A_s' (\frac{h}{2} - c') ]$$

Dans notre cas  $A_s' = 0$

$$I_0 = \frac{65 \times 20^3}{12} + 15 [ 2.35 (\frac{20}{2} - 2)^2 ]$$

$$I_0 = 45589.33 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \times d} = \frac{2.35}{12 \times 18} = 0.0109 \longrightarrow \beta = 0.9815$$

$$\lambda_v = \frac{0.05 \times 2.1}{0.0109(2+3\frac{12}{65})} = 3.77$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4\rho\sigma_s + f_{t28}}$$

$$\sigma_s = \frac{M_t^{max}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{4.51 \times 10^6}{0.9815 \times 180 \times 235} = 108.63 \text{ MPa}$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0109 \times 108.63 + 2.1} = 0.54$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times 45589.33}{1 + 3.77 \times 0.54} = 16518.96 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{9.149 \times 10^6 \times 3200^2}{10 \times 10818.86 \times 16518.96 \times 10^4} = 5.24 \text{ mm}$$

$$f = 5.24 \text{ mm} < \bar{f} = 6.4 \text{ mm} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

### III-3 Dalle pleine de Balcon :

Les balcons sont des éléments décoratifs dans les bâtiments à usage d'habitation, ils sont constitués de dalle pleine dont l'épaisseur est relativement faible par rapport aux autres dimensions. Ils sont calculés comme des consoles encastées, soumise à son poids propre et à une charge d'exploitation et aussi le poids propre du mur. On adopte une épaisseur: ( $h = 15\text{cm}$ )

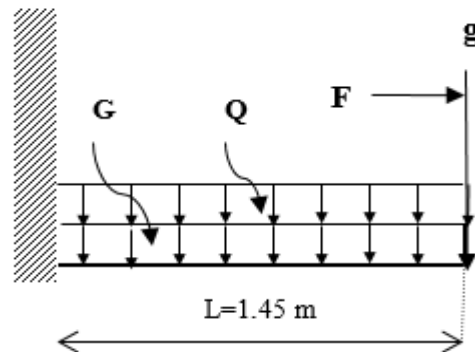


Figure III.3.1: Schéma statique du balcon

- G : charge permanent uniformément réparties due au poids propre de la dalle pleine.
- Q : surcharge d'exploitation verticale revenant au balcon.
- g : charge verticale concentrée due à l'effet du poids propre du garde-corps en brique creuse.
- F : charge horizontale concentrée due à la main courante.

#### III.3.1 Dimensionnement :

L'épaisseur de la dalle pleine est déterminée en chapitre II avec  $e_p = 15\text{ cm}$

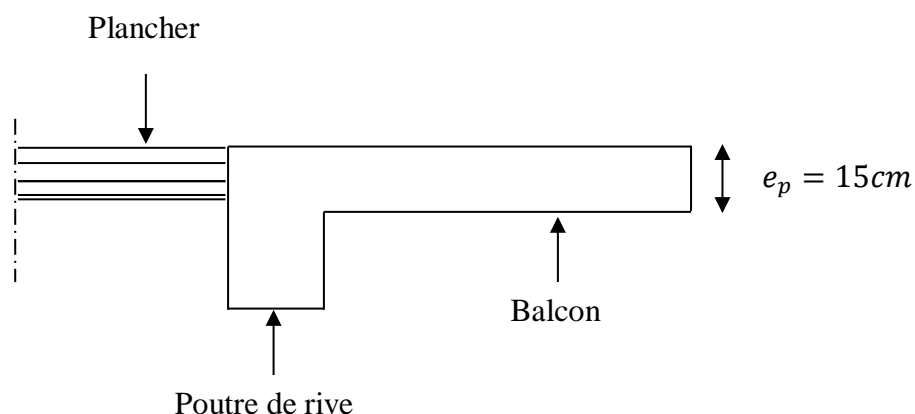


Figure III.3.2: Coupe verticale détaillant la liaison balcon – poutre.

### III.3.2 Charges et surcharges

#### ❖ Les charges permanentes :

N°	Éléments	Épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Charge (KN/m <sup>2</sup> )
01	Revêtement en carrelage	0.02	22	0.44
02	Mortier de pose	0.02	22	0.40
03	Couche de sable	0.02	18	0.36
04	Dalle pleine	0.15	25	3.75
05	Enduit en mortier ciment	0.02	22	0.44
				<b>G = 5.39</b>

**Tableau III.3.1 :** Evaluation des charges des dalles des balcons

⇒ La charge permanente  $G = 5.39$  KN/ml

Poids propre du garde-corps :  $g = 0.9 + 2 \times 0.36 = 1.78$  KN/ml

Avec :

poids propre de la brique =  $0.9$  KN/m<sup>2</sup>

#### ❖ Surcharges d'exploitations :

Elle est donnée par le DTR BC.22 :

La dalle :  $Q = 3.5$  KN/m<sup>2</sup>.

### III.3.3 Les combinaisons de charge :

**ELU :**

$$q_u = 1.35G + 1.5Q$$

- **Pour la dalle :**

$$q_{u1} = (1.35G + 1.5Q) = (1.35 \times 5.39 + 1.5 \times 3.5) = 12.526 \text{ KN/ml.}$$

- **Le garde-corps :**

$$q_{u2} = 1.35 \times 1.78 = 2.403 \text{ KN/ml.}$$

- **Main courante :**

$$q_{u3} = 1.5 \times 1 \text{ m} = 1.5 \text{ KN/ml}$$

**ELS :**

$$q_s = G + Q$$

- **Pour la dalle :**

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

- **Le garde-corps :**

$$q_{s2} = 1.78 \text{ KN/ml.}$$

- **Main courante :**

$$q_{s3} = 1 \text{ KN/ml.}$$

### III.3.4 Calcul du balcon :

#### 1) Calcul des moments fléchissant ELU :

$$\text{-Moment dû à la charge } qu: M1 = qu1 \frac{L^2}{2}$$

$$\text{-Moment dû au poids du mur : } M2 = qu2 \times L$$

$$\text{-Moment dû à la main courante : } M3 = qu3 \times H$$

Le moment total est :  $M_u = M1 + M2 + M3$

$$M_u = qu1 \frac{L^2}{2} + qu2 \times L + qu3 \times H$$

$$M_u = 12.526 \frac{1.45^2}{2} + 2.403 \times 1.45 + 1.5$$

$$M_u = 18.15 \text{ KN.m}$$

#### 2) Calcul des moments fléchissant ELS :

$$M_s = qs1 \frac{L^2}{2} + qs2 \times L + qs3 \times H$$

$$M_s = 8.89 \frac{1.45^2}{2} + 1.78 \times 1.45 + 1$$

$$M_s = 12.93 \text{ KN.m}$$

#### 3) Calcul du Ferrailage :

Il consiste à l'étude d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple.

$$\left\{ \begin{array}{l} \mathbf{b = 100 \text{ cm}} \\ \mathbf{h = 15 \text{ cm}} \\ \mathbf{c = 3 \text{ cm}} \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} \mathbf{f_{c28} = 25 \text{ MPa}} \\ \mathbf{f_{bu} = 14,2 \text{ MPa}} \\ \mathbf{f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}} \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} \mathbf{d = 12 \text{ cm}} \\ \mathbf{Fe 400} \\ \mathbf{\mu = 0,392} \end{array} \right. \quad \sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$$

#### a-Armatures principales :

La section dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement.

- Calcul de la section d'armature à la flexion simple :

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{18.15 \times 10^6}{1000 \times (120)^2 \times 14.2} = 0.088 < \mu_1 = 0.392 \longrightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu = 0.088 \longrightarrow \beta = 0.954$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{18.15 \times 10^5}{0.954 \times 12 \times 34810^2} = 456 \text{ mm}^2 = 4.56 \text{ cm}^2$$

Nous adoptons :

$$5HA12 = 5.65 \text{ cm}^2 \quad \text{Avec : } St = 20 \text{ cm.}$$

#### b-Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{7.70}{4} = 1.93 \text{ cm}^2$$

Nous adoptons :

$$5HA8 = 2.51 \text{ cm}^2. \text{ Avec : } St = 20 \text{ cm}$$

## 4) Vérifications à l'ELU

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

$$A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 12 \times 2,1}{400} = 1,45 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1,45 \text{ cm}^2 < A_{\text{adoptée}} = 7,70 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

b) Vérification aux cisaillements :

On considère la fissuration comme non préjudiciable :

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

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min} \left( \frac{0,15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right)$$

$$V_u = q_u \times L + q_u \times 2 = 12,52 \times 1,45 + 2,403 = 20,565 \text{ KN}$$

**V<sub>u</sub> = 20.565 KN.**

$$\tau_u = \frac{20,565 \times 10^3}{120 \times 1000} = 0,171 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \text{min} \left\{ 0,15 \frac{25}{1,5}; 5 \text{ MPa} \right\} = \text{min} \{ 2,5 \text{ MPa}; 4 \text{ MPa} \} = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,171 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée. (BAEL 99 ; A.5.1.2.1)}$$

**La condition est vérifiée, il n'y a pas de risque de cisaillement donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.**

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

On doit vérifier :

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

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 \cdot d \cdot \sum u_i} \leq \bar{\tau}_{se}$$

 $\tau_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28}$  ; Avec :  $\Psi_s = 1,5$  (pour les aciers H.A).

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

 Et :  $\sum u_i = n \cdot \Phi \cdot \pi = 5 \times 3,14 \times 12 = 188,4 \text{ mm}$ 

$$\rightarrow \tau_{se} = \frac{20,565 \times 10^3}{0,9 \times 120 \times 188,4} = 1,01 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**Donc il n y a pas de risque d'entraînement des barres.**

Pas de risque de cisaillement => Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

**d) Espacements des barres (BAEL 91 / Art. A.8.2, 42)**

- ✓ Armatures principales :  $St = 20 \text{ cm} < \min(3h ; 33 \text{ cm}) = \min(45 \text{ cm} ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$ .  
→ La condition est vérifiée.
- ✓ Armatures de répartition :  $St = 20 \text{ cm} < \min(4h ; 45 \text{ cm}) = \min(60 \text{ cm} ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$ .  
→ La condition est vérifiée.

**e) Ancrage des barres (BAEL 91 mod 99/ Art 6.1 ,221)**

Pour les aciers à haute adhérence FeE400 et pour  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ , la longueur de scellement droite  $l_s$  est égale à :

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

$$l_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 423,2 \text{ mm} = 42,32 \text{ cm} \quad \text{soit : } l_s = 45 \text{ cm}$$

Mais cette longueur dépasse la largeur de la poutre (30cm) à laquelle le balcon sera encastré, donc les armatures doivent avoir des crochets  
Soit la longueur de crochet égale à :

La longueur de recouvrement d'après le BAEL91(Art6.1.2.5.3) est fixée pour les aciers HA :  $L_r = 0.4 \times l_s = 0.4 \times 45 = 18 \text{ cm}$ . **D'où** :  $L_r = 18 \text{ cm}$ .

**5) Vérification à l'ELS :**

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

**a) Acier :**

- ✓ Nous avons :  $M_s = 12.93 \text{ KN.m}$
- ✓ La fissuration étant préjudiciable

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

avec coefficient de fissuration pour HA  $\phi \geq 6 \text{ mm} \rightarrow \eta = 1.6$ ,

$$\begin{aligned} \sigma_{st} &= \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} 400 ; 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \right\} \\ &= \text{Min} \left\{ 266,66 ; 201,63 \right\} \end{aligned}$$

$$\sigma_{st} = 201,63 \text{ MPa}$$

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

On a :  $\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} \Rightarrow \rho_1 = \frac{100 \times 7.70}{100 \cdot 12} = 0.641 \Rightarrow \beta_1 = 0,882$

Alors  $\sigma_{st} = \frac{12.93 \times 10^6}{0,882 \times 120 \times 7.70 \times 10^2} = 158.66 \text{ Mpa}$

$\sigma_{st} = 158.66 < \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \Rightarrow$  **Condition vérifiée**

**b) Béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K}$$

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

$\rho_1 = \frac{100 A_a}{b \cdot d} = \frac{100 \times 4.56}{100 \times 12} = 0.38$

Des abaques et pour une valeur de  $\rho = 0,471$  :  $\beta_1 = 0,896$ ;  $K_1 = 33,08$

$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K} = \frac{158.66}{33,08} = 4.80 \text{ MPa}$

$\sigma_{bc} = 4.80 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa.} \Rightarrow$  **condition est vérifiée.**

• **Etat limite de déformation :**

Il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont satisfaites (BAEL 91/ Art. B.6.5,1) [14] :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{Mt}{10M_o}$$

$$\frac{A_s}{b \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

Avec :  $h = 15 \text{ cm}$  ;  $L = 1.45 \text{ m}$  ;  $f_e = 400 \text{ MPa}$  ;  $A_s = 7.70 \text{ cm}^2$

**D'où :**

$\frac{h}{L} = \frac{15}{145} = 0.103 \geq \frac{1}{16} = 0.0625. \Rightarrow$  **Condition vérifiée**

$\frac{h}{L} = 0.103 \geq \frac{Mt}{10M_o} = \frac{12.93}{10 \times 18.15} = 0.0712 \Rightarrow$  **Condition vérifiée**

$\frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{7.70}{100 \times 12} = 0.006 \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105 \Rightarrow$  **Condition vérifiée**

Les trois conditions sont vérifiées. Donc, le calcul de la flèche n'est pas nécessaire (La flèche est vérifiée).

**Conclusion :**

Après toute vérification, nous avons adopté le ferrailage suivant :

- Armatures principales : **5 HA12 = 5.65 cm<sup>2</sup>** avec un espacement de **20 cm**.
- Armatures de répartition : **5 HA 8 = 2.51 cm<sup>2</sup>** avec un espacement de **20 cm**.

### III.4) Escaliers :

#### Définition :

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

#### III.4.1 Terminologie :

Les principaux termes utiles sont illustrés sur la fig 3.1

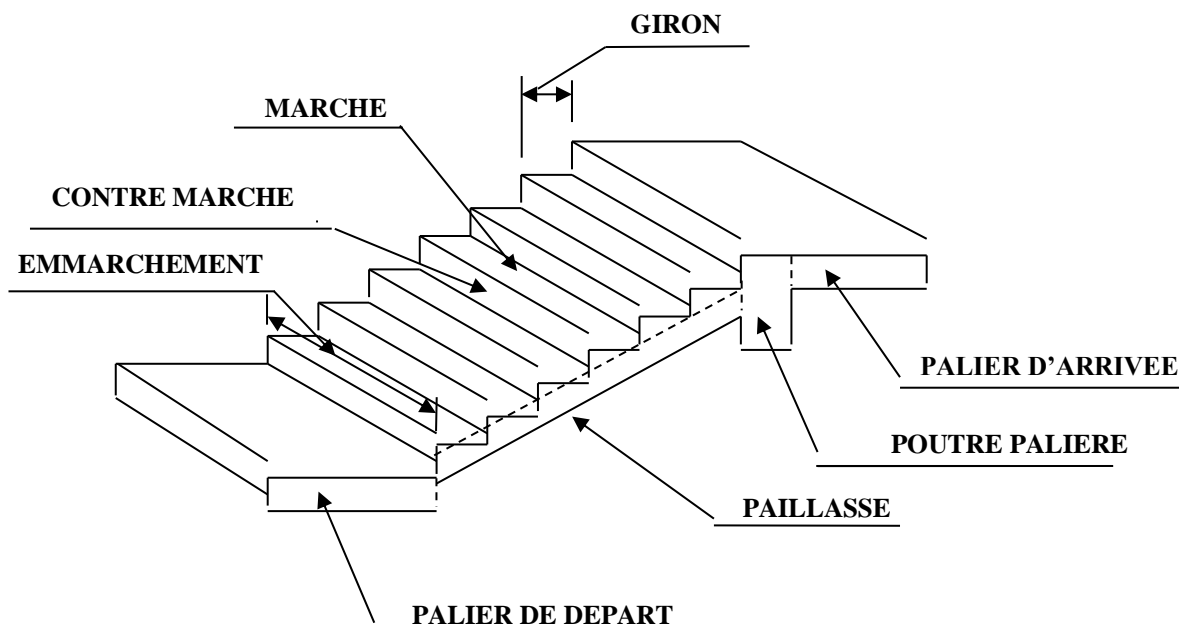


Fig. III.4.1 Schéma statique de l'escalier

- **La marche** : est la surface plane sur laquelle se pose le pied.
- **La contre marche** : est la partie verticale entre deux marches consécutives. Sa hauteur  $h$  est la différence de niveau entre deux marches successives. Elle varie généralement entre 14 et 18 cm.
- **Le giron  $g$**  : est la distance en plan séparant deux contre marches successives.
- **La volée** : est la partie de l'escalier comprise entre deux paliers, sa longueur projetée est  $1m$
- **La paillasse d'épaisseur  $e_p$**  : est la dalle en béton armé incorporant les marches et contre marches.
- **L'emmarchement** : représente la largeur de la marche.

### III.4.2 Dimensions des escaliers :

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

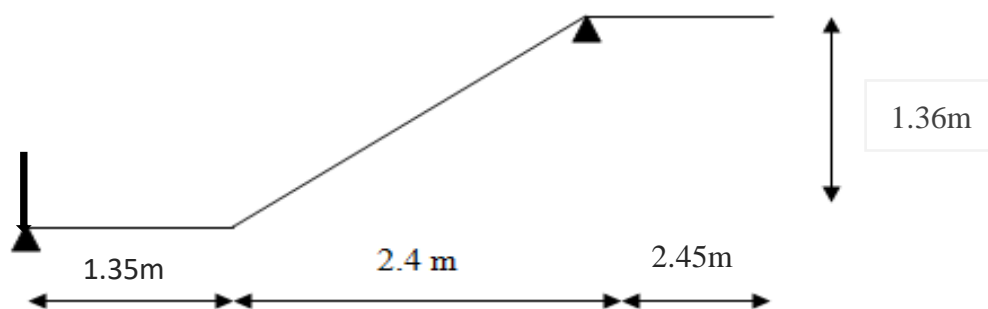
La limite inférieure **0.59** correspond à des escaliers courants d'appartement et la limite supérieure **0.66** correspond, à des locaux publics. On peut naturellement sortir de cette fourchette s'il y a nécessité.

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

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

#### 1. Escalier de RDC :

- Première volée :



#### ✓ Nombre de contre marches :

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

-Étage courant :  $n = \frac{H}{h} = \frac{136}{17} = 8$  contre marches.

#### ✓ Nombre de marches :

-Étage courant :  $m = n - 1 = 8 - 1 = 7$  marches.

#### ✓ Emmarchement :

-  $E = 2.45\text{m}$ .

Hauteur de la volée : 1.36 m

$$g = \frac{L}{n - 1} = \frac{240}{7} = 34.28\text{cm}$$

On prend :  $g=30$  cm

- Vérification de la relation de **BLONDEL**

$$59 \text{ cm} \leq G + 2h \leq 66 \text{ cm}$$

$$59 \text{ cm} \leq G + 2h = 64 \leq 66 \text{ cm}$$

⇒ La relation est vérifiée

$L'$  : longueur totale entre nus d'appuis.

$$Tg\alpha = \frac{H}{L} = \frac{136}{240} = 0.566\alpha = 29.53^\circ$$

$$L' = \frac{l_1}{\cos\alpha} = \frac{240}{\cos 29.53} = 2.75 \text{ m}$$

$$L_0 = L' + l_2.$$

$$L_0 = 2.75 + 2.45 = 5.20 \text{ m}$$

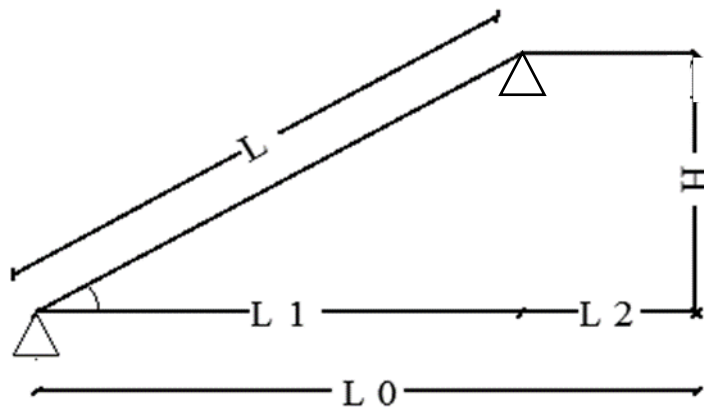
Donc on aura :  $\frac{520}{30} \leq ep \leq \frac{520}{20}$

$$17.33 \leq ep \leq 26$$

On opte pour une pailleuse d'épaisseur :

$ep = 20 \text{ cm}$

- Deuxième volée :



Nombre de contremarches =  $136 / 17 = 8$

Nbre de contre marche =  $8 - 1$  palier = 7 marches

Hauteur de la volée : 1.36 m

On prend :  $g=30$  cm

**Épaisseur de la pailleuse**

$$\frac{10}{30} \leq ep \leq \frac{10}{20}$$

L' : longueur totale entre nus d'appuis.

$$T_g \alpha = \frac{H}{L} = \frac{136}{240} = 0.566 \alpha = 29.53^\circ$$

$$L' = \frac{l_1}{\cos \alpha} = \frac{240}{\cos 29.53} = 2.75 \text{ m}$$

$$L_0 = L' + l_2$$

$$L_0 = 2.75 + 2.45 = 5.20 \text{ m}$$

Donc on aura :  $\frac{520}{30} \leq ep \leq \frac{520}{20}$

$$17.33 \leq ep \leq 26$$

On opte pour une paillasse d'épaisseur :

$$ep = 20 \text{ cm}$$

**Remarque :**

Comme on a les mêmes distances et les marches pour les deux volées on calcul un seul paillasse et on opte le même ferrailage.

**III.4.3 : Détermination des sollicitations de calcul :**

Le calcul se fera en flexion simple pour 1 ml d'embranchement, pour une bande d'1m de projection horizontale.

**a) Détermination des Charges et surcharges :**

**Charges permanentes :**

**a-1) Palier :**

	Eléments	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Epaisseur (m)	Charges (KN/m <sup>2</sup> )
01	Revêtement en carrelage	22	0.02	0.44
02	Mortier de pose	22	0.02	0.44
03	lit de sable	18	0.03	0.54
04	Palier	25	0.2	5
05	Enduit de ciment	22	0.015	0.33
Σ				G <sub>T</sub> = 6.75

Tableau III.4.1 : Calcul de la charge permanente du palier.

**a-2) volée :**

	Eléments	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Epaisseur (m)	Charges (KN/m <sup>2</sup> )
01	Revêtement en carrelage	22	0.02	0.44
02	Mortier de pose	22	0.02	0.44
03	lit de sable	18	0.03	0.54

04	Marches	25	0.17/2	2.125
05	Paillasse	25	0.2	5
06	Enduit ciment	22	0.015	0.33
$\Sigma$				7.84

**Tableau III.4.2 : Calcul de la charge permanente de la paillasse.**

La charge d'exploitation est donné par le DTR, elle est la même pour la volée et le palier ;

$Q = 2,5 \text{ kN / m}$ .

### I. Calcul des efforts internes :

#### A) Combinaison de charges à l'ELU :

- **Palier** :  $q_u^v = 1.35 \times 6.75 + 1.5 \times 2.5 = 12.86 \text{ KN/m}$ .
- **Volée** :  $q_u^p = 1.35 \times 7.84 + 1.5 \times 2.5 = 14.33 \text{ KN/m}$
- **Mur extérieur** :  $P_{um} = 1,35 \times 2,40 \times (4.55 - 0.2) = 14.09 \text{ KN}$

#### B) Combinaison de charges à l'ELS :

- **Palier** :  $q_s^v = 6.75 + 2.5 = 9.25 \text{ KN/m}$ .
- **Volée** :  $q_s^p = 7.84 + 2.5 = 10.34 \text{ KN/m}$
- **Mur extérieur** :  $P_{um} = 2,40 \times (4.55 - 0.2) = 10.44 \text{ KN}$

Pour déterminer les efforts dans la volée et le palier, on fera référence aux lois de la RDM en prenant l'ensemble (volée + palier) comme une poutre isostatique partiellement encastree aux appuis.

❖ Etude des paillasses et des paliers :

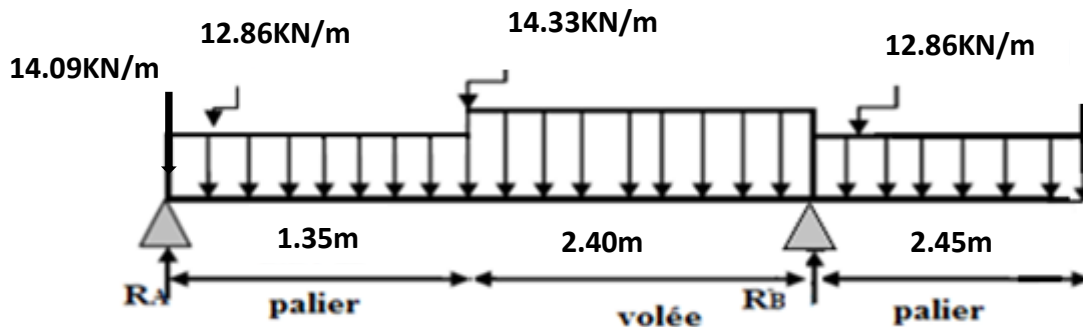


FIGURE III.4.2 : Schéma statique (ELU)

II. Calcule des réactions d'appuis :

D'après les formules de la RDM :

- $F/y = 0 \Rightarrow R_A + R_B = (14.33 \times 2.4) + (12.86 \times 1.35) + (12.86 \times 2.45) + 14.09 = 97.35 \text{ KN}$

**$R_A + R_B = 97.35 \text{ KN}$**

$\sum M/A = 0$

$\Rightarrow R_B \times 3.75 + [14.33 \times 2.4 \times 2.55] + [12.86 \times 2.45 \times 4.975] + [12.86 \times 1.35 \times 0.675] = 0$

$\Rightarrow R_B = 68.31 \text{ KN}$

$\Rightarrow R_A = 29.04 \text{ KN}$

III. Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant :

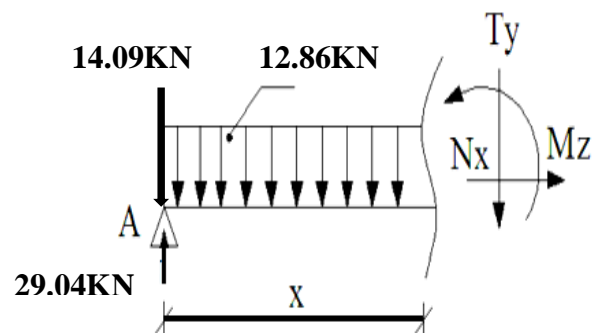
❖ 1<sup>er</sup> tronçon:  $0 \leq X \leq 1.35\text{m}$

$\sum M/i = 0 \Rightarrow M = -12.86 \times \frac{x^2}{2} + 29.04 x - 14.09x$

$\left\{ \begin{array}{l} X = 0 \text{ m} \rightarrow M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ X = 1.35 \text{ m} \rightarrow M(1.35) = 8.463 \text{ KN.m} \end{array} \right.$

$\sum F/y = 0 \rightarrow T = -12.86x + 29.04 - 14.09$

$\left\{ \begin{array}{l} X = 0 \text{ m} \rightarrow T(0) = 14.95 \text{ KN} \\ X = 1.35 \text{ m} \rightarrow T(1.35) = -2.411 \text{ KN} \end{array} \right.$



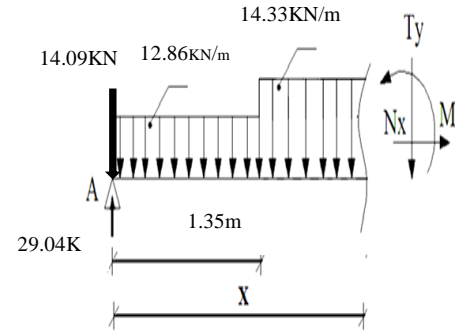
❖ 2<sup>eme</sup> tronçon  $1.35 \leq X \leq 3.75\text{m}$

$$\Sigma M/i = 0 \Rightarrow$$

$$M = -12.86 \times 1.35 \times \left(x - \frac{1.35}{2}\right) - 14.33 \times \frac{(x-1.35)^2}{2} + 29.04x - 14.09x$$

$$\Rightarrow M = -17.361 \times \left(x - \frac{1.35}{2}\right) - 14.33 \times \frac{(x-1.35)^2}{2} + 29.04x - 14.09x$$

$$\left\{ \begin{array}{l} X = 1.35 \text{ m} \rightarrow M(1.35) = \mathbf{8.464 \text{ KN.m}} \\ X = 3.75 \text{ m} \rightarrow M(3.75) = \mathbf{-38.59 \text{ KN.m}} \end{array} \right.$$



$$\Sigma F/y = 0 \Rightarrow T = -17.361 - 14.33 \times (x - 1.35) + 29.04 - 14.09$$

$$\Rightarrow T = -14.33 \times (x - 1.35) - 2.411$$

$$\left\{ \begin{array}{l} X = 1.35\text{m} \rightarrow T(1.35) = \mathbf{-2.411 \text{ KN}} \\ X = 3.75 \text{ m} \rightarrow T(3.75) = \mathbf{-36.803 \text{ KN}} \end{array} \right.$$

❖ 3<sup>eme</sup> tronçon  $0 \leq X \leq 2.45\text{m}$

$$\Sigma M/i = 0 \Rightarrow M = -12.86 \times \frac{x^2}{2}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} X = 0\text{m} \rightarrow M(0) = \mathbf{0 \text{ KN.m}} \\ X = 2.45\text{m} \rightarrow M(2.45) = \mathbf{-38.59 \text{ KN.m}} \end{array} \right.$$

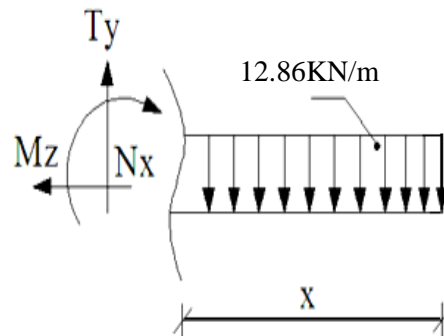
$$\Sigma F/y = 0 \Rightarrow T = +12.86x$$

$$\left\{ \begin{array}{l} X = 0\text{m} \rightarrow T(0) = \mathbf{0 \text{ KN}} \\ X = 2.45 \text{ m} \rightarrow T(2.45) = \mathbf{31.507 \text{ KN}} \end{array} \right.$$

$$M_{\max} \Rightarrow T = 0 \Rightarrow M = 0$$

$$\Rightarrow -12.86x + 14.95 = 0 \Rightarrow x = \mathbf{1.16 \text{ m}}$$

$$M_{\max} = M(1.16) = \mathbf{8.69 \text{ KN.m}}$$



**Remarque :**

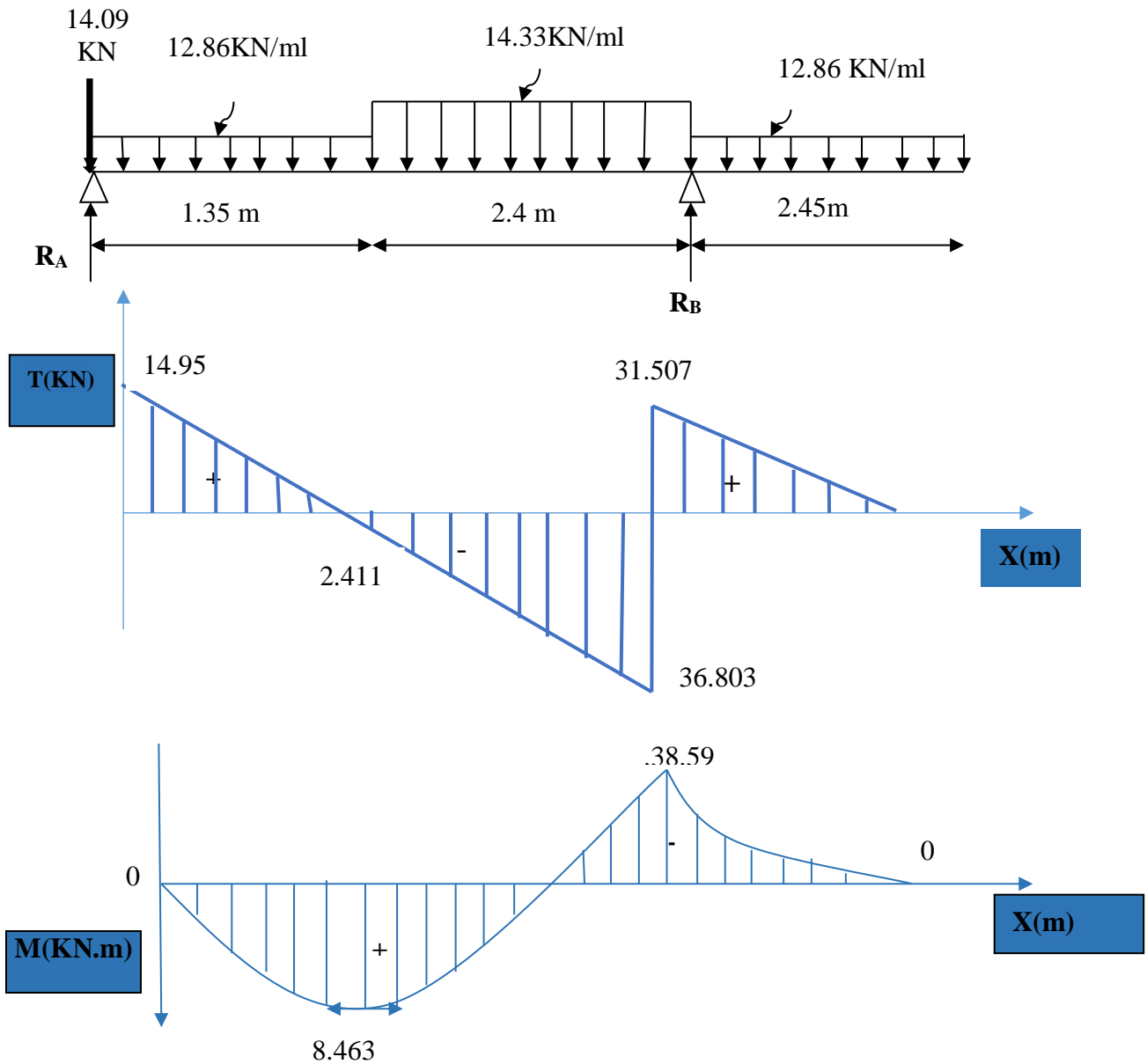
Pour tenir en compte de l'encastrement partiel aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteur pour le moment  $M_u$  max aux appuis et en travée 0.3 et 0.85 respectivement.

• **Moment en appuis :**

$$M_{uA} = (-0.3) M_u \max = (-0.3) \times (8.69) = -2.607 \text{ KN. m}$$

$$M_{uB} = -38.59 \text{ KN.m}$$

• **Moment en travée :**  $M_u$  travée =  $(0.85) M_u \max = (0.85) \times (8.69) = 7.386 \text{ KN.m}$



**III.4.4 : calcul du ferrillage a l'ELU**

Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur, en flexion simple en utilisant les moments et les efforts définis dans les schémas précédant.

$B = 100 \text{ cm } c = 2 \text{ cm } d = 18 \text{ cm}$

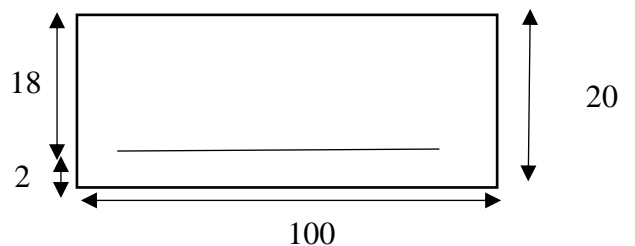
**1-Armature longitudinales :**

❖ **Aux appuis :**

• **Appui A**

$$\mu_{ua} = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{2.607 \times 1000}{100 \times 18^2 \times 14.2} = 0.006$$

$\mu_{ua} = 0.006 < \mu_l = 0.392 \dots \dots \dots \text{SSA}$



## Calcul des éléments

$$\mu_{ua} = 0.006 \longrightarrow \beta = 0.997$$

$$A_{sa} = \frac{M_{ua}}{\beta \cdot d \cdot f_{su}} = \frac{2.607 \times 10^2}{0.997 \times 18 \times 348 \times 10^{-1}} = 0.42 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA10/ml = **3.14 cm<sup>2</sup>/ml** avec St = 25cm.

- Appui B

$$\mu_{ub} = \frac{M_{ub}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{38.59 \times 1000}{100 \times 18^2 \times 14.2} = 0.084$$

$$\mu_{ub} = 0.084 < \mu_l = 0.392 \dots \dots \dots \text{SSA}$$

$$\mu_{ub} = 0.084 \longrightarrow \beta = 0.956$$

$$A_{sb} = \frac{M_{ub}}{\beta \cdot d \cdot f_{su}} = \frac{38.59 \times 10^2}{0.956 \times 18 \times 348 \times 10^{-1}} = 6.44 \text{ cm}^2$$

Soit : 5HA14/ml = **7.70 cm<sup>2</sup>/ml** avec St = 20cm.

- ❖ En travée :

$$\mu_{ut} = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{7.386 \times 1000}{100 \times 18^2 \times 14.2} = 0.016$$

$$\mu_{ut} = 0.016 < \mu_l = 0.392 \dots \dots \dots \text{SSA}$$

$$\mu_{ut} = 0.016 \longrightarrow \beta = 0.992$$

$$A_{st} = \frac{M_{ut}}{\beta \cdot d \cdot f_{bu}} = \frac{7.386 \times 10^2}{0.992 \times 18 \times 348 \times 10^{-1}} = 1.19 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA10/ml = **3.14 cm<sup>2</sup>/ml** avec St = 25cm.

## 2-Armatures de répartition :

- ❖ Aux appuis :

- Appui A :

$$A_{ra} = \frac{A_{sa}}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.785 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA8/ml = 2.01 cm<sup>2</sup>** avec St = 25cm.

- Appui B :

$$A_{rb} = \frac{A_{sb}}{5} = \frac{7.70}{5} = 1.54 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA8/ml = 2.01 cm<sup>2</sup>** avec St = 25cm.

- ❖ En travée :

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.785 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA8/ml = 2.01 cm<sup>2</sup> avec St = 25cm.

**III.4.5. Vérification à l'ELU :**

**a) Condition de non fragilité :** (Art A. 4. 2,1/BAEL91)

**-Armatures longitudinales :**

$$A_{\min} \geq 0.23.d.b. \frac{f_{t28}}{f_e} \quad A_{\min} \geq 0.23.18.100. \frac{2.1}{400} = 2.174 \text{ cm}^2$$

• **En travée :**

$$A_{st} = 3.14 \text{ cm}^2 > 2.174 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

• **Aux appuis :**

$$A_{sa} = 3.14 \text{ cm}^2 > 2.174 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

$$A_{sb} = 7.7 \text{ cm}^2 > 2.174 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

**b) Espacement des barres :** ( BAEL91 :Art A.8.2, 42)

L'écartement des barres d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

**- Armatures principales :**

$$S_{\max} \leq \min \{3h, 33\text{cm}\} = \min \{3 \times h, 33\text{cm}\} \quad St_{\max} \leq 33 \text{ cm.}$$

Sur appuis :

$$\text{Appui A : } St = 25 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\text{Appui B : } St = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\text{En travée : } St = 25 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

**- Armatures de répartition :**

$$St_{\max} \leq \min \{4h, 45\text{cm}\} = \min \{4xh, 45\text{cm}\}.$$

$$\text{Sur appuis : } St = 25\text{cm} < 45 \text{ cm} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$\text{En travée : } St = 25\text{cm} < 45 \text{ cm} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

**c. Vérification de la contrainte tangentielle :** (BAEL91/modifiées99 : Art A.5.2,2)

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \tau_u = \frac{0.07 \times f_{t28}}{\gamma b}$$

$\tau_u$ : La contrainte tangentielle

$$\tau_u = \frac{36.803}{100 \times 18} = 0.02 \leq \tau_u = \frac{0,07 \times 2.1}{1.15} = 0.182 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

**d. Vérification à la condition d'adhérence et d'entraînement des barres :**

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{su} \qquad \tau_{se} = \frac{36.803 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 3.14 \times 4 \times 12} = 1.507 \text{MPa}$$

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

$$\tau_{se} = 1.507 \text{MPa} \leq \bar{\tau}_{su} = 3.15 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Donc pas de risque d'entraînement des barres.

**e) Influence de l'effort tranchant sur le béton : (BAEL91/ Art A.5.1,313)**

On doit vérifier :

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b \times 0,9d} \leq \frac{0,8f_{c28}}{\gamma_b}$$

- $\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b \times 0,9d} = \frac{2 \times 36.803 \times 10^3}{1000 \times 0,9 \times 180} = \mathbf{0.454 \text{Mpa.}}$

- $\frac{0,8f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,8 \times 25}{1.5} = \mathbf{13.33 \text{Mpa.}}$

➔  $\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b_0 \times 0,9d} \leq \frac{0,8f_{c28}}{\gamma_b} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$

**f) Influence effort tranchant sur armatures :(BAEL91/ Art 5.1.1,312) :**

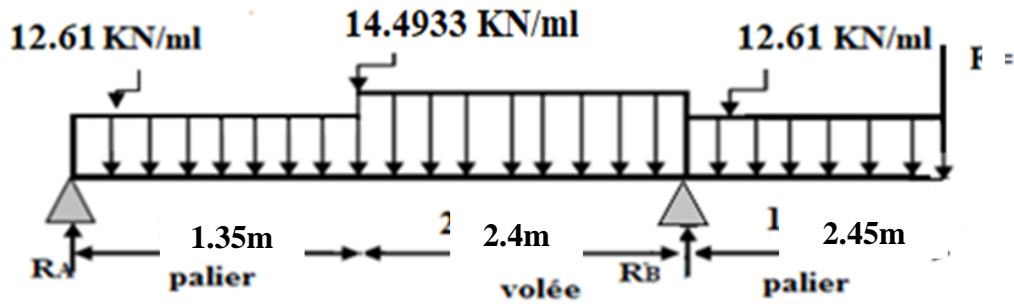
On doit prolonger les aciers au-delà du bord de l'appui coté travée et y ancrer une section d'armatures suffisante pour équilibrer l'effort tranchant  $V_u$ .

❖ **Paillasse :**

- $A_{st \text{ min à ancrer}} \geq \frac{V_u^{\max}}{f_{su}} = \frac{36.803.10^3}{348.100} = 1.06 \text{cm}^2 ; A_{st \text{ adopté}} = 3.14 \text{cm}^2$

- $A_{st \text{ adopté}} > A_{st \text{ min à ancrer}} \longrightarrow \text{Les armatures inférieures ancrées sont suffisantes}$

**III.4.6-Calcul à l'ELS :**



**Calcul des réactions d'appuis :**

D'après les formules de la RDM :

- $F/y = 0 \Rightarrow R_A + R_B = (10.34 \times 2.4) + (9.25 \times 2.45) + (9.25 \times 1.35) + 10.44 = 70.406 \text{KN}$

**$R_A + R_B = 70.406 \text{ KN}$**

$\sum M/A = 0$

$\Rightarrow -R_B \times 3.75 + [10.34 \times 2.4 \times 2.55] + [9.25 \times 1.35 \times 0.675] + [9.25 \times 4.975 \times 2.45] = 0$

$\Rightarrow R_B = 49.188 \text{ KN}$

$\Rightarrow R_A = 21.218 \text{ KN}$

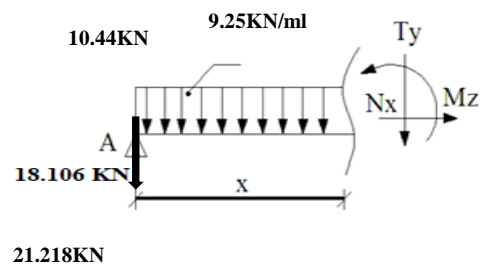
**❖ Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant :**

**1<sup>er</sup> tronçon:  $0 \leq X \leq 1.35\text{m}$**

$\sum M/i = 0 \Rightarrow M = -9.25 \times \frac{x^2}{2} + 21.218x - 10.44x$

$\left\{ \begin{array}{l} X = 0 \text{ m} \rightarrow M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ X = 1.35 \text{ m} \rightarrow M(1.35) = 6.121 \text{ KN.m} \end{array} \right.$

$\left\{ \begin{array}{l} \Sigma F/y = 0 \rightarrow T = -9.25x + 21.218 - 10.44 \\ X = 0 \text{ m} \rightarrow T(0) = 10.778 \text{ KN} \end{array} \right.$



$$X=1.35 \text{ m} \rightarrow T(1.35) = -1.708 \text{ KN}$$

**2<sup>eme</sup> tronçon  $1.35\text{m} \leq X \leq 3.75\text{m}$**

$$\Sigma M/i = 0 \Rightarrow$$

$$M = -9.25 \times 1.35 \times \left(x - \frac{1.35}{2}\right) - 10.34 \times \frac{(x-1.35)^2}{2} + 21.218x - 10.44x$$

$$\Rightarrow M = -12.486 \times \left(x - \frac{1.35}{2}\right) - 10.34 \times \frac{(x-1.35)^2}{2} + 21.218x - 10.44x$$

$$\left\{ \begin{array}{l} X = 1.35 \text{ m} \rightarrow M(1.35) = \mathbf{6.121 \text{ KN.m}} \\ X = 3.75 \text{ m} \rightarrow M(3.75) = \mathbf{-27.756 \text{ KN.m}} \end{array} \right.$$

$$\Sigma F/y = 0 \Rightarrow T = -12.486 - 10.34 \times (x - 1.35) + 21.218 - 10.44$$

$$\Rightarrow T = -10.34 \times (x - 1.35) - 1.708$$

$$\left\{ \begin{array}{l} X = 1.35\text{m} \rightarrow T(1.35) = \mathbf{-1.708 \text{ KN}} \\ X = 3.75 \text{ m} \rightarrow T(3.75) = \mathbf{-26.524 \text{ KN}} \end{array} \right.$$

**3<sup>eme</sup> tronçon  $0 \leq X \leq 2.45\text{m}$**

$$\Sigma M/i = 0 \Rightarrow M = -9.25 \times \frac{x^2}{2}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} X = 0\text{m} \rightarrow M(0) = \mathbf{0 \text{ KN.m}} \\ X = 2.45\text{m} \rightarrow M(2.45) = \mathbf{-27.76 \text{ KN.m}} \end{array} \right.$$

$$\Sigma F/y = 0 \Rightarrow T = +9.25x$$

$$\left\{ \begin{array}{l} X = 0\text{m} \rightarrow T(0) = \mathbf{0 \text{ KN}} \\ X = 2.45 \text{ m} \rightarrow T(2.45) = \mathbf{22.662 \text{ KN}} \end{array} \right.$$

$$M_{\max} \Rightarrow T = 0 \Rightarrow M = 0$$

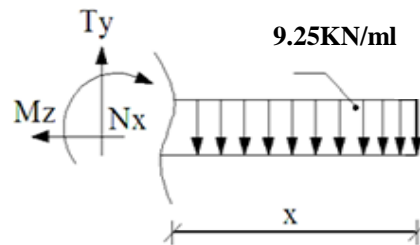
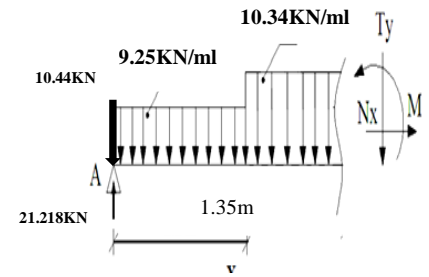
$$\Rightarrow -9.25x + 21.218 - 10.44 = 0 \Rightarrow x = \mathbf{1.16 \text{ m}}$$

$$M_{\max} = M(1.16) = \mathbf{6.279 \text{ KN.m}}$$

**Remarque :**

Pour tenir en compte de l'encastrement partiel aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteur pour le moment  $M_u$  max aux appuis et en travée 0.3 et 0.85 respectivement.

**• Moment en appuis:**

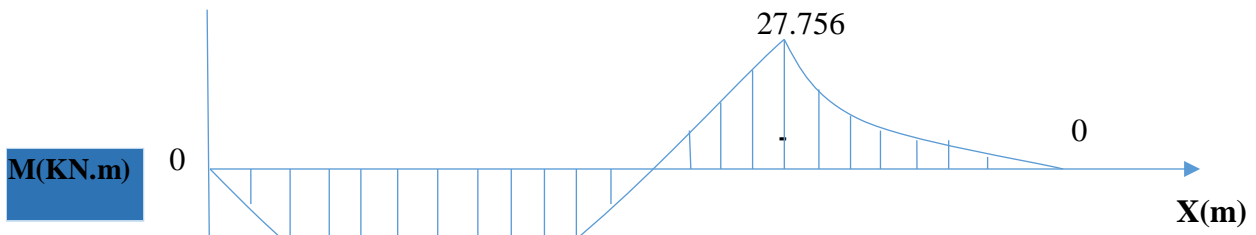
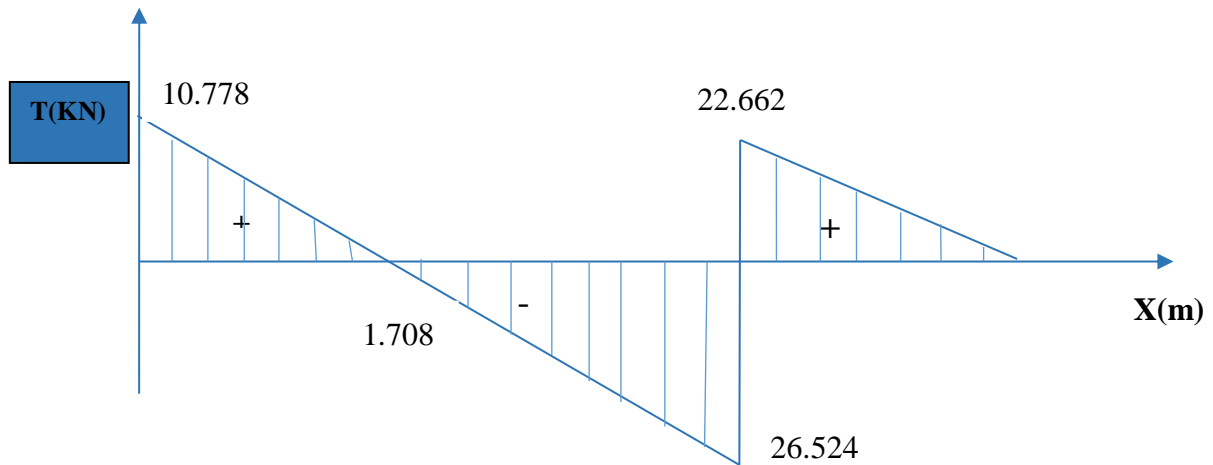
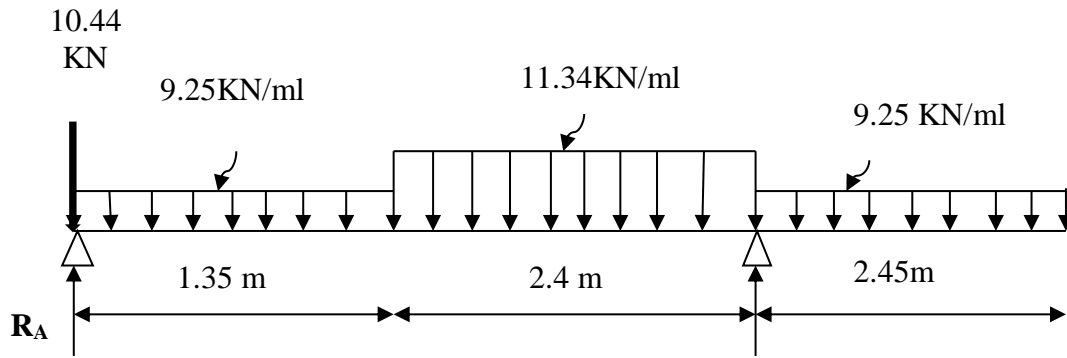


$Mu_A = (-0.3) Mu_{max} = (-0.3) \times (6.279) = -1.884 \text{ KN.m}$

$Mu_B = -27.756 \text{ KN.m}$

• **Moment en travée:**

$Mu_{travée} = (0.85) Mu_{max} = (0.85) \times (6.279) = 5.336 \text{ KN.m}$



**III.4.7 : Vérification**

a) **État limite de résistance du béton à la compression:**(BAEL91:Art A.4.5,2)

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

La fissuration étant peu nuisible, on doit vérifier :

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

❖ **Aux Appuis :**

**Appui A :**

$$\rho = \frac{100 \times A_{sa}}{bd} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 18} = 0.174$$

$$\beta = 0.932$$

$$K_1 = 58.53$$

-La contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_{st}}{A \times \beta \times d} = \frac{1.884 \times 10^3}{3.14 \times 0.932 \times 18} = 35.84 \text{ MPa} \leq 348 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

- La contrainte dans le béton est :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{35.84}{58.53} = 0.612 \text{ MPa} < \sigma_{bc}^- = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

**Appui B :**

$$\rho = \frac{100 \times A_{sb}}{bd} = \frac{100 \times 7.70}{100 \times 18} = 0.429$$

$$\beta = 0.900$$

$$K_1 = 35.00$$

-La contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_{st}}{A \times \beta \times d} = \frac{27.756 \times 10^3}{7.70 \times 0.900 \times 18} = 222.51 \text{ MPa} \leq 348 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

- La contrainte dans le béton est :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{222.51}{35.00} = 6.36 \text{ MPa} < \sigma_{bc}^- = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

❖ **au travée :**

$$\rho = \frac{100 \times A_s}{bd} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 18} = 0.174$$

Par interpolation :  $\left\{ \begin{array}{l} \beta = 0.932 \\ K_1 = 58.53 \end{array} \right.$

-La contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_{st}}{A \times \beta \times d} = \frac{5.336 \times 10^3}{3.14 \times 0.932 \times 18} = 101.29 \text{ MPa} \leq 348 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

- La contrainte dans le béton est :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{101.29}{58.53} = 1.73 \text{MPa} < \sigma_{bc}^- = 15 \text{Mpa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

**b. Etat limite d'ouverture des fissurations :** (article A.5.3-4 du BAEL 91).

Les fissurations sont peu nuisibles, donc aucune vérification n'est nécessaire

**c) Vérification la flèche :**

Les règles (Art. B.6.8./BAE 91 modifiée 99), précisent qu'on peut se dispenser de vérifier à l'ELS l'état limite de déformation pour les poutres associées aux hourdis si les conditions suivantes sont satisfaites :

- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{20}{620} = \mathbf{0.0323} \leq 0.0625$
- $\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0}$
- $A_t \leq \frac{4.2 \times bd}{f_e}$

$$\rightarrow \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow \frac{5.336}{10 \times 6.279} = 0,084 > 0,0323 \quad \text{non vérifiée}$$

$$\rightarrow A_t \leq \frac{4,2bd}{f_e} = \frac{4,2 \times 100 \times 18}{400} = 18,9 \text{cm}^2 > A_t = 3.14 \text{cm}^2 \quad \text{vérifiée.}$$

Etant donné qu'une condition sur trois n'est pas vérifiée, il est nécessaire de vérifier la flèche.

$$f = \frac{5}{384} \frac{q_t^s l^4}{E_v I_{fv}} < \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{6200}{500} = 12.4 \text{ cm}$$

$E_v$ : Module de déformation différé

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{28}} = 10818.86 \text{ MPA} \quad ; \quad q_t^s = 10.34 \text{KN/m} \quad ; \quad l = 620 \text{ cm.}$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 I_0}{1 + \mu \lambda_v}$$

$$\rho = \frac{A}{bd} = \frac{3.14}{100 \times 18} = 0.0017$$

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

$$I_0 = (y_1^3 + y_2^3) \frac{b}{3} + 15A_{st}(y_2 - c)^2$$

Avec :  $y_1^3 = \frac{Sx'x}{B_0}$  et  $y_2 = h - y_1$

$S_{xx'}$  : Moment statique de la section homogène

$B_0$  : Surface de la section homogène

$$y_1 = \frac{Sx'x}{B_0} = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15A_{st}d}{bh + 15A_{st}} = \frac{\frac{100 \times 20^2}{2} + 15 \times 3.14 \times 20}{100 \times 20 + 15 \times 3.14} = 10.23 \text{ cm}$$

$$y_2 = h - y_1 = 20 - 10.23 = 9.77 \text{ cm}$$

$$I_0 = (10.23^3 + 9.77^3) \frac{100}{3} + 15 \times 3.14 (9.77 - 2)^2$$

$$I_0 = 69615.99 \text{ cm}^4$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 f_{t28}}{(2 + \frac{3b_0}{b}) \rho} = \frac{0.02 \times 2.1}{(2 + 3) 0.0017} = 4.94$$

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

$$\mu = \max \left\{ 0; 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0017 \times 159.43 + 2.1} \right\} = 0.260$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times 69615.99}{1 + 0}$$

$$\rightarrow I_{fv} = 76577.589 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5 \times 10.34 \times (6.2 \times 10^3)^4}{384 \times 10818.86 \times 76577.589 \times 10^4} = 24.01 \text{ mm} < 124 \text{ mm}$$

Donc



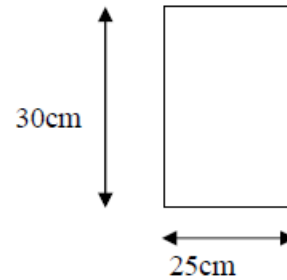
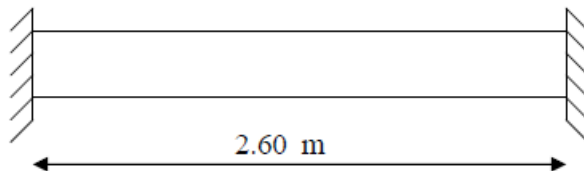
$$f = 24.01 \text{ mm} < \bar{f} = 124 \text{ mm}$$

condition vérifié

III.5. Calcul de la poutre palière

Introduction :

Les paliers intermédiaires de l'escalier reposent sur une poutre palière destinée à supporter son poids propre, le poids du mur en maçonnerie, et la réaction de la paillasse, semi encastré à ces extrémités dans les poteaux sa portée max est de 3.80m (entre nu d'appuis).



1. Pré dimensionnement :

a. Hauteur :

La hauteur de la poutre est donnée par la formule suivante

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

Avec :

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

$h_t$  : hauteur de la poutre.

$$L_{max} = 260 \text{ cm} : \frac{260}{15} \leq h_t \leq \frac{260}{10}$$

$$\text{Donc } 17,33 \leq h_t \leq 26$$

🔧 *Recommandation de RPA 99 Version 2003*

Compte tenu des exigences du **RPA (Art 7.5.1)**,

On opte pour  $h_t = 30 \text{ cm}$

b. Largeur :

La largeur de la poutre est donnée par :

$$0.4h_t \leq b \leq 0.7h_t$$

D'où :  $0,4 h_t \leq b \leq 0.7 h_t$  d'où :  $12 \text{ cm} \leq h_t \leq 21 \text{ cm}$ .

D'après les exigences du RPA, ➡ On prend :  $b = 25 \text{ cm}$

Vérification aux exigences de RPA (Art 7.5.1.RPA 99) :

$B \geq 20 \text{ cm} \dots \dots \dots 25 > 20$  ➡ condition vérifiée.

$H_t \geq 30 \text{ cm} \dots \dots \dots 30 \geq 30 \text{ cm}$  ➡ condition vérifiée.

$\frac{h_t}{b} \leq 4 \dots \dots \dots \frac{30}{25} = 1,2 \text{ cm} < 4 \text{ cm}$  ➡ condition vérifiée.

→ Donc la poutre palière à pour dimensions :  **$bxh = (25x30)$** .

**2. Détermination des charges et surcharges**

- Poids propre de la poutre :  $G_p = 25 \times 0.25 \times 0.3 = 1,875 \text{ KN/ml}$
- Poids du mur  $G_M = 2.4 \times 1 = 2,4 \text{ KN/ml}$
- Réaction du palier a l'ELU :  $R_u = 26,816 \text{ KN}$
- Réaction du palier a l'ELS :  $R_s = 19,303 \text{ KN}$

**3. Combinaisons de charges**

- À l'ELU  
 $q_u = 1.35 (G_p + G_m) + R_u = 1,35 \times (1,875 + 2,4) + 31,55 = 37,32 \text{ KN/ml}$
- À l'ELS  
 $q_s = (G_p + G_s) + Q_s = (2,4 + 1,875) + 23,83 = 28,105$

**4. Calcul à l'ELU**

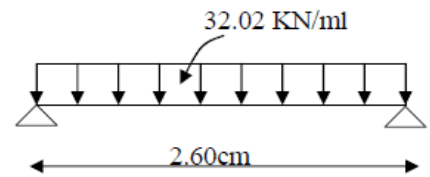
**a. Détermination des efforts internes**

➤ **Effort tranchant :**

$$T_u = \frac{q_u L}{2} = \frac{37,32 \times 2,6}{2} = 48,516 \text{ kN.}$$

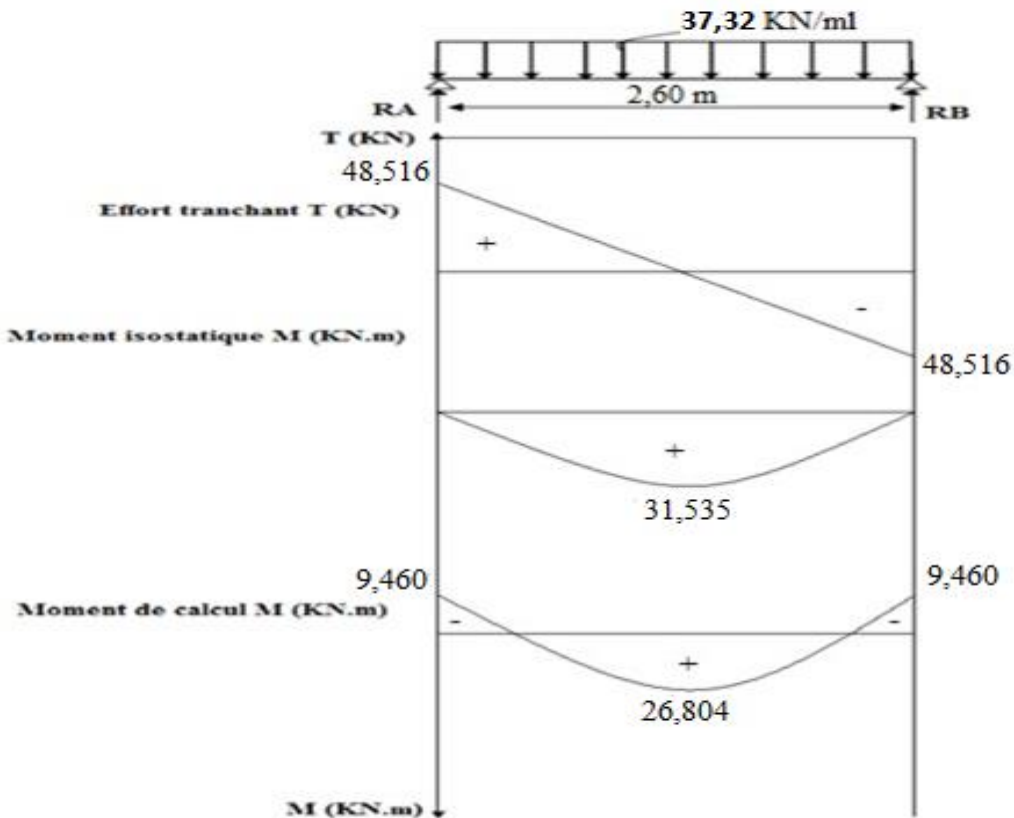
➤ **Moment isostatique :**

$$M_0 = \frac{q_u L^2}{8} = \frac{37,32 \times (2,6)^2}{8} = 31,535 \text{ kN.m.}$$



En tenant compte du semi-encastrement :

- **En travée :**  $M_t = 0,85M_0 = 0,85 \times 31,535 = 26,804 \text{ kN.m.}$
- **Aux appuis :**  $M_a = -0,3M_0 = -0,3 \times 31,535 = -9,460 \text{ kN.m.}$



**Fig.III.5.1. : Diagramme des efforts tranchants et les moments fléchissant**

**b. Calcul des armatures**➤ **En travée**

$h = 30 \text{ cm}$  ;  $d = 27 \text{ cm}$  ;  $c = 3 \text{ cm}$  ;  $b = 25 \text{ cm}$ .

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{22,804 \times 10^3}{25 \times 27^2 \times 14.2} = 0,088 < \mu_l = 0.392$$

La section est simplement armée (S.S.A) donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ( $A_{sc} = 0 \text{ cm}^2$ )

À partir des abaques et pour une valeur de  $\mu = 0.088$  :  $\beta = 0.954$ .

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \sigma_{st}} = \frac{26,804 \times 10^3}{0.954 \times 27 \times 348} = 2,99 \text{ cm}^2$$

On prend :  $A_t = 3\text{HA}12 = 3,39 \text{ cm}^2$ .

➤ **Aux appuis**

$$\mu = \frac{M_a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{9,460 \times 10^3}{25 \times 27^2 \times 14.2} = 0.0365 < \mu_l = 0.392$$

La section est simplement armée (S.S.A) donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ( $A_{sc} = 0 \text{ cm}^2$ )

À partir des abaques et pour une valeur de  $\mu = 0.0365$  :  $\beta = 0,982$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \cdot d \sigma_{st}} = \frac{9,460 \times 10^3}{0,982 \times 27 \times 348} = 1,025 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_{adoptée} = 3\text{HA} 12 = 3,39 \text{ cm}^2$ .

**5. Vérifications à l'ELU****a. Condition de non fragilité (BAEL 91/ Art. A.4.2.1)**

$$A_{\min} = 0.23 b_0 d \cdot \frac{f_{c28}}{f_e} = 0,23(25)(27) \frac{2.1}{400} = 0,815 \text{ cm}^2$$

- **En travée** :  $A_t = 3,39 \text{ cm}^2 > 0,815 \text{ cm}^2$ . La condition est vérifiée.
- **Aux appuis** :  $A_a = 3,39 \text{ cm}^2 > 0,815 \text{ cm}^2$ . La condition est vérifiée.

**b. Vérification au cisaillement (BAEL 91/ Art. 5.1, 211)**

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

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} = \frac{48,516 \times 10^3}{250 \times 270} = 0,719 \text{ MPa} \longrightarrow \tau_u = 0,719 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

Il n'y'a pas de risque de cisaillement. Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

**c. Vérification de l'adhérence des barres (BAEL 91/ Art A.6.1 ,3)**

Il faut vérifier que :  $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28}$

Où :

$\Psi_s$  : Coefficient de scellement (En fonction de la nuance d'acier)  $\Psi_s = 1.5$  (Barres de haute adhérence).

Donc :  $\bar{\tau}_{se} = 1,5 \times 2,1 = 3.15 \text{ MPa}$ .

$$\tau_{se} = \frac{T_U}{0.9d \sum U_i}$$

Où :  $\sum \mu_i$  : Somme des périmètres utiles des barres

$$\sum \mu_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 3 \times 3.14 \times 1,2 = 11,304 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{48,516 \times 10^3}{0.9 \times 270 \times 113,04} = 1,766 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1,766 \text{ MPa} < \tau_{se}^{\text{lim}} = 3.15 \text{ MPa.}$$

La condition est vérifiée, il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

#### d. Ancrage des barres (BAEL 91/ Art 6.1 ,221)

##### - Longueur de scellement :

Longueur de scellement droit est donnée par la loi:

$$L_S = \frac{\phi \cdot f_e}{4\tau_s}$$

$$\text{Avec : } \tau_s = 0.6\Psi^2 f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ Mpa}$$

$$L_S = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42,33 \text{ cm}$$

Forfaitairement :  $l_s = 35\phi$

$$l_s = 35 \times 1,2 = 42 \text{ cm}$$

Comme  $L_s$  dépasse l'épaisseur de la poutre, les armatures doivent comportés des crochets. La longueur de scellement mesurée hors crochets est :

$$L_t = 0.4 L_s = 0.4 \times 42,33 = 17 \text{ cm.}$$

#### e. Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis :

##### ➤ Influence sur le béton :

$$T_u \leq \frac{0.4 \times f_{c28} \times 0.9d \times b}{\gamma_b} = \frac{0.4 \times 25 \times 0.9 \times 270 \times 250 \times 10^{-3}}{1.5} = 405 \text{ KN}$$

$$T_u^{\text{max}} = 48,516 \text{ KN} < 405 \text{ KN} \quad \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

##### ➤ Influence sur les armatures :

On doit vérifier que :  $A_a \geq \frac{T_u^{\text{max}}}{\sigma_{st}}$

$$\frac{T_u^{\text{max}}}{\sigma_{st}} = \frac{48,516 \times 10^3}{348} = 139,41 \text{ mm}^2 = 13,941 \text{ cm}^2$$

$A_a = 3,39 > 1,3941 \quad \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$   
donc les armatures calculées sont suffisantes.

##### ➤ Influence sur les aciers

$$A_{st \text{ adopté}} > A_{st \text{ ancrer}} = \frac{\gamma_s}{f_e} \left( T_u + \frac{M_a}{0,9d} \right)$$

$$\frac{1,15}{400} \left( 48,516 \times 10^3 + \frac{8,116 \times 10^6}{0,9 \times 270} \right) = 2,35 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adoptée}} = 3,39 \text{ cm}^2 > 2,35 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ Donc les armatures calculées sont suffisantes.

**f. diamètre des armatures transversales :**

Le diamètre des armatures transversales est donné par la formule suivante :

$$\phi_t < \min \left\{ \frac{H}{35}, \phi_l, \frac{b_0}{10} \right\}$$

$$\left. \begin{aligned} \frac{H}{35} = \frac{30}{35} = 8,6 \text{ mm} \\ \phi_l = 12 \text{ mm} \\ \frac{b_0}{10} = \frac{25}{10} = 25 \text{ mm} \end{aligned} \right\} \text{ On prend } \phi_t = 8 \text{ mm.}$$

On prend un cadre et un étrier en HA8  $A_t = 4HA8 = 2.01\text{cm}^2$

**g. espacement des armatures transversales  $St$  :**

Les espacements seront donnés comme suit :

Selon le **BAEL91/ modifier 99** on aura :

$$St_1 \leq \min (0.9d; 40\text{cm}) \implies St_1 \leq \min (24,3 ; 40\text{cm}) \implies St_1 = 24,3 \text{ cm}$$

D'après le RPA2003 Art 7.5.2.2, l'espacement est donné selon deux zones :

- ❖ **la zone nodale** :  $St \leq \min \left( \frac{H}{4} ; 12\phi \right)$
- ❖ **En dehors de la zone nodale** :  $St \leq \frac{H}{2}$

Ce qui donne :

- $St \leq \min (7,5 ; 14,4) \implies St = 7 \text{ cm. (Zone nodale)}$
- $St = \frac{30}{2} = 15,5 \text{ cm ; on prend } St = 15 \text{ cm (en dehors de la zone nodale)}$

**h. Vérification des armatures transversales :**

$$A_{t_{\min}} = 0.003 \times St \times b \leq A_t$$

$$A_{t_{\min}} = 0.003 \times 7 \times 25 = 0,525 \text{ cm}^2 < 2,01\text{cm}^2 \implies \text{condition vérifiée.}$$

$$A_{t_{\min}} = 0.003 \times 15 \times 25 = 0,5625 \text{ cm}^2 < 2,01\text{cm}^2 \implies \text{condition vérifiée}$$

**6. Calcul à l'ELS**

**6.1. Détermination des efforts internes**

➤ **L'effort tranchant :**

$$T_s = \frac{q_s L}{2} = \frac{28,105 \times 2,6}{2} = 36,536\text{kN.}$$

➤ **Le moment isostatique :**

$$M_s = \frac{q_s L^2}{8} = \frac{28,105 \times 2,6^2}{8} = 23,748 \text{ kN.m.}$$

En tenant compte du semi-encastrement :

- **En travée** :  $M_{sa} = - 0.3M_s = -7,124 \text{ KN.m}$
- **Aux appuis** :  $M_{st} = 0.85M_s = 20,186 \text{ KN.m}$

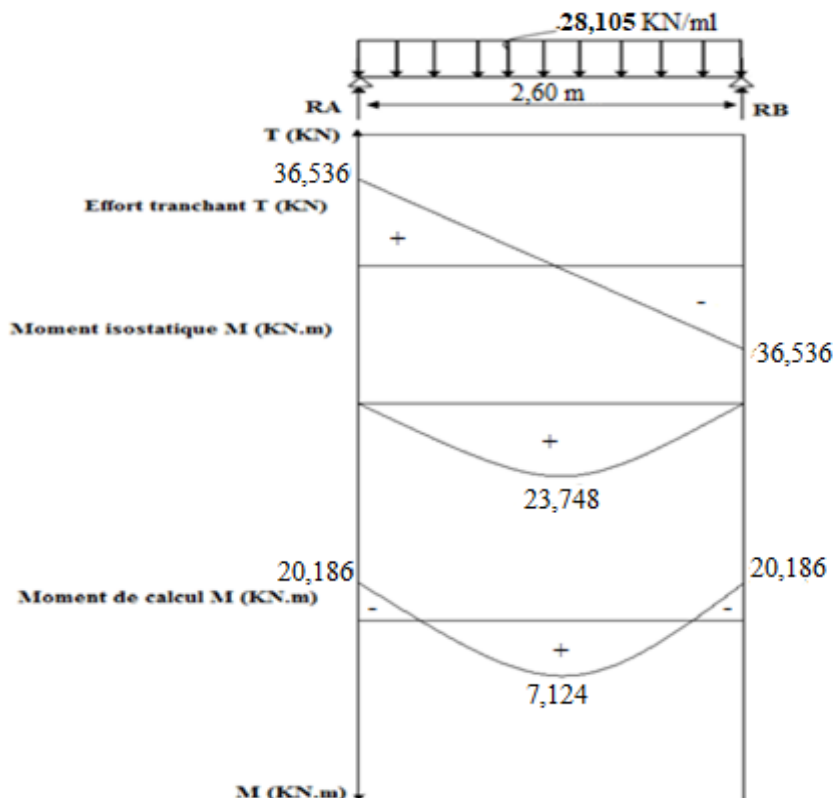


Fig.III.5.2 : Diagramme des efforts tranchants et les moments fléchissant

### 6.2. Etat limite de compression du béton

$$\sigma_b \leq 0.6f_{c28} = 15\text{Mpa}$$

➤ Aux appuis :

$$\rho_1 = \frac{100A_s}{bd} = \frac{100 \times 3,39}{25 \times 27} = 0,502$$

$$\text{Par interpolation } \begin{cases} \beta_1 = 0,893 \\ K = 31,73 \end{cases}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_a^s}{A\beta d} = \frac{7,124 \times 10^3}{3,39 \times 0,893 \times 27} = 87,158 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k} = \frac{87,158}{31,73} = 2,746 \text{ Mpa} < \sigma_{bc} = 15\text{Mpa} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

➤ En travée :

$$\rho_1 = \frac{100A_s}{bd} = \frac{100 \times 3,39}{25 \times 27} = 0,502$$

$$\text{Par interpolation } \begin{cases} \beta_1 = 0,893 \\ K = 31,73 \end{cases}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_a^s}{A\beta d} = \frac{20,186 \times 10^3}{3,39 \times 0,893 \times 27} = 246,964 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k} = \frac{246,964}{31,73} = 7,783 \text{ Mpa} < \sigma_{bc} = 15 \text{ Mpa} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

### 6.3. Etat limite d'ouverture des fissures :(BAEL 91/version99, Art A.5.34)

L'escalier n'est pas exposé aux intempéries et aux milieux agressifs, ce qui veut dire que la fissuration est peu nuisible. Donc aucune vérification n'est nécessaire. (**Article A.4.5, 32 du BAEL 91**)

### 6.4. Etat limite de déformation

Il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont satisfaites (BAEL 91/ Art. B.6.5,1) [14] :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} ; \frac{h}{L} \geq \frac{Mt}{10Mo} ; \frac{As}{bod} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

D'où :

$$\frac{h}{L} = \frac{30}{260} = 0,115 > \frac{1}{16} = 0,0625. \implies \text{La condition est vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} = 0,115 > \frac{Mt}{10Mo} = \frac{26,804}{10 \times 31,535} = 0,085 \implies \text{La condition est vérifiée.}$$

$$\frac{As}{bod} = \frac{3,39}{27 \times 30} = 0,00418 < \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0,0105 \implies \text{La condition est vérifiée.}$$

Les trois conditions sont vérifiées. Donc, le calcul de la flèche n'est pas nécessaire (La flèche est vérifiée)

**Conclusion :** Les armatures calculées a l'ELU sont suffisantes a l'ELS.

**III.6. Etude de la poutre de chaînage :**

La poutre de chaînage est considérée comme une poutre continue avec une inertie Constante et qui repose sur deux appuis, elle supporte son poids propre et le poids des cloisons extérieures.

**III.6.1) Pré-dimensionnement :**

Les dimensions de la poutre sont données par les formules suivantes :

- **Hauteur de la poutre**

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

Avec **Lmax** : la portée libre maximale entre nus d'appui dans le sens considéré.

$$\frac{350}{15} = 23.33 \leq h_t \leq \frac{350}{10} = 35$$

Ce qui donne  $23.33 \leq h_t \leq 35$   
on prend : **ht=30cm**

- **Largeur de la poutre**

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

$$0,4 \times 30 = 12 \leq b \leq 0,7 \times 30 = 21 \implies \text{on prend : } b=25 \text{ cm}$$

**III.6.2) Vérification des exigences du (Art7.5.1 RPA99/V2003) :**

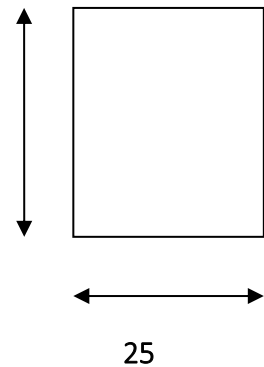
$$h_t = 30 \text{ cm} \geq 30$$

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

$$\frac{h_t}{b} = \frac{30}{25} = 1.2 \leq 4$$

} condition vérifiée.

30



Section adoptée : **(25x30) cm<sup>2</sup>**

**III.6.3) Calcul des charges et surcharges :**

- **Les charges permanentes**

- Poids propre de la poutre :  $0.30 \times 0.25 \times 25 = 1.875 \text{ kN/ml}$
- Poids du mur extérieur :  $(3.06 - 0.2) \times 2.4 = 6.624 \text{ kN/ml}$
- poids du plancher:  $5.73 \times \left(\frac{0.65}{2}\right) = 1.862 \text{ kN/ml}$

$$G_t = 10.361 \text{ kN/ml.}$$

- **La surcharge d'exploitation :**

$$Q = 1.5 \times \frac{0.65}{2} = 0.487 \text{ kN/ml}$$

$$Q = 0.487 \text{ KN/ml}$$

## III.6.4) Combinaisons des charges :

- **ELU** :  $q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 10,361 + 1,5 \times 0,487 = 14,71 \text{ kN/ml}$ .
- **ELS** :  $q_s = G + Q = 10,361 + 0,487 = 10,84 \text{ kN/ml}$ .

## III.6.5) Etude de la poutre à l'ELU :

On considère la poutre comme étant une poutre simplement appuyée sur deux appuis

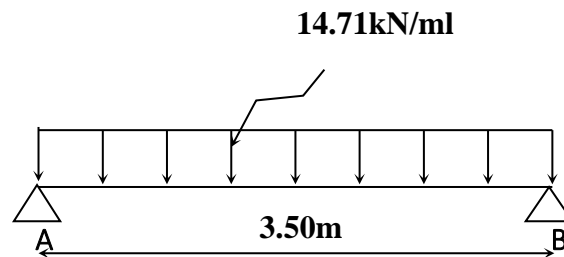


Figure III.6.1 : Schéma statique de la poutre de chaînage à l'ELU.

## III.6.6) Calcul des efforts internes :

## ➤ ELU

- **Les moments fléchissant :**

$$M_{\max} = \frac{q \cdot L^2}{8} = \frac{14,71 \times 3,50^2}{8} = 22,52 \text{ kN.m}$$

**Remarque :**

Afin de tenir compte des semis encastres aux appuis, on affectera les moments par des coefficients correctifs de valeur égale à :

0,85  $M_{\max}$  en travées

0,30  $M_{\max}$  aux appuis

On obtient les valeurs des moments ci-dessous :

- **En travée** :  $M_t = 0,85 M_{\max} = 0,85 \times 22,52 = 19,142 \text{ kN.m}$
- **Aux appuis** :  $M_a = M_b = -0,3 M_{\max} = -0,3 \times 22,52 = -6,756 \text{ kN.m}$

- **Les réactions d'appuis :**

$$R_A = R_B = \frac{q_u l}{2} = \frac{14,71 \times 3,50}{2} = 25,74 \text{ kN}$$

- **Les efforts tranchant :**

$$T_A = \frac{q \cdot L}{2} = \frac{14,71 \times 3,50}{2} = 25,74 \text{ kN}$$

$$T_b = \frac{-q \cdot L}{2} = \frac{-14,71 \times 3,50}{2} = -25,74 \text{ kN}$$

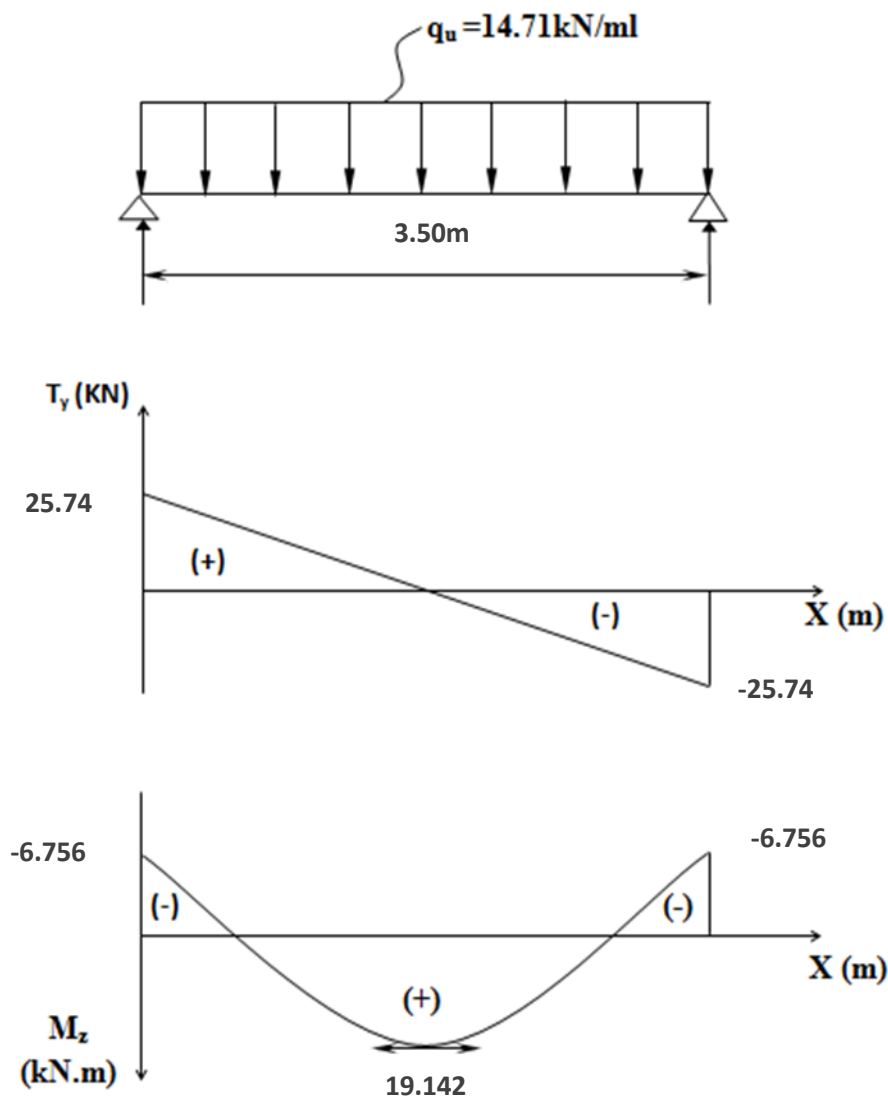


Figure III.6.2 : Diagramme des efforts internes à l'ELU.

❖ Calcul des armatures longitudinales :

$b=25\text{cm}$  ,  $c=3\text{cm}$  ,  $d=27\text{cm}$

✓ En travée :

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{19.142 \times 10^6}{250 \times (270)^2 \times 14,2} = 0,0739 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow S.S.A$$

$$\mu = 0,074 \Rightarrow \beta = 0,962$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{19.142 \times 10^6}{0,962 \times 270 \times 348} = 2,11 \text{cm}^2$$

Choix des armatures : on prendra 3HA12 = 3,39 cm<sup>2</sup>

✓ **Aux appuis :**

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{6.756 \times 10^6}{250 \times (270)^2 \times 14,2} = 0,026 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow S.S.A$$

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

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{6.756 \times 10^6}{0,987 \times 270 \times 348} = 0,73 \text{ cm}^2$$

**Choix des armatures :** on prendra **3HA8 = 1.51 cm<sup>2</sup>**

### III.6.7) Vérification à L'ELU :

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

$$A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_c} = 0,23 \times 25 \times 27 \frac{2,1}{400} = 0,82 \text{ cm}^2$$

Sur appuis :  $A_a = 1,51 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,82 \text{ cm}^2 \rightarrow$  Condition vérifiée.

En travée :  $A_t = 3,39 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,82 \text{ cm}^2 \rightarrow$  Condition vérifiée.

- **Vérification de la contrainte de cisaillement (Art A.5.1,211) :**

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

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{25,74 \times 10^3}{250 \times 270} = 0,381 \text{ MPa}$$

$\bar{\tau}_u = \min(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}) = \min(3,33; 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa}$  (Pour la fissuration peu nuisible).

$$\tau_u = 0,381 < \bar{\tau}_u = 3,33 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :**

**1) dans le béton : (Art A.5.1, 313/BAEL91)**

$$T_U \leq 0,4b.d.0,9 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$T_U = 25,74 < 0,4 \times 25 \times 27 \times 0,9 \left( \frac{2,5}{1,5} \right) = 405 \text{ KN} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**2) Sur les aciers : (BAEL91 modifié 99 Art A.5.1,321)**

$$A_a > \frac{1,15}{f_e} (T_U + \frac{M_U}{0,9.d})$$

$$A_a \geq \frac{1,15}{400} (25.74 \times 10^3 + \frac{-6.756}{0,9 \times 27} \times 10^5) \times 10^{-2} = -0,0593$$

$$A_a = 1.51 \text{ cm}^2 > -0.0593 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

- **Vérification de la contrainte d'adhérence : (Art A.6.1.3/BAEL91)**

Il faut vérifier que :  $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$

$$\bar{\tau}_{se} = \psi \times f_{t28} \quad \text{Avec : } \psi = 1,5 \text{ pour acier H.A}$$

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

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0,9 \times d \times \sum U_i} \quad \text{Avec : } \sum U_i = n \times \pi \times \phi$$

$$\tau_{se} = \frac{25.74 \times 10^3}{0,9 \times 270 \times 3 \times 3,14 \times 14} = 0.80 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0.80 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} 3.15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Vérification de la longueur de scellement : (Art A.6.1.221/BAEL 91)**

$$l_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4\tau_{se}}$$

$l_s$  = longueur de scellement droit

$$\tau_{se} = 0,6 \Psi^2 f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$l_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2,835} = 35,27 \text{ cm}$$

Pour  $\phi = 1,4 \text{ cm}$   $l_s = 35,27 \times 1,4 = 49,37 \text{ cm}$ .

Nous adaptons pour des raisons pratiques un crochet normal qui sera calculé comme suit :

En appui :  $L_c = 0,4 \times l_s = 0,4 \times 49,37 = 19.74 \text{ cm}$ .

Soit :  **$L_c = 20 \text{ cm}$**

- **Les armatures transversales :(BAEL 91 modifié 99 Art A.7.2,2)**

$$\phi_t \leq \min \left\{ \phi_1 ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} \right\} = \min( 1,4; \frac{30}{35} = 0,85; \frac{25}{10} = 2,5 ) = 0,85cm$$

Soit :

$$\phi_t = 8mm \leq 8.5mm$$

On adoptera comme armatures transversales un cadre et un étrier donc :

$$A_t = 4HA8 = 2,01cm^2$$

- **Espacement des armatures transversales (BAEL91 modifié 99 Art A.5.1,22)**

$$S_t \leq \min( 0.9d; 40 cm) = \min( 0.9 \times 27 ; 40 ) = \min(24.3; 40) = 24.3 cm$$

Soit:  $S_t = 20cm$

La section d'armatures transversales doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b \cdot s_t} > 0,4MPa \Rightarrow \frac{2,01 \times 400}{25 \times 20} = 1,60MPa > 0,4MPa \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Armature transversale (Exigence du RPA version 2003(Art 7.5.2.2) :**

D'après le R.P.A 2003, l'espacement est donné selon deux zones :

- ✓ **En zone nodale (appuis) :**

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\phi ; 30 \right\}$$

$$S_t \leq \min( 7,5 ; 16,8 ; 30) = 7,5 \Leftrightarrow S_t = 7cm$$

- ✓ **En zone courante(travée) :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 15 cm \quad , \quad \text{Soit } S_t = 15cm$$

Selon le R.P.A (2003), la section d'armatures transversales doit vérifier :

$$A_t \geq A_t^{\min} = 0,003 S_t b = 0,003 \times 15 \times 25 = 1,125cm^2.$$

$$A_t = 2,01 > A_t^{\min} = 1,125cm^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

III.6.8) Vérification à l'ELS :

Calcul à l'ELS :  $q_s=10.84\text{KN/m}$

1) Calcul des efforts :

a) Réaction aux appuis :

$$R_A=R_B=\frac{q_s l}{2} = \frac{10.84 \times 3.50}{2} = 18.97\text{KN}$$

b) Les moments :

$$M_0 = \frac{q_s \cdot l^2}{8} = \frac{10.84 \times 3.50^2}{8} = 16.59\text{kN.m}$$

En tenant compte de semi encastrement :

Aux appuis :

$$M_a = -0,3 \times 16.59 = -4.98 \text{ KN.m}$$

Aux travée :

$$M_t = 0,85 \times 16.59 = 14.10 \text{ KN.m}$$

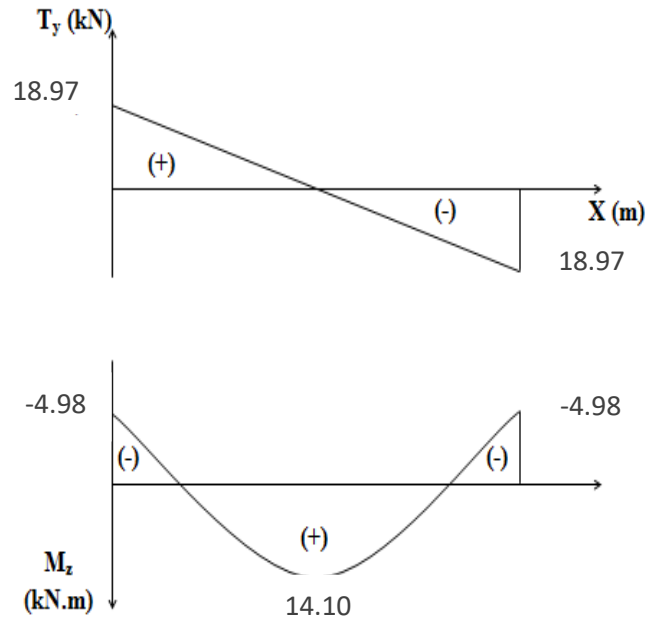
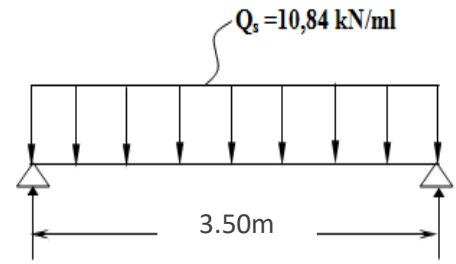


Figure III.6.3 : Diagramme des efforts internes à l'ELS

2) Vérification de la résistance du béton à la compression : (Art A.4.5 ,3/BAEL 91)

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

➤ Aux appuis :

$$M_a = -4.98 \text{ kN.m} \quad ; \quad A_t = 1.51\text{cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A}{b \cdot d} = \frac{100 \times 1.51}{25 \times 27} = 0,225 \quad \Rightarrow \quad \beta_1 = 0,924 \quad ; \quad K_1 = 50.79$$

$$\sigma_s = \frac{M_a}{\beta_1 \cdot d \cdot A_a} = \frac{4.98 \times 10^6}{0,924 \times 270 \times 151} = 132.19\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \sigma_{st} / k_1 = 132.19 / 50.79 = 2.60\text{MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \quad \text{(condition vérifiée)}$$

➤ **En travée**

$$M_t = 14.10 \text{ kN.m} \quad ; \quad A_t = 3.39 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_t}{b \cdot d} = \frac{100 \times 3.39}{25 \times 27} = 0,502 \quad \Rightarrow \quad \beta_1 = 0,8935 \quad ; \quad k_1 = 31.95$$

$$\sigma_b = \frac{M_t}{\beta_1 \cdot d \cdot A_t} = \frac{14.10 \times 10^6}{0,8935 \times 270 \times 339} = 172.41 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \sigma_{st} / k_1 = 172.41 / 31.95 = 5.40 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \quad (\text{condition vérifiée})$$

L'état limite de compression du béton aux appuis et en travées est vérifié donc les armatures adoptées à l'ELU sont suffisantes.

**3) Etat limite d'ouverture des fissures (BAEL 91 modifiée 99/Art A.4.5.33)**

La fissuration étant préjudiciable avec  $\eta = 1.6$  (pour les acier en HA)

on doit vérifier que :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}} \right\} = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 172.41 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition est vérifiée.}$$

**4) Vérification de la flèche : (Art B.6.5, 2 /BAEL91) :**

On peut dispenser de calcul de la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_e}{10M_0} \\ \frac{A_t}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \end{array} \right.$$

$$\frac{h}{L} = \frac{30}{350} = 0.0857 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \text{condition est vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} = 0.0857 < \frac{M_t}{10M_0} = \frac{14.10}{10 \times 16.59} = 0.0849 \quad \text{condition est non vérifiée}$$

$$\frac{As}{bod} = \frac{3.39}{25 \times 27} = 0.00502 \leq \frac{4.2}{fe} = \frac{4.2}{400} = 0.0105 \quad \text{condition est vérifiée}$$

Etant donné qu'une condition sur trois n'est pas vérifiée, il est nécessaire de vérifier la flèche.

$$\text{Tel que : } f < \bar{f}$$

Avec :

$$f = \frac{M \times L^2}{E_v \times I}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500}$$

$E_v$  : Module de déformation différé.

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

$$I = \frac{b}{3}(V_1^3 + V_2^3) + 15 \cdot A \cdot (V_2 - c)^2$$

$$y_1 = \frac{S_{xx}}{B_0}$$

$$y_2 = h - y_1$$

$S_x$  : Moment isostatique de section homogénéisée par rapport à  $xx$

$$S_{/xx} = \frac{bh^2}{2} + 15A \cdot d = \frac{25 \times 30^2}{2} + 15 \times 3.39 \times 27 = 12622.95 \text{ cm}^3$$

$B_0$  : Aire de la section homogénéisée

$$B_0 = b \times h + 15 \times A_f = (25 \times 30) + (15 \times 3.39) = 800.85 \text{ cm}^2$$

$$v_1 = \frac{12622.95}{800.85} = 15.76$$

$$v_2 = h - y_1 = 30 - 15.76 = 14.24$$

$$I = \frac{25 \times (15.76^3 + 14.24^3)}{3} + 15 \times 3.39 \times (14.24 - 2)^2 = 64301.42 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{16.59 \times 10^6 (3500)^2}{10818,86 \times 10 \times 64301.42 \times 10^4} = 2.92 \text{ mm}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{3500}{500} = 7 \text{ mm}$$

$$f < \bar{f} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**Résultats :**

Après toute vérification, nous avons adopté le ferrailage suivant :

- ✓ Aux travées : 3 HA12 = 3.39 cm<sup>2</sup>
- ✓ Aux appuis : 3 HA8=1.51 cm<sup>2</sup>

### III-7 Calcul de la salle machine :

#### Introduction :

L'ascenseur est un appareil élévateur desservant des niveaux définis. Il comporte une cabine dont les dimensions et la constitution permettent manifestement l'accès à des personnes, se déplaçant le long de guides verticaux.

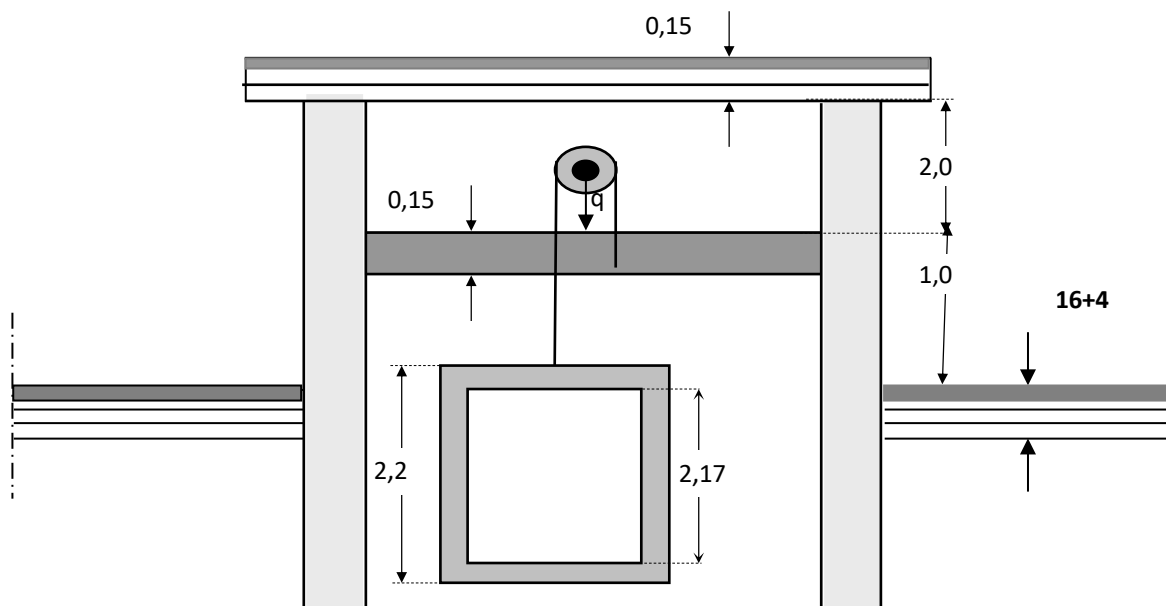
L'ascenseur est composé des trois composantes essentielles suivantes :

- Le treuil de levage et sa poulie,
- La cabine ou la benne,
- Le contre poids.

Le bâtiment comporte une seule cage d'ascenseur en béton armé avec une dalle pleine de dimensions :  $(2.60 \times 1.91) \text{ m}^2$ , appuyée sur ses 4 cotés.

En plus de son poids propre, la dalle est soumise à un chargement localisé au centre du panneau estimé à **09** tonnes, répartie sur une surface de  $(1 \times 1) \text{ m}^2$  transmise par le système de levage de l'ascenseur.

L'étude du panneau de dalle se fera à l'aide des tables de **PIGEAUD**, qui donnent des coefficients permettant de calculer les moments engendrés par les charges localisées, suivant la petite et la grande portée.



#### III.7.1 Calcul de la dalle pleine :

##### a. Épaisseur de la dalle :

L'épaisseur de la dalle est donnée par la formule :  $h_t = \frac{Lx}{30}$

$$H_t = \frac{260}{30} = 8.66 \text{ cm}$$

D'après le RPA99, version 2003,  $h_t$  doit être au moins égale à 12 cm

Soit :  $ht = 15 \text{ cm}$ .

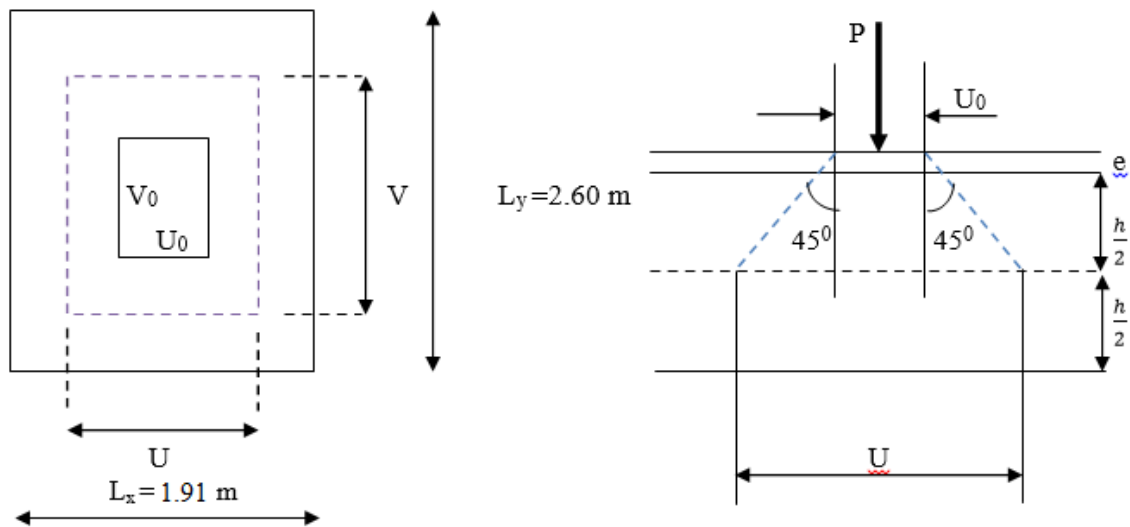


Fig.III.7.1 Schéma statique de la salle machine

• **Calcul de U et V :**

$$U = U_0 + 2\xi e + ht$$

$$V = V_0 + 2\xi e + ht$$

- $U = 161 + 2 \times 5 + 15 = 186 \text{ cm}$
- $V = 163 + 2 \times 5 + 15 = 188 \text{ cm}$
- Avec :
- $h_0$  : épaisseur de la dalle,  $h_0 = 15 \text{ cm}$ ,
- $e$  : épaisseur de revêtement,  $e = 5 \text{ cm}$ ,
- $\xi$  : coefficient dépend de la nature du revêtement, dans notre cas la dalle est composée de béton armé, et d'une chape en béton,  $\xi = 1.0$ ,
- $U \times V$  : surface d'impact au niveau du feuillet moyen,
- $u_0 \times v_0$  : coté du rectangle dans lequel la charge est centrée  $u_0 = v_0 = 80 \text{ cm}$ .

• **Détermination des sollicitations :**

a) **A l'ELU :**

$$q_u = 1,35G + 1,5Q \text{ (Charge uniformément répartie sur une bande de 1 m.)}$$

$$P_u = 1,35P \text{ (Charge concentrée due au système de levage.)}$$

$$\text{Poids propre de la dalle : } G = \gamma_b x h_0$$

$$G_{dal} = 25 \times 0.15 = 3,75 \text{ KN / m}^2$$

$$\text{Surcharge d'exploitation : } Q = 1 \text{ KN/m}^2$$

Alors :

$$q = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 3,75 + 1,5 \times 1 = 6,563 \text{ KN/ml}$$

$$P_u = 1,35 \times 90 = 121,5 \text{ KN}$$

### b) A L'ELS

$$q_s = G + Q = 3,75 + 1 = 4,75 \text{ KN/ml}$$

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

## III.7.2. Calcul des moments :

### a) Moment dû à la charge localisée :

Les abaques nous donnent les moments au centre du panneau.

$$M_x^1 = p_u (M_1 + \nu M_2)$$

$$M_y^1 = p_u (M_2 + \nu M_1)$$

$M_1$  et  $M_2$ : coefficients données par les tables de PIGEAUD en fonction de  $\left(\frac{U}{l_x}\right)$ ,  $\left(\frac{V}{l_y}\right)$  et  $\rho$

$$\nu : \text{Coefficient de Poisson} \begin{cases} \nu = 0 & \text{à L'ELU} \\ \nu = 0,2 & \text{à L'ELS} \end{cases}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{191}{260} = 0.73 \\ \frac{U}{l_x} = \frac{186}{191} = 0.97 \\ \frac{V}{l_y} = \frac{188}{260} = 0.72 \end{array} \right.$$

Pour déterminer  $M_1$  et  $M_2$  on doit faire une interpolation entre deux valeurs (abaque de

$$\text{PIGEAU} \rightarrow \begin{cases} M_1 = 0.0628 \\ M_2 = 0.0326 \end{cases}$$

**A L'ELU :  $\nu = 0$**

$$M_{x1}^U = P_u (M_1 + \nu M_2) = P_u M_1 = 121.5 \times 0.0628 = 7.63 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1}^U = P_u (M_2 + \nu M_1) = P_u M_2 = 121.5 \times 0.0326 = 3.96 \text{ KN.m}$$

**A L'ELS :  $\nu = 0.2$**

$$M_{x1}^S = P_s (M_1 + \nu M_2) = 90 (0.0628 + 0.2 \times 0.0326) = 6.238 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1}^S = P_s (M_2 + \nu M_1) = 90 (0.0326 + 0.2 \times 0.0628) = 4.064 \text{ KN.m}$$

### a) Moment dû au poids propre de la dalle pleine :

$\rho = 1 \geq 0,73 \rightarrow$  La dalle travaille dans les deux sens.

$\mu_x$  et  $\mu_y$  : coefficients donnés en fonction de  $\rho$  et du coefficient de Poisson  $\nu$

Dans le sens  $L_x : M_{X2} = \mu_x \times q_u \times (l_x)^2$

Dans le sens  $L_y : M_{Y2} = \mu_y \times M_x^2$

$$\text{A l'ELU} \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0393 \\ \mu_y = 0,934 \end{cases} \quad (\nu = 0)$$

$$\begin{cases} M_{X2}^u = 0,0393 \times 6,563 \times 1,91^2 = 0,940 \text{ KN.m} \\ M_{Y2}^u = 0,934 \times 0,940 = 0,877 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{A l'ELS} \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0467 \\ \mu_y = 0,954 \end{cases} \quad (\nu = 0,2)$$

$$\begin{cases} M_{X2}^s = 0,0467 \times 4,75 \times (1,91)^2 = 0,809 \text{ KN.m} \\ M_{Y2}^s = 0,954 \times 0,809 = 0,771 \text{ KN.m} \end{cases}$$

### b) Superposition des moments

- ELU

$$\begin{cases} M_x^u = M_{X1}^u + M_{X2}^u = 7,63 + 0,940 = 8,57 \text{ KN.m} \\ M_y^u = M_{Y1}^u + M_{Y2}^u = 3,96 + 0,877 = 4,837 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- ELS

$$\begin{cases} M_x^s = M_{X1}^s + M_{X2}^s = 6,238 + 0,809 = 7,047 \text{ KN.m} \\ M_y^s = M_{Y1}^s + M_{Y2}^s = 4,064 + 0,771 = 3,133 \text{ KN.m} \end{cases}$$

### c) Correction des moments

A l'ELU :

- En travée  $\rightarrow \begin{cases} M_x^t = 0,75 M_x^u = 0,75 \times 8,57 = 6,426 \text{ KN/m} \\ M_y^t = 0,75 M_y^u = 0,75 \times 4,837 = 3,628 \text{ KN/m} \end{cases}$

- Aux appuis  $\rightarrow \begin{cases} M_x^a = -0,5 M_x^u = -0,5 \times 8,57 = -4,285 \text{ KN/m} \\ M_y^a = -0,5 M_y^u = -0,5 \times 4,837 = -2,419 \text{ KN/m} \end{cases}$

A l'ELS :

- En travée  $\rightarrow \begin{cases} M_x^t = 0,75 M_x^s = 0,75 \times 7.047 = 5.285 \text{ KN/m} \\ M_y^t = 0,75 M_y^s = 0,75 \times 3.133 = 2.349 \text{ KN/m} \end{cases}$
- Aux appuis  $\rightarrow \begin{cases} M_x^t = -0,5 M_x^s = -0,5 \times 7.047 = -3.523 \text{ KN/m} \\ M_y^t = -0,5 M_y^s = -0,5 \times 3.133 = -1.566 \text{ KN/m} \end{cases}$

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

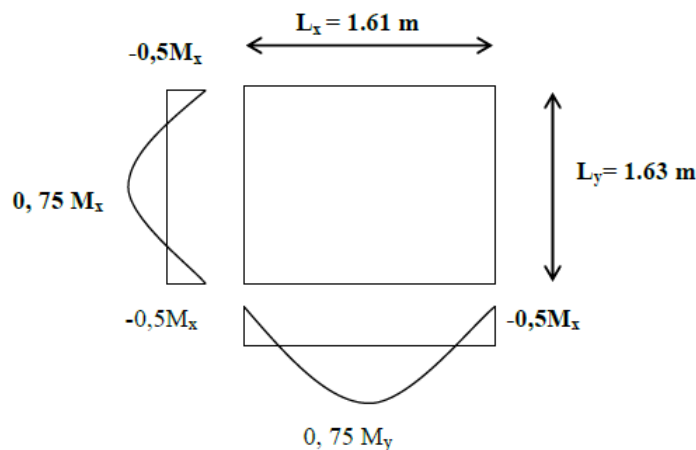


Figure III.7.2: Correction des moments.

### III.7.3. Ferrailage :

A l'ELU :

a) En travée :

- Sens de la petite portée (sens xx)

$$d_x = h_t - 3\text{cm} = 12\text{cm}$$

$$\mu_b = \frac{M_x^t}{b \cdot (d_x)^2 f_{bc}} = \frac{6.426 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14,2} = 0,0314 < 0,392$$

$\rightarrow$  La section est simplement armée(SSA).

$$\mu_b = 0,0314 \rightarrow \beta = 0,984$$

$$A_x = \frac{M_x^t}{\beta \cdot (d_x) \sigma_{st}} = \frac{M_x^t}{\beta \cdot (d_x) (f_e / \gamma_s)} = \frac{6,426 \times 10^5}{0,984 \times 12 \times \frac{400}{1,15} \times 10^2} = 1.56 \text{ cm}^2$$

Nous adopterons : 4HA10 = 3.14 cm<sup>2</sup>, avec S<sub>t</sub> = 25 cm

- **Sens de la grande portée (sens yy)**

$$\mu_b = \frac{M_y^t}{b \cdot (d_y)^2 f_{bc}} = \frac{3.628 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14,2} = 0,018 < 0,392$$

→ **La section est simplement armée.**

$$\mu_b = 0,018 \rightarrow \text{après interpolation} \quad \beta = 0,991$$

$$A_y = \frac{M_y^t}{\beta (d_y) \cdot \sigma_{st}} = \frac{M_y^t}{\beta \cdot (d_y) \cdot (f_e / \gamma_s)} = \frac{3.628 \times 10^5}{0,983 \times 12 \times \frac{400}{1,15} \times 10^2}$$

$$A_y = 0,88 \text{ cm}^2$$

**Nous adopterons :4HA8 = 2.01 cm<sup>2</sup>, avec St = 25 cm.**

- **En travée :**

Dans que le sens x-x soit **4HA10** avec **St = 25 cm.**

Dans le sens y-y soit **4HA8** avec **St = 25 cm.**

-**Aux appuis**

- **Sens de la petite portée (Sens xx)**

$$\mu_b = \frac{M_x^a}{b \cdot (d_x)^2 f_{bc}} = \frac{4,285 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14,2} = 0,020 < 0,392$$

→ **La section est simplement armée.**

$$\mu_b = 0,020 \rightarrow \beta = 0,990$$

$$A_x = \frac{M_x^a}{\beta \cdot (d_x) \cdot \sigma_{st}} = \frac{M_x^a}{\beta \cdot (d_x) \cdot (f_e / \gamma_s)} = \frac{4,285 \times 10^5}{0,990 \times 12 \times \frac{400}{1,15} \times 10^2} = 1,036 \text{ cm}^2$$

**Nous adopterons :4HA10= 3.14 cm<sup>2</sup>, avec St = 25 cm.**

- **Sens de la grande portée (Sens yy)**

$$\mu_b = \frac{M_x^a}{b \cdot (d_x)^2 f_{bc}} = \frac{2.419 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14,2} = 0,017 < 0,392$$

→ **La section est simplement armée.**

$$\mu_b = 0,017 \rightarrow \beta = 0,991$$

$$A_x = \frac{M_x^a}{\beta \cdot (d_x) \cdot \sigma_{st}} = \frac{M_x^a}{\beta \cdot (d_x) \cdot (f_e / \gamma_s)} = \frac{2.419 \times 10^5}{0,991 \times 12 \times \frac{400}{1,15} \times 10^2} = 0.584 \text{ cm}^2$$

On adoptera : **4HA8** = 2.01 avec  $S_t = 25$  cm.

### III.7.4. Vérification à l'ELU :

a) **Condition de non fragilité** (B.A.E. L91/modifié 99, Art B.7, 4)

▪ **Armatures parallèles à  $l_x$**

$$w_x = w_0 \left( \frac{3 - \rho}{2} \right)$$

$$w_x = \frac{A_{\min}}{S}$$

Avec :

- $A_{\min}$ : section minimale d'armatures.
- $S$  : Section totale du béton,
- $W_0$  : Taux d'armatures dans chaque direction acier (HA FeE400)  $\rightarrow w_0 = 0,8\%$ .

$$w_x = 0,0008 \times \left[ \frac{(3 - 0.73)}{2} \right] = 0,0009$$

$$A_{\min} = 0,0009 \times (100) \times (15) = 1,36 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adp}} = 2.01 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,36 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

▪ **Armatures parallèles à  $l_y$**

$$A_{\min} \geq b \times h \times w_0 = 100 \times 15 \times 0,8 \times 10^{-3} = 1,2 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adp}} = 2.01 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,2 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

b) **Vérification de non poinçonnement** (BAEL 91 modifié 99, Art 5.2.4.2)

Aucune armature transversale n'est nécessaire si cette formule est vérifiée :

$$p_u \leq 0,045 \mu_c \times h_t \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

- $\mu_c$  : périmètre de contour de l'air sur laquelle agit la charge dans le plan du feuillet moyen
- $h$  : épaisseur totale de la dalle.

$$p_u = 121.5 \text{ KN}$$

$$\mu_c = 2(U + V) = 2(186 + 188) = 748 \text{ cm} = 7.48 \text{ m}$$

$$P_u = 121,5 \text{ KN} < 0,045 \times 7.48 \times 0,15 \times \frac{25 \times 10^3}{1,5} = 841.5 \text{ KN}$$

$P_u = 121.5 \text{ KN} < 841.5 \dots \dots$  **Condition vérifiée.**

Donc, aucune armature transversale n'est nécessaire.

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

Les efforts tranchants sont maximums au voisinage de la charge ; et on a  $U = V$

Donc :

Au milieu de U on a :

$$T_u = \frac{P_u}{(2U + V)} = \frac{121.5}{2 \times 1,86 + 1,88} = 21.69 \text{ KN}$$

Au milieu de V on a :

$$T_u = \frac{P_u}{(3U)} = \frac{121.5}{3 \times 1,86} = 21.77 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} = \frac{21.69 \times 10^3}{1000 \times 120} = 0,18 \text{ MPa}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = 0,07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,17 \text{ MPa}$$

On a :  $\tau_u = 0,18 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,17 \text{ MPa} \dots \dots \dots$  **Condition vérifiée.**

▪ **La longueur de scellement:**

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_{se}}$$

Avec :  $\tau_{se} = 0,6\Psi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$ .

$$L_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,32 \text{ cm}$$

Les règles de BAEL 91 (Art.6.1.253modifié 99) n'admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet « Lc » est au moins égale à 0,4Ls pour les aciers H.A.

$$L_c = 0,4L_s = 0,4 \times 42,32 = 16,92 \text{ cm} \quad \text{On adoptera } L_c = 17 \text{ cm.}$$

**c) Diamètre minimal des barres** (BAEL91modifié 99, Art A.7.21)

On doit vérifier que :

$$\phi_{\max} \leq \frac{h_t}{10} = \frac{150}{10} = 15 \text{ mm}$$

$$\phi = 10 \text{ mm} < \phi_{\max} = 15 \text{ mm} \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

**d) Vérification de l'espacement des barres** (BAEL91 modifié99, Art A.8.2, 42)

L'espacement des barres d'une même nappe d'armatures ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

- Direction la plus sollicitée :  $S_t \leq \min (2h_t, 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$ ,
- Direction perpendiculaire :  $S_t \leq \min (3h_t, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$ .

▪ **Sens xx**

- Armatures supérieures :  $S_t = 25 \text{ cm} \leq 25 \text{ cm}$ .
- Armatures inférieures :  $S_t = 25 \text{ cm} \leq 25 \text{ cm}$ ,

▪ **Sens yy**

- Armatures supérieures :  $S_t = 25 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm}$ .
- Armatures inférieures :  $S_t = 25 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm}$ .

### III.7.5. Vérification l'ELS :

**État limite de résistance à la compression du béton**

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa} .$$

Avec :  $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} ; \quad \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A}$

✓ En travée :

**Sens xx :  $A_t = 3.14 \text{ cm}^2$**

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d_x} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 12} = 0,26 \rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,919 \\ K_1 = 46,73 \end{cases}$$

La contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_{st} = \frac{M_s^{\max}}{\beta_1 \times d_x \times A_s}$$

$$\sigma_{st} = \frac{5.285 \times 10^6}{0,919 \times 120 \times 3.14 \times 10^2} = 152.62 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{152.62}{46.73} = 3.265 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = 3.265 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \end{cases} \rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- Sens yy :  $A_t = 2.01 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{b \cdot d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 12} = 0.134 \longrightarrow K_1 = 59.63 \text{ et } \beta_1 = 0.933$$

- $\sigma_s = \frac{M_a}{\beta_1 \cdot d \cdot A_a} = \frac{3.523 \times 10^6}{0.933 \times 120 \times 2.01 \times 10^2} = 156.55 \text{ MPa} < \sigma_s = 348 \text{ MPa}$

- $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{159.55}{59.63} = 2.67 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$

✓ Aux appuis

- Sens x-x

On a  $M_a = 3.523 \text{ kN.m}$

On doit vérifier la condition suivante :

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

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d_y} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 12} = 0,26 \rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,919 \\ K_1 = 46,73 \end{cases}$$

La contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_{st} = \frac{M_s^{\max}}{\beta_1 \times d_y \times A_s}$$

$$\sigma_{st} = \frac{2.349 \times 10^6}{0,919 \times 120 \times 3.14 \times 10^2} = 67.83 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{67.83}{46.73} = 1.45 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = 1.45 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \end{cases} \rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

▪ **Sens y-y :**

On a  $M_a = 1.566 \text{ KN.m}$

On doit vérifier la condition suivante :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{b.d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 12} = 0.134 \quad \longrightarrow \quad K_1 = 59.63 \text{ et } \beta_1 = 0.933$$

$$\sigma_s = \frac{M_a}{\beta_1 . d . A_a} = \frac{3.523 \times 10^6}{0.933 \times 120 \times 2.01 \times 10^2} = 156.55 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{159.55}{59.63} = 2.67 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

**Etat limite d'ouverture des fissures** (BAEL91/modifié 99, Art. A.5.3,2)

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

**Etat limite de déformation**

**Etat limite de fissuration :**

Il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont satisfaites (**BAEL 91/ Art. B.7.5**) .

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

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

$$\frac{h}{L_x} \geq \frac{1}{16}$$

**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

$$\frac{h}{L_x} = \frac{15}{191} = 0.0785 \geq \frac{M_{tx}}{20M_x} = \frac{0.85M_x}{20M_x} = 0.0425 \longrightarrow \text{Condition vérifié}$$

$$\frac{A_x}{bd} = \frac{3.14}{100 \times 12} = 0.0026 \leq \frac{2}{f_e} = 0.005 \longrightarrow \text{Condition vérifié}$$

$$\frac{h}{L_x} = \frac{15}{191} = 0.0785 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \longrightarrow \text{Condition vérifié}$$

Les deux conditions sont vérifiées. Donc, le calcul de la flèche n'est pas nécessaire (La flèche est vérifiée).

La fissuration est peu préjudiciable. Aucune vérification n'est nécessaire.

### Conclusion

Le ferrailage retenu pour la dalle de la salle des machines est le suivant :

➤ **Sens x-x**

**En travée** : 4HA 10/ml (St= 25cm).

**Aux appuis** : 4HA 8/ml (St= 25 cm).

➤ **Sens y-y**

**En travée** : 4HA 10/ml (St= 25 cm).

**Aux appuis** : 4HA 8/ml (St= 25 cm)

*CHAPITRE IV:*  
*CHAPITRE IV:*

*MODELISATION*  
*MODELISATION*



## IV. Modélisation :

### IV.1. Introduction :

L'étude dynamique consiste à déterminer les réponses de la structure sous les charges sismiques.

A l'aide de cette étude, nous pouvons connaître le comportement de la structure vis-à-vis l'excitation sismique.

Le terme dynamique 'signifie une variation dans le temps', ceci rend l'étude plus compliquée voir impossible quand il s'agit d'une structure élevée avec un nombre infini de degré de liberté. Pour cela les ingénieurs essayent de simplifier les calculs, en considérant non pas la structure réelle mais un modèle simple qui doit être le plus proche possible de la réalité.

L'étude sismique consiste à évaluer les efforts de l'action accidentelle (séisme) sur notre structure existante.

Dans le but d'analyser et d'évaluer le comportement de la structure sous ce type de chargement, les principes de la dynamique des structures doivent être appliqués pour déterminer les déformations et les contraintes développées dans la structure.

### IV.2. Objectif de l'étude dynamique :

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des Caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ces vibrations libres non amorties.

L'étude dynamique d'une structure, ou d'autres termes : La modélisation est l'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des recherches d'un mécanisme simplifié qui nous rapproche le plus possible du comportement réel de la structure, en tenant compte le plus correctement possible de la masse et de la raideur (rigidité) de tous les éléments de la structure pour pouvoir l'analyser.

### IV.3. Logiciel utilisé pour la modélisation :

L'analyse dynamique nécessite la création d'un modèle de calcul représentant la structure.

Ce modèle est introduit ensuite dans un programme de calcul dynamique, il permet la détermination des modes propres de vibration et des efforts engendrés par les différentes actions appliquées (charges statiques et dynamiques). « ETABS » est l'abréviation de « Extended Three Dimensional Analysis of Building Systems ».

Ce logiciel est destiné à la conception et l'analyse des structures de Génie Civil, particulièrement celles de type bâtiment. Ces dernières peuvent être réalisées en béton armé, en acier ou tout autre matériau choisi par l'utilisateur. ETABS permet en une seule interface la saisie graphique des éléments ainsi que de nombreuses possibilités d'analyses statiques et dynamiques avec des compléments de conception et vérification des structures en béton armé et/ou en charpente métallique.

L'interprétation des résultats est facilitée, avec deux méthodes possibles : tableaux ou graphismes. Il donne ainsi un accès facile et rapide aux résultats tel que la déformée du système, les diagrammes des efforts, les champs de contraintes, les modes propres de vibration, etc.

**Rappel :**

- Grid line : ligne de grille.
- Joints : noeuds.
- Frame : portique (cadre).
- Shell : voile.
- Elément : élément.
- Restreints : degrés de liberté(D.D.L).
- Loads : charge.
- Uniforme loads : point d'application de la charge.
- Defline : définir.
- Matériels : matériaux.
- Concrète : béton.
- Stèle : acier.
- Frame section : coffrage.
- Colum : poteau.
- Beam : poutre.

**IV.4.Manuel d'utilisation du logiciel ETABS :**

Les étapes de modélisation peuvent être résumées comme suit :

- Introduction de la géométrie de l'ouvrage.
  - Spécification des propriétés mécaniques des matériaux.
  - Spécification des propriétés géométriques des éléments (poteaux, poutres, voiles...)
  - Définition des charges statiques (G, Q).
  - Introduction du spectre de réponse (E) selon le RPA99/version 2003.
  - Définition de la charge sismique E.
  - Chargement des éléments.
  - Introduction des combinaisons d'actions.
  - Déroulement de l'analyse et visualisation des résultats.
- Dans notre travail on a utilisé la version ETABS 9.7
  - Pour choisir l'application ETABS on clique sur l'icône de l'ETABS (fig.1)



**Fig-IV-1-** Application ETABS

#### IV. Etapes De Modélisation :

##### Première Etape :

- Introduction de la géométrie du modèle (trames, hauteur d'étage).
- On clique sur l'icône de ETABS, La fenêtre de dialogue s'affiche, on clique sur OK



##### a) Choix des unités :

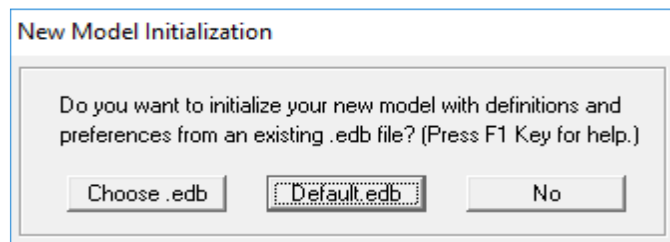
- On doit choisir un système d'unités pour la saisie de données dans ETABS.
- Au bas de l'écran, on sélectionne **KN-m** comme unités de base pour les forces et déplacements :



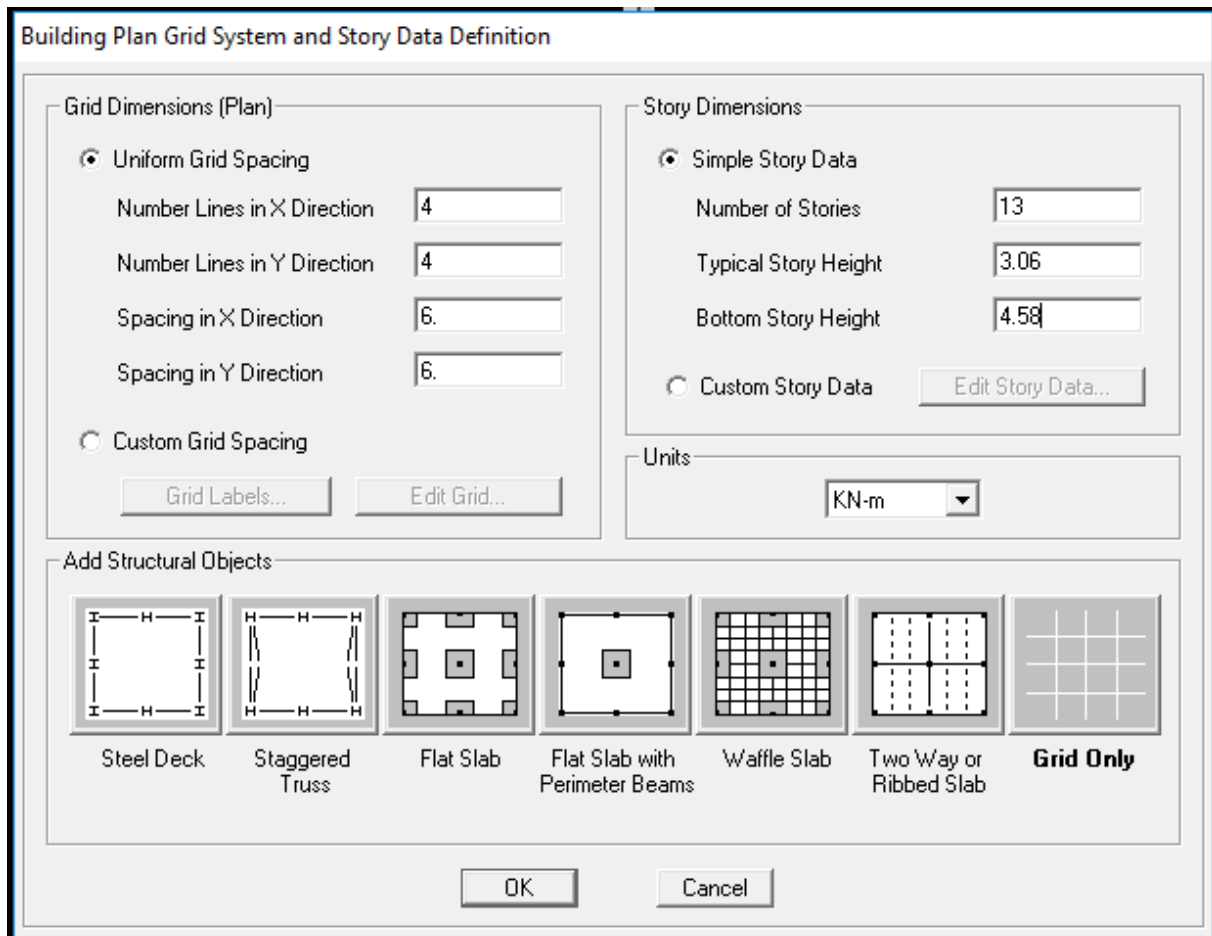
##### b) Géométrie de base :

Dans le menu déroulant en haut de l'écran on sélectionne **File** puis **New model**, cette option permet d'introduire :

- Le nombre de portiques suivant x-x.
- Le nombre de portique suivant y-y.
- Le nombre des étages.



- On clique sur **Default.edb**

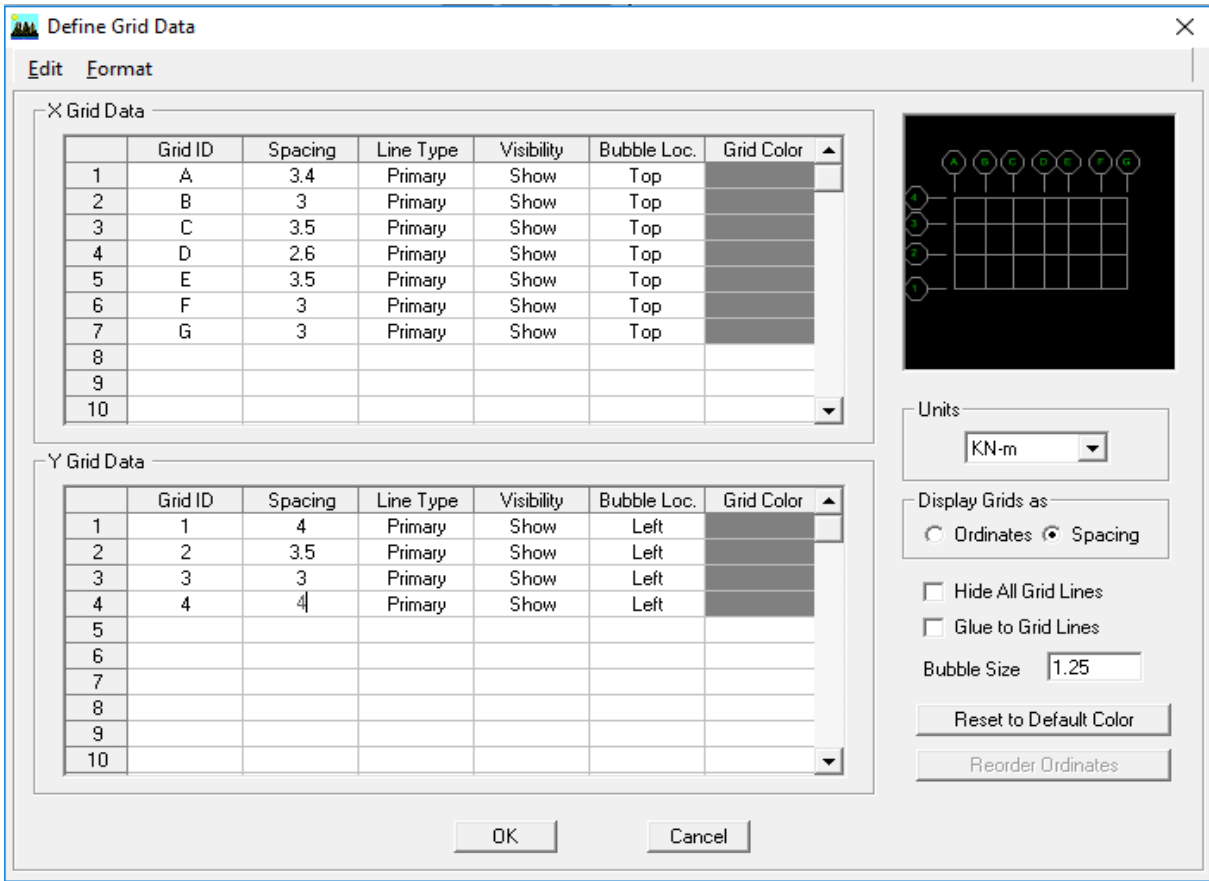


**Fig-IV-2- Géométrie de base**

- Le nombre de portiques suivant x-x (Dans notre cas nous avons 8 lignes suivant x-x)
- Le nombre de portique suivant y-y (Dans notre cas nous avons 7 lignes suivant y-y)
- Le nombre des étages. (13 niveaux R+11 entre sol)

Nous allons procéder à la modification des longueurs des trames et des hauteurs d'étage

- On clique sur **Custom Grid Spacing** → **Spacing**
- On introduit les distances selon x et y → **OK**



**Figure IV.3 : Modification des longueurs des trames**

- Pour modifier les hauteurs et les noms d'étage ; on clique sur le bouton **Custom Story Data** puis **Edit StoryData**.

On introduit les hauteurs des étages → **OK** → **OK**

Story Data

	Label	Height	Elevation	Master Story	Similar To	Splice Point	Splice Height
14	STORY13	3.06	41.28	Yes		No	0.
13	STORY12	3.06	38.22	No	STORY13	No	0.
12	STORY11	3.06	35.16	No	STORY13	No	0.
11	STORY10	3.06	32.1	No	STORY13	No	0.
10	STORY9	3.06	29.04	No	STORY13	No	0.
9	STORY8	3.06	25.98	No	STORY13	No	0.
8	STORY7	3.06	22.92	No	STORY13	No	0.
7	STORY6	3.06	19.86	No	STORY13	No	0.
6	STORY5	3.06	16.8	No	STORY13	No	0.
5	STORY4	3.06	13.74	No	STORY13	No	0.
4	STORY3	3.06	10.68	No	STORY13	No	0.
3	STORY2	3.04	7.62	No	STORY13	No	0.
2	STORY1	4.58	4.58	No	STORY13	No	0.
1	BASE		0.				

Reset Selected Rows

Height:

Master Story:

Similar To:

Splice Point:

Splice Height:

Units

Change Units:

Figure IV.4 : Modification des longueurs des étages

Après validation de l'exemple on aura deux fenêtres représentant la structure, l'une en 3D et l'autre en 2D suivant l'un des plans : X-Y, X-Z, Y-

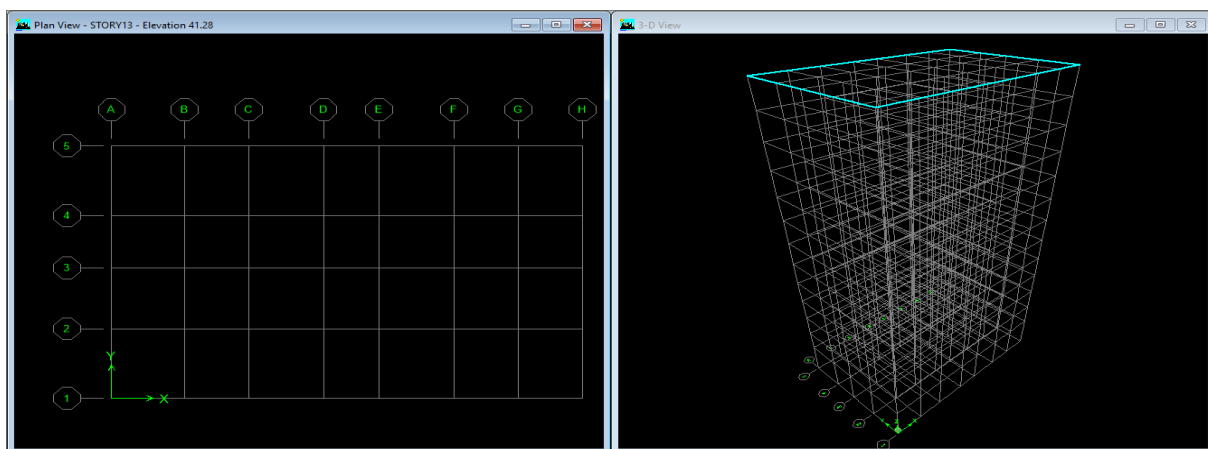
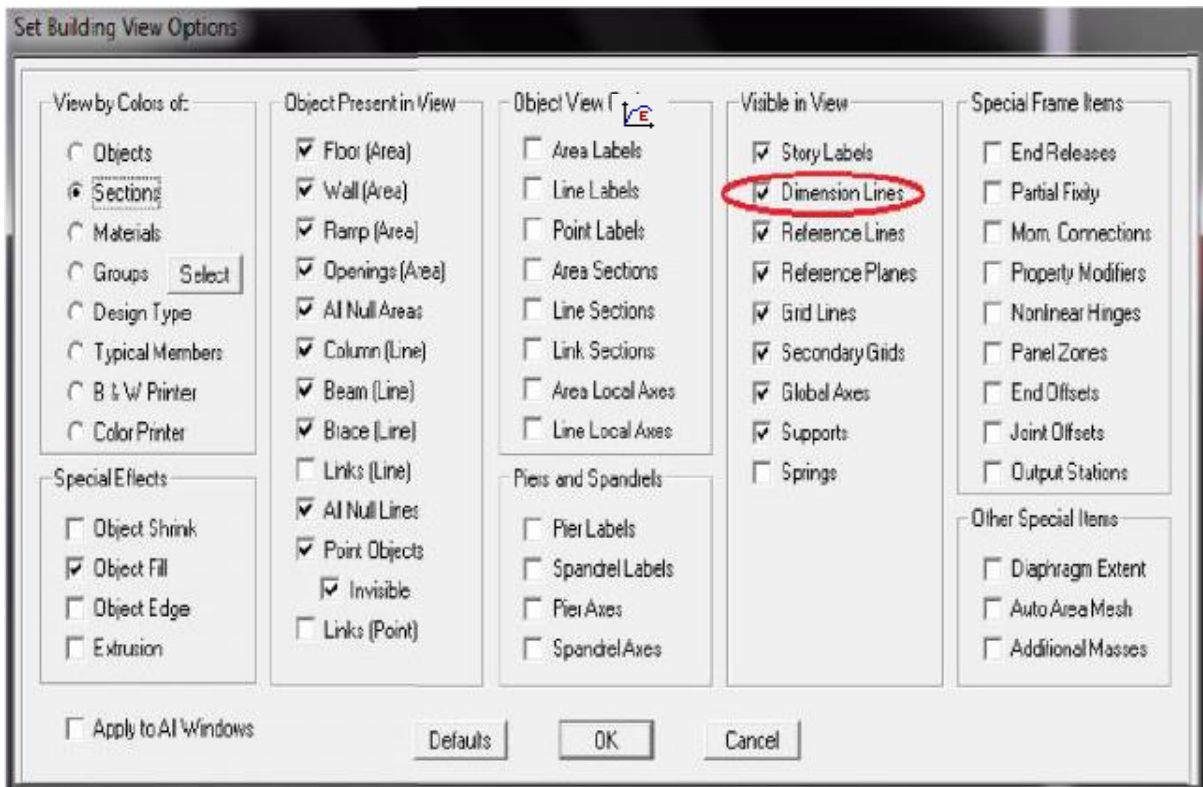


Figure IV.5 : Représentation de la structure en 2D et 3D

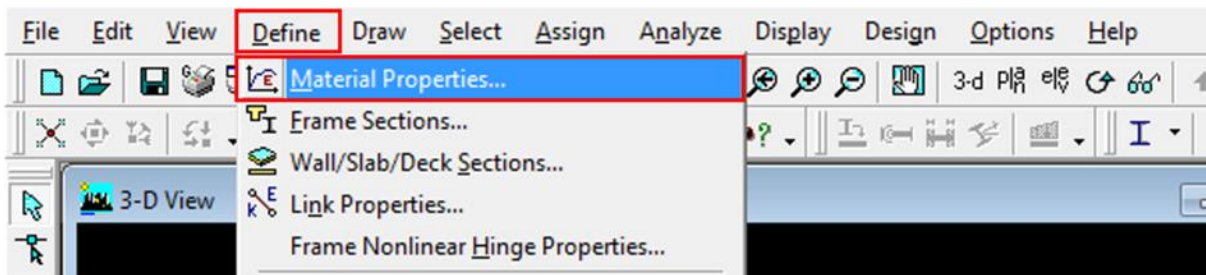
c) Vérification des dimensions :

View → set building view options



### 1) spécification des propriétés mécaniques de l'acier et du béton :

On clique sur **Define / Material properties** on sélectionne **Conc (béton)** puis on clique sur **Add New Material**.



Et on apporte les modification inscrites dans la figure.

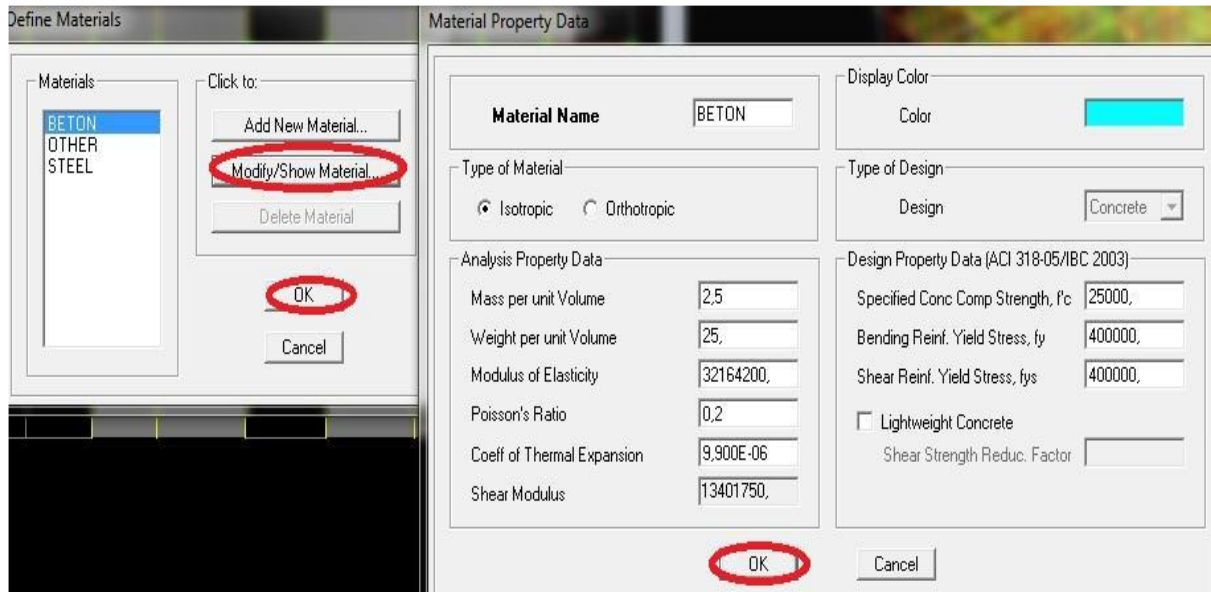
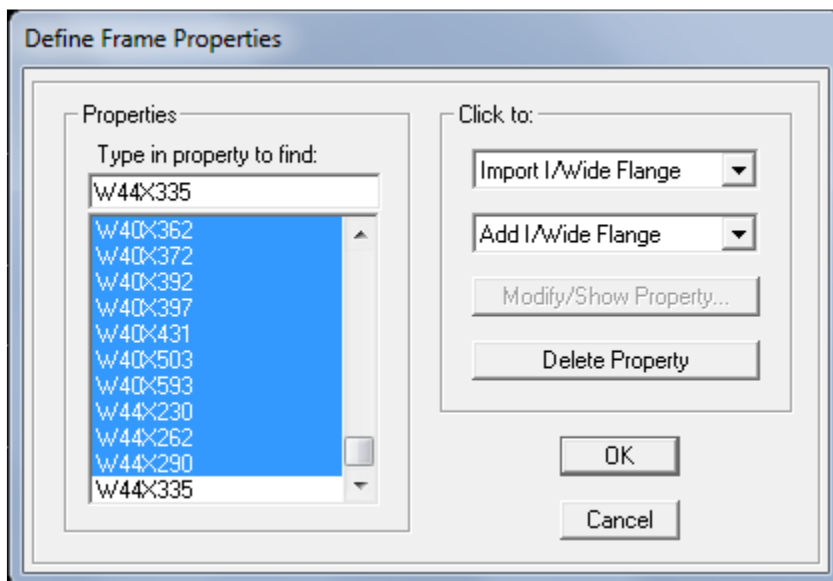


Figure IV.6 : Introduction des propriétés mécanique du béton

2. spécification des propriétés géométriques des éléments (poutres, poteaux, voiles...).

On clique sur l'icône **propriétés** on sélection tout on clique sur **delete property**.

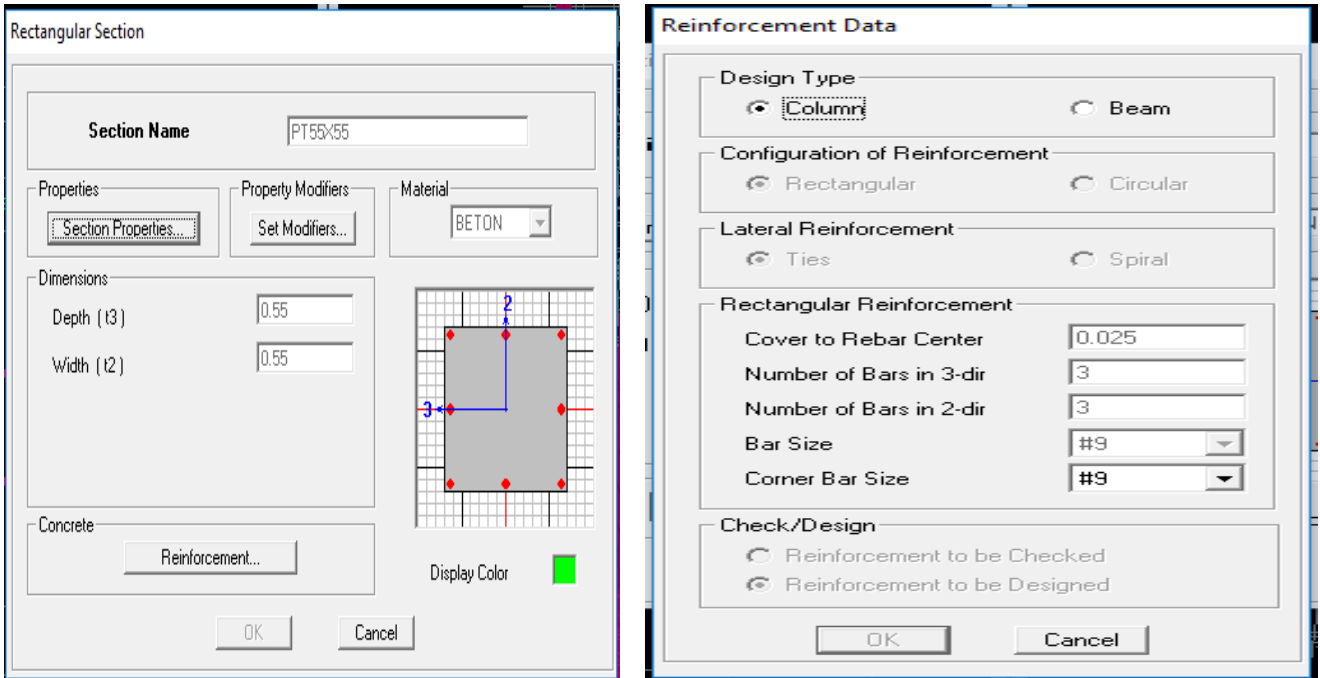


- Nom de la section : Section Name
- choisir la liste des matériaux **Concrete** qui veut dire Béton : **Material-CONC**
- Hauteur : **depth**
- Largeur : **width**

icône **click to** on clique sur **Add Rectangular** (ajout de section).

Introduire les dimensions des poteaux choisis le béton et la couleur ➡ **Reinforcement**

Un clic sur **column** ➡ introduire la valeur de recouvrement des barres **0.025 ok** ➡ **ok**



Nous validons avec OK.

#### 4) Introduction des dimensions des poteaux

Introduire les dimensions de la poutre choisir le béton et la couleur → **Reinforcement**  
 Un clic sur **Beam** → introduire la valeur de recouvrement des barres **0.025 ok** → **ok**

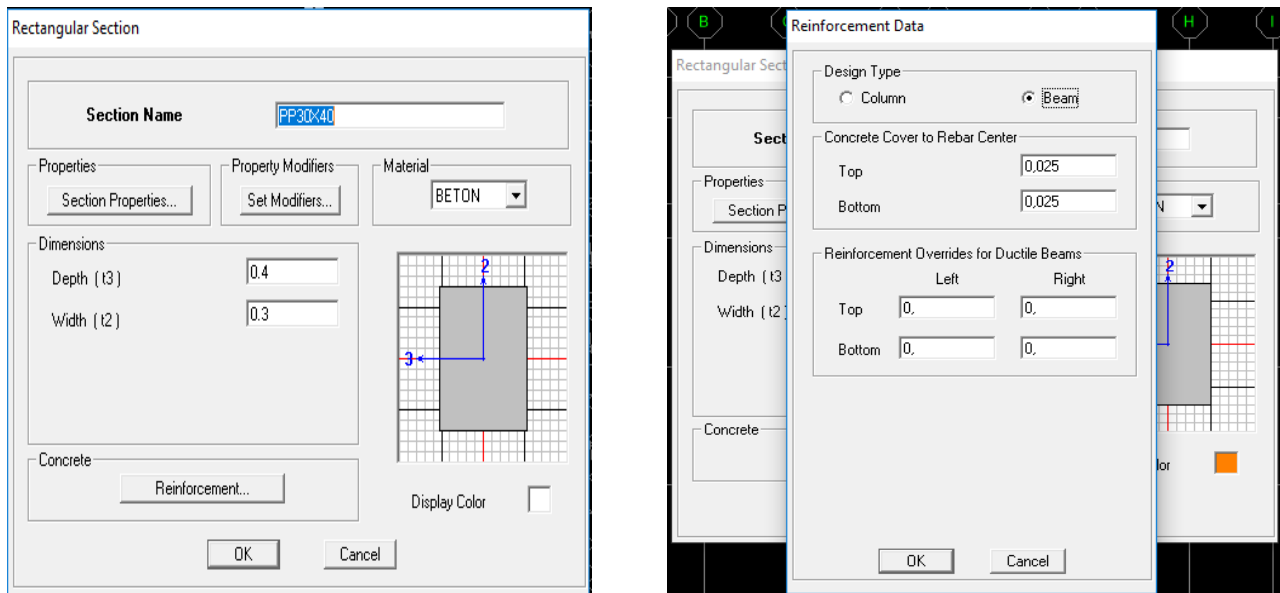


Fig-IV-7 : Introduction des dimensions des poutres

Nous validons avec OK, on refait la même opération jusqu'à définir toutes les sections

### 5) Définition des voiles et des dalles plaines et planchers :

On distingue plusieurs types des éléments plaques qui sont :

- **Élément Shell** : il est utilisé pour la modélisation des voiles et des dalles. Les sections de ces éléments sont définies par l'épaisseur.
- **Élément membran** : il est utilisé pour les éléments minces.
- **Élément plate** : c'est la superposition de l'élément plaque et membrane.

#### 5.1) Les voiles:

Define →  Wall/slab/deck section → Add New Wall

et on spécifie le nom et l'épaisseur de notre voile.




Fig-IV-8 : Introduction des dimensions des voiles

#### 5.2) Les dalles Plaines:

Define →  Wall/slab/deck section → Add New Slab

Et on spécifie le nom et l'épaisseur de la dalle

**Fig-IV.9 :** Introduction des dimensions des dalles planes

On va opter pour la méthode bardage

On doit créer un panneau de dalle virtuelle avec un matériau nommé AUTRE

### 5.3) Les planchers :

On va opter pour la méthode bardage.

On doit créer un panneau de dalle virtuelle avec un matériau nommé AUTRE.

**Fig- IV-10 :** Introduction des propriétés mécanique du béton pour le bardage

**Define** → **Wall/slab/deck section** → **Add new slab**

Et on spécifie le nom de plancher

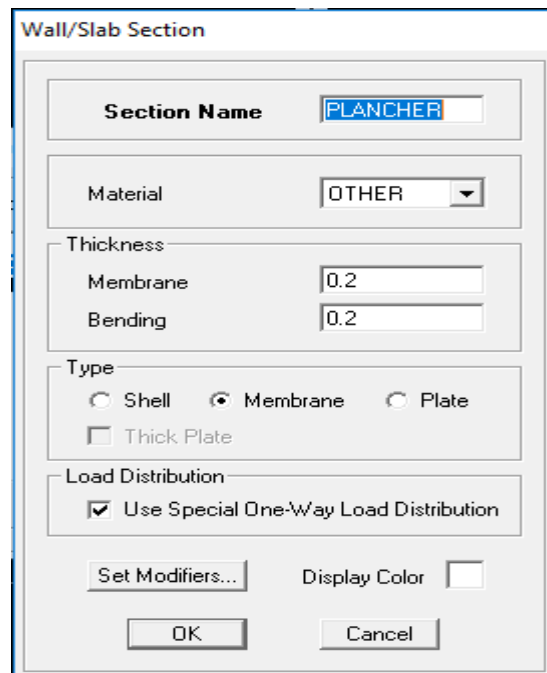


Fig- IV-11 : dénomination des plancher

**Etape 2 :**

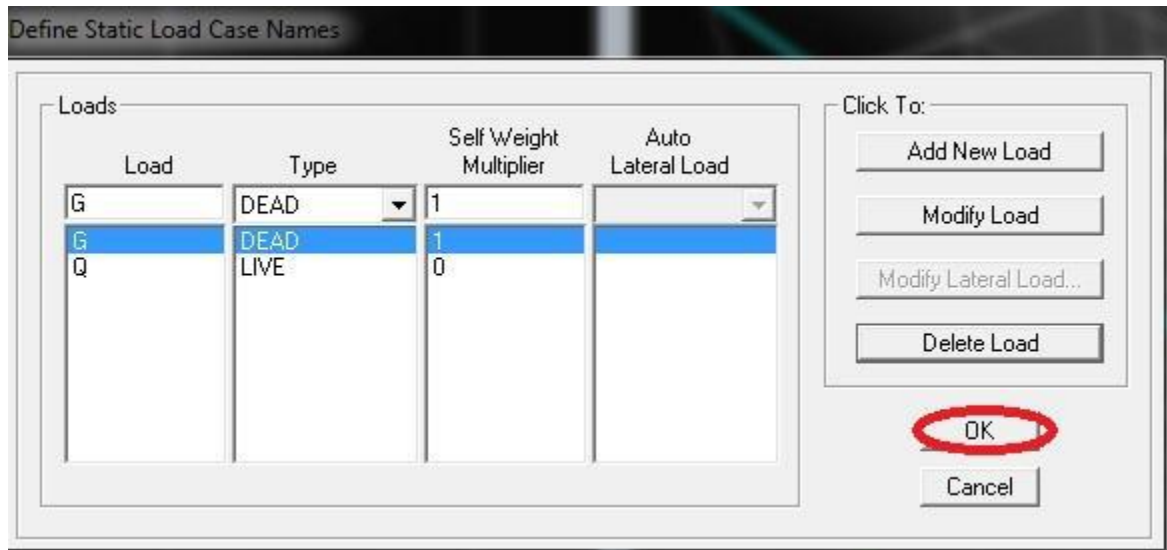
**a) définition des charges (G, Q) et introduction du spectre (E) :**

➤ **Charges G et Q :**

La structure est soumise à des charges permanentes (**G**), et a des surcharges d'exploitation (**Q**), pour les définir

- **Charges permanentes : Load Name** (Nom de la charge): **G**
- **Type : DEAD** (permanente)
- **Self weight multiplier** (Coefficient interne poids propre) : **1**
- **Surcharge d'exploitation : Load Name** (Nom de la charge): **Q**
- **Type: LIVE** (exploitation)
- **Self weight multiplier** (Coefficient interne poids propre): **1**

**Define** → **Static load cases** → **Dead** → **modify load** écrire **G**  
**Live** → **modify load** écrire **Q**  
**0** → **modify load** écrire **1**



**Fig-IV-12:** Définition des charges d'exploitations G et Q et Tp et Tm

➤ **Charge dynamique (EX et EY):**

Pour le calcul dynamique de la structure on introduira un spectre de réponse.

Le spectre est une courbe de réponse maximal d'accélérations ( $Sa/g$ ) pour un système à un degré de liberté soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de la période propres  $T$ .

• **Données à introduire dans le logiciel :**

- **Zone : IIa** (Zone à sismicité moyenne, voir Annexe 1 du RPA 2003)
- **Groupe d'usage : 2** (bâtiments courants, voir chapitre 3.2 du RPA2003)
- **Coefficient comportement de la structure (R) : on prend  $R = 3.5$**
- **Facteur de qualité (Q) :  $Q = 1 + \Sigma pq = 1.15$**
- **Coefficient d'amortissement(%) = 8.5 %** (Portiques auto stables sans remplissage en maçonnerie rigide)
- **Catégorie de site : S3**

On ouvre l'application en cliquant sur l'icône **RPA99**

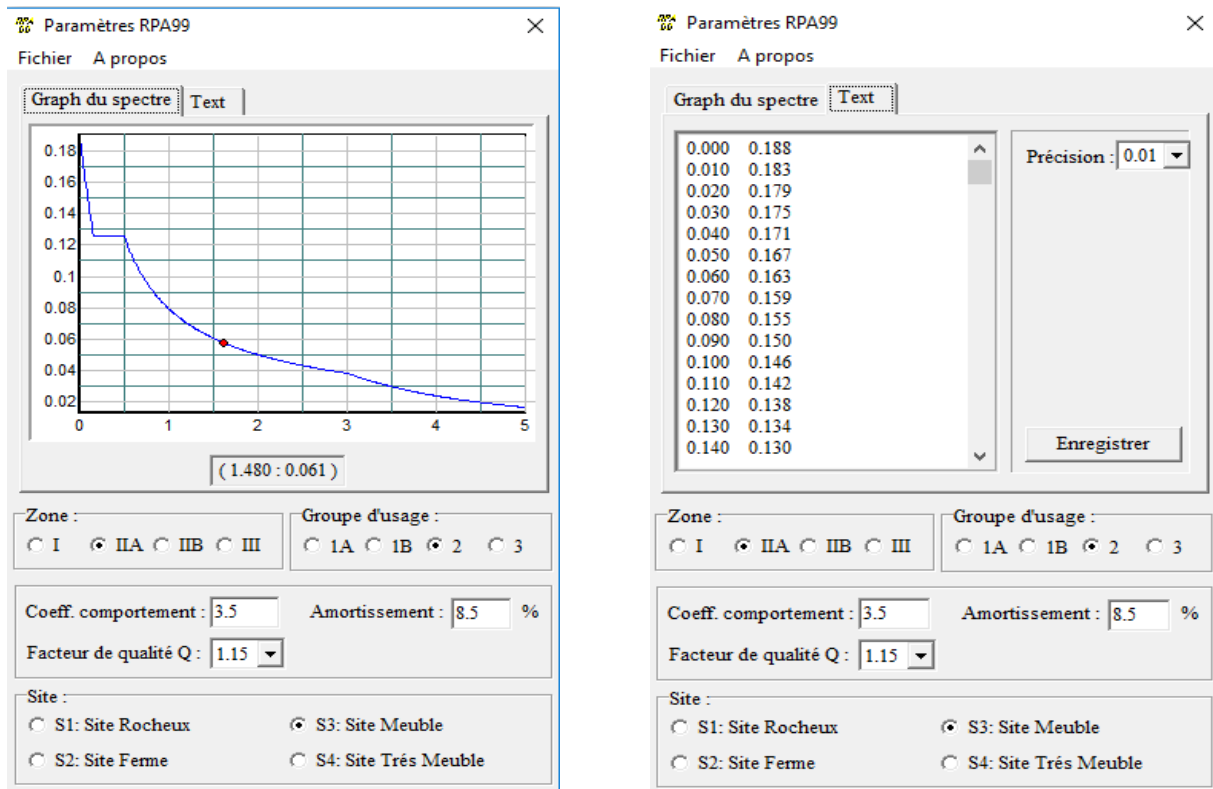


Fig-IV-13 : Introduction de RPA

**Enregistré** on va choisir l'emplacement du dossier → **Nom Enregistré**  
**Define** → **Reponce spectrum function** → **Spectrum from file** et **Add new**  
**Function** Complete le tableau, **Browse** ramené le **RPA** déjà enregistré **Display graph** **Covert**  
**To used defined** → **ok**

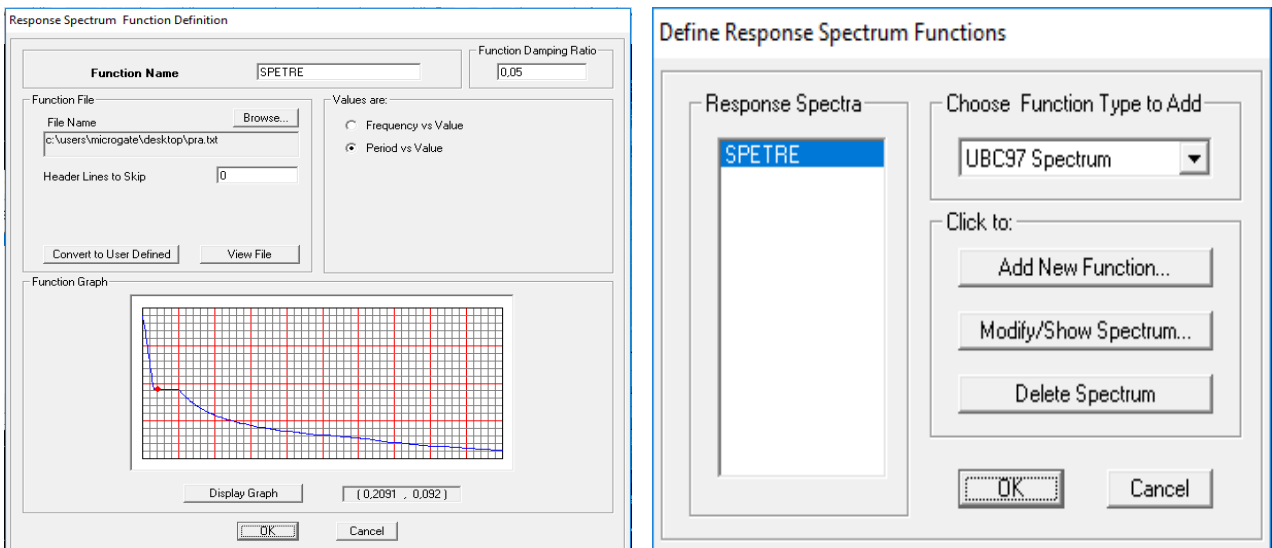


Fig- IV-14 : Introduction du spectre de réponse

Le spectre étant introduit, nous allons passer à la prochaine étape qui consiste à la définition du chargement **EX** et **EY** (séisme), pour cela on clique sur :

**Define** → **Reponses spectrum cases** → **Add New Spectrum**

The figure shows two side-by-side screenshots of the 'Response Spectrum Case Data' dialog box. The left dialog is for 'EX' and the right is for 'EY'. Both have the following settings:

- Spectrum Case Name:** EX (left) / EY (right)
- Structural and Function Damping:** Damping = 0.085
- Modal Combination:** CQC (selected), SRSS, ABS, GMC
- Directional Combination:** SRSS (selected), ABS, Orthogonal SF, Modified SRSS (Chinese)
- Input Response Spectra:**

Direction	Function	Scale Factor
U1	SPETRE	9.81
U2		
UZ		
- Eccentricity:** Ecc. Ratio (All Diaph.) = 0.05, Override Diaph. Eccen. = Override...

Fig- IV-15 : Définition du chargement EX et EY (séisme)

### Etape 3 :

#### a) Introduction des combinaisons d'actions :

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et déformations est comme si la longueur de notre structure dépasse 30m qui est exigée par le RPA ont vas ajouter l'étude thermique :

#### ➤ Combinaisons selon le BAEL :

**ELU :**  $1.35G + 1.5Q$

**ELS :**  $G + Q$

#### ➤ Combinaisons selon le RPA :

$G + Q + Ex$

$G + Q - Ex$

$G + Q + Ey$

$G + Q - Ey$

$0.8G + Ex$

$0.8G - Ex$

$0.8G + Ey$

$0.8G - Ey$

#### ➤ Combinaisons de poids :

$W = G + 0.2Q$

Pour introduire les combinaisons dans le logiciel on clique sur :

**Define → load Combinations → Add New Combo → Choisir le nom → définir les coefficient .**

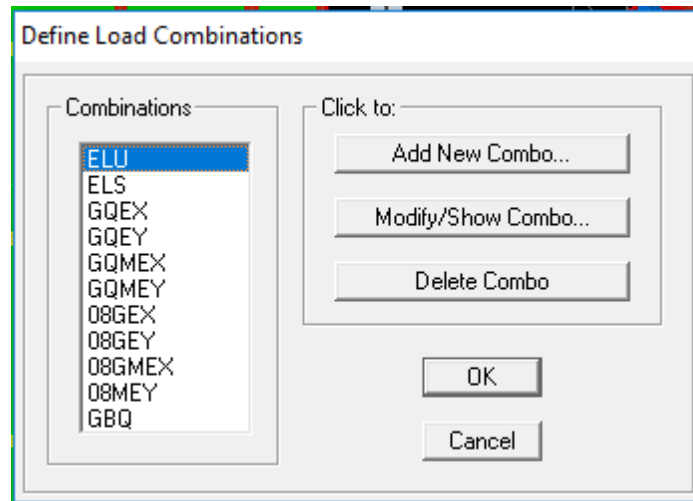


Fig-IV-16 : Introduction des combinaisons d'actions

**Etape 4 :**

a) Dessiner les éléments de la structure :

➤ **Dessiner les poteaux :**

**Draw → Draw line objects → Create columns in region or at**

**Clicks (plan) → choisir le nom de Poteau (un simple clic sur le point et le Poteau sera Dessiner**

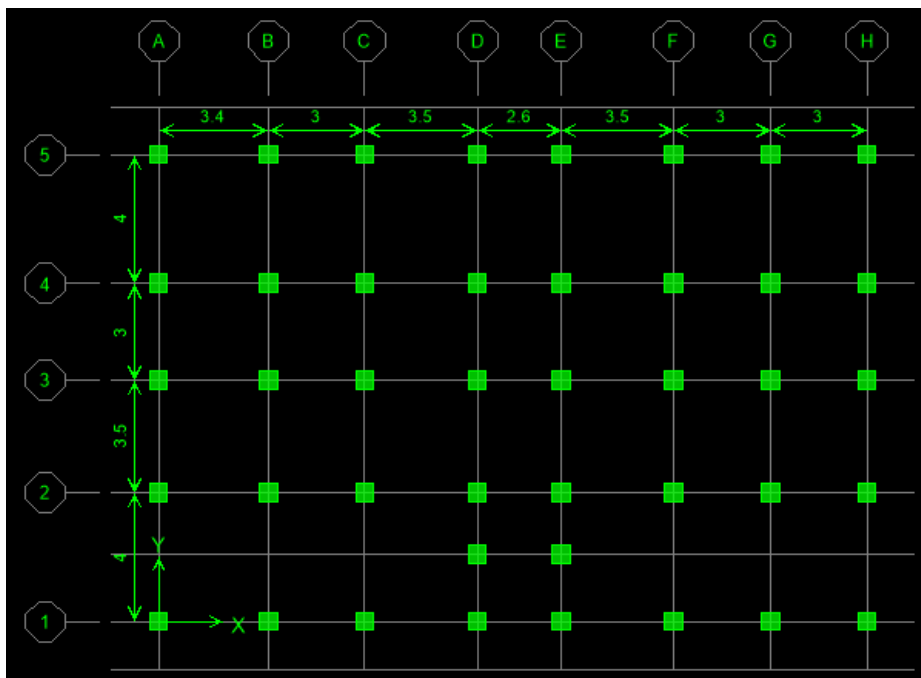


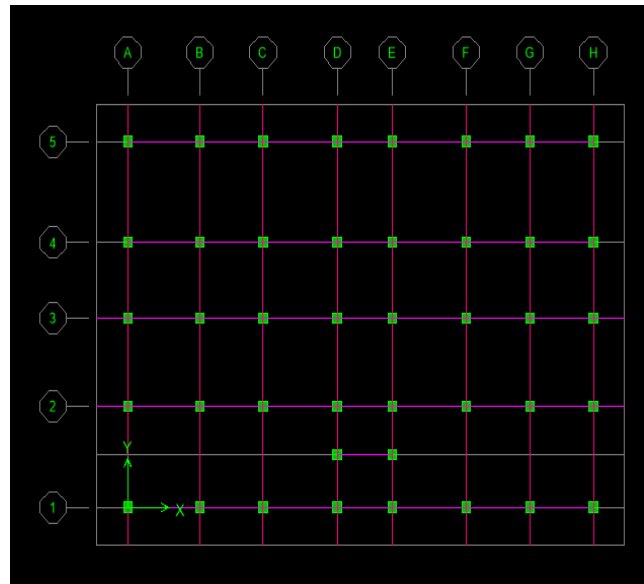
Figure IV.17 : Dessin des poteaux

➤ **Dessiner les poutres :**

**Draw → Draw line → Objects create line in region or at clicks (plan, elev,3D)**

Choisir le nom des poutres (dessiner sur l'axe considéré)

Properties of Object	
Type of Line	Frame
Property	PP30X40
Moment Releases	Continuous
Plan Offset Normal	0



**Fig-IV-18 :** Dessin des poutres

Pour copier les éléments à un autre étage identique

**Edit → Replicate Story** cocher les étages identiques **Ok**

➤ **Dessiner les voiles :**

**Draw → Draw area Objects → create wall in region or at clicks (plan) → Simple**  
clique sur l'axe considéré le voile sera dessiné

Si on veut donner une longueur pour le voile :

**Draw → Draw area Objects draw wall (plan)**

Introduire la longueur du voile et dessiner

Properties of Object	
Type of Area	Pier
Property	VOILE
Plan Offset Normal	0.
Auto Pier/Spandrel IDs?	No

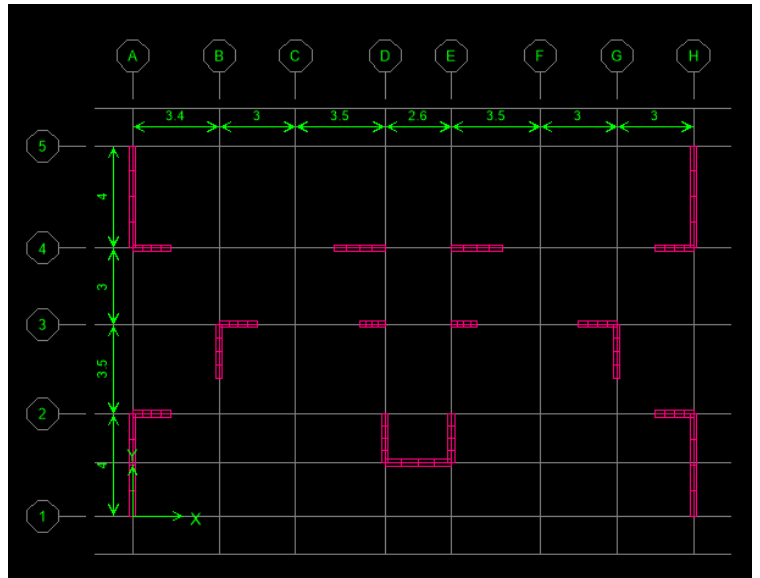


Fig -IV-19 : Dessin des voiles

- Dessiner les planchers :  
**Draw → Draw area Objects → create Area at click (plan, elev)**

Properties of Object	
Property	PLANCHER
Local Axis	0.

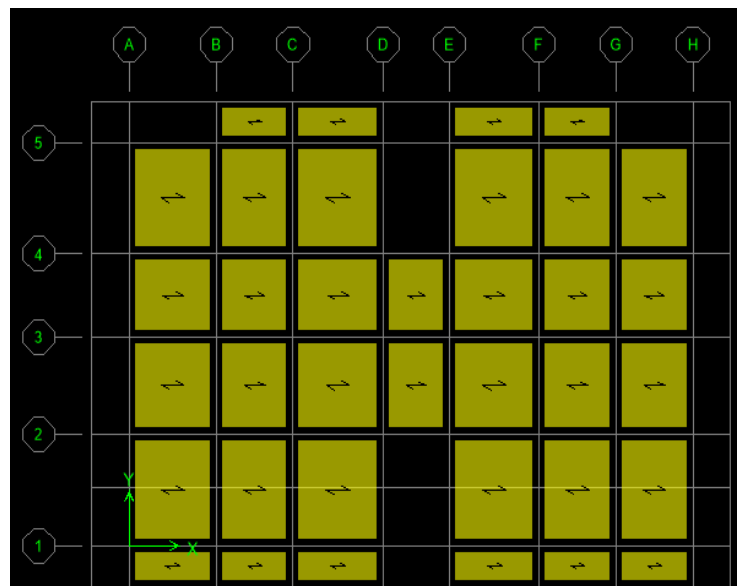


Fig-IV-20 : Dessin des planchers

- Dessiner les dalles pleines :  
**Draw → Draw area Objects → Draw Area (plan, elev,3D)**

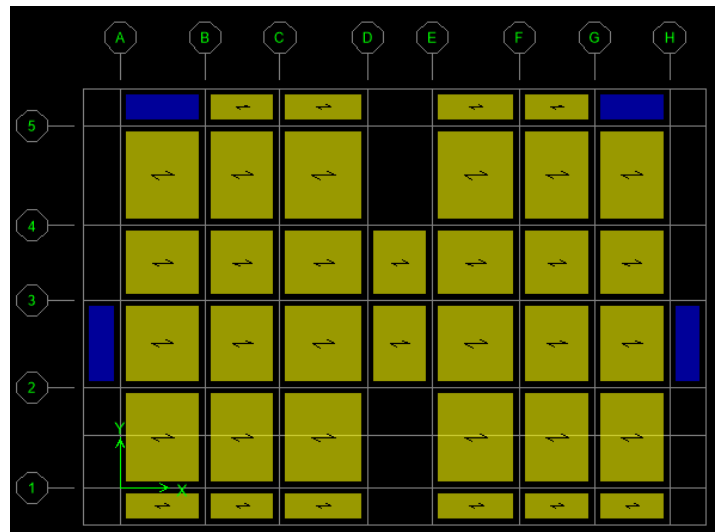
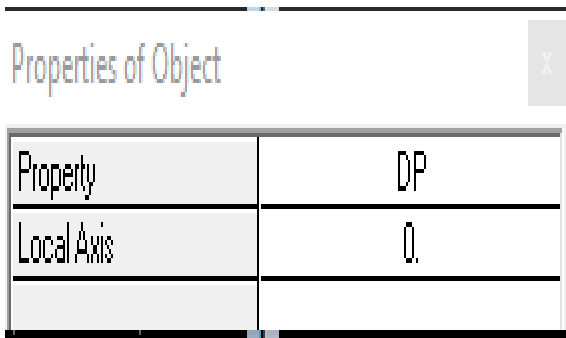


Fig-IV-21 : Dessin des dalles pleines

➤ **Encastrement de la base :**

Sélectionné la base de la structure → cocher l'encastrement → ok

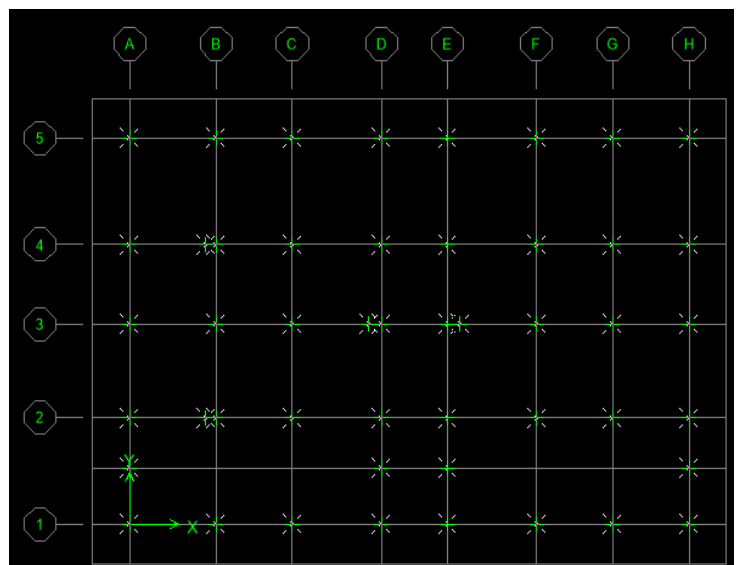
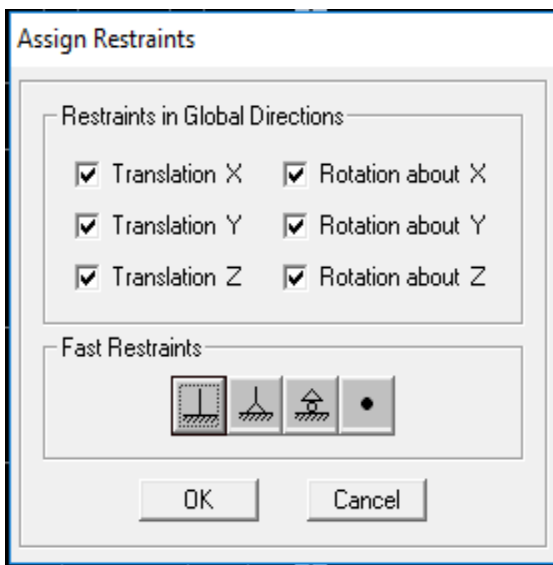


Fig-IV-22 : Encastrement de la base de structure

On obtient le schéma final de la structure :

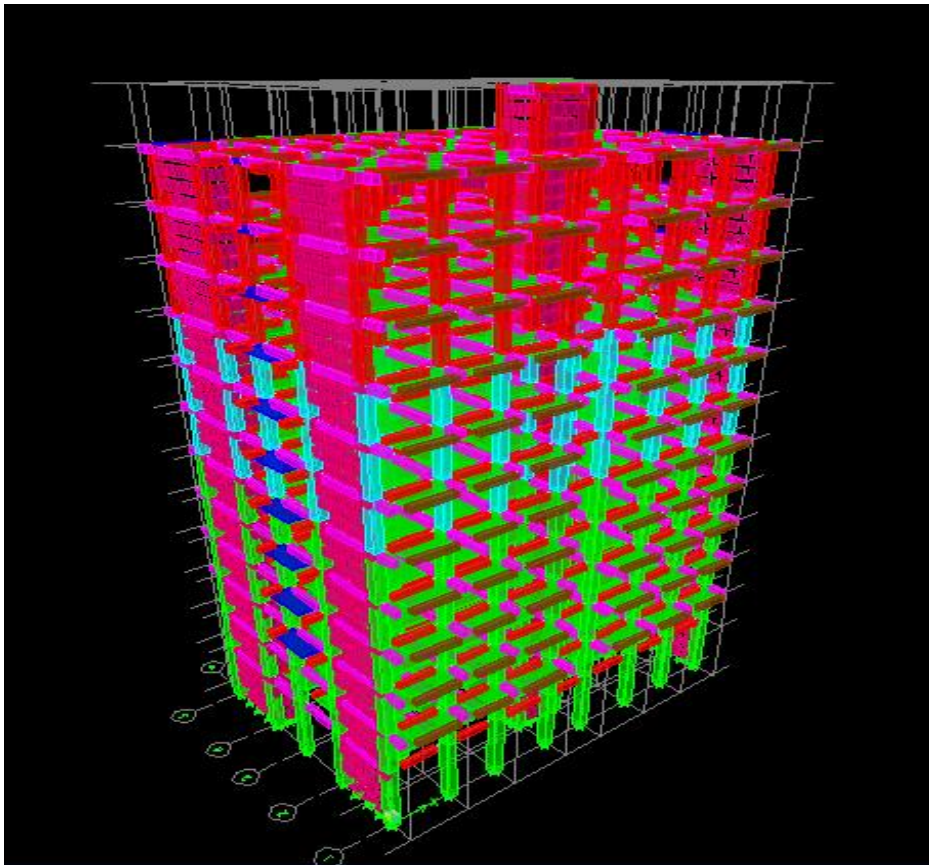


Fig-IV-23 : Vue de la structure en 3D

Etape 5 :

a) Chargement de la structure

➤ Les dalles pleines :

- Etage terrasse  $\left\{ \begin{array}{l} G = 1.64 \text{ KN/ml} \\ Q = 1 \end{array} \right.$

- Balcon  $\left\{ \begin{array}{l} G = 1.64 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 3.5 \end{array} \right.$

- Plancher terrasse  $\left\{ \begin{array}{l} G = 5.46 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 1 \end{array} \right.$

- Plancher étage courants  $\left\{ \begin{array}{l} G = 5.28 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 1.5 \end{array} \right.$

➤ Chargement des balcons :

Select → by wall/slab/deck → choisir balcon → 

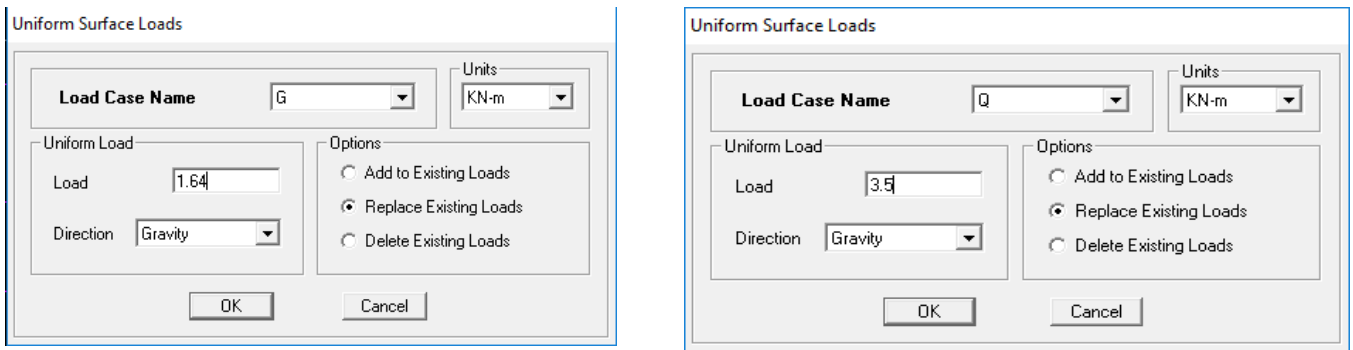


Fig-IV-24 : Chargement de balcon dalle pleine

C'est la même étape avec le balcon mais ici on va choisir de sélectionner le **plancher terrasse** ensuite les **planchers étages** et d'introduire leurs valeur de G et Q

Etape 6 :

a) spécification des conditions aux limites (diaphragmes)

Sélectionné en plans le premier étage **noeuds DA1** → **Modify**

**Show Diaphragm** → **Ok**

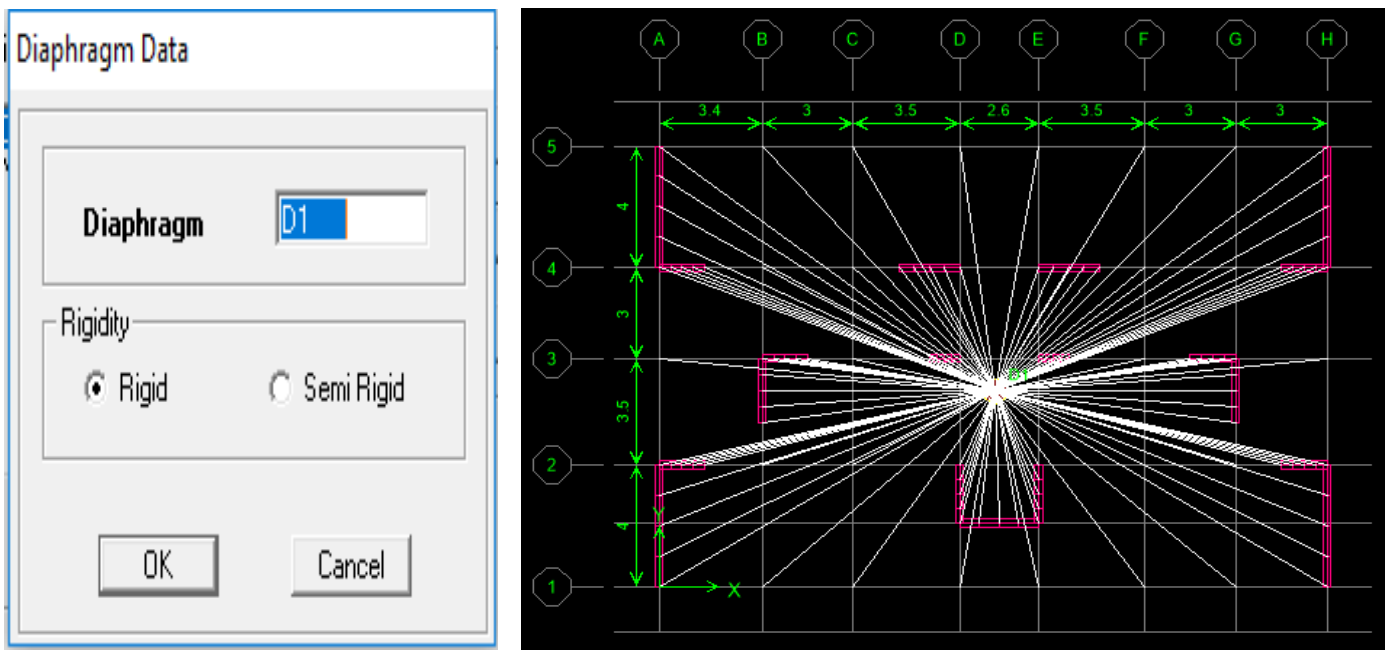


Figure IV.25 : Diaphragme de RDC

On fait la même chose pour les autres étages

➤ **Analyse de la structure :**

Analyse → set Analysis Option → Set Dynamic Paramètres → ok

Écrire le nombre de modes

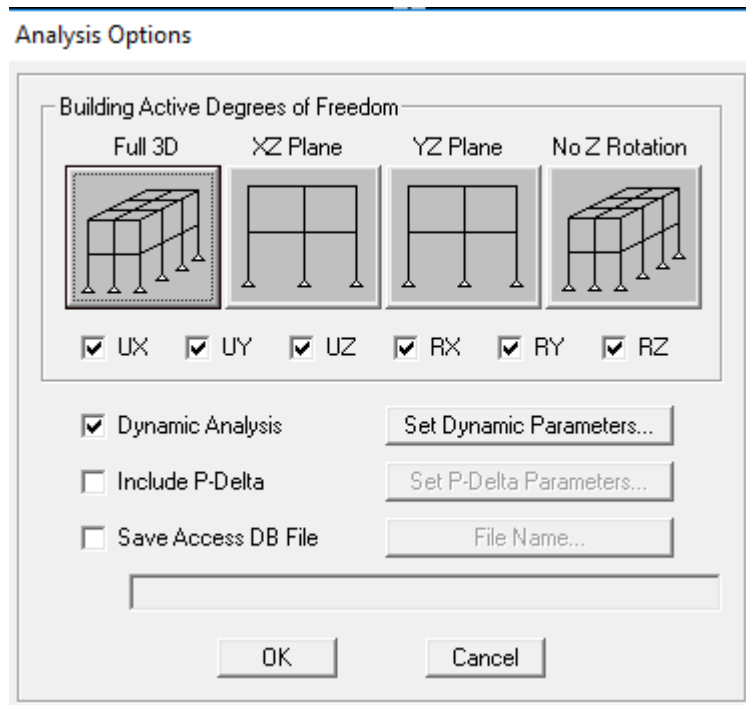


Figure IV.26 : Introduction de nombre de mode

**Etape 7:**

a) **exécution de l'analyse et visualisation des résultats.**

Pour analyser On clique sur **F5** ou analyse → **Run analyse**

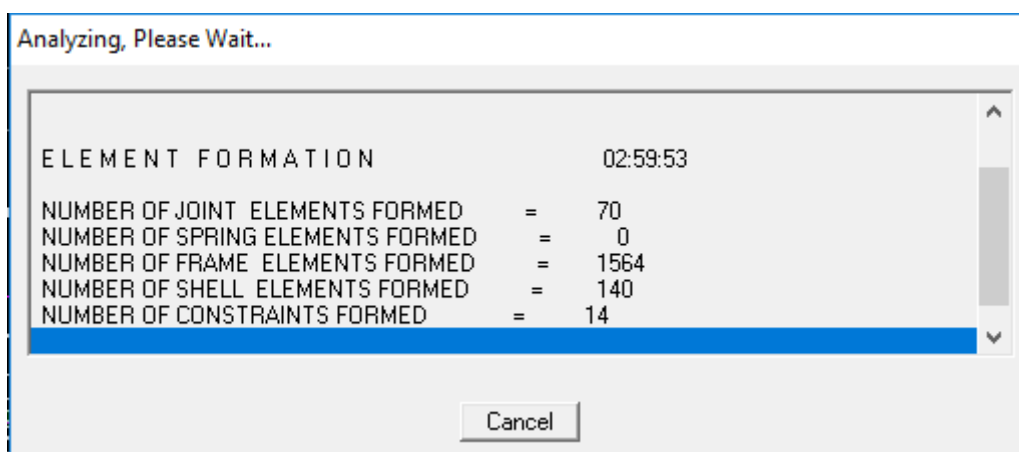


Figure IV.27 : Analyse de la structure

➤ **Vérification des modes :**

Display → Show table → Modal information → Modal Participating Mass Ratios

➤ Déplacement de la structure selon les modes :

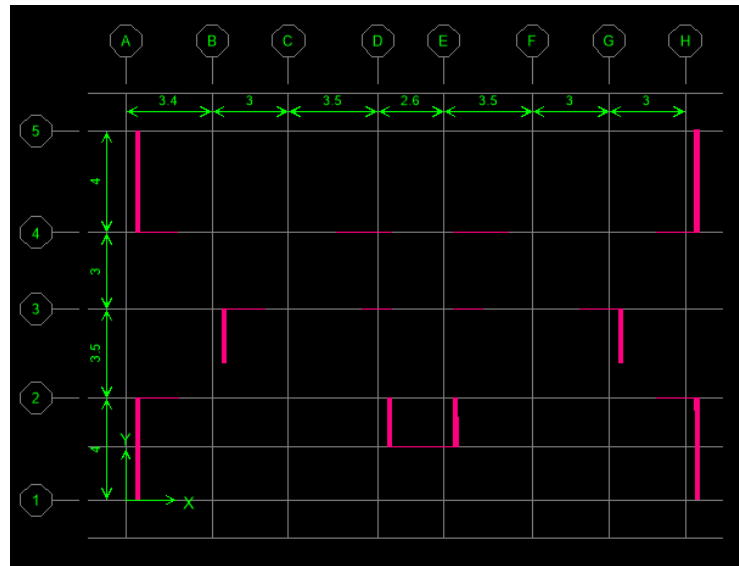
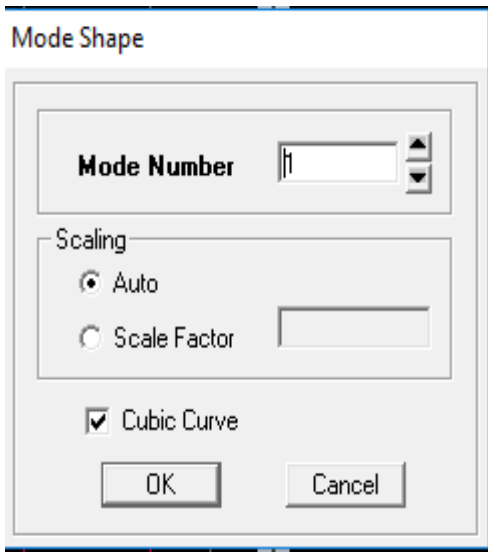


Figure IV.28 : Déplacement de la structure selon le mode 1

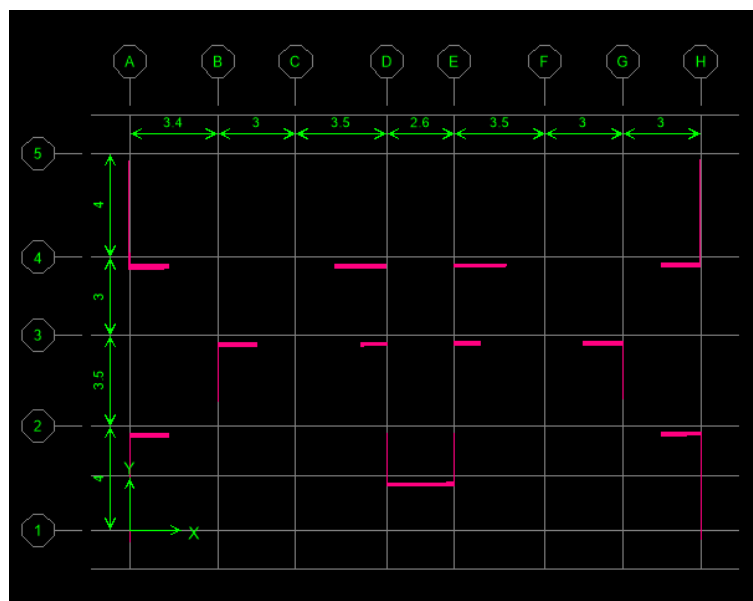
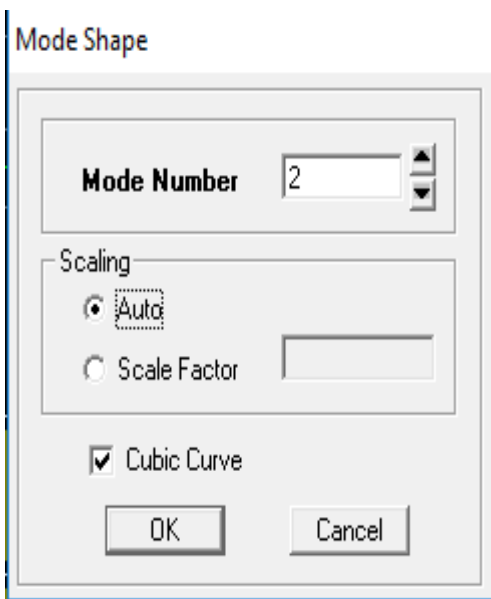


Fig -IV-29 : Déplacement de la structure selon le mode 2

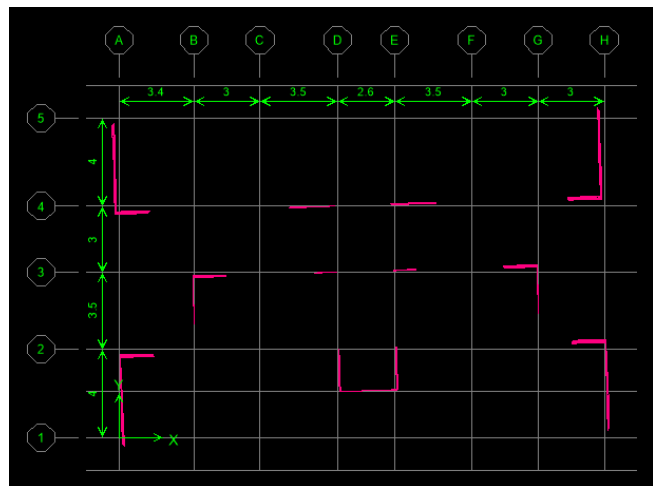
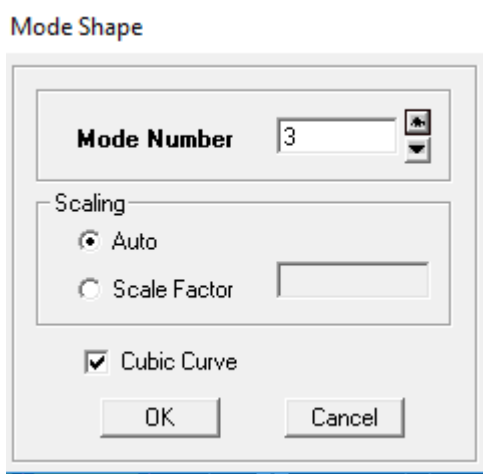


Fig -IV-30 : Déplacement de la structure selon le mode 3.

# CHAPITRE V:

## Vérification RPA



## V. Vérification RPA

### 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.

### V.1. 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.

### V.2. 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 noeuds principaux (noeuds maitres).

- Seuls les déplacements horizontaux des noeuds 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.

### V.3.Vérification RPA :

#### 1. Vérification de la période empirique T :

##### a. Calcul de la période empirique :

$$T = C_T \times (h_N)^{3/4}$$

**h<sub>N</sub>**: hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

**C<sub>T</sub>**: 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.

$$T_1 = 0.05 \times (41.3)^{3/4} = 0,814s$$

##### b. Calcul de la période empirique majorée :

$$T_{maj} = T + 30\%T = 1.05 \text{ s}$$

##### 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 :

Modal Participation Factors

Edit View

Modal Participation Factors

	Mode	Period	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ	ModalMass
	1	0.955457	-64.419182	-0.380864	0.000000	10.653224	-1742.781974	-13.972580	1.000000
	2	0.756898	-0.061372	62.278282	0.000000	-1728.661883	-2.203268	-56.596380	1.000000
	3	0.691858	3.549843	-6.440346	0.000000	177.244370	83.923597	-551.929705	1.000000
	4	0.274134	-27.200076	-0.154956	0.000000	2.343771	-53.707502	-7.535618	1.000000
	5	0.186969	-0.127912	30.481920	0.000000	-164.291232	-0.355759	-9.152062	1.000000
	6	0.165974	1.318495	0.870807	0.000000	-2.712873	14.875081	273.138043	1.000000
	7	0.130515	16.292565	0.054311	0.000000	-0.158129	85.264949	5.031463	1.000000
▶	8	0.080821	-0.088251	17.751745	0.000000	-86.632024	-0.266459	-1.480505	1.000000
	9	0.077806	11.389780	0.119030	0.000000	-0.683636	26.163426	17.754096	1.000000
	10	0.070686	0.567365	0.113156	0.000000	-0.564128	2.649338	156.092148	1.000000
	11	0.052934	8.472530	-0.011589	0.000000	0.067842	24.122025	2.019058	1.000000
	12	0.047024	0.004378	11.907064	0.000000	-34.769514	0.042642	-0.082351	1.000000

OK

**Figure V.1** : Résultats d'analyse dynamique ETABS.

Ensuite, on relève les valeurs des périodes en fonction des modes telles qu'elles sont dans le tableau suivant :

Mode	Période
1	0.955457
2	0.756898
3	0.691858
4	0.274134
5	0.186969
6	0.165974
7	0.130515
8	0.080821
9	0.077806
10	0.070686
11	0.052934
12	0.047024

**Tableau V.1** : récapitulatif des périodes en fonction des modes

➤ **Comparaison des résultats :**

On a :

- La période calculée  $T = 0.814$  s
- ETABS  $T_{etabs} = 0.955$  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  $\pm 0.05 L$ , ( $L$  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 :

The screenshot shows a software window titled "Center Mass Rigidity" with a menu bar containing "Edit" and "View". Below the menu bar is a dropdown menu currently set to "Center Mass Rigidity". The main area contains a table with the following data:

	Story	Diaphragm	MassX	MassY	XCM	YCM	CumMassX	CumMassY	XCCM
	STORY1	D1	445.9522	445.9522	11.071	5.842	445.9522	445.9522	11.071
	STORY2	D2	389.7104	389.7104	11.064	5.806	389.7104	389.7104	11.064
	STORY3	D3	484.7484	484.7484	11.052	7.025	484.7484	484.7484	11.052
	STORY4	D4	484.7484	484.7484	11.052	7.025	484.7484	484.7484	11.052
▶	STORY5	D5	484.7484	484.7484	11.052	7.025	484.7484	484.7484	11.052
	STORY6	D6	474.9194	474.9194	11.050	7.037	474.9194	474.9194	11.050
	STORY7	D7	466.2280	466.2280	11.048	7.050	466.2280	466.2280	11.048
	STORY8	D8	466.2280	466.2280	11.048	7.050	466.2280	466.2280	11.048
	STORY9	D9	457.3350	457.3350	11.046	7.062	457.3350	457.3350	11.046
	STORY10	D10	449.5920	449.5920	11.044	7.075	449.5920	449.5920	11.044
	STORY11	D11	449.5920	449.5920	11.044	7.075	449.5920	449.5920	11.044
	STORY12	D12	383.3702	383.3702	11.032	7.062	383.3702	383.3702	11.032
	STORY13	D13	14.3300	14.3300	11.200	2.876	14.3300	14.3300	11.200

At the bottom of the window, there are navigation arrows and an "OK" button.

**Figure V.2:** Vérification de l'excentricité.

On relève les valeurs des coordonnées des deux centres (gravité et torsion) puis on calcule leur écartement tel qu'il est montré sur le tableau suivant

avec :  $ex = |XCM - XCR|$   
 $ey = |YCM - YCR|$

Story	Diaphragm	XCCM	YCCM	XCR	YCR	ex	ey
STORY1	D1	11.071	5.842	11.064	6.387	0.007	-0.545
STORY2	D2	11.064	5.806	11.081	6.249	-0.017	-0.443
STORY3	D3	11.052	7.025	11.103	6.35	-0.051	-0.675
STORY4	D4	11.052	7.025	11.125	6.532	-0.073	0.493
STORY5	D5	11.052	7.025	11.145	6.723	-0.093	0.302
STORY6	D6	11.05	7.037	11.164	6.902	-0.114	0.135
STORY7	D7	11.048	7.05	11.181	7.065	-0.133	-0.015
STORY8	D8	11.048	7.05	11.196	7.212	-0.148	-0.162
STORY9	D9	11.046	7.062	11.21	7.342	-0.164	-0.28
STORY10	D10	11.044	7.075	11.223	7.455	-0.179	-0.38
STORY11	D11	11.044	7.075	11.233	7.549	-0.189	-0.474
STORY12	D12	11.032	7.062	11.24	7.615	-0.208	-0.553
STORY13	D13	11.2	2.876	11.21	3.016	-0.01	-0.14

Tableau V.2 : Vérification de l'excentricité

➤ Comparaison des résultats :

- Sens longitudinal

$5\%L_x \geq e_x \rightarrow 0.05 \times 24.90 = 1.24 > 0 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$

- Sens transversal

$5\%L_y \geq e_y \rightarrow 0.05 \times 17.44 = 0.872 > 0 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$

➤ Justification de la régularité en plan :

$e_x = 0.208\text{m} < 15\%L_x = 3.735\text{m} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$

$e_y = 0.675\text{m} < 15\%L_y = 2.616\text{m} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$

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	0.955457	76.1476	0.0055	0
2	0.756898	76.1489	71.0177	0
3	0.691858	76.3763	71.6802	0
4	0.274134	89.9348	71.6809	0
5	0.186969	89.9352	88.8815	0
6	0.165974	89.9609	88.8926	0
7	0.130515	94.8285	88.8927	0
8	0.080821	94.8286	94.7074	0
9	0.077806	97.1722	94.7075	0
10	0.070686	97.2055	94.7076	0
11	0.052934	98.4751	94.7076	0
12	0.047024	98.4751	97.2856	0

**Tableau V.3 :** Vérification du pourcentage de participation de la masse modale.

La somme des masses modales dans le 8<sup>ème</sup> 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.

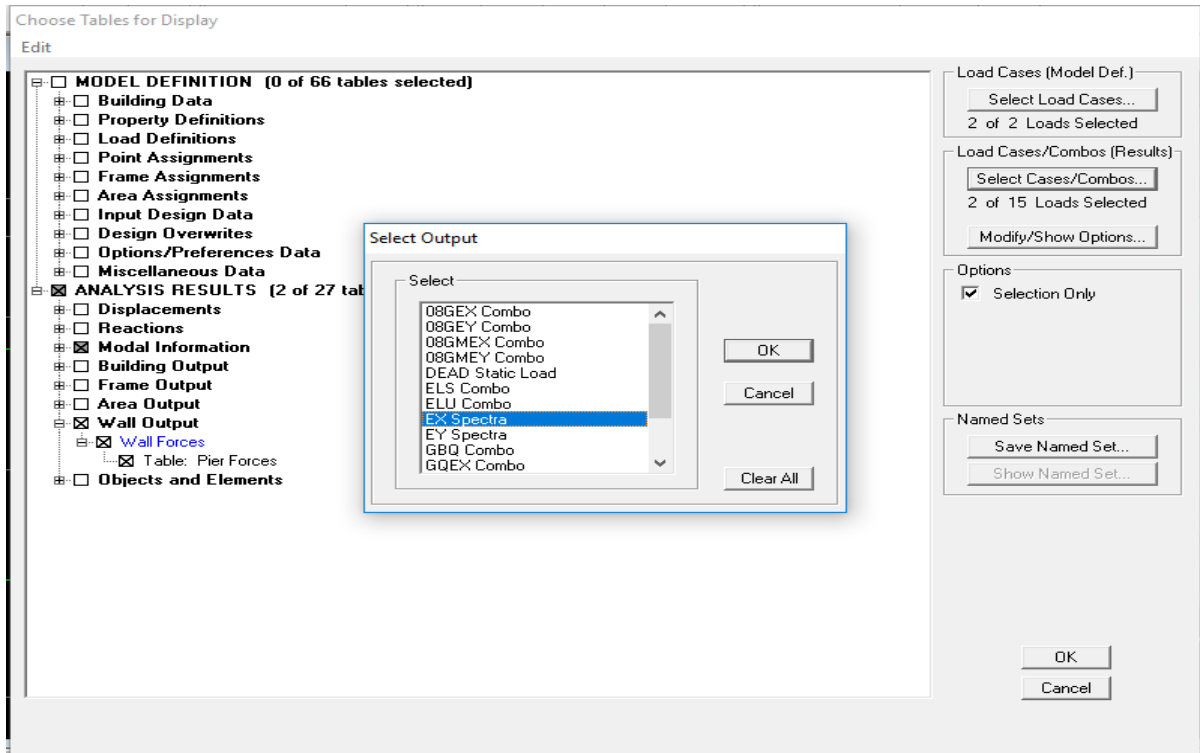
## 2. Justification du système de contreventement :

L'objectif dans cette étape est de déterminer les pourcentages relatifs des charges horizontales et verticales reprises par les voiles et les poteaux afin de justifier la valeur de R à considérer.

### a. Charges horizontales reprise par les voiles :

Les efforts qui sont repris par les voiles sont obtenus par ETABS en suivant le cheminement ci-après

Select →by Pier ID → on selection les VL(voile longitudinal) →Display →show table



On choisit ensuite la combinaison **Ex** en cliquant sur:

→Wall Output →Wall Pier Force → OK→OK

Une fenêtre s'affichera comme indiquée sur l'image suivante :

Pier Forces

Edit View

	Story	Pier	Load	Loc	P	V2	V3	T	M2
▶	STORY1	VL1/01	EX	Top	165.26	195.77	0.11	0.424	0.205
	STORY1	VL1/01	EX	Bottom	541.84	196.94	0.21	0.282	0.435
	STORY1	VL1/01	EY	Top	85.41	9.39	0.42	1.148	2.146
	STORY1	VL1/01	EY	Bottom	98.17	9.49	1.86	0.754	7.402
	STORY1	VL1/02	EX	Top	168.99	195.71	0.10	0.412	0.160
	STORY1	VL1/02	EX	Bottom	545.41	196.88	0.19	0.288	0.336
	STORY1	VL1/02	EY	Top	86.13	9.40	0.45	1.270	2.209
	STORY1	VL1/02	EY	Bottom	99.68	9.50	1.90	0.675	7.489
	STORY1	VL2/01	EX	Top	81.70	40.37	0.49	0.216	0.071
	STORY1	VL2/01	EX	Bottom	269.83	40.24	0.31	0.173	0.478
	STORY1	VL2/01	EY	Top	27.68	0.82	0.56	0.349	0.870
	STORY1	VL2/01	EY	Bottom	25.14	0.77	1.20	0.317	4.041
	STORY1	VL2/02	EX	Top	83.26	40.33	0.48	0.213	0.060
	STORY1	VL2/02	EX	Bottom	271.27	40.23	0.30	0.173	0.420
	STORY1	VL2/02	EY	Top	29.01	0.71	0.59	0.399	0.896
	STORY1	VL2/02	EY	Bottom	27.61	0.73	1.23	0.277	4.083
	STORY1	VL3/01	EX	Top	284.32	127.43	0.26	0.349	0.060
	STORY1	VL3/01	EY	Bottom	686.21	121.45	0.91	0.689	0.060

OK

FigureV.3 : Les charges reprises par les voiles longitudinales.

On copie ces tableaux sur l'excelle, ensuite en relève la somme de  $V_X (V_L)$  telle que :

$$V_{Xvoile} = 31940.67 \text{ KN}$$

On suite les mêmes étapes pour les VT (voiles transversales), on change que les combinaisons EX par EY  $\rightarrow OK \rightarrow OK$

	Story	Pier	Load	Loc	P	V2	V3	T	M2
▶	STORY1	VT1/01	EY	Top	802.07	564.88	0.38	1.659	0.610
	STORY1	VT1/01	EY	Bottom	923.55	548.19	0.96	2.621	2.082
	STORY1	VT1/02	EY	Top	804.54	579.35	0.45	1.522	0.602
	STORY1	VT1/02	EY	Bottom	928.92	562.47	0.95	2.630	1.987
	STORY1	VT1/03	EY	Top	820.83	552.23	0.24	1.672	0.591
	STORY1	VT1/03	EY	Bottom	943.24	531.90	0.99	2.945	1.778
	STORY1	VT1/04	EY	Top	779.92	564.35	0.27	1.450	0.508
	STORY1	VT1/04	EY	Bottom	901.96	543.79	0.87	2.887	1.401
	STORY1	VT2/01	EY	Top	92.54	132.11	0.33	0.667	0.283
	STORY1	VT2/01	EY	Bottom	363.02	130.07	0.55	0.728	0.494
	STORY1	VT2/02	EY	Top	117.98	132.91	0.31	0.683	0.278
	STORY1	VT2/02	EY	Bottom	390.45	130.94	0.48	0.807	0.363
	STORY1	VT3/01	EY	Top	201.02	140.48	0.24	0.812	0.288
	STORY1	VT3/01	EY	Bottom	263.93	140.71	0.44	0.486	0.658
	STORY1	VT3/02	EY	Top	228.49	142.64	0.28	0.941	0.225
	STORY1	VT3/02	EY	Bottom	296.51	142.73	0.54	0.569	0.800
	STORY2	VT1/05	EY	Top	666.63	509.16	0.50	3.167	0.495
	STORY2	VT1/05	EY	Bottom	774.33	515.83	0.55	3.450	0.606

Figure V.4 : les charges reprises par les voiles transversales.

On copie ces tableaux sur l'Excel, ensuite en relève la somme de  $V_Y (V_T)$  tel que :

$$V_{Yvoile} = 35119.65 \text{ KN}$$

## b. Charges horizontales reprise par le bâtiment :

on clique d'abord sur : *Display*  $\rightarrow$  *Show Table*

on choisit ensuite la combinaison Ex

*Bulding Out put*  $\rightarrow$  *Story Shear*  $\rightarrow$  *OK*  $\rightarrow$  *OK*

Une fenêtre s'affichera comme indiquée sur l'image suivante :

Story Shears

Edit View

Story Shears

	Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
▶	STORY13	EX	Top	0.00	20.40	0.15	61.948	0.000	0.000
	STORY13	EX	Bottom	0.00	20.40	0.15	61.948	0.455	62.41
	STORY12	EX	Top	0.00	428.92	3.19	3334.574	0.455	62.41
	STORY12	EX	Bottom	0.00	428.92	3.19	3334.574	10.200	1372.9
	STORY11	EX	Top	0.00	795.44	6.38	6167.840	10.200	1372.9
	STORY11	EX	Bottom	0.00	795.44	6.38	6167.840	29.703	3784.3
	STORY10	EX	Top	0.00	1100.46	9.18	8499.578	29.703	3784.3
	STORY10	EX	Bottom	0.00	1100.46	9.18	8499.578	57.748	7083.1
	STORY9	EX	Top	0.00	1369.21	11.69	10580.039	57.748	7083.1
	STORY9	EX	Bottom	0.00	1369.21	11.69	10580.039	93.364	11159.4
	STORY8	EX	Top	0.00	1605.55	13.91	12439.872	93.364	11159.4
	STORY8	EX	Bottom	0.00	1605.55	13.91	12439.872	135.649	15916.3
	STORY7	EX	Top	0.00	1814.22	15.81	14102.962	135.649	15916.3
	STORY7	EX	Bottom	0.00	1814.22	15.81	14102.962	183.612	21260.2
	STORY6	EX	Top	0.00	2001.22	17.44	15614.155	183.612	21260.2
	STORY6	EX	Bottom	0.00	2001.22	17.44	15614.155	236.399	27121.3
	STORY5	EX	Top	0.00	2169.80	18.79	17020.651	236.399	27121.3
	STORY5	EX	Bottom	0.00	2169.80	18.79	17020.651	293.166	32438.7

OK

On copie ces tableaux sur l'Excel, ensuite en relève la somme de VX tel que :  
 $V_X = 42212.06 \text{ KN}$

Ensuite les mêmes étapes pour la combinaison EY  
 Une fenêtre s'affichera comme indiquée sur l'image suivante :

Story Shears

Edit View

Story Shears

	Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
▶	STORY13	EY	Top	0.00	0.54	25.07	284.453	0.000	0.000
	STORY13	EY	Bottom	0.00	0.54	25.07	284.453	76.724	1.650
	STORY12	EY	Top	0.00	2.56	514.35	6247.270	76.724	1.650
	STORY12	EY	Bottom	0.00	2.56	514.35	6247.270	1648.045	8.328
	STORY11	EY	Top	0.00	5.20	941.03	11467.789	1648.045	8.328
	STORY11	EY	Bottom	0.00	5.20	941.03	11467.789	4506.767	23.87
	STORY10	EY	Top	0.00	7.66	1277.17	15639.677	4506.767	23.87
	STORY10	EY	Bottom	0.00	7.66	1277.17	15639.677	8338.524	46.93
	STORY9	EY	Top	0.00	9.97	1574.37	19377.754	8338.524	46.93
	STORY9	EY	Bottom	0.00	9.97	1574.37	19377.754	13000.672	76.92
	STORY8	EY	Top	0.00	12.15	1840.59	22750.700	13000.672	76.92
	STORY8	EY	Bottom	0.00	12.15	1840.59	22750.700	18411.839	113.35
	STORY7	EY	Top	0.00	14.16	2069.19	25689.631	18411.839	113.35
	STORY7	EY	Bottom	0.00	14.16	2069.19	25689.631	24474.856	155.61
	STORY6	EY	Top	0.00	16.04	2271.14	28334.542	24474.856	155.61
	STORY6	EY	Bottom	0.00	16.04	2271.14	28334.542	31104.486	203.36
	STORY5	EY	Top	0.00	17.75	2447.20	30674.507	31104.486	203.36
	STORY5	EY	Bottom	0.00	17.75	2447.20	30674.507	38224.382	265.91

OK

Figure V.6: Charges horizontales reprise par le bâtiment dans le sens transversal

On copie ces tableaux sur l'Excel, ensuite en relève la somme de VY tel que :  
 $V_Y = 47801.36 \text{ KN}$

### c. charges verticales reprise par le bâtiment :

On clique d'abord sur : *Display* → *Show Table*

On choisit ensuite la combinaison GBQ (poids)

On clique sur: *Display* → *show table* → *Bulding Out put* → *Story Shear* → *OK* → *OK*

Une fenêtre s'affichera comme indiquée sur l'image suivante:

	Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
▶	STORY13	POIDS	Top	53.22	0.00	0.00	0.000	162.047	-596.0
	STORY13	POIDS	Bottom	237.97	0.00	0.00	0.000	677.116	-2665.2
	STORY12	POIDS	Top	3236.98	0.00	0.00	0.000	22588.052	-35677.
	STORY12	POIDS	Bottom	4776.54	0.00	0.00	0.000	32785.867	-52798.
	STORY11	POIDS	Top	7747.55	0.00	0.00	0.000	54498.042	-85502.
	STORY11	POIDS	Bottom	9287.12	0.00	0.00	0.000	64695.857	-102624
	STORY10	POIDS	Top	12258.13	0.00	0.00	0.000	86408.032	-135328
	STORY10	POIDS	Bottom	13797.70	0.00	0.00	0.000	96605.847	-152450
	STORY9	POIDS	Top	16768.71	0.00	0.00	0.000	118318.021	-185154
	STORY9	POIDS	Bottom	18482.70	0.00	0.00	0.000	129637.648	-204220
	STORY8	POIDS	Top	21453.71	0.00	0.00	0.000	151349.822	-236925
	STORY8	POIDS	Bottom	23167.69	0.00	0.00	0.000	162669.449	-255991
	STORY7	POIDS	Top	26138.71	0.00	0.00	0.000	184381.624	-288695
	STORY7	POIDS	Bottom	27852.69	0.00	0.00	0.000	195701.250	-307762
	STORY6	POIDS	Top	30823.71	0.00	0.00	0.000	217413.425	-340466
	STORY6	POIDS	Bottom	32730.47	0.00	0.00	0.000	229972.948	-361682
	STORY5	POIDS	Top	35701.49	0.00	0.00	0.000	251685.122	-394386
	STORY5	POIDS	Bottom	37608.25	0.00	0.00	0.000	264244.646	-415807

**Figure V.7:** Charges verticale reprise par le bâtiment

On tire ensuite  $W_T$  telle que  $W_T = 56261.5KN$

### d. charges verticales reprise par les voiles :

On sélection d'abord les nœuds des voiles à la base ; On clique sur : *Display* → *show table*

On choisit la combinaison GBQ et on cliquant sur : → **rection** → **OK** → **OK**

Une fenêtre s'affichera comme indiquée sur l'image suivante :

The screenshot shows a software window titled "Support Reactions" with a menu bar containing "Edit" and "View". Below the menu bar is a dropdown menu labeled "Support Reactions". The main area contains a table with the following columns: Story, Point, Load, FX, FY, FZ, MX, MY, and MZ. The table lists 11 rows of data for points 125 through 145, all with a "LOAD" of "POIDS". The values for FX, FY, FZ, MX, MY, and MZ are provided for each point.

Story	Point	Load	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
BASE	125	POIDS	-0.02	0.43	442.79	-0.042	-0.028	0.000
BASE	126	POIDS	-0.04	0.59	444.78	-0.056	-0.050	0.000
BASE	127	POIDS	-0.07	0.59	446.84	-0.061	-0.084	0.000
BASE	128	POIDS	0.02	0.50	447.57	-0.050	0.059	0.000
BASE	129	POIDS	0.04	0.66	449.23	-0.062	0.086	0.000
BASE	130	POIDS	0.07	0.65	450.93	-0.066	0.124	0.000
BASE	131	POIDS	-0.05	0.64	421.28	-0.062	-0.076	0.000
BASE	132	POIDS	-0.01	0.90	423.64	-0.065	-0.027	0.000
BASE	133	POIDS	0.00	1.17	426.12	-0.130	-0.005	0.000
BASE	134	POIDS	0.06	0.62	430.98	-0.060	0.115	0.000
BASE	135	POIDS	0.02	0.89	432.90	-0.064	0.062	-0.000
BASE	136	POIDS	-0.01	1.16	434.92	-0.129	0.035	0.000
BASE	137	POIDS	-0.06	0.05	301.22	-0.037	-0.010	0.000
BASE	139	POIDS	0.21	0.05	298.75	-0.038	0.025	0.000
BASE	140	POIDS	0.00	1.04	219.28	-0.114	0.015	0.000
BASE	142	POIDS	0.01	1.02	219.96	-0.101	0.031	0.000
BASE	143	POIDS	0.00	0.99	222.87	-0.109	0.003	0.000
BASE	145	POIDS	0.01	0.87	223.48	-0.087	0.014	0.000

On copie ces tableaux sur l'Excel, ensuite en relève la somme de Fz telle que :

$$Fz = 10705.38 \text{ KN}$$

### Calculs des pourcentages

➤ Les charges par rapport à x-x :

$$V_x = 42212.06 \text{ KN} \rightarrow 100 \%$$

$$V_{x\text{voile}} = 25598.42 \text{ KN} \rightarrow X$$

$$\rightarrow X = 60.64\%$$

➤ Les charges par rapport à y-y :

$$V_y = 47801.36 \text{ KN} \rightarrow 100 \%$$

$$V_{y\text{voile}} = 35119.65 \text{ KN} \rightarrow X$$

$$\rightarrow X = 73.46\%$$

➤ Les charges du poids du bâtiment par rapport au poids des voiles

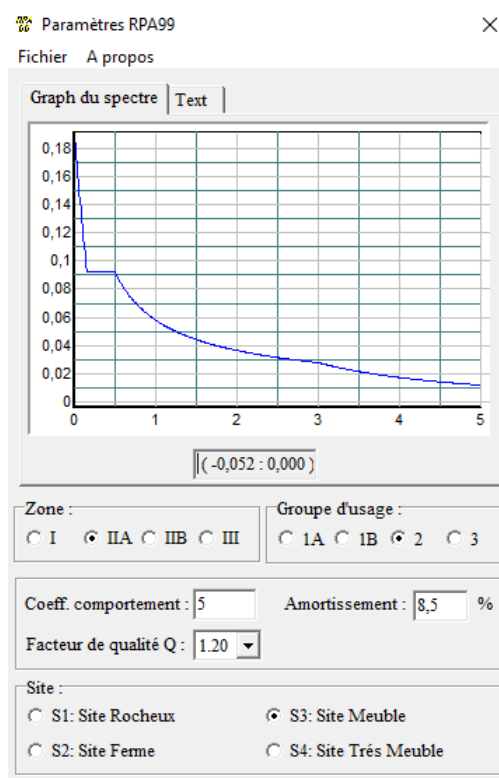
$$W_t = 56261.5 \text{ KN} \rightarrow 100 \%$$

$$Fz = 10705.38 \text{ KN} \rightarrow X$$

$$\rightarrow X = 19.02\%$$

Unités	Forces reprises par les voiles et poteaux		Force reprises par les voiles uniquement	
	[kN]	[%]	[kN]	[%]
Sens Ex	42212.06	100	25598.42	60.64
Sens Ey	47801.36	100	35119.65	73.46
GBQ	56261.5	100	10705.38	19.02

**Tableau V.4 : Justification du système de contreventement**



**Figure V.9: spectre de repense**

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 contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques-voiles, dont le coefficient de comportement  $R = 5$  d'après le tableau (4.3) 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.

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} W_t \dots \dots \text{Formule (4.1 RPA99)}$$

### ➤ Calcul des paramètres A, D, Q, et R :

**A** : coefficient d'accélération de zone, dépend de deux paramètres :

$$\left. \begin{array}{l} \text{Groupe d'usage 2} \\ \text{Zone sismique IIa} \end{array} \right\} \longrightarrow A = 0.15 \text{ (Annexe1 ; Tab 4.1 RPA99)}$$

**D** : facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement ( $\epsilon\%$ ) et de la période fondamentale de la structure  $T$ .

Il est donné par la formule :

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta (T_2 / T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5 \eta (T_2 / T)^{2/3} (3 / T)^{5/3} & T \geq 3s \end{cases}$$

Avec :

$T_2$ : période caractéristique associée à la catégorie du site et donnée par le **tableau 4.7 du RPA99/version2003**.

$$T_2(S_3) = 0.5 \text{ s}$$

Dans notre cas :  $T_2 = 0.5s < T_{\text{etabs}} = 0.994s < 3s$  donc :  $D = 2.5 \eta (T_2 / T)^{2/3}$

le facteur de correction d'amortissement est donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\epsilon}} \geq 0.7$$

( $\epsilon\%$ ) : 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	

### 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  $\xi = 8.5\%$  qui est la moyenne entre les deux valeurs  $\xi = 7\%$  (portique en béton armé) et  $\xi = 10\%$  (structure en voiles)

D'où :  $\eta = 0.76 > 0.7$ .....condition vérifiée

Alors :

$$D = 2.5 \times 0.76 \times \left( \frac{0.5}{0.994} \right)^{2/3} = 1.20$$

$W_t$  : poids de la structure donné par le logiciel ETABS  $W_t = 49869.96$  KN

Facteur de qualité Q :

Critères à vérifier	$P_q$ (pénalité)
Conditions minimales sur les files de contreventement	0
Redondance en plan	0,05
Régularité en plan	0
Régularité en élévation	0
Contrôle de la qualité des matériaux	0.05
Contrôle de la qualité de l'exécution	0.10
$Q = 1 + \sum_i^n P_q$	1,20

### ❖ Tableau récapitulatif des résultats :

Facteurs	Valeurs
Coefficient d'accélération de zone A	0.15
Facteur d'amplification dynamique D	1.20
Facteur de qualité Q	1.20
Coefficient de comportement R	3.5
Le poids total de la structure $W_t$ [kN]	56261.5

**Tableau V.5 :** Valeurs de  $\xi$  (%)

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} W_t$$

$$V = \frac{0.15 \times 1.20 \times 0.05}{5} (56261.5) = 2430.49$$

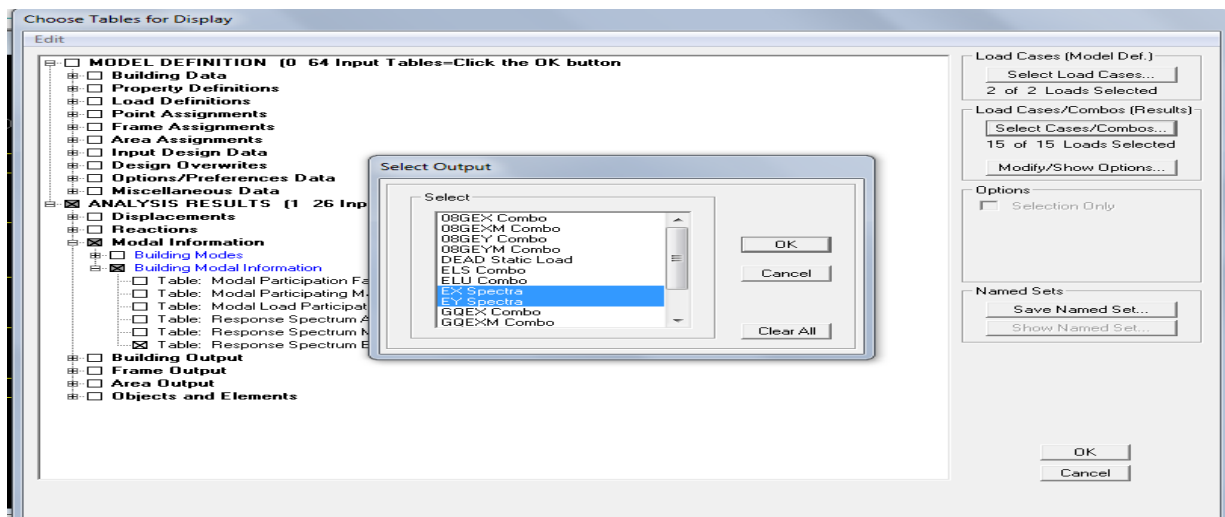
$$V_{RPA} = 2430.49 \text{ kn}$$

➤ **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*

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



*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 :

Response Spectrum Base Reactions

Edit View

Response Spectrum Base Reactions

	Spec	Mode	Dir	F1	F2	F3	M1	M2	M3
	EX	10	U1	0.45	0.09	0.00	-0.447	2.102	-0.06
	EX	11	U1	108.41	-0.15	0.00	0.868	308.650	-502.5
	EX	12	U1	0.00	0.08	0.00	-0.236	0.000	0.89
	EX	All	All	2552.92	21.10	0.00	573.765	65583.767	17669.2
	EY	1	U2	14.31	0.08	0.00	-2.366	387.137	-99.25
	EY	2	U2	-2.60	2637.18	0.00	-73200.291	-93.298	29144.4
	EY	3	U2	-16.55	30.03	0.00	-826.591	-391.383	451.58
	EY	4	U2	3.80	0.02	0.00	-0.328	7.511	-25.71
	EY	5	U2	-3.52	838.57	0.00	-4519.741	-9.787	9296.5
	EY	6	U2	1.04	0.68	0.00	-2.132	11.691	0.24
	EY	7	U2	0.91	0.00	0.00	-0.009	4.754	-5.53
	EY	8	U2	-2.08	418.90	0.00	-2044.335	-6.288	4645.7
	EY	9	U2	1.83	0.02	0.00	-0.110	4.202	-10.36
	EY	10	U2	0.09	0.02	0.00	-0.089	0.419	-0.01
	EY	11	U2	-0.15	0.00	0.00	-0.001	-0.422	0.68
	EY	12	U2	0.08	219.46	0.00	-640.826	0.786	2428.3
	EY	All	All	21.10	2846.26	0.00	74073.924	528.648	31517.8

Puis, on relève les valeurs de l'effort tranchant tel que :

$$V_{x\text{dyn}} = F_1 = 2552.92 \text{ KN}$$

$$V_{y\text{dyn}} = F_2 = 2846.26 \text{ KN}$$

### ❖ 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.

Il est rappelé que :  $0.8V_{RPA} = 1944.39 \text{ KN}$

- Sens longitudinal :

$$V_{x\text{dyn}} = 2552.92 \text{ KN} \geq 80\%V_{RPA} = 1944.39 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

- Sens transversal :

$$V_{y\text{dyn}} = 2846.26 \text{ KN} \geq 80\%V_{RPA} = 1944.39 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

## 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 à moins qu'il ne puisse être prouvé qu'un plus grand déplacement relatif peut être toléré.

Le déplacement horizontal à chaque niveau  $k$  « $\delta_k$ » de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = \delta R_e \quad (\text{RPA 99 formule 4-19})$$

$\delta_{ek}$ : déplacement dû aux forces sismiques  $F_i$  (y compris l'effet de torsion)

$R$  : coefficient de comportement

$k_x$ : déplacement longitudinal d'un niveau «  $i$  » par rapport à la base de la structure.

$\delta_{ky}$ : déplacement transversal d'un niveau «  $i$  » par rapport à la base de la structure.

$\Delta K_y = K_{yi} - K_{yi-1}$ : 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 :**

Niveau	$\delta_{ek}$ (m)	R	$\delta_k$ (m)	$\Delta_k$ (m)	$\Delta_k$ (m)	vérification
13	0.0214	5	0.107	0.0125	0.0306	CV
12	0.0189	5	0.0945	0.006	0.0306	CV
11	0.0177	5	0.0885	0.0065	0.0306	CV
10	0.0164	5	0.082	0,007	0,0306	CV
9	0.015	5	0.075	0,008	0,0306	CV
8	0.0134	5	0.067	0,009	0,0306	CV
7	0.0116	5	0.058	0,009	0,0306	CV
6	0.0098	5	0.049	0,0095	0,0306	CV
5	0.0079	5	0.0395	0,0095	0,0306	CV
4	0.006	5	0.03	0,009	0,0306	CV
3	0.0042	5	0.021	0,00085	0,0306	CV
2	0.0025	5	0.0125	0,007	0,0306	CV
1	0.0011	5	0.0055	0.0055	0,0458	CV

Niveau	$\delta_{ek}$ (m)	R	$\delta_k$ (m)	$\Delta_k$ (m)	$\Delta_k$ (m)	vérification
13	0.0214	5	0.107	0.0065	0.0306	CV
12	0.0201	5	0.1005	0.001	0.0306	CV
11	0.0189	5	0.0995	0.0005	0.0306	CV
10	0.02	5	0.099	0.0005	0,0306	CV
9	0.0197	5	0.0985	0.0135	0,0306	CV
8	0.017	5	0.085	0.008	0,0306	CV
7	0.0154	5	0.077	0.012	0,0306	CV
6	0.013	5	0.065	0.01	0,0306	CV
5	0.0011	5	0.055	0.01	0,0306	CV
4	0.001	5	0.045	0.01	0,0306	CV
3	0.0134	5	0.035	0.03	0,0306	CV
2	0.0007	5	0.005	0.0045	0,0306	CV
1	0.0001	5	0.0005	0.0005	0,0458	CV

**Tableau IV.5 : Déplacements relatifs des portiques par niveau suivant le sens longitudinal.**

## 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.

## 7. 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  $f_{adm}$ .

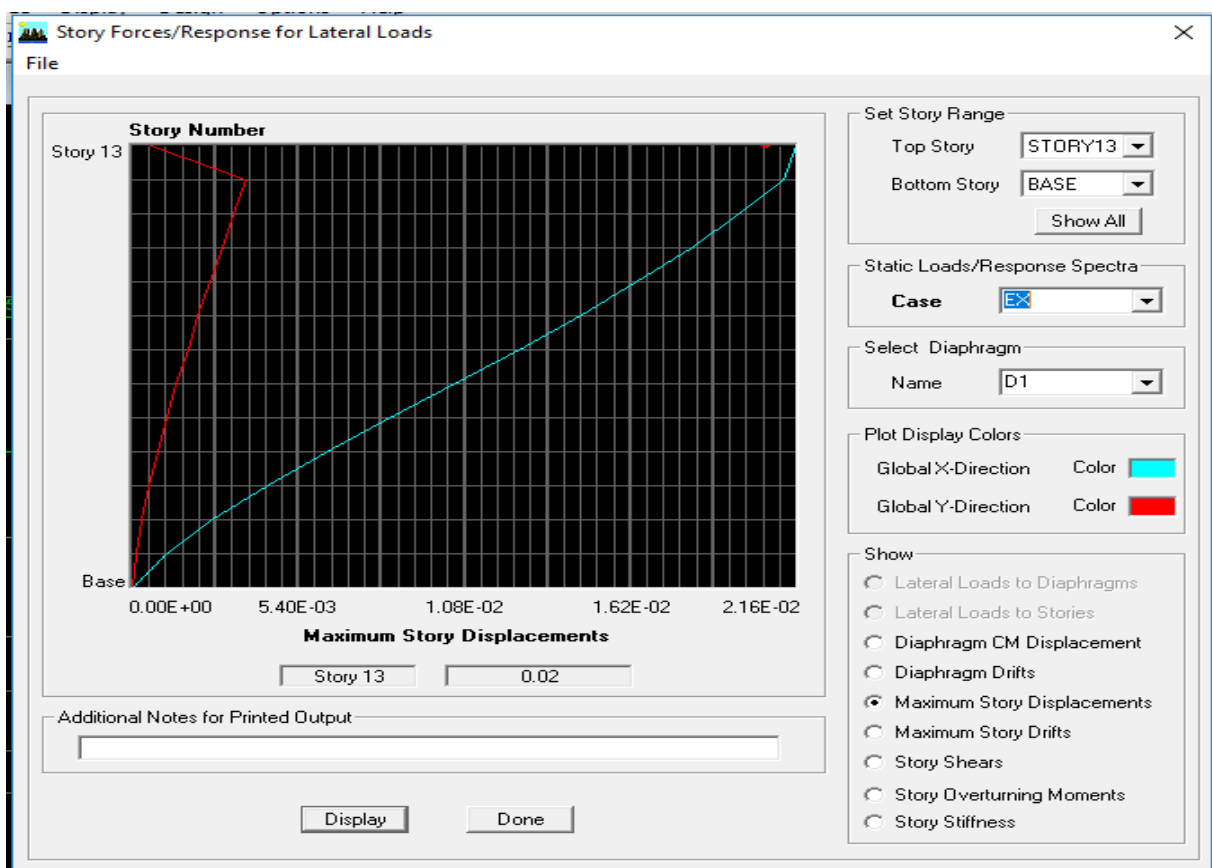
$$f_{adm} = \frac{H_t}{500} = \frac{38.24}{500} = 0.07648 \text{ m (ART B.6.5,3 /BAEL91)}$$

### ❖ Détermination du déplacement maximal avec ETABS

- **Dans le sens longitudinal**

On suit le cheminement suivant : *Display* → *Show Story Response Plots..*

La fenêtre suivante s'affiche et doit être complétée comme indiquée sur l'image :

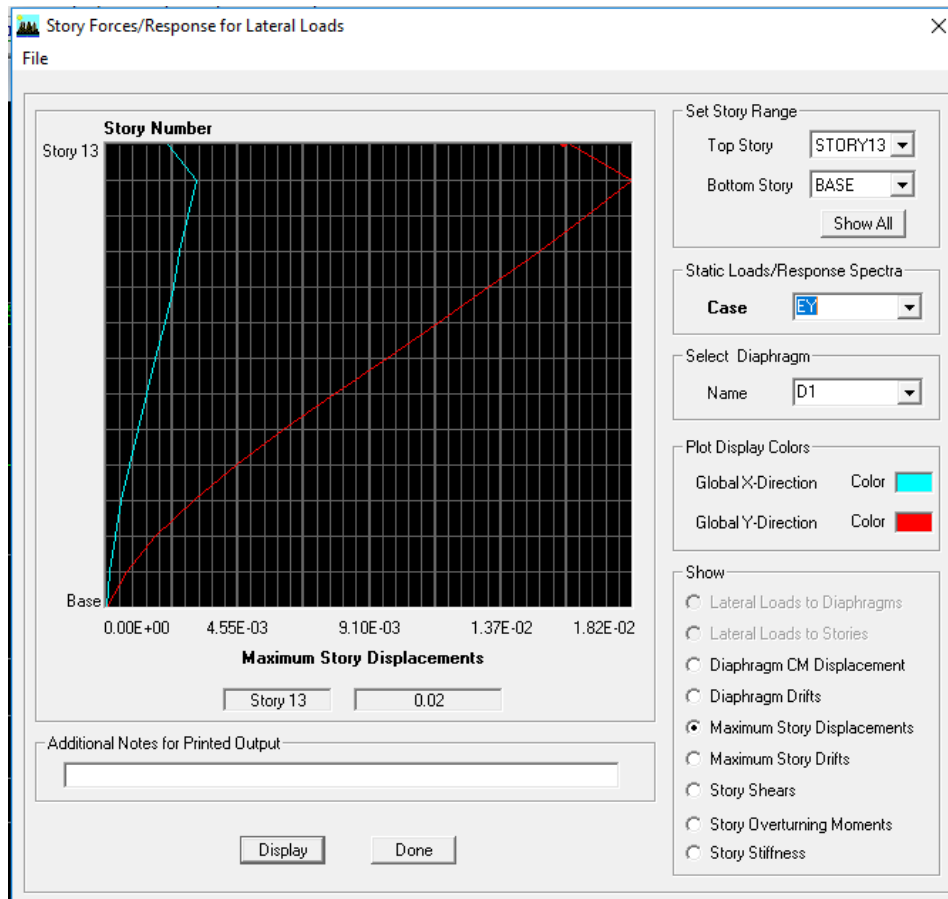


Puis, on clique sur *display*

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 :



- ❖ **Résultats trouvés :**

- ✓ Déplacement maximal suivant (x-x) : 0.02m
- ✓ Déplacement maximal suivant (y-y) : 0.02m
- ✓ Flèche admissible : 0.07648 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 2<sup>ème</sup> ordre peut être négligé dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :  $\theta \leq 0.1$

$$\theta = \frac{P_K x \Delta_k}{V_K x h_K}$$

$P_k$ : 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 »

$\Delta_k$  : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau

«k-1 »  $h_k$  : hauteur de l'étage « k »

Les résultats de vérification de l'effet P- $\Delta$  dans les deux sens xx, yy sont donner dans le tableau.

NIV	Sens x-x (sous Ex)					Sens y-y (sous Ey)			
	$P_K$	$P_K \Delta_k x$	Vk	Vkx hk	$\theta_K$	$P_K x \Delta_k$	Vk	Vk x hk	$\theta_K$
12	247.97	29.34	62.424	191.01	0.016	19.34	76.71	234.73	0.082
11	4538.57	27.23	1312.49	4016.21	0.006	326.77	1573.91	4816.16	0.067
10	4510.58	29.31	2434.04	7448.16	0.003	297.69	2879.55	8811.42	0.033
9	4510.58	31.57	3367.40	10304.2	0.003	2683.79	3908.14	11958.90	0.224
8	4685	37.48	4189.78	12820.7	0.002	245.96	4817.57	14741.76	0.016
7	4684.99	42.16	4912.9	15033.47	0.002	213.16	5632.20	17234.53	0.012
6	4685	42.16	5551.51	16987.62	0.002	180.37	6331.72	19375.06	0.009
5	4877.78	46.33	6123.73	18738.61	0.002	153.65	6949.68	21266.02	0.007
4	4877.78	46.33	6639.58	20317.11	0.002	119.50	7488.43	22914.59	0.005
3	4877.78	43.90	7084.26	21677.83	0.002	87.800	7929.04	24262.86	0.003
2	4877.78	4.14	7438.43	22761.59	0.0001	58.53	8298.84	25394.42	0.002
1	3936.29	27.55	7655.84	23426.87	0.001	27.55	8540.70	26134.54	0.001
RD C	4961.4	27.28	11692.37	53551.05	0.0005	14.88	13035.87	59704.28	0.0002

**Tableau V.6 : 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 :

$$\vartheta = \frac{N_d}{B_c f_{c28}} \leq 0.3 \quad \text{avec : } N_d : \text{Effort normal dans les poteaux}$$

$B_c$  : Section du poteau

- **Poteaux 55x55 :**

$$N_d = 1831.64 \text{ KN}$$

$$\vartheta = \frac{N_d}{B_c f_{c28}} = \frac{1831.64 \times 10^3}{550.550.25} = 0.24 \leq 0.3 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Poteaux 50x50 :**

$$N_d = 929.31 \text{ KN}$$

$$\vartheta = \frac{N_d}{B_c f_{c28}} = \frac{929.31 \cdot 10^3}{500.500.25} = 0.148 \leq 0,3 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Poteaux 45x45 :**

$$N_d = 455.27 \text{ KN}$$

$$\vartheta = \frac{N_d}{B_c f_{c28}} = \frac{455.27 \cdot 10^3}{450.450.25} = 0.08 \leq 0,3 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

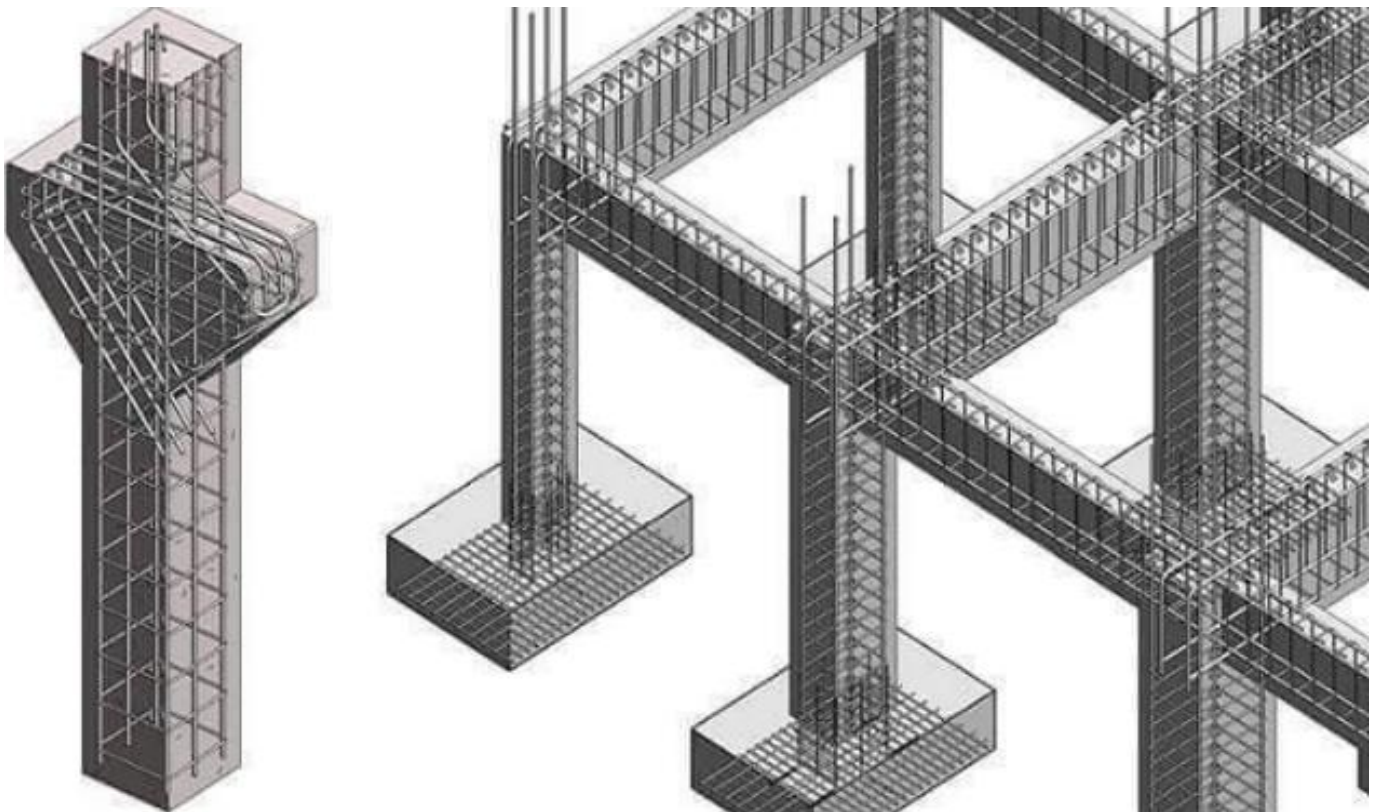
## Conclusion :

Toutes les exigences du RPA sont vérifiées, nous allons donc passer au ferrailage de la structure.

## CHAPITRE VI:

### FERRAILLAGE DES ELEMENTS

### STRUCTURAUX



VI. Ferrailage des poteaux

Introduction :

Les poteaux sont calculés en flexion composée dans le sens le plus défavorable, les combinaisons considérées pour les calculs sont :

$$\begin{array}{lcl}
 1.35G + 1.5Q & \longrightarrow & ELU \\
 G + Q & \longrightarrow & ELS \\
 \left. \begin{array}{l} G + Q \mp E \\ 0.8G \mp E \end{array} \right\} & \longrightarrow & RPA99 révisé 2003
 \end{array}$$

Caractéristiques de calcul en situation durable et accidentelle :

situation	Fe (Mpa)	fC28 (Mpa)	$\gamma_b$	$\gamma_s$	$\theta$	$f_{bu}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)
Durable	400	25	1.5	1.15	1	14.2	348
Accidentelle	400	25	1.15	1	0.85	18.48	400

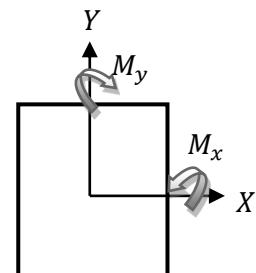
Tableau VI.1.1 : paramètres de calcul en situation durable et accidentelle.

➤ Les calculs se font en tenant compte de trois types de sollicitations :

- Effort normal maximal et le moment correspondant.
- Effort normal minimal et le moment correspondant.
- Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant.

$M_x$  : moment du poteau dans le sens longitudinal

$M_y$  : moment du poteau dans le sens transversal



VI.1.1. Recommandation du RPA 2003 :

a. Armatures longitudinales : (RPA 99/Art 7.4.1)

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

- Le diamètre minimal est de **12 mm**
- La longueur minimale de recouvrement est de **40 Ø (zone II)**.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser **20 cm (zone III)**.

- Les jonctions par recouvrement doit être si possible, a l'extérieur des zones nodales (zones critiques).
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser :  
**25 cm en zone I et II**

### ❖ Pourcentage minimal :

Le pourcentage minimal d'aciers dans notre cas est de **0.8%** de la section du béton (**zone II**)

**poteaux (55 x 55):**  $A_{\min} = 0,8\%b \times h = 0,008 \times 55 \times 55 = 24.2\text{cm}^2$

**poteaux (50x50):**  $A_{\min} = 0,8\%b \times h = 0,008 \times 50 \times 50 = 20\text{cm}^2$

**poteaux (45 x 45):**  $A_{\min} = 0,8\%b \times h = 0,008 \times 45 \times 45 = 16.2\text{cm}^2$

### ❖ Pourcentage maximal :

Le pourcentage maximal d'aciers est de 4 % en zone courante et 6 % en zone de recouvrement (zone III) :

#### ➤ Zone courante :

**poteaux (55 x 55):**  $A_{\min} = 4\%b \times h = 0,04 \times 55 \times 55 = 121 \text{ cm}^2$

**poteaux (50 x 50):**  $A_{\min} = 4\%b \times h = 0,04 \times 50 \times 50 = 100\text{cm}^2$

**poteaux (45 x 45):**  $A_{\min} = 4\%b \times h = 0,04 \times 45 \times 45 = 81 \text{ cm}^2$

#### ➤ Zone de recouvrement :

**poteaux (55 x 55):**  $A_{\min} = 6\%b \times h = 0,06 \times 55 \times 55 = 181.5\text{cm}^2$

**poteaux (50 x 50):**  $A_{\min} = 6\%b \times h = 0,06 \times 50 \times 50 = 150 \text{ cm}^2$

**poteaux (45 x 45):**  $A_{\min} = 6\%b \times h = 0,06 \times 45 \times 45 = 121.5\text{cm}^2$

### b. Armatures transversales : (RPA 99 / Art 7.4.2.2)

Le rôle des armatures transversales consiste à :

- Empêcher les déformations transversales du béton et le flambement des armatures longitudinales.
- Reprendre les efforts tranchants et les sollicitations des poteaux au cisaillement.
- Positionner les armatures longitudinales.

Leur calcul se fait à l'aide de la formule suivante :  $\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h_t \cdot f_e}$

**V<sub>u</sub>** : effort tranchant de calcul.

**h<sub>t</sub>** : hauteur total de la section brute.

**f<sub>e</sub>** : Contrainte limite élastique des armatures transversales ;  $f_e = 400$  [Mpa].

**A<sub>t</sub>** : Armatures transversales.

**ρ** : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de rupture par effort tranchant :

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho = 2.50 \text{ si l'élancement géométrique } \lambda_g \geq 5 \\ \rho = 3.75 \text{ si l'élancement géométrique } \lambda_g < 5 \end{array} \right.$$

**S<sub>t</sub>** : Espacement des armatures transversales :

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \text{Min}(10\emptyset, 15 \text{ cm}) \text{ en zone nodal.} \\ S_t \leq 15 \emptyset \text{ en zone courante.} \end{array} \right.$$

**Avec**  $\emptyset$  : diamètre minimal des armatures longitudinales dans les poteaux.

### c. La quantité d'armatures transversales minimale :

$\frac{A_t}{b \cdot S_t}$  en % est donnée comme suit :

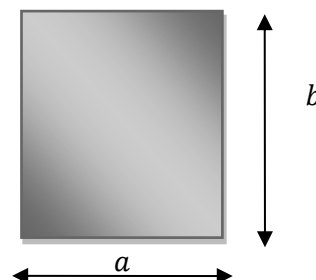
$$\left\{ \begin{array}{l} 0.3 \% \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.8 \% \text{ si } \lambda_g \leq 3 \end{array} \right.$$

Par interpolation entre les valeurs précédentes si  $3 < \lambda_g < 5$ .

### d. Calcul d'élancement géométrique :

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à  $135^\circ$  ayant une longueur droite de  $10 \emptyset$  minimum.

$$\lambda_g = \left( \frac{l_f}{a} \text{ Ou } \frac{l_f}{b} \right)$$



**Avec :**

« **a** » et « **b** » représentent les dimensions de la section droite du poteau dans la direction de la déformation considérée.

**l<sub>f</sub>** : longueur de flambement du poteau.

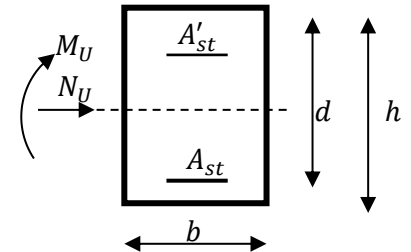
**VI.1.2. Calcul du ferraillage à L'ELU :**

**a. Les armatures longitudinales :**

❖ **Exposé de la méthode de calcul à l'ELU :**

Chaque poteau est soumis à un effort normal **N** (de compression ou de traction) et à un moment fléchissant **M**, ce qui nous conduit à étudier une section soumise à une flexion composée qui peut être une :

- ↪ Section partiellement comprimée (SPC).
- ↪ Section entièrement comprimée (SEC).
- ↪ Section entièrement tendue (SET).



Calcul du centre de pression :  $e = \frac{M_u}{N_u}$

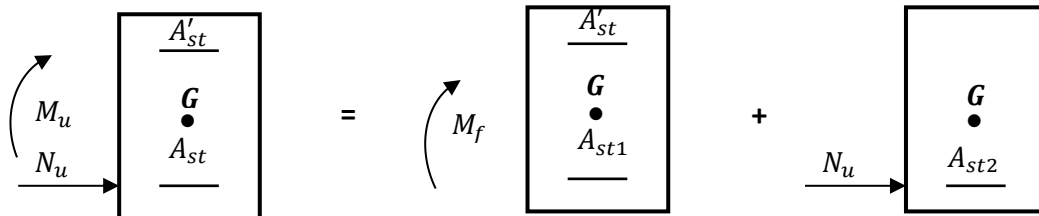
• **Section partiellement comprimée (SPC) :**

La section est partiellement comprimée si l'une des conditions suivantes est vérifiée :

$$\left\{ \begin{array}{l} e = \frac{M_u}{N_u} \geq \left(\frac{h}{2} - c\right) \\ (d - c')N_u - M_f \leq \left(0.337 - 0.81 \frac{c'}{h}\right) bh^2 f_{bc} \end{array} \right.$$

**Avec :**  $M_f$  : moment par rapport au centre de gravité des armatures intérieures.

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c\right)$$



**Fig. VI.1.2 : Schéma de calcul en flexion composée.**

En flexion composée la section d'armatures sera donnée par les relations suivantes :

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2f_{bc}} \quad \text{Avec} \quad f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = 14.2 \text{ Mpa}$$

$\mu \leq \mu_1 = 0.392 \implies$  La section est simplement armée  $\implies$  (SSA)

$$A_{st1} = \frac{M_f}{\beta d \sigma_{st}} \quad ; \quad A' = 0$$

D'où la section réelle est :  $A_{st} = A_{st1} - \frac{N_u}{\sigma_{st}}$  si l'effort est négatif.

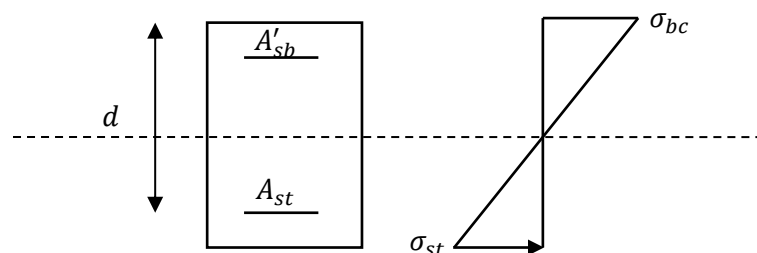
Si  $A_{st}$  est négative  $A_{st} \geq \max\left(\frac{bh}{1000}, 0.23bh \frac{f_{t28}}{f_e}\right)$

- Si :  $\mu > \mu_1 = 0.392 \implies$  la section est doublement armée (SDA).

**On calcul :**

$$M_r = \mu_1 bd^2f_{bc}$$

$$\Delta M = M_f - M_r$$



**Avec :**  $M_r$  : moment ultime pour une section simplement armée

$$A_{st1} = \frac{M_r}{\beta_r d \sigma_{st}} + \frac{\Delta M}{(d-c') \sigma_{st}}$$

$$A'_{st} = \frac{\Delta M}{(d-c') \sigma_{st}} \quad \text{avec} \quad \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ Mpa}$$

La section réelle d'armature est  $A'_{st} = A'$  ,  $A_{st} = A_{st1} - \frac{N_u}{\sigma_{st}}$

- **Section entièrement comprimée : (SEC)**

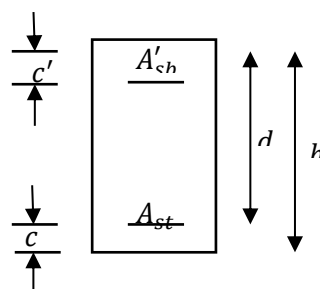
La section est entièrement comprimée si l'une des conditions suivantes est vérifiée :

$$\left\{ \begin{array}{l} e = \frac{M_u}{N_u} \leq \left(\frac{h}{2} - c\right) \\ N_u(d - c') - M_f > \left(0.337 - 0.81 \frac{c'}{h}\right) bh^2 f_{bc} \end{array} \right.$$

Il y a deux cas possible de ferrailage, après vérification de la condition ci-dessus :

**1<sup>er</sup> Cas : S.S.A (Section Simplement Armée)**

- **Si :**  $N_u(d - c') - M_f < \left(0.5 - \frac{c'}{h}\right) bh^2 f_{bc} \implies A'_{st} \neq 0 \quad ; \quad A_{st} = 0$



Les sections d'armatures sont :

$$A'_{st} = \frac{N - 100 \cdot \Psi \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{100 \cdot \sigma_{st}} \quad ; \quad A_{st} = 0$$

$$\Psi = \frac{0.3571 + \frac{N(d - c') - 100M_u}{100bh^2f_{bc}}}{0.8571 - \frac{c'}{h}}$$

## 2<sup>eme</sup> Cas : S.D.A (Section Doublement Armée) :

➤ Si :  $N_u(d - c') - M_f \geq (0.5 - \frac{c'}{h})bh^2f_{bc}$  Les sections d'armatures sont :

$$A'_{st} = \frac{M_u - (d - 0.5h)bf_{bu}}{(d - c')\sigma_{st}} \quad ; \quad A_{st} = \frac{N - bf_{bu}}{\sigma_{st}} - A'_{st}$$

➤ Si :  $e = \frac{M_u}{N_u} = 0$  (excentricité nulle ; compression pure), le calcul se fera a l'état limite

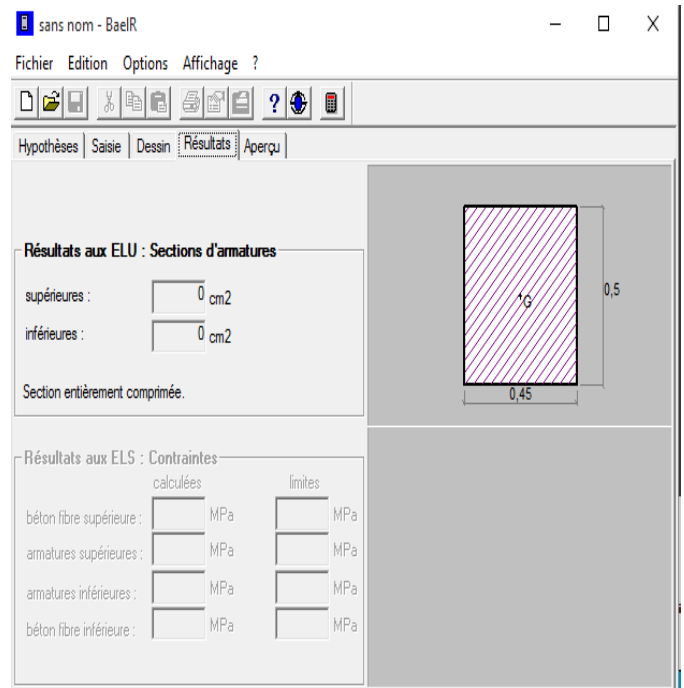
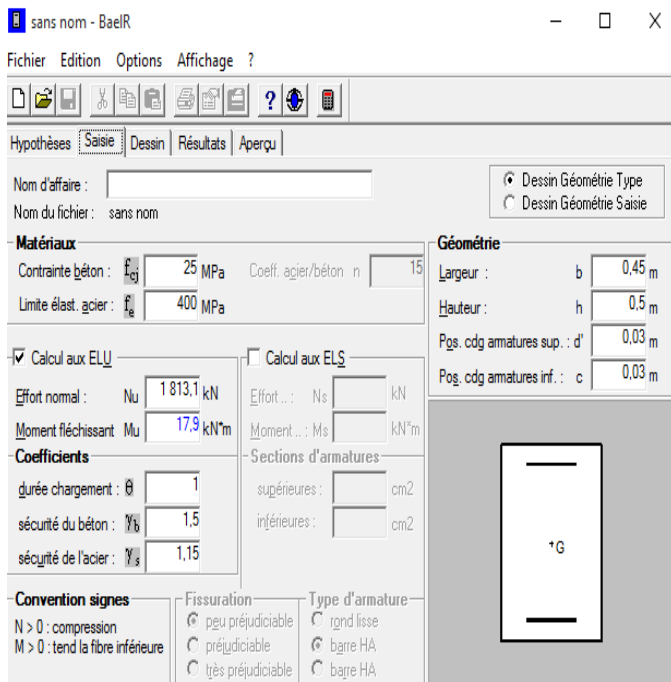
de stabilité de forme et la section d'armature sera :  $A = \frac{N_u - Bf_{bu}}{\sigma_{st}}$

Avec B : Aire de la section du béton seul

$\sigma_{st}$ : Contrainte de l'acier

- Exemple de calcul avec SOCOTEC :

On introduit les caractéristiques de nos matériaux et nos efforts



**VI.1.3. Ferraillage des poteaux :**

Les résultats des efforts internes des poteaux pour toutes les combinaisons sont donnés par le logiciel <ETABS>

Et leurs ferraillage se fait par un calcul automatique à l'aide du logiciel <SOCOTEC>

Zones	Type de sollicitation				$e = \frac{M_u}{N_u}$	$\frac{h}{2} - c$	OBS	A <sub>sup</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>inf</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )
					(m)	(m)				
<b>Zone 1</b> (55x55)	N max	2013.59	M cor	34.043	0.0169	0.255	SEC	0	0	24.2
	N min	5.21	M cor	22.653	0.50	0.225	SPC	0	1.01	24.2
	N cor	332.89	Mmax	87.285	0.19	0.225	SEC	0	0.03	24.2
<b>Zone 2</b> (50x50)	N max	929.31	M cor	7.864	0.0084	0.23	SEC	0	0	20
	N min	4.34	M cor	10.512	0.417	0.23	SPC	0	0.49	16
	N cor	243.65	Mmax	77.421	0.317	0.23	SPC	0	1.06	16
<b>Zone 3</b> (45x45)	N max	455.27	M cor	9.263	0.0203	0.205	SEC	0	0	16.2
	N min	1.92	M cor	3.327	4.54	0.205	SPC	0	0.17	16.2
	N cor	71.01	Mmax	66.478	0.93	0.205	SPC	0	3.05	16.2

**Tableau VI.1.2 : Ferraillage des poteaux à l'ELU dans les deux sens.**

**Remarque :**

Les sections d'armatures trouvées sont inférieures à celles exigées par le RPA donc les poteaux seront ferrailés avec les sections minimales réglementaires.

Section des poteaux (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	Ferraillages (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> )
(5x55)	24.2	4HA20+4HA20	25.14
(50x50)	20	4HA20+4HA16	20.61
(45x45)	16.2	4HA20+4HA14	18.73

**Tableau VI.1.3 : Calcul des sections d'armatures**

**VI.1.4. Exemple de calcul :**

**-Poteaux (50X50) à l'ELU :**

Calcul de centre de pression :

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{7.864}{929.31} = 0.8cm < \left(\frac{h}{2} - c\right) = \left(\frac{50}{2} - 2\right) = 23cm$$

✓ **Vérification de l'inégalité suivante :**

$$N_u = 7.864 \text{ KN}$$

$$M_u = 929.31 \text{ KN.m}$$

$$N_u (d - c') - M_f < (0.337 - 0.81 \cdot c/h) bh^2 f_{bc}$$

$$N_u (d - c') - M_f > \left(0.337 - 0.81 \frac{C'}{h}\right) bh^2 f_{bc}$$

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c\right) = 7.864 + 929.31 \left(\frac{0.5}{2} - 0.02\right) = 221.60 \text{ KN.m}$$

$$\rightarrow N_u (d - c') - M_f > \left(0.337 - 0.81 \frac{C'}{h}\right) bh^2 f_{bc}$$

$$\rightarrow 929.31(0.48 - 0.02) - 221.60 > \left(0.337 - 0.81 \frac{0.02}{0.50}\right) 0.50 \times 0.50^2 \times 14.2 \times 10^3$$

$$205.882 < 540.665 \quad \longrightarrow \quad \text{SEC}$$

$$N_u (d - c') - M_f < \left(0.5 - \frac{C'}{h}\right) bh^2 f_{bc}$$

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c\right) = 7.864 + 929.31 \left(\frac{0.50}{2} - 0.02\right) = 221.60 \text{ KN.m}$$

$$929.31(0.38 - 0.02) - 221.60 < \left(0.5 - \frac{0.02}{0.50}\right) 0.50 \times 0.50^2 \times 14.2 \times 10^3$$

232.765 < 816.5 → **S.S.A (Section Simplement Armée)**

$$A_{st}' \neq 0 ; A_{st} = 0$$

$$A_{st}' = \frac{N - 100 \cdot \Psi \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{100 \cdot \sigma_{st}} ; A_{st} = 0$$

$$\text{Avec : } \Psi = \frac{0.3571 + \frac{N(d-C') - 100M_u}{100bh^2f_{bc}}}{0.8571 - \frac{C'}{h}} = \frac{0.3571 + \frac{929.31(0.38-0.02) - 100 \times 7.864}{100 \times 0.50 \times 0.50^2 \times 14.2 \times 10^3}}{0.8571 - \frac{0.02}{0.50}} = 0.42$$

$$A_{st}' = \frac{N - 100 \cdot \Psi \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{100 \cdot \sigma_{st}} = \frac{929.1 - 100 \times 0.42 \times 0.50 \times 0.50 \times 14.2 \times 10^3}{100 \times 348 \times 10^3} = -4.2 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$$A_{st}' = 0 \text{ cm}^2$$

### VI.1.5. Vérification à l'ELU :

- **Diamètre des armatures transversales : (Art A.8.1,3/BAEL91 modifiées 99)**

$$\phi_t = \frac{1}{3} \phi_L^{max} = \frac{20}{3} = 6.67 \text{ mm soit } \phi_t = 8 \text{ mm}$$

#### a. L'espace des armatures transversales

Leur calcul se fait à l'aide de la formule. (RPA 99 révisé 2003/Art 7-4-2-2).

Elles sont calculées à l'aide de la formule suivante :  $\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a V_u}{h \cdot f_e}$

Espace des armatures selon le RPA version 2003 :

- **En zone nodale :**

$$St \leq \min \{10\phi_L^{\min}, 15\text{cm}\} = \min \{10 \times 1.4 ; 15\text{cm}\} = 14 \text{ cm.}$$

$$St = 10 \text{ cm}$$

- **En zone courante :**

$$St \leq 15 \times \phi_L^{\min} = 15 \times 1.4 = 21 \text{ cm}$$

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

#### b. L'élancement géométrique du poteau est donné par la relation :

$$l_0 = 4.58 \text{ m pour le RDC} \longrightarrow L_f = 0.7 \times 4.58 = 3.206 \text{ m.}$$

$$l_0 = 3.06 \text{ m pour le RDC et étages courants} \longrightarrow L_f = 0.7 \times 3.06 = 2.14 \text{ m.}$$

#### c. Vérification de la quantité d'armatures :

$$\lambda_g = \left( \frac{l_f}{a} \text{ Ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

$$\text{Si } \lambda_g \geq 5 : 0.3\%$$

$$\text{Si } \lambda_g \leq 3 : 0.8\%$$

Si  $3 < \lambda_g < 5$  : interpoler entre les valeurs limites précédentes

$\rho_a = 2.5$  si l'élançement géométrique dans la direction considérée  $\lambda_g \geq 5$

$\rho_a = 3.75$  dans le cas contraire

		(55x55) cm <sup>2</sup>	(50x50) cm <sup>2</sup>	(45x45) cm <sup>2</sup>
Vu (KN)		57.62	51.45	49.15
$\lambda_g$		5.83	4.28	4.75
$\rho_a$		2.5	3.75	3.75
A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	Zone nodale	1.65	1.60	1.96
	Zone courante	2.475	2.4	2.94
A <sup>adoptée</sup> (cm <sup>2</sup> )		3.14		
choix		4 HA10		

Tableau VI.1.4: Quantité d'armature.

**d. Longueur de recouvrement :**

La longueur minimale des recouvrements est de:

Pour la zone II :  $L_r = 40\Phi$

- $\Phi 20$   $L_r = 40 \times 2 = 80$  cm     $L_r = 80$  cm
- $\Phi 16$   $L_r = 40 \times 1.6 = 64$  cm     $L_r = 64$  cm
- $\Phi 14$   $L_r = 40 \times 1.4 = 56$  cm     $L_r = 56$  cm

**e. Longueur d'ancrage : (B.A.E.L.91 Article : A.6.1.221)**

$$l_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_{su}}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} ; \tau_{su} = 0.6 \Psi^2 f_{t28}$$

$\Psi = 1.5$  pour les aciers à haute adhérence

$$\text{Pour les HA 20: } l_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}} = \frac{2 \times 400}{4(0.6 \times 1.5^2 \times 2.10)} = 70.55 \text{ cm}$$

Pour les HA 16:  $l_s = \frac{\emptyset f_e}{4\tau_{su}} = \frac{1.6 \times 400}{4(0.6 \times 1.5^2 \times 2.10)} = 56.54 \text{ cm}$

Pour les HA 14 :  $l_s = \frac{\emptyset f_e}{4\tau_{su}} = \frac{1.4 \times 400}{4(0.6 \times 1.5^2 \times 2.10)} = 49.48 \text{ cm}$

**f. Vérification au cisaillement :(RPA99/Art7.4.3.2) :**

$$\tau_b = \frac{V_u}{bd} \leq \tau_{bu} = \rho_b f_{c28}$$

Avec :

$\tau_u$ : Contrainte de cisaillement

Tu : effort tranchant de la section étudiée

b : la largeur de la section étudiée

d : la hauteur utile (d = h-c)

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

$$\rho_b = \begin{cases} 0.075 \text{ Si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 \text{ Si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

$$\lambda_g \geq \frac{l_f}{h} \quad \text{Avec :}$$

$\lambda_g$ : L'élancement géométrique du poteau.

✓ **Poteaux (55X55) :**

$$\tau_b = \frac{V_u}{bd} = \frac{57.62 \times 10^3}{550 \times 530} = 0.11 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 0.11 \text{ MPa} \leq \tau_{bu} = \rho_b f_{c28} = 0.075 \times 25 = 1.875 \text{ MPa} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

✓ **Poteaux (50X50) :**

$$\tau_b = \frac{V_u}{bd} = \frac{51.45 \times 10^3}{500 \times 480} = 0.214 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 0.214 \text{ MPa} \leq \tau_{bu} = \rho_b f_{c28} = 0.04 \times 25 = 1 \text{ MPa} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

✓ **Poteaux (45X45) :**

$$\tau_b = \frac{V_u}{bd} = \frac{49.15 \times 10^3}{450 \times 430} = 0.254 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 0.254 \text{ MPa} \leq \tau_{bu} = \rho_b f_{c28} = 0.04 \times 25 = 1 \text{ MPa} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

Poteau	$V_u$ (KN)	b (cm)	d (cm)	$\lambda_g$	$\rho_b$	$\tau_b$ [MPa]	$\bar{\tau}_{bu}$ [MPa]	Obs
55x55	57.62	550	553	5.83	0.075	0.11	1.875	CV
50x50	51.45	500	480	4.28	0.04	0.214	1	CV
45x45	49.15	450	430	4.75	0.04	0.254	1	CV

Tableau VI.1.5 : vérification de la contrainte de cisaillement dans le béton.

**g. Délimitation de la zone nodale :**

La zone nodale est importante par rapport à la hauteur du poteau donc on adopte le ferrailage de la zone nodale le long de ces poteaux avec un espacement de 10 cm

Au niveau des poutres  $h' = 2xh$

$$h' = \text{Max} \left( \frac{h_e}{6} ; b_1 ; h_1 ; 60 \text{ cm} \right)$$

**h:** Hauteur de la poutre.

**b<sub>1</sub>; h<sub>1</sub> :** dimensions du poteau.

**h<sub>e</sub> :** la hauteur d'étage moins la hauteur de la poutre secondaire.

**On aura :**

- **Poteaux (55 x 55) :**

RDC:  $h = 4.58 \text{ m}$

$$h' = \text{max} \left( \frac{458-35}{6} ; 55 ; 50 ; 60\text{cm} \right) = 70.7\text{cm}$$

- **Poteaux (55 x 55) :**

Etage :1,2,3,4et5 :  $h = 3.06\text{m}$

$$h' = \text{max} \left( \frac{306-35}{6} ; 55 ; 55 ; 60\text{cm} \right) = 60\text{cm}$$

- **Poteaux (50 x 50) :**

Etage 6,7et8 :  $h = 3.06 \text{ m}$

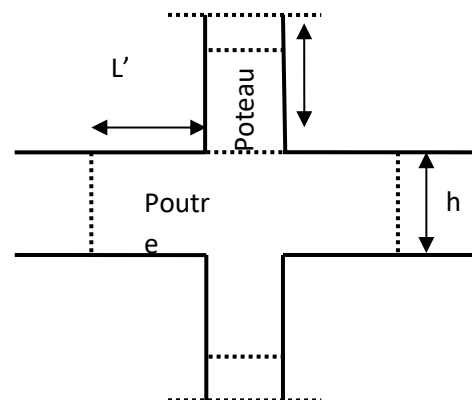


Fig. VI.1.2: zone nodale des poteaux

$$h' = \max \left( \frac{306-35}{6}; 50; 50; 60\text{cm} \right) = 60\text{cm}$$

- **Poteaux (45 x 45) :**

Etage 9,10et 11 : h = 3.06 m

$$h' = \max \left( \frac{306-35}{6}; 45; 45; 60\text{cm} \right) = 60\text{cm}$$

Etage	poteau	H	h`
RDC	55x55	4.58	Max (70.7;17; 55 ;55 ; 60 cm) = 70.7 cm
1+2+3+4+5	55x55	3.06	Max (45;17; 55 ;55 ; 60 cm) = 60 cm
6+7+8	50x50	3.06	Max (45 ;17; 50 ; 50 ; 60 cm) = 60 cm
9+10+11+12	45x45	3.06	Max (45 ;17; 45 ; 45 ; 60 cm) = 60 cm

**Tableau VI.1.6: Quantité d'armature**

**VI.1.6. Vérification à L'ELS :**

**V.1.6.1-Condition de non fragilité : (Art A.4.2,1/BAEL 91 Modifiée 99) :**

$$A_{adopté} \geq A_{min} = \frac{0,23 \times f_{t28} \times b \times d}{f_e} \left\{ \frac{e_s - 0,455d}{e_s - 0,185d} \right\}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

					$e_s$	$A_{smin}$	$A_{adopté}$	OBS
<b>Zone1</b>	$N_{max}$	1245.64	$M_{cor}$	0.304	0.00024	8.65	25.14	<b>vérifiée</b>
	$N_{min}$	289.09	$M_{cor}$	8.51	0.0294	8.53		
	$N_{cor}$	895.77	$M_{max}$	20.719	0.0231	8.64		
<b>Zone2</b>	$N_{max}$	677.55	$M_{cor}$	-5.805	0.0085	8.65	20.61	<b>vérifiée</b>
	$N_{min}$	138.85	$M_{cor}$	9.811	0.07065	6.97		
	$N_{cor}$	298.12	$M_{max}$	21.039	0.0705	8.98		
<b>Zone3</b>	$N_{max}$	332.1	$M_{cor}$	-6.814	0.0205	7.74	18.73	<b>vérifiée</b>
	$N_{min}$	8.64	$M_{cor}$	5.92	0.6851	5.76		
	$N_{cor}$	43.97	$M_{max}$	23.502	0.5345	5.75		

**Tableau VI.1.7: Sections minimums des armatures.**

**Remarque :**

D'apes les résultats trouvés sur le tableau, on constate que la condition de non fragilité est vérifiée car  $A_{adopté} \geq A_{min}$

**a. Etat limite d'ouverture de fissures :**

La fissuration set considérée comme peu nuisible, donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte dans les aciers.

**b. Etat limite de compression du béton :**

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous Ms et Ns, on doit déterminer les contraintes du béton puis les comparer aux contraintes admissibles.

❖ Pour le béton :

Section (cm <sup>2</sup> )	N <sub>max</sub> (KN)	M <sub>cor</sub> (KN)	A <sub>s</sub> =A' <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPA)	σ <sub>bi</sub> (MPA)	σ̄ <sub>bc</sub> (MPA)	OBS
Zone1	1245.64	0.304	9.42	3,77	3.76	15	Vérifiée
Zone2	677.55	5.805	8.29	2,69	2.24	15	Vérifiée
Zone3	332.1	6.817	7.82	1,82	1.12	15	Vérifiée

Tableau VI.1.8: Vérification des contraintes dans le béton.

❖ Pour l'acier :

Section (cm <sup>2</sup> )	N <sub>max</sub> (KN)	M <sub>cor</sub> (KN)	A <sub>s</sub> =A' <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	σ <sub>sup</sub> (MPA)	σ <sub>inf</sub> (MPA)	σ̄ <sub>s</sub> (MPA)	OBS
Zone1	1196.68	2,671	9.42	56.6	56.4	348	Vérifiée
Zone2	814.242	11.843	8.29	40	33.9	348	Vérifiée
Zone3	398.863	14.882	7.82	26,8	17.3	348	Vérifiée

Tableau VI.1.9: Vérification des contraintes dans l'acier.

**Conclusion :**

Le ferrailage des différents poteaux se fera suivant la section minimale d'armatures A<sub>s</sub> (min) correspondante recommandée par le règlement « RPA.99-V 2003 » en zone IIa.

	Niveau	Section (cm <sup>2</sup> )	Armatures longitudinales	Armatures transversales
Zone I	RDC,1,2,3,4,5	55x55	4HA20+4HA20	4HA10
Zone II	6,7,8	50x50	4HA20+4HA20	
Zone III	9,10,11	45x45	4HA20+4HA16	

**VI.2 : Ferraillage des poutres**

Les poutres sont des éléments non exposés aux intempéries et sollicités par des moments de flexion et des efforts tranchants. Le calcul se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables en considérant la fissuration comme étant peu nuisible.

Elles seront ferraillées en flexion simple sous les combinaisons les plus défavorables :

- 1,35G+1,5Q .....à l'ELU.
- G+Q±E.....RPA 99 révisé 2003.
- 0,8G±E.....RPA 99 révisé 2003.

**VI.2.1 Recommandations du RPA version 2003 :**

Pour les armatures longitudinales, le RPA recommande :

- **Pourcentage total minimum :**  
 $A_{min} = 0,5\% (b \times h)$  en toute section.
  - Poutres principales (30 x 40) :  $A_{min} = 0.005(30 \times 40) = 6 \text{ cm}^2$
  - Poutres secondaires (30 x 35) :  $A_{min} = 0.005(30 \times 35) = 5.25 \text{ cm}^2$
- **Pourcentage total maximum :**  
 $A_{max} = 4\% (b \times h) \rightarrow$  En zone courante.  
 $A_{max} = 6\% (b \times h) \rightarrow$  En zone de recouvrement.
  - **Poutres principales (30 x 40) :**  
 Zone courante :  $A_{max} = 0.04 \times (30 \times 40) = 48 \text{ cm}^2$   
 Zone de recouvrement :  $A_{max} = 0.06 \times (30 \times 40) = 72 \text{ cm}^2$
  - **Poutres secondaires (30 x 35) :**  
 Zone courante :  $A_{max} = 0.04 \times (30 \times 35) = 42 \text{ cm}^2$   
 Zone de recouvrement :  $A_{max} = 0.06 \times (30 \times 35) = 63 \text{ cm}^2$

	<b>0.5%bh (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>4%bh en zone courante (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>6%bh en zone de recouvrement (cm<sup>2</sup>)</b>
<b>Poutre principale (30x40)</b>	<b>6</b>	<b>48</b>	<b>72</b>
<b>Poutre secondaire (30x35)</b>	<b>5.25</b>	<b>42</b>	<b>63</b>

*Tableau VI.2.1 : Section des armatures longitudinales*

La longueur minimale de recouvrement et de  $40\emptyset$  en zone IIa.

L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poutres de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90.

**V-2-2 Armatures transversales :**

La quantité minimale des armatures transversales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \cdot St \cdot b$$

L'espacement maximal entre les armatures transversales est de :

$$S_t^{max} = \min \left( \frac{h}{4} ; 12 \emptyset \right) \text{ en zone nodale et en travée}$$

$$S_t = \frac{h}{2} \text{ en zone de recouvrement}$$

**Avec :**

Ø : Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures longitudinales Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

**Remarque :**

Pour des raisons de mise en œuvre et pour faciliter le ferraillage, le calcul se fera pour le moment maximal et les sections adoptées seront retenues pour toutes les travées.

**VI.2.2 Etapes de calcul de ferraillage**

**a) Calcul du moment réduit « μ »**

$$\mu = \frac{M}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

**b) Calcul du moment réduit limite « μ<sub>l</sub> »**

Le moment réduit limite μ<sub>l</sub> est égale à **0.392** pour les combinaisons aux états limites, et pour les combinaisons accidentelles du RPA.

**c) On compare les deux moments réduits « μ » et « μ<sub>l</sub> » :**

- **1er cas : μ ≤ μ<sub>l</sub> ⇒ Section simplement armée (SSA).**

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires → **A<sub>sc</sub>=0.**

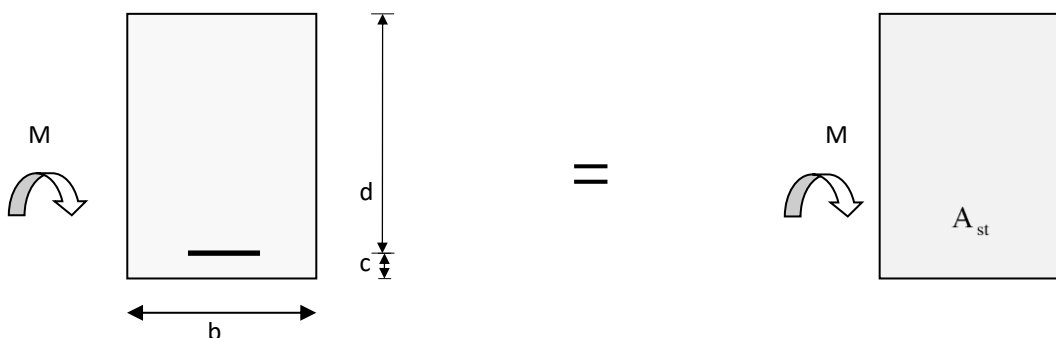
$$A_{st} = \frac{M_y}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} \quad \text{Avec : } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

γ<sub>s</sub> = 1.5 → Cas générale

γ<sub>s</sub> = 1.15 → Cas accidentelle

Fe = 400 MPa                      A<sub>st</sub> : section d'acier tendu

d : La distance entre la fibre extrême comprimée et les aciers tendus



**Figure VI.2.1: Disposition des armatures tendus S.S.A**

- **2ème cas : μ ≥ μ<sub>l</sub> ⇒ Section doublement armée (SDA)**

La section réelle est considérée comme équivalente à la somme des deux sections fictives.

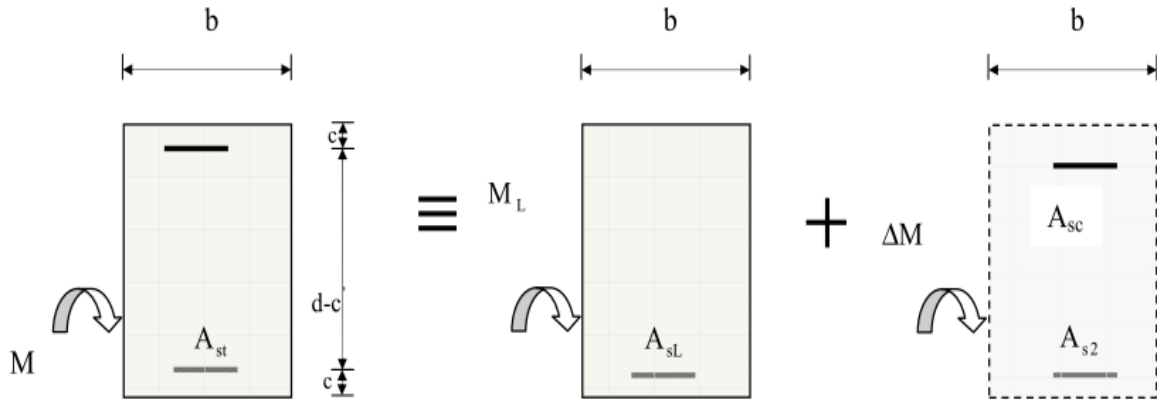


Figure VI.2.2 : Disposition des armatures SDA

$$A_{st} = A_{sL} + A_{s2} = \frac{M_L}{\beta_L \times d \times \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s} \quad A_{sc} = \frac{\Delta M}{(d - c') \times \sigma_s}$$

Avec :  $f_{bc} = \frac{0.85f_{c28}}{\gamma_b \theta}$  ,  $\gamma_b = 1.5 \Rightarrow f_{bc} = 14.2 \text{ MPa}$

$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$  ,  $\gamma_s = 1.15 \Rightarrow \sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$

**Remarque :**

Situation	Béton			Acier		
	$\gamma_b$ (MPa)	$f_{c28}$ (MPa)	$F_{bu}$ (MPa)	$\gamma_s$ (MPa)	$f_e$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)
Situation durable	1.5	25	14.16	1.15	400	348
Situation accidentelle	1.15	25	18.48	1	400	400

### VI.2.3 Ferrailage des poutres :

Après avoir extrait les efforts, nous déterminons, avec les moments extrêmes, les sections d'acier nécessaires au niveau des appuis et des travées et on cherche pour l'ensemble de la poutre le ferrailage longitudinal qui convient.

En raison des coefficients de sécurité qui diffèrent, une distinction sera faite entre les moments à l'ELU et ceux des combinaisons accidentelles.

V.2.4. Ferraillage des poutres principales :

Zone	localisation	Mu	$\mu$	obs	$\beta$	A cal	A adopte
Zone 1	Travée	-41.414	0.071	SSA	0.963	3.33	3HA14+3HA12=8.01
	Appui	-100.131	0.132		0.929	7.28	3HA16+3HA14=10.65
Zone 2	Travée	43.391	0.074	SSA	0.962	3.50	3HA14+3HA12=8.01
	Appui	-99.254	0.130		0.930	7.21	3HA16+3HA14=10.65
Zone 3	Travée	45.966	0.078	SSA	0.959	3.72	3HA14+3HA12=8.01
	Appui	-88.372	0.148		0.919	6.49	3HA16+3HA14=10.65

V.2.5. Ferraillage des poutres secondaires :

Zone	localisation	Mu	$\mu$	obs	$\beta$	A cal	A adopte
Zone 1	Travée	37.873	0.086	SSA	0.955	3.56	3HA16=6.03
	Appui	98.243	0.173		0.910	8.43	3HA16+3HA14=10.65
Zone 2	Travée	47.843	0.109	SSA	0.942	4.56	3HA16=6.03
	Appui	91.888	0.161		0.911	7.88	3HA16+3HA14=10.65
Zone 3	Travée	52.733	0.092	SSA	0.952	4.97	3HA16=6.03
	Appui	77.461	0.136		0.927	6.52	3HA16+3HA14=10.65

• Poutre principale :

-Aux appuis :

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{100.131 \times 10^2}{30 \times 37^2 \times 1.848} = 0.132 < \mu_1 = 0.132 \Rightarrow \text{S.S.A} \Rightarrow \beta = 0.929$$

$$A_{st} = \frac{M_a}{\beta \times d \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{100.131 \times 10^2}{0.963 \times 37 \times 40} = 7.28 \text{ cm}^2$$

-En travées :

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{41.414 \times 10^2}{30 \times 37^2 \times 1.42} = 0.071 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A} \Rightarrow \beta = 0.963$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{41.414 \times 10^2}{0.963 \times 37 \times 34.8} = 3.33 \text{ cm}^2$$

• **Poutre secondaires :**

-Aux appuis :

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{98.243 \times 10^2}{30 \times 32^2 \times 1.848} = 0.173 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A} \Rightarrow \beta = 0.910$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{98.243 \times 10^2}{0.955 \times 32 \times 40} = 8.43 \text{ cm}^2$$

-En travées:

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{37.873 \times 10^2}{30 \times 32^2 \times 1.848} = 0.086 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A} \Rightarrow \beta = 0.955$$

$$A_{st} = \frac{M_a}{\beta \times d \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{37.873 \times 10^2}{0.955 \times 32 \times 40} = 3.56 \text{ cm}^2$$

**2.3- Vérifications à l'ELU:**

**a. Armatures longitudinales (Art 7.5.2.1 RPA / version 2003) :**

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de **0,5 %** en toute section.

		$A_{st}$	$A_{min}$	vérifications
Poutres principales	En travée	6.03	6	CV
	Aux appuis	10.65		CV
Poutres secondaires	En travée	6.03	5.25	CV
	Aux appuis	10.65		CV

**Tableau VI.2.2: Vérifications armatures longitudinales à l'ELU.**

Toutes les sections sont vérifiées par rapport à la section minimale des aciers du RPA

**b. Armatures transversales (Art 7.5.2.2 RPA 99/ version 2003) :**

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b$$

c. Calcul de l'espacement  $S_t$  :

	Calcul de $S_t$ (cm)			$A_t$	Ferraillage [cm <sup>2</sup> ]
	Zone nodale $S_t \leq \min(\frac{h}{4}; 12\phi)$	Min [10;16.8]	$S_t = 7$		
Poutre principale	Zone courante $S_t \leq \frac{h}{2}$	$S_t \leq 20$ cm	$S_t = 15$	0.63	4HA8=2.01
				1.35	
Poutre secondaire	Zone nodale $S_t \leq \min(\frac{h}{4}; 12\phi)$	Min [8.75;16.8]	$S_t = 7$	0.63	4HA8=2.01
	Zone courante $S_t \leq \frac{h}{2}$	$S_t \leq 17.5$ cm	$S_t = 15$	1.35	

Tableau VI.2.3: Vérifications armatures longitudinales à l'ELU.

d. Vérification aux cisaillements (Art 5.1.1 BAEL 91 modifiée 99) :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u \text{ Avec : } T_u^{\max} = \text{Effort tranchant max}$$

✓ **Poutres principales** :  $\tau_u = \frac{156.95 \times 10^3}{300 \times 370} = 1.41 \text{ MPa}$

✓ **Poutres secondaires** :  $\tau_u = \frac{134.59 \times 10^3}{300 \times 320} = 1.40 \text{ MPa}$

$$\bar{\tau}_u = \min \left( 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = \min \left( 0.2 \frac{25}{1.5} ; 5 \text{ MPa} \right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min (3.33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$$

Poutres	Efforts tranchant (KN)	b (cm)	d (cm)	$\tau_u$ (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	observation
Principales	$T_{\max}$ 156.95	30	37	1.41	3.33	Condition vérifiée
Secondaires	$T_{\max}$ 134.59	30	32	1.40	3.33	Condition vérifiée

Tableau VI.2.4: Vérification au cisaillement.

e. Influence de l'effort tranchant :

- **Influence sur le béton (Art A.5.1.313 BAEL 91 modifiée 99) :**

On se doit de vérifier la relation :  $T_u^{max} \leq \bar{T}_u = 0,4 \times \frac{0,9bd f_{c28}}{\gamma_b}$

✓ Poutres principales :  $T_u = 115.29 \text{ KN} < 0.4 \times \frac{0.9 \times 0.3 \times 0.37 \times 25 \times 10^3}{1.5} = 6866 \text{ KN}$

✓ Poutres secondaires :  $T_u = 29.91 \text{ KN} < 0.4 \times \frac{0.9 \times 0.3 \times 0.32 \times 25 \times 10^3}{1.5} = 576 \text{ KN}$

Poutres	Efforts tranchant (KN)		b (cm)	d (cm)	f <sub>c28</sub> (MPa)	$\bar{T}_u$ (KN)	Observation
Principales	T <sub>max</sub>	159.95	30	37	25	666	Condition vérifiée
Secondaires	T <sub>max</sub>	134.59	30	32	25	576	Condition vérifiée

Tableau VI.2.5: Influence de l'effort tranchant sur le béton.

- **Influence sur les aciers (Art A.5.1.312 BAEL 91 modifiée 99) :**

$$A_s \geq \frac{1.15}{f_e} \left[ T_u + \frac{M_u}{0.9 \times d} \right]$$

Avec : M<sub>u</sub> en valeur algébrique.

Si:  $\left[ T_u + \frac{M_u}{0.9 \times d} \right] < 0 \Rightarrow$  la vérification n'est pas nécessaire.

Si :  $T_u - \frac{Mu}{0.9d} > 0$  on doit prolonger au-delà de l'appareil de l'appui, une section d'armatures

pour équilibrer un effort égale à :  $(T_u - \frac{Mu}{0.9d})$

D'où :

$$A_s \geq \frac{1.15}{f_e} \left( v_u - \frac{Mu}{0.9d} \right)$$

✓ Pour les poutres principales:  $T_u - \frac{M_u}{0.9 \times d} = 159.95 - \frac{100.131}{0.9 \times 0.32} = -140.7 < 0$

✓ Pour les poutres secondaires :  $T_u - \frac{M_u}{0.9 \times d} = 134.59 - \frac{98.243}{0.9 \times 0.32} = -206.53 < 0$

$\Rightarrow$  Donc aucune vérification n'est nécessaire.

- f. **Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres BAEL [Art A.6.1.3] :**

L'adhérence des barres doit vérifier la relation :  $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$

Avec :

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

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

$\psi_s = 1,5$  : Coefficient de scellement **HA**

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

• **Poutres principales :**

$$\sum U_i = n \times \pi \times \varnothing = (3 \times 3.14 \times 1.4) + (3 \times 3.14 \times 1.6) = 28.26 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{159.95 \times 10^3}{0.9 \times 370 \times 282.6} = 1.69 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_{se} = 1.69 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{C.V.}$$

• **Poutres Secondaires :**

$$\sum U_i = n \times \pi \times \varnothing = (3 \times 3.14 \times 1.4) + (3 \times 3.14 \times 1.6) = 28.26 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{134.59 \times 10^3}{0.9 \times 320 \times 282.6} = 1.65 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_{se} = 1.65 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{C.V.}$$

**g. Ancrage des armatures BAEL [Art A.6.1.22] :**

Longueur de scellement :

$$l_s = \frac{\varnothing \times f_e}{4 \times \tau_{se}}$$

**avec:**  $\tau_{se} = 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 2.835 \text{ MPa}$

- Pour les  $\varnothing_{16}$  :  $L_s = 56.43 \text{ cm}$
- Pour les  $\varnothing_{14}$  :  $L_s = 49.38 \text{ cm}$

Pour l'ancrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochets est au moins égales à :  $0.4 l_s$  pour les aciers HA.

- Pour les  $\varnothing_{16}$  :  $L_a = 22.57 \text{ cm}$
- Pour les  $\varnothing_{14}$  :  $L_a = 19.75 \text{ cm}$

**4. Vérifications à L'ELS :**

**a) Condition de non fragilité du béton de la section minimale BAEL (ArtA.4.2.1):**

Le ferrailage de la poutre doit satisfaire la **C.N.F** :

$$A_{st} \geq A_{min}$$

**Avec:**  $A_{min} \geq \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e}$  **et:**  $f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$

		$A_{st}$	$A_{min}$	Vérifications
Poutres principales	En travée	6.03	1.340	Condition vérifiée
	Aux appuis	10.65	1.340	Condition vérifiée
Poutres secondaires	En travée	6.03	1.159	Condition vérifiée
	Aux appuis	10.65	1.159	Condition vérifiée

**Tableau VI.2.6: Condition de non fragilité du béton de la section minimale.**

**b) Etat limite d'ouverture des fissures :**

La fissuration dans le cas des poutres étant considéré peu nuisible, alors cette vérification n'est pas nécessaire.

**c) Etat limite de déformation (la flèche) BAEL [Art B.6.5] :**

Les valeurs de la flèche seront extraites à partir du logiciel ETABS:  $\bar{f} = \frac{l}{500}$   
 On prendra "l" la plus grande portée des poutres dans chacun des deux sens.

- **Poutres principales :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{400}{500} = 0.8 \text{ cm} \\ f_{\text{ETABS}} = 0.065 \text{ cm} \end{array} \right. \Rightarrow f_{\text{ETABS}} = 0.065 \text{ cm} < \bar{f} = 0.8 \text{ cm} \Rightarrow \text{C. V}$$

- **Poutres secondaires :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{350}{500} = 0.7 \text{ cm} \\ f_{\text{ETABS}} = 0.006 \text{ cm} \end{array} \right. \Rightarrow f_{\text{ETABS}} = 0.0037 \text{ cm} < \bar{f} = 0.7 \text{ cm} \Rightarrow \text{C. V}$$

**Conclusion :**

La flèche est vérifiée pour les poutres dans les deux sens (principale et secondaire).

**d) Vérification des contraintes :**

• **Vérification de la contrainte dans les aciers :**

$$\sigma_{\text{st}} = \frac{M_s}{A_s \times \beta_1 \times d} < \bar{\sigma}_{\text{st}} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{bd} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} K_1 \\ \beta_1 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{à partir des tableaux, à l'ELS.}$$

Avec :

$$\bar{\sigma}_{\text{st}} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

• **Vérification de la contrainte dans le béton (Art. A.4.5, 2 /BAEL91) :**

La contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible.

$$\bar{\sigma}_{\text{bc}} = \frac{\sigma_s}{K_1} < \sigma_{\text{bc}} = 0.6 \times f_{c28}$$

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

➤ **Poutres principales**

Zone	localisation	Ms	As	$\rho$	$\beta$	$K_1$	$\sigma_{st}$	$\sigma_{st}^-$	$\sigma_{bc}$	$\sigma_{bc}^-$	A adopte
Zone 1	Travée	18.436	6.03	0.543	0.890	30.45	92.84	348	3.048	15	CV
	Appui	30.041	10.65	0.959	0.863	21.50	88.33	348			
Zone 2	Travée	18.128	6.03	0.543	0.890	30.45	91.29	348	2.998	15	CV
	Appui	31.319	10.65	0.959	0.863	21.50	92.097	348			
Zone 3	Travée	18.1	6.03	0.543	0.890	30.45	91.15	348	2.993	15	CV
	Appui	33.208	10.65	0.959	0.863	21.50	87.876	348			

**Tableau VI.2.7:** Moments à l'ELS.

➤ **Poutres secondaires**

Zone	localisation	Ms	As	$\rho$	$\beta$	$K_1$	$\sigma_{st}$	$\sigma_{st}^-$	$\sigma_{bc}$	$\sigma_{bc}^-$	Condition
Zone 1	Travée	19.706	6.03	0.638	0.883	27.73	115.65	348	4.170	15	CV
	Appui	27.575	10.65	1.109	0.855	19.48	94.63	348			
Zone 2	Travée	25.292	6.03	0.638	0.883	27.73	148.44	348	5.353	15	CV
	Appui	34.81	10.65	1.109	0.855	19.48	119.46	348			
Zone 3	Travée	28.803	6.03	0.638	0.883	27.73	169.04	348	6.095	15	CV
	Appui	38.374	10.65	1.109	0.855	19.48	131.69	348			

**Conclusion :**

	Armature longitudinale	Armature transversale
<b>Poutres principales</b>	Appuis : 3HA16+3HA14	Zone nodale : cad+etr T8
	Travée : 3HA16	Zone courante : cad+etr T8
<b>Poutre secondaires</b>	Appuis : 3HA14+3HA12	Zone nodale : cad+etr T8
	Travée : 3HA16	Zone courante : cad+etr T8

**VI.3. Ferraillage des voiles :**

**VI.3.1 Introduction :**

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et des forces horizontales. 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 au séisme

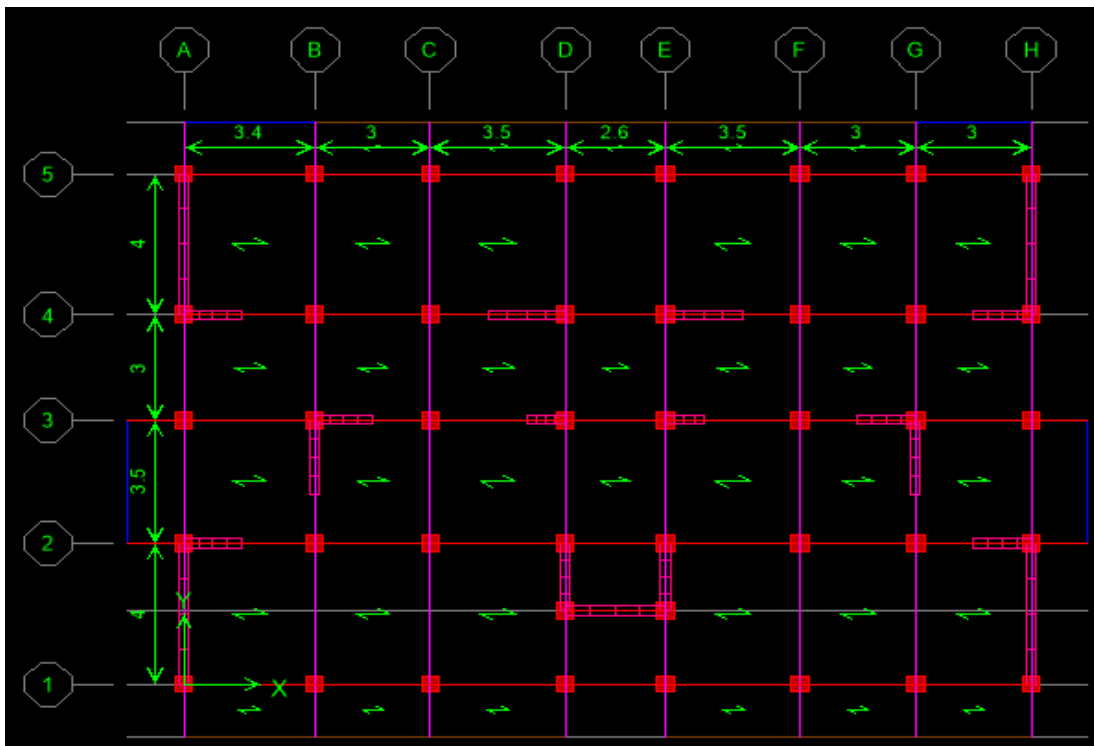
Pour faire face à ces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures :

- Armatures verticales
- Armatures horizontales
- Armatures de montages

Comme pour les poteaux nous allons dans ce cas subdiviser le Bâtiment en 3 zones :

- **Zone I:** RDC, 1<sup>er</sup>, 2<sup>ème</sup>, 3<sup>ème</sup>, 4<sup>ème</sup>, 5<sup>ème</sup> étage
- **Zone II :** 6<sup>ème</sup>, 7<sup>ème</sup>, 8<sup>ème</sup> étage
- **Zone III :** 9<sup>ème</sup>, 10<sup>ème</sup>, 11<sup>ème</sup> étage

Dans notre projet on a introduit les voiles dans les deux directions :



**VI.3.2. Exposé de la méthode :**

La méthode à utiliser pour le ferraillage des voiles est la méthode de **RDM**. Elle consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables.

Les contraintes seront relevées du logiciel ETABS.

Le calcul se fera pour des bandes verticales de largeur (d) :

$$d \leq \min \left( \frac{h_e}{2}, \frac{2}{3} L_c \right) \quad [\text{Art 7.7.4 RPA99/mod2003}]$$

Avec :

- $h_e$ : La hauteur entre nus de plancher du voile considéré.
- $L_c$ : La longueur de la zone comprimée.

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times L$$

- $L$  : longueur du voile.
- $L_t$ : La longueur de la zone tendue.

$$L_t = L - L_c$$

### VI.3.3. Détermination des diagrammes de contraintes :

En fonction des contraintes agissant sur le voile, trois cas peuvent se présenter :

- Section entièrement comprimé (S.E.C)
- Section entièrement tendue (S.E.T)
- Section partiellement comprimé (S.P.C)

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des diagrammes des contraintes obtenues :

#### VI.3.3.1. Détermination des armatures :

##### a. Armatures verticales :

Section	Diagramme des contraintes	L'effort normal $N_i$	L'effort normal $N_{i+1}$
S.E.C		$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$	$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$
S.E.T		$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$	$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$
S.P.C		$N_i = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \times d \times e$	$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e$

Tableau VI.3.1 : Tableau des armatures verticales

Armatures verticales	
S.E.C	$A_{vi} = \frac{N_i - B_i \times f_{t28}}{\sigma_s}$
S.E.T	$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$
S.P.C	$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$

Les armatures verticales du dernier niveau doivent comporter des crochets à la partie supérieure, la jonction des armatures des autres niveaux se fait par simple recouvrement (sans crochets).

On peut concentrer les armatures à l'extrémité du voile. L'espacement des armatures verticales doit être réduit de moitié sur une distance  $\left[\frac{L}{10}\right]$  de chaque extrémité et il doit être au plus égale à 15 cm.

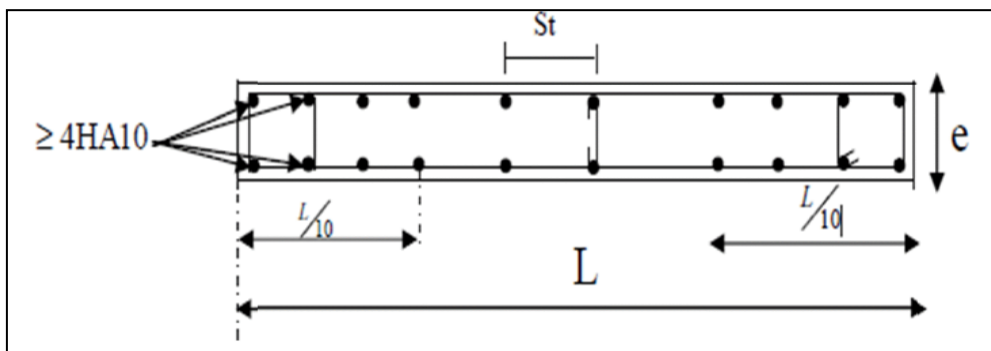


FIGURE VI.3.1: Disposition des armatures verticales dans les voiles

Les barres verticales des zones extrêmes, sont ligaturées par des cadres horizontaux dont l'espacement est inférieur à l'épaisseur du voile formant ainsi des potelets.

**b. Armatures minimales :**

- **Compression simple (Art A.8.1; 21 /BAEL91 modifié99) :**

- $A_{min} > 4\text{cm}^2/\text{ml}$ , par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à la direction de ces armatures.
  - $0,2\% \leq \frac{A_{min}}{B} \leq 0,5\%$

Avec :

B : section du béton comprimée.

- **Traction simple (Art A.4.2.1/ BAEL91 modifié99):**

$$\blacksquare A_{\min} \geq \frac{B \times f_{t28}}{f_e}$$

Avec :

$$B : \text{section du béton tendue} \quad B = d \times e$$

Le pourcentage minimum des armatures verticales de la zone tendue doit rester au moins égale à 0,2 % de la section horizontale du béton tendu (**Art.7.7.4.1 RPA 99/2003**).

$$\blacksquare A_{\min} \geq 0.2\%B$$

**c. Armatures horizontales :**

- **D’après le BAEL :**

$$A_H = \frac{A_V}{4}$$

Avec :

$A_V$ : Section des armatures verticales.

- **D’après le RPA :**

Les armatures horizontales doivent être munies des crochets à 135° ayant une longueur de 10Ø. (**Art 7.7.4.2 RPA99/2003**).

Les armatures horizontales sont disposées vers l’extérieur dans chaque nappe d’armatures.

**d. règles communes du RPA pour les armatures verticales et horizontales (Art 7.7.4.3 RPA99/2003) :**

- Le pourcentage minimum d’armatures verticales et horizontales est donné comme suit :
  - $A_V$  et  $A_H > 0,15\%B$ .....Globalement dans la section du voile.
  - $A_V$  et  $A_H > 0,10\%B$ .....en zone courante.

Avec :

B: section du béton.

- **Espacement :**

L’espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$\begin{cases} S_t \leq 1,5a \\ S_t \leq 30\text{cm} \end{cases} \quad \text{Avec : } a=25\text{cm : épaisseur du voile.}$$

Dans notre cas :

$$S_t \leq \min \{37.5 \text{ cm} , 30\text{cm}\} \longrightarrow S_t \leq 30 \text{ cm}$$

- **Longueur de recouvrement**

Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

- 40Ø pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.

- 20∅ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

• **Diamètre maximale :**

Le diamètre utilisé pour les armatures verticales et horizontales à l'exception des armatures des potelets doit être inférieur ou égale au  $\frac{1}{10}$ ème de l'épaisseur du voile.

$$\emptyset \leq 0,1a = 0,1 \times 250 = 25\text{mm.}$$

**e. Armatures transversales :**

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends, Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles (au moins 4 épingles par  $\text{m}^2$ ), dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression.

**d. 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 :

$$A_{Vj} = 1,1 \frac{\bar{V}}{f_e}$$

Avec :

$$\bar{V} = 1,4V_u$$

$V_u$ : 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.**

**VI.3.4. Les vérifications :**

• **Vérification de la contrainte dans le béton à l'ELS :**

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B+15 \times A} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28}$$

Avec :

$N_s$  : L'effort normal appliqué.

$B$  : section du béton.

$A$  : section des armatures adoptées (verticales).

$\bar{\sigma}_b$  : Contrainte admissible.

• **Vérification de la contrainte limite de cisaillement :**

- **D'après (Art A.5.1.21 BAEL91/ modifié 99):**

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

Avec :

$$\bar{\tau}_u : \text{Contrainte limite de cisaillement} \quad \bar{\tau}_u = \min \left( 0,15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPA} \right)$$

- **D'après (Art 7.7.2 RPA 99/2003):**

$$\tau_u = \frac{\bar{V}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0.2f_{c28}$$

Avec :

$$\bar{V} = 1,4V_u$$

$V_u$  : Effort tranchant calculé au niveau considéré.

$b$  : Epaisseur du voile.

$d$  : Hauteur utile ( $d=0,9 h$ ).

$h$  : Hauteur totale de la section brute.

### VI.3.5. Exemple de calcul :

Soit à calculer le ferraillage d'un voile transversal  $L=4m$  sur la zone 1. (VT1)

#### a. Caractéristiques géométriques :

L(m)	e(m)	B (m <sup>2</sup> )	I (m <sup>4</sup> )
4	0,25	1.00	1.33

Tableau VI.3.2 : 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 :

- $\sigma_{\max} = 4171.270\text{KN/m}^2$
- $\sigma_{\min} = -8040.050\text{KN/m}^2$

#### c. Largeur de la zone comprimée « $L_c$ » et de la zone tendue « $L_t$ » :

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times L = \frac{4171.270}{4171.270 + 8040.050} \times 4 = 1.37\text{m}$$

$$L_t = L - L_c = 4 - 1.37 = 2.63\text{m}$$

#### d. Calcul « $d$ » :

Le découpage du diagramme est en deux bandes de longueur (d):

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}, \frac{2}{3}L_c\right) = \left(\frac{2,71}{2}; \frac{2}{3} \times 1,37\right) = \min(2.115; 0.88) = 0.91\text{m}$$

$$\text{Avec : } h_e = h_{\text{étage}} - h_{\text{poutre}} = 4.58 - 0,35 = 4.23\text{m}$$

#### Détermination de N :

Pour la zone tendue :

$$\frac{\sigma_{\max}}{L_t} = \frac{\sigma_1}{L_t - d}$$

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_{\max(L_t-d)}}{L_t} = \frac{4171.27(2.63 - 0.91)}{2.63} = 2728.535 \text{KN/m}^2$$

$$N_1 = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d1 \times e = \frac{4171.27 + 2728.535}{2} \times 0.91 \times 0.25 = 785.64 \text{KN}$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \times d2 \times e = \frac{2728.535}{2} \times 1.72 \times 0.25 = 587.57 \text{KN}$$

e. Calcul des armatures verticales :

1<sup>ere</sup> bande :  $A_{V1} = \frac{N_1}{\sigma_s} = \frac{785.64}{400 \times 10^{-1}} = 19.64 \text{ cm}^2$

2<sup>eme</sup> bande :  $A_{V2} = \frac{N_2}{\sigma_s} = \frac{587.57}{400 \times 10^{-1}} = 14.69 \text{ cm}^2$

f. Les armatures de coutures :

$$A_{Vj} = 1,1 \frac{T}{f_e} = 1,1 \times \frac{670.76 \times 1,4}{400 \times 10^{-1}} = 25.82 \text{ cm}^2$$

g. Armatures minimales :

$$A_{\min} \geq \max\left(\frac{d \times e \times f_{t28}}{f_e}; 0,2\%B\right)$$

$$= \max\left(\frac{91 \times 25 \times 2,1}{400}; 0,002 \times 172 \times 25\right)$$

$$A_{\min} = \max(11.96; 8.6) = 11.96 \text{ cm}^2$$

Calcul des sections totales :

- $A_1 = A_{V1} + \frac{A_{Vj}}{4} = (19.64) + \left(\frac{25.82}{4}\right) = 26.10 \text{ cm}^2 / \text{ bande}$
- $A_2 = A_{V2} + \frac{A_{Vj}}{4} = (14.69) + \left(\frac{25.82}{4}\right) = 21.15 \text{ cm}^2 / \text{ bande}$

Ferrailage adopté :

	Section total	Ferrailage adoptée	Espacement
1 <sup>er</sup> bande	$A_1=26.10 \text{ cm}^2$	$2 \times 10 \text{ HA}14=30.78 \text{ cm}^2$	$S_t=10 \text{ cm}$
2 <sup>ème</sup> bande	$A_2=21.15 \text{ cm}^2$	$2 \times 10 \text{ HA}12=22,62 \text{ cm}^2$	$S_t=16 \text{ cm}$

Tableau VI.3.3 : Ferrailage adopté.

**h. Armatures horizontales :**

- D'après le BAEL 91 :  $A_H = \frac{A_v}{4} = \frac{30.78}{4} = 7.695 \text{ cm}^2$
- D'après le RPA:  $A_H \geq 0,15\%B = 0,0015 \times 25 \times 400 = 15 \text{ cm}^2$

On prend :  $A_H = 15 \text{ cm}^2$

Soit :  $2 \times 5\text{HA}14 = 15.4 \text{ cm}^2 / 1\text{m}$  de hauteur ; avec  $S_H = 20 \text{ cm}$ .

**i. Armatures transversales :**

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au minimum par (04) épingle au mètre carré soit avec **HA8. (4HA8)**

**j. Les vérifications :**

- **Vérification des espacements :**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S_t \leq \min\{1,5 e, 30 \text{ cm}\} = 30 \text{ cm}$$

$S_t = 20\text{cm}$  et  $25\text{cm}$  ..... **Condition vérifiée.**

$S_h = 20\text{cm}$ ..... **Condition vérifiée.**

- **Vérification de la contrainte dans le béton à l'ELS :**

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15 \times A_v} = \frac{2046.06 \times 10^3}{10000 + 15 \times 30.78 \times 10^4} = 0,44 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 0,44 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$  ..... **Condition vérifiée.**

- **Vérification des contraintes de cisaillement :**

**Selon le RPA 2003**

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot d} = \frac{1,4 \times 670.76 \times 10^3}{0.25 \times 0,9 \times 4 \times 10^6} = 1.04 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_b = 0,2f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

$\tau_b = 1.04 \text{ MPa} < \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa}$ ..... **Condition vérifiée.**

- **D'après le BAEL 91 :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{670.76 \times 10^3}{0.25 \times 0,9 \times 4 \times 10^6} = 0.74 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left( 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) = 3.26 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0.74 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.26 \text{ MPa}$ ..... **Condition vérifiée.**

Le ferraillage de tous les voiles dans chaque zone est résumé dans les tableaux suivant :

Caractéristiques géométriques	Zone		I	II	III
	hpoutre(m)		0,35	0,35	0,35
	hauteur etage (m)		4,58	3,06	3,06
	L (m)		4,00	4,00	4,00
	e (m)		0,25	0,25	0,25
	B (m <sup>2</sup> )		1	1	1
	He		4,580	3,060	3,060
h		4,23	2,71	2,71	
Solicitation de calcul	T(kN)		670.76	390.46	240.83
	N <sub>ser</sub> (kN)		2046.064	1095.59	586.73
	Vu (kN)		939.064	546.644	337.162
	$\sigma_{max}$ (kN/m <sup>2</sup> )		4171.270	3522.560	2200.83
	$\sigma_{min}$ (kN/m <sup>2</sup> )		-8040.050	-5646.060	-4113.110
	Nature de la section		<b>SPC</b>	<b>SPC</b>	<b>SPC</b>
	$\sigma_{s acc}$ (kN/m <sup>2</sup> )		400,00	400,00	400,00
	L <sub>c</sub>		1.37	1.54	1.39
	L <sub>t</sub>		2.63	2.46	2.61
	d		0.91	1.02	0.93
	d <sub>adopté</sub>		0.91	1.02	0.93
	d <sub>2</sub> = L <sub>t</sub> - d <sub>adopté</sub>		1.72	1.44	1.68
	$\sigma_1$		2728.535	2057.417	1415.755
	N <sub>1</sub>		785.64	714.60	420.21
N <sub>2</sub>		587.57	370.00	296.64	
Armatures verticales	A <sub>v1</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )		19.64	17.387	10.51
	A <sub>v2</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )		14.69	9.25	7.42
	A <sub>vi</sub> (cm <sup>2</sup> )		25.82	15.03	9.27
	A'v1/bande/nappe		26.10	21.62	12.82
	A'v2/bande/nappe		21.15	13.01	9.73
Armatures minimales	A <sub>min</sub> /bande/nappe (cm <sup>2</sup> )		11.96	13.45	12.20
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A'v1 adopté (cm <sup>2</sup> )		30.78	22.62	15.71
	A'v2 adopté (cm <sup>2</sup> )		22.62	15.71	15.71
	Choix de A (cm <sup>2</sup> )	Bande 1	2*10HA14	2*10HA12	2*10HA10
	Choix de A (cm <sup>2</sup> )	Bande 2	2*10HA12	2*10HA10	2*10HA10
	Stmax		30	30	30
Espacement	Espacement (cm)	Bande 1	10	10	10
	Espacement (cm)	Bande 2	16	16	16
Armatures horizontales	AH /nappe (cm <sup>2</sup> )		7,69	5,67	3,93
	AH adopté (cm <sup>2</sup> )		15,4	15,4	15,4
	choix de la section		2*5HA14	2*5HA14	2*5HA14
Armatures transversales	Espacement st(cm)		25	25	25
	At adoptées		4 épingles HA8/m <sup>2</sup>		
Vérification des constructions	$\bar{\tau}_h = 5 MPa$	$\tau_b$	1.04	0.60	0.37
	3.26 Mpa	$\tau_u$	0.74	0.43	0.26
	$\bar{\sigma}_h = 15 MPa$	$\sigma_{bc}$	0.44	0.32	0.25

Tableau VI.3.4 : ferrailage des voiles transversaux (VT1) = 4m

Caractéristiques géométriques	Zone		I	II	III
	hpoutre(m)		0,35	0,35	0,35
	hauteur etage (m)		4,58	3,06	3,06
	L (m)		2.10	2.10	2.10
	e (m)		0,25	0,25	0,25
	B (m²)		0.525	0.525	0.525
	He		4,580	3,060	3,060
	h		4,23	2,71	2,71
Solicitation de calcul	T(kN)		297.89	196.39	146.520
	N <sub>ser</sub> (kN)		1345.64	864.08	417.99
	Vu (kN)		417.046	274.946	205.128
	σ <sub>max</sub> (kN/m²)		3337.460	1579.610	1380.860
	σ <sub>min</sub> (kN/m²)		-9805.810	-4886.830	-4726.480
	Nature de la section		<b>SPC</b>	<b>SPC</b>	<b>SPC</b>
	σ <sub>s acc</sub> (kN/m²)		400,00	400,00	400,00
	L <sub>c</sub>		0.53	0.51	0.47
	L <sub>t</sub>		1.57	1.59	1.63
	d		0.36	0.34	0.32
	d <sub>adopté</sub>		0.36	0.34	0.32
	d <sub>2</sub> = L <sub>t</sub> - d <sub>adopté</sub>		1.21	1.25	1.31
	σ <sub>1</sub>		2580.178	1239.216	1111.911
	N <sub>1</sub>		262.97	120.50	89.63
	N <sub>2</sub>		390.65	192.86	181.89
Armatures verticales	A <sub>v1</sub> /bande (cm²)		6.57	3.01	2.47
	A <sub>v2</sub> /bande (cm²)		9.77	4.82	4.55
	A <sub>vi</sub> (cm²)		11.47	7.56	4.49
	A'v1/bande/nappe		9.44	4.90	3.88
	A'v2/bande/nappe		12.63	6.71	5.96
Armatures minimales	A <sub>min</sub> /bande/nappe (cm²)		4.67	4.49	4.15
Ferraillage adopté pour les armatures verticales	A'v1 adopté (cm²)		11	11	11
	A'v2 adopté (cm²)		15.83	11	11
	Choix de A (cm²)	Bande 1	2*7HA10	2*7HA10	2*7HA10
	Choix de A (cm²)	Bande 2	2*7HA12	2*7HA10	2*7HA10
	Stmax		30	30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	5	5	5
	Espacement (cm)	Bande 2	16	16	16
Armatures	AH /nappe (cm2)		3.97	2.75	2.75
	AH adopté (cm2)		9.42	9.42	9.42
	choix de la section		2*6HA10	2*6HA10	2*6HA10
	Espacement st(cm)		25	25	25
	At adoptées		4 épingles HA8/m²		
Vérifion des constructions	$\bar{\tau}_b = 5 MPa$	τ <sub>b</sub>	0.99	0.58	0.43
	3.26 Mpa	τ <sub>u</sub>	0.63	0.41	0.31
	$\bar{\sigma}_b = 15 MPa$	σ <sub>bc</sub>	0.57	0.52	0.25

Tableau VI.3.5 : ferraillage des voiles transversaux (VT2)=2.1m

Caractéristiques géométriques	Zone		I	II	III
	hpoutre(m)		0,35	0,35	0,35
	hauteur etage (m)		4,58	3,06	3,06
	L (m)		1.91	1.91	1.91
	e (m)		0,25	0,25	0,25
	B (m <sup>2</sup> )		0.4775	0.4775	0.4775
	He		4,580	3,060	3,060
	h		4,23	2,71	2,71
Solicitation de calcul	T(kN)		182.49	140.25	119.50
	N <sub>ser</sub> (kN)		984.83	670.79	360.23
	Vu (kN)		255.486	196.35	167.30
	σ <sub>max</sub> (kN/m <sup>2</sup> )		2922.370	2545.920	1514.18
	σ <sub>min</sub> (kN/m <sup>2</sup> )		-8901.070	-7018.700	-2247.39
	Nature de la section		<b>SPC</b>	<b>SPC</b>	<b>SPC</b>
	σ <sub>S acc</sub> (kN/m <sup>2</sup> )		400,00	400,00	400,00
	L <sub>c</sub>		0.74	0.51	0.77
	L <sub>t</sub>		1.44	1.40	1.14
	d		0.31	0.34	0.51
	d <sub>adopté</sub>		0.31	0.34	0.51
	d <sub>2</sub> = L <sub>t</sub> - d <sub>adopté</sub>		1.12	1.06	0.63
	σ <sub>1</sub>		2282.728	1930.259	834.06
	N <sub>1</sub>		204.77	189.64	150.45
N <sub>2</sub>		320.49	256.40	65.53	
Armatures verticales	A <sub>v1</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )		5.12	4.74	3.67
	A <sub>v2</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )		8.01	6.41	1.64
	A <sub>vi</sub> (cm <sup>2</sup> )		7.03	2.74	4.60
	A'v1/bande/nappe		6.88	6.09	4.91
	A'v2/bande/nappe		9.77	7.76	2.79
Armat. minimales	A <sub>min</sub> /bande/nappe (cm <sup>2</sup> )		4.13	4.45	6.73
Ferraillage adopté pour les armatures verticales	A'v1 adopté (cm <sup>2</sup> )		9.42	9.42	9.42
	A'v2 adopté (cm <sup>2</sup> )		13.57	9.42	9.42
	Choix de A (cm <sup>2</sup> )	Bande 1	2*6HA10	2*6HA10	2*6HA10
	Choix de A (cm <sup>2</sup> )	Bande 2	2*6HA12	2*6HA10	2*6HA10
	Stmax		30	30	30
Espacement	Espacement (cm)	Bande 1	5	5	5
	Espacement (cm)	Bande 2	18	18	18
Armat. horizontales	AH /nappe (cm <sup>2</sup> )		3.39	2.36	2.36
	AH adopté (cm <sup>2</sup> )		9.42	9.42	9.42
	choix de la section		2*6HA10	2*6HA10	2*6HA10
Armat. transversales	Espacement st(cm)		25	25	25
	At adoptées		4 épingles HA8/m <sup>2</sup>		
Vérification des constructions	$\bar{\tau}_b = 5 MPa$	τ <sub>b</sub>	0.59	0.46	0.39
	3.26 Mpa	τ <sub>u</sub>	0.42	0.33	0.28
	$\bar{\sigma}_b = 15 MPa$	σ <sub>bc</sub>	0.48	0.47	0.25

Tableau VI.3.6 : ferraillage des voiles transversaux (VT3) = 1.91m

Caractéristiques géométriques	Zone		I	II	III
	hpoutre(m)		0,35	0,35	0,35
	hauteur etage (m)		4,58	3,06	3,06
	L (m)		2.00	2.00	2.00
	e (m)		0,25	0,25	0,25
	B (m <sup>2</sup> )		0.5	0.5	0.5
	He		4,580	3,060	3,060
	h		4,23	2,71	2,71
Solicitation de calcul	T(kN)		285.12	188.06	127.57
	N <sub>ser</sub> (kN)		1242.31	700.17	377.31
	Vu (kN)		399.168	263.284	178.598
	σ <sub>max</sub> (kN/m <sup>2</sup> )		3180.510	1499.970	937.520
	σ <sub>min</sub> (kN/m <sup>2</sup> )		-7428.370	-3644.120	-2782.770
	Nature de la section		<b>SPC</b>	<b>SPC</b>	<b>SPC</b>
	σ <sub>s acc</sub> (kN/m <sup>2</sup> )		400,00	400,00	400,00
	L <sub>c</sub>		0.60	0.58	0.50
	L <sub>t</sub>		1.40	1.42	1.50
	d		0.40	0.39	0.34
	d <sub>adopté</sub>		0.40	0.39	0.34
	d <sub>2</sub> = L <sub>t</sub> - d <sub>adopté</sub>		1.00	1.03	1.16
	σ <sub>1</sub>		2272.671	1088.364	726.952
	N <sub>1</sub>		272.47	125.79	69.91
N <sub>2</sub>		284.28	139.86	105.41	
Armatures verticales	A <sub>v1</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )		6.81	3.14	1.75
	A <sub>v2</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )		7.11	3.50	2.64
	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )		10.98	0.81	4.91
	A'v1/bande/nappe		9.56	4.95	2.98
	A'v2/bande/nappe		9.85	5.31	3.86
Armatures minimales	A <sub>min</sub> /bande/nappe (cm <sup>2</sup> )		5.25	5.10	4.05
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A'v1 adopté (cm <sup>2</sup> )		13.57	9.42	9.42
	A'v2 adopté (cm <sup>2</sup> )		13.57	9.42	9.42
	Choix de A (cm <sup>2</sup> )	Bande 1	2*6HA12	2*6HA10	2*6HA10
	Choix de A (cm <sup>2</sup> )	Bande 2	2*6HA12	2*6HA10	2*6HA10
	Stmax		30	30	30
Espacement	Espacement (cm)	Bande 1	5	5	5
	Espacement (cm)	Bande 2	15	15	15
Armatures horizontales	AH /nappe (cm <sup>2</sup> )		2.36	2.36	2.36
	AH adopté (cm <sup>2</sup> )		10,99	8,635	8,635
	choix de la section		14HA10	11HA10	11HA10
Armatures transversales	Espacement st(cm)		25	25	25
	At adoptées		4 épingles HA8/m <sup>2</sup>		
Vérification des constructions	$\bar{\tau}_b = 5 MPa$	τ <sub>b</sub>	0.88	0.59	0.40
	3.26 Mpa	τ <sub>u</sub>	0.63	0.42	0.28
	$\bar{\sigma}_b = 15 MPa$	σ <sub>bc</sub>	0.88	0.49	0.27

Tableau VI.3.7 : ferraillage des voiles transversaux (VL1) = 2m

Caractéristiques géométriques	Zone		I	II	III
	hpoutre(m)		0,35	0,35	0,35
	hauteur etage (m)		4,58	3,06	3,06
	L (m)		1.50	1.50	1.50
	e (m)		0,25	0,25	0,25
	B (m <sup>2</sup> )		0.375	0.375	0.753
	He		4,580	3,060	3,060
	h		4,23	2,71	2,71
Sollicitation de calcul	T(kN)		161.3	130.9	109.9
	N <sub>ser</sub> (kN)		958.78	510.49	267.12
	Vu (kN)		225.82	183.26	153.86
	$\sigma_{max}$ (kN/m <sup>2</sup> )		1988.140	1794.460	1365.030
	$\sigma_{min}$ (kN/m <sup>2</sup> )		-8034.890	-7410.030	-4215.430
	Nature de la section		<b>SPC</b>	<b>SPC</b>	<b>SPC</b>
	$\sigma_{s acc}$ (kN/m <sup>2</sup> )		400,00	400,00	400,00
	L <sub>c</sub>		0.30	0.29	0.37
	L <sub>t</sub>		1.20	1.21	1.13
	d		0.20	0.19	0.24
	d <sub>adopté</sub>		0.20	0.19	0.24
	d <sub>2</sub> = L <sub>t</sub> - d <sub>adopté</sub>		1.00	1.02	0.89
	$\sigma_1$		1660.179	1504.755	1065.223
	N <sub>1</sub>		90.46	80.40	73.66
N <sub>2</sub>		208.37	190.47	118.71	
Armatures verticales	A <sub>v1</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )		2.26	2.02	1.84
	A <sub>v2</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )		5.21	4.77	2.97
	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )		6.21	5.04	4.23
	A'v1/bande/nappe		3.81	3.28	2.90
	A'v2/bande/nappe		6.76	6.02	4.03
Armatures minimales	A <sub>min</sub> /bande/nappe (cm <sup>2</sup> )		2.60	2.56	3.19
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A'v1 adopté (cm <sup>2</sup> )		7.85	7.85	7.85
	A'v2 adopté (cm <sup>2</sup> )		11.31	7.85	7.85
	Choix de A (cm <sup>2</sup> )	Bande 1	2*5HA10	2*5HA10	2*5HA10
	Choix de A (cm <sup>2</sup> )	Bande 2	2*5HA12	2*5HA10	2*5HA10
	Stmax		30	30	30
Espacement (cm)	Bande 1		5	5	5
	Bande 2		20	20	20
Armatures horizontales	AH /nappe (cm <sup>2</sup> )		2.82	1.96	1.96
	AH adopté (cm <sup>2</sup> )		8.635	8,635	8,635
	choix de la section		11HA10	11HA10	11HA10
Armatures transversales	Espacement st(cm)		25	25	25
	At adoptées		4 épingles HA8/m <sup>2</sup>		
Vérification des constructions	$\bar{\tau}_h = 5 MPa$	$\tau_b$	0.67	0.54	0.64
	3.26 Mpa	$\tau_u$	0.48	0.39	0.34
	$\bar{\sigma}_h = 15 MPa$	$\sigma_{bc}$	0.56	0.43	0.27

Tableau VI.3.8 : ferrailage des voiles transversaux (VL3 , VL4) = 1.5m

Caractéristiques géométriques	Zone		I	II	III
	hpoutre(m)		0,35	0,35	0,35
	hauteur etage (m)		4,58	3,06	3,06
	L (m)		1.00	1.00	1.00
	e (m)		0,25	0,25	0,25
	B (m <sup>2</sup> )		0.25	0.25	0.25
	He		4,580	3,060	3,060
	h		4,23	2,71	2,71
Solicitation de calcul	T(kN)		152.87	130.03	111.75
	N <sub>ser</sub> (kN)		670.23	363.73	199.67
	Vu (kN)		214.018	182.042	156.450
	$\sigma_{max}$ (kN/m <sup>2</sup> )		1866.800	1252.430	1188.290
	$\sigma_{min}$ (kN/m <sup>2</sup> )		-5787.43	-3257.30	-2501.02
	Nature de la section		<b>SPC</b>	<b>SPC</b>	<b>SPC</b>
	$\sigma_{s acc}$ (kN/m <sup>2</sup> )		400,00	400,00	400,00
	L <sub>c</sub>		0.24	0.28	0.32
	L <sub>t</sub>		0.76	0.72	0.68
	d		0.16	0.19	0.21
	d <sub>adopté</sub>		0.16	0.19	0.21
	d <sub>2</sub> = L <sub>t</sub> - d <sub>adopté</sub>		0.59	0.54	0.46
	$\sigma_1$		1465.362	931.391	811.901
	N <sub>1</sub>		67.72	50.54	53.69
	N <sub>2</sub>		108.71	62.54	47.01
Armatures verticales	A <sub>v1</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )		1.69	1.26	1.34
	A <sub>v2</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )		2.72	1.56	1.18
	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )		5.89	5.01	4.30
	A'v1/bande/nappe		3.16	2.52	2.42
	A'v2/bande/nappe		4.19	2.81	2.25
Armatures minimales	A <sub>min</sub> /bande/nappe (cm <sup>2</sup> )		2.13	2.43	2.82
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A'v1 adopté (cm <sup>2</sup> )		6.28	6.28	6.28
	A'v2 adopté (cm <sup>2</sup> )		6.28	6.28	6.28
	Choix de A (cm <sup>2</sup> )	Bande 1	2*4HA10	2*4HA10	2*4HA10
	Choix de A (cm <sup>2</sup> )	Bande 2	2*4HA10	2*4HA10	2*4HA10
	Stmax		30	30	30
Espacement	Espacement (cm)	Bande 1	4	4	4
	Espacement (cm)	Bande 2	15	15	15
Armatures horizontales	AH /nappe (cm <sup>2</sup> )		1.57	1.57	1.57
	AH adopté (cm <sup>2</sup> )		8.635	8,635	8,635
	choix de la section		11HA10	11HA10	11HA10
Armatures transversales	Espacement st(cm)		25	25	25
	At adoptées		4 épingles HA8/m <sup>2</sup>		
Vérification des constructions	$\bar{\tau}_h = 5 MPa$	$\tau_b$	0.95	0.80	0.69
	3.26 Mpa	$\tau_u$	0.68	0.58	0.49
	$\bar{\sigma}_b = 15 MPa$	$\sigma_{bc}$	0.71	0.39	0.21

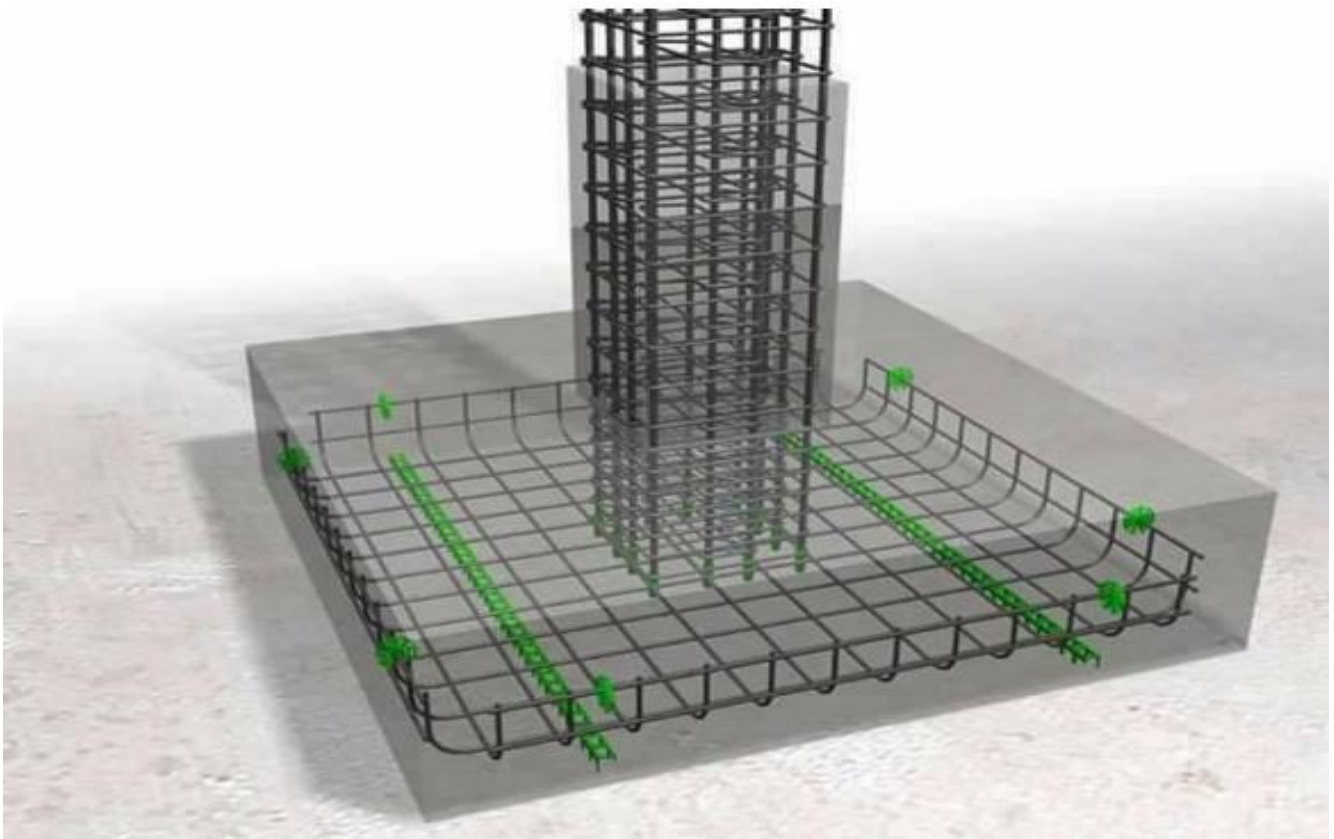
Tableau VI.3.9 : ferrailage des voiles transversaux (VL2) = 1m

Caractéristiques géométriques	Zone		I	II	III
	hpoutre(m)		0,35	0,35	0,35
	hauteur etage (m)		4,58	3,06	3,06
	L (m)		2.6	2.6	2.6
	e (m)		0,25	0,25	0,25
	B (m <sup>2</sup> )		0.65	0.65	0.65
	He		4,580	3,060	3,060
	h		4,23	2,71	2,71
Sollicitation de calcul	T(kN)		376.5	292.1	189.6
	N <sub>ser</sub> (kN)		1320.16	734.92	453.17
	V <sub>u</sub> (kN)		527.100	408.940	265.440
	σ <sub>max</sub> (kN/m <sup>2</sup> )		3950.060	3130.300	2301.650
	σ <sub>min</sub> (kN/m <sup>2</sup> )		-8041.490	-5014.300	-4327.050
	Nature de la section		<b>SPC</b>	<b>SPC</b>	<b>SPC</b>
	σ <sub>s acc</sub> (kN/m <sup>2</sup> )		400,00	400,00	400,00
	L <sub>c</sub>		0.86	1.00	0.90
	L <sub>t</sub>		1.74	1.60	1.70
	d		0.57	0.67	0.60
	d <sub>adopté</sub>		0.57	0.67	0.60
	d <sub>2</sub> = L <sub>t</sub> - d <sub>adopté</sub>		1.17	0.93	1.10
	σ <sub>1</sub>		2656.521	1827.599	1485.452
	N <sub>1</sub>		471.52	412.97	284.91
N <sub>2</sub>		389.37	213.46	203.39	
Armatures verticales	A <sub>v1</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )		11.79	10.32	7.12
	A <sub>v2</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )		9.73	5.34	5.08
	A <sub>vi</sub> (cm <sup>2</sup> )		14.50	1.05	7.30
	A'v1/bande/nappe		15.41	13.13	8.95
	A'v2/bande/nappe		13.36	8.15	6.91
Armatures minimales	A <sub>min</sub> /bande/nappe (cm <sup>2</sup> )		7.49	8.74	7.90
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A'v1 adopté (cm <sup>2</sup> )		15.83	15.85	11
	A'v2 adopté (cm <sup>2</sup> )		15.83	11	11
	Choix de A (cm <sup>2</sup> )	Bande 1	2*7HA12	2*7HA12	2*7HA10
	Choix de A (cm <sup>2</sup> )	Bande 2	2*7HA12	2*7HA10	2*7HA10
	Stmax		30	30	30
Espacement	Espacement (cm)	Bande 1	10	10	10
	Espacement (cm)	Bande 2	16	16	16
Armatures horizontales	AH /nappe (cm <sup>2</sup> )		3.95	3.95	2.75
	AH adopté (cm <sup>2</sup> )		10,99	10,99	8,635
	choix de la section		14HA10	14HA10	11HA10
Armatures transversales	Espacement st(cm)		25	25	25
	At adoptées		4 épingles HA8/m <sup>2</sup>		
Vérification des constructions	$\bar{\tau}_b = 5 MPa$	τ <sub>b</sub>	0.90	0.69	0.45
	3.26 Mpa	τ <sub>u</sub>	0.64	0.50	0.32
	$\bar{\sigma}_b = 15 MPa$	σ <sub>bc</sub>	0.55	0.31	0.27

Tableau VI.3.10 : ferrailage des voiles transversaux (VL5) = 2.6m

## CHAPITRE VII :

## ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE



### Introduction

On appelle fondation, la partie d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise auquel sont transmises toutes les charges permanentes et variables supportées par cet ouvrage.

Les fondations doivent reprendre les charges supportées par la structure et les transmettre au sol dans de bonnes conditions de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.

On distingue **trois** types de fondation selon leurs modes d'exécution et selon la résistance aux sollicitations extérieures :

✓ **Fondations superficielles :**

Elles sont utilisables pour les sols de bonne capacité portante, elles permettent la transmission directe des efforts au sol, cas des semelles isolées, semelles filantes, radiers.

✓ **Fondation semi profondes :**

Ces semelles sont utilisées lorsque les couches de terrain capables de reprendre les charges et les surcharges de la construction.

On peut citer :

- **Les puits** : qui sont des piliers de section rectangulaire ou circulaire, réalisés en gros béton, sollicités en tête par des semelles isolées armées destinées à répartir les charges de la structure.

✓ **Fondations profondes :**

Elles sont utilisées pour des sols de faible capacité portante lorsque la couche de sol pouvant supporter la charge de la structure se trouve à une profondeur supérieure à **5 m**, on distingue :

- **Les pieux** : qui sont des colonnes en béton armé, réalisées in situ ou préfabriquées introduites, dans des forages dans le sol.

**1) Différentes fonctions des fondations :**

- Assurer la stabilité de l'ouvrage.
- Eviter les glissements de l'ouvrage pour les constructions réalisées sur un terrain en pente.
- Eviter le déplacement de l'ouvrage sous l'action des forces horizontales ou obliques appliquées à la structure (vent, séisme.....etc.).
- Limitation des tassements compatibles.

**2) Etude de sol :**

Une étude préalable du sol a donné la valeur  $0,36 \text{ MPa} = 3.6 \text{ bars}$  pour la contrainte admissible du sol (3.6 bar)

**1. a. Choix du type de fondation :**

Le choix du type de fondation est conditionné par les critères suivants :

- La nature de l'ouvrage à fonder : pont, 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 œuvre des fondations : terrain sec, présence d'eau, ...
- Le type d'entreprise : matériel disponible et compétences, ...
- Le coût des fondations : facteur important mais non décisif.

### 1.b. Origines des accidents pouvant survenir aux fondations :

Les accidents survenus aux fondations sont souvent liés aux mauvais choix du type de fondations et même à l'entreprise qui les avait réalisés.

#### Les fondations superficielles :

- Fondations assises sur des remblais non stabilisés
- Fondations ayant souffert de présence d'eau dans le sol (nappe phréatique,...)
- Fondations hétérogènes (terrain, type de fondation,...)
- Fondations réalisées en mitoyenneté avec des bâtiments existants (sol décomprimé, règles des 3/2,...)
- Fondations réalisées sur des sols trop compressibles.
- Fondations réalisées à une profondeur trop faible (hors gel non conforme,..)
- Fondations réalisées sur des sols instables (terrain incliné, éboulement,...)
- Environ 85% des accidents sont dus à la méconnaissance des caractéristiques des sols ou à des interprétations erronées des reconnaissances.

#### Les fondations profondes :

- L'essentiel des sinistres rencontrés sur ce type de fondations est une reconnaissance des sols incomplets ou une mauvaise interprétation des reconnaissances.
- Erreurs lors de l'exécution.
- Détérioration des pieux ou puits (présence d'eaux agressives...)

### 1.c. Conclusion :

Il est vivement conseillé de faire réaliser une étude de sol avant de commencer l'étude des fondations. L'étude de sol peut faire des économies sur le type de fondations elle peut préconiser le déplacement du bâtiment vers une zone plus saine du terrain. Il est bien entendu cette étude sera faite avant même le dépôt de permis de construire et que la surface du terrain le permet.

Pour notre structure le choix du type de fondation se portera entre les semelles filantes et le radier, ce dernier type de fondation est recommandé pour les sols de faible résistance ou lorsque la somme des surfaces des fondations dépasse la moitié de la surface bâtie de l'ouvrage, à fin de faciliter les travaux.

### VII.1. Semelles filantes :

#### a. Semelles filantes sous voiles :

Elles sont dimensionnées à l'ELS sous l'effort : + Q

La largeur B de la semelle est déterminée par la formule suivante :

$$\frac{N_{ser}}{S} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow \frac{G+Q}{B.L} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow B \geq \frac{G+Q}{\sigma_{sol} L}$$

**Avec :**

B : La largeur de la semelle.

L : Longueur de la semelle.

G, Q : Charge et surcharge revenant au voile considéré.

$\sigma_{sol}$ : Contrainte admissible du sol.

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

Voile sens longitudinal				
Voile	L(m)	N <sub>s</sub> (KN)	B(m)	S = B . L (m <sup>2</sup> )
VL1	1	199.73	0.71	0.71
VL2	1.5	510.49	1.21	1.815
VL3	1.5	959.78	2.28	3.42
VL4	2	1242.31	2.22	4.44
VL5	2.6	1320.61	1.81	4.706
<b>La somme des surfaces</b>				<b>15.091</b>

**Tableau VII.1** : Surface des semelles filantes sous voile (sens longitudinal).

Voile sens transversal				
Voile	L(m)	N <sub>s</sub> (KN)	B(m)	S = B . L (m <sup>2</sup> )
VT1	1.91	984.83	1.84	3.514
VT2	2.10	1345.64	2.12	4.45
VT3	4	2046.06	1.82	7.28
<b>La somme des surfaces</b>				<b>15.244</b>

**Tableau VII.2** : Surface des semelles filantes sous voile (sens transversal).

$$S_v = B_i * L = 30.335 \text{ m}^2 \quad \text{Avec : } S_v: \text{Surface totale des semelles filantes sous voiles.}$$

**b. Semelles filantes sous poteaux :****✓ Hypothèses de calcul :**

Une semelle est infiniment rigide engendre une répartition linéaire des contraintes sur le sol. Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leur centre de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

**- Étape de calcul :**

— Détermination de la résultante des charges  $R = \sum N_i$

— Détermination de la Coordonnée de la résultante des forces :  $e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R}$

— Détermination de la Distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle :

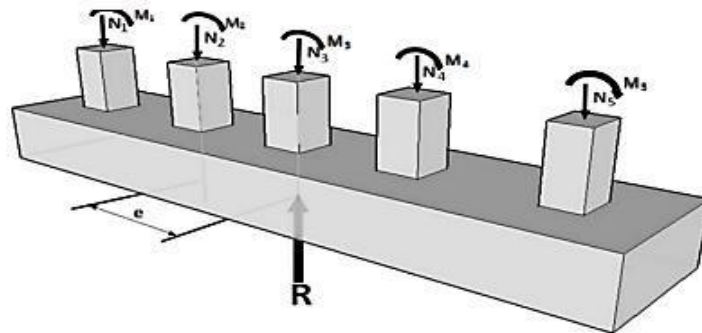
$e < \frac{L}{6} \Rightarrow$  Répartition trapézoïdale.

$e > \frac{L}{6} \Rightarrow$  Répartition triangulaire.

$$q_{\min} = \frac{N}{L} \times \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L}\right)$$

$$q_{\max} = \frac{N}{L} \times \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L}\right)$$

$$q_{(L/4)} = \frac{N}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right)$$



**Figure VII.1 :** Schémas d'une Semelle filante.

✓ **Application :**

Dimensionnement des semelles filantes sous poteaux (fil des poteaux les plus sollicité)  
On fera le calcul sur le portique longitudinal (2).

- Détermination de la résultante des charges :

Poteaux	$N_s$ (kN)	$e_i$ (m)	$N_s \times e_i$ (kN.m)	$M_i$
1	1706.46	7.25	-13803.37	-6.652
2	2169.26	3.25	-14165.26	-6.305
3	1914.23	-0.25	-4555.86	6.630
4	1533.15	-3.25	-3512.98	-4.975
5	1362.15	-7.25	-4631.31	-4.975
	$R = \sum N_i = 8685.25$		$\Sigma = 13521.87$	$\Sigma = 8.212$

**Tableau VII.3 :** Présentation de la résultante des charges.

Coordonnées de la résultante des forces par rapport au centre de gravité de la semelle :

- Détermination de la résultante des charges :

$$R = \sum N_i = 8685.25 \text{ KN}$$

- Détermination des coordonnées de la structure :

$$e = \frac{\sum N_i e_i + \sum M_i}{\sum N_i} = \frac{13521.87 - 8.212}{8685.25} = 1.440 \text{ m}$$

- Détermination de la distribution de la réaction de la semelle par mètre linéaire :

$$e = 1.440 \text{ m} < \frac{L}{6} = \frac{22}{6} = 3.66 \text{ m} \implies \text{Répartition trapézoïdale.}$$

Nous avons une répartition trapézoïdale des contraintes sous la semelle :

$$\begin{cases} q_{max} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6e}{L}\right) = \frac{8685.25}{14.5} \left(1 + \frac{6 \times (1.440)}{14.5}\right) = 955.89 \text{ KN/ml} \\ q_{min} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6e}{L}\right) = \frac{8685.25}{14.5} \left(1 - \frac{6 \times (1.440)}{14.5}\right) = 242.07 \text{ KN/ml} \\ q_{L/4} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{3e}{L}\right) = \frac{8685.25}{14.5} \left(1 + \frac{3 \times (1.440)}{14.5}\right) = 777.43 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

- Détermination de la largeur B de la semelle :

$$B \geq \frac{q_{L/4}}{\sigma_{sol}} = \frac{777.43}{360} = 2.15 \text{ m}$$

On prend :

$$B = 2.5 \text{ m}$$

$$S_p = B \cdot L = 2.5 \times 14.5 = 36.25 \text{ m}^2$$

Avec :

$S_p$  : Surface totale des semelles filantes sous poteaux.

Enfin la surface totale occupée par les semelles filantes est :

$$S_{tot} = S_v + nS_p$$

Avec :

$n$  : Nombre de portique dans le sens considéré.

$$S_{tot} = S_v + nS_p = 30.335 + 36.25 * 5 = 211.585 \text{ m}^2$$

$$\implies S_{tot} = 211.585 \text{ m}^2$$

✚ La surface totale du bâtiment :

$$S_{\text{bâtiment}} = 14.5 \times 22$$

$$S_{\text{bâtiment}} = 319 \text{ m}^2$$

✚ Calcul du rapport :

$$\frac{S_{\text{semelles}}}{S_{\text{bâtiment}}} = \frac{211.585}{319} = 0.6633$$

**Conclusion :**

- La surface totale des semelles représente **66.33%** de la surface du bâtiment.
- La surface totale des semelles représente plus de 50 % de la surface de bâtiment.
- En plus de la contrainte du sol  $\sigma_{\text{sol}}$  qui est modérée ( $\sigma_{\text{sol}} = 3.6 \text{ bar}$ ) et la surface totale des semelles dépasse 50 % de la surface d'emprise du bâtiment, ce qui nous amène à envisager un radier général nervuré comme fondation, ce type de fondation, présente plusieurs avantages qui sont :
  - Une grande rigidité en son plan horizontal.
  - Une bonne répartition des charges.
  - Evite les tassements différentiels importants.
  - Facilité de coffrage et de mise en oeuvre du béton.
  - Rapidité d'exécution.

**VII.2. 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.

## VII.2.1. Pré dimensionnement du radier :

a) 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

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e \quad \Rightarrow \quad \text{Ce qui conduit à} \quad h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} L_{\max}\right)^4 \frac{3K}{E}}$$

Avec :

**L<sub>e</sub>** : 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 déferée

$$E = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.865 \text{ MPa}$$

**L<sub>max</sub>** : Distance maximale entre nus des nervures.

D'où

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times 3.5\right)^4 \frac{3 \times 40}{10818.865}} = 0.38\text{m}$$

Condition forfaitaire :

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5}$$

$$\frac{400}{8} \leq h \leq \frac{400}{5} \Rightarrow 50 \leq h \leq 80 \text{ cm}$$

D'après ces conditions, nous adopterons une épaisseur du radier de **h<sub>n</sub> = 60cm**❖ **Dalle**

La dalle du radier doit satisfaire la condition suivante :

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20} \quad \text{avec un minimum de 25cm}$$

$$h_d \geq \frac{400}{20} = 20 \text{ cm} \quad \text{Soit : } h_d = 40 \text{ cm}$$

❖ **Nervure (poutre)**

Elle doit vérifier la condition suivante :

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{400}{10} = 40\text{cm}$$

Soit  $h_n = 100 \text{ cm}$  et  $0.4 h_n \leq b_n \leq 0.7 h_n$

$$0.4 \times 100 = 40 \leq b_n \leq 0.7 \times 100 = 70 \text{ cm} \quad \text{soit : } b_n = 60 \text{ cm}$$

### Conclusion :

D'après les calculs précédents on adopte le dimensionnement suivant :

$h_n = 100 \text{ cm}$  (hauteur de la nervure)

$h_d = 40 \text{ cm}$  (hauteur de la dalle)

$b_n = 60 \text{ cm}$  (largeur de la nervure)

### VII.2.2. Calcul de la surface nécessaire au radier :

Charge permanente de la structure :  $G = 53244.18 \text{ KN}$

Charge d'exploitation de la structure :  $Q = 7870.87 \text{ KN}$

a) Combinaison d'actions :

A l'ELU:

$$N_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 53244.18 + 1.5 \times 7870.87 = 83685.94 \text{ KN}$$

A l'ELS:

$$N_s = G + Q = 53244.18 + 7870.87 = 61115.05 \text{ KN}$$

b) Détermination de la surface du radier:

A l'ELU :

$$\sigma_{nec}^{ELU} \geq \frac{N_u}{1.33 \sigma_{sol}} = \frac{83685.94}{1.33 \times 360} = 174.78 \text{ m}^2$$

A l'ELS :

$$\sigma_{nec}^{ELS} \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol}} = \frac{61115.05}{360} = 169.76 \text{ m}^2$$

D'où :

$$S_{rad} = \max (s_{nec}^{ELU} , s_{nec}^{ELS}) = 174.78 \text{ m}^2$$

$$S_{bat} = 319 \text{ m}^2 > S_{rad} = 174.78 \text{ m}^2$$

### Remarque :

On remarque que la surface totale du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, dans ce cas on opte juste pour un débord minimal que nous imposent les règles du BAEL, et il sera calculé comme suit :

$$L_{deb} \geq \max \left( \frac{h}{2} ; 30 \text{ cm} \right) = \max \left( \frac{100}{2} ; 30 \text{ cm} \right) = 50 \text{ cm}$$

Soit un débord de :  $L_{deb} = 50 \text{ cm}$

$$S_{deb} = P \cdot L_{deb} = 22 \times 0.5 + 14.5 \times 0.5 = 36.5 \text{ m}^2$$

Donc on aura une surface totale du radier :  $S_{rad} = S_{bat} + S_{deb} = 319 + 36.5 = 355.5 \text{ m}^2$

### VII.2.3. Calcul des sollicitations à la base du radier :

#### a) Charges permanentes :

❖ Poids du bâtiment :

$$P = 56261.5 \text{ KN}$$

❖ Poids de radier :

$P = \text{Poids de la dalle} + \text{poids de la nervure} + \text{poids de (T.V.O)} + \text{poids de la dalle flottante}$

❖ Poids de la dalle :

$$P_{dalle} = S_{radier} \cdot h_d \cdot \rho_b$$

$$P_{dalle} = 355.5 \times 0.40 \times 25 = 3555 \text{ KN}$$

❖ Poids des nervures :

$$P_{nerv} = b_n (h_n - h_d) \rho_b \sum (L_x \cdot n + L_y \cdot m)$$

$$P_{nerv} = 0.6 \times (1 - 0.40) \times 25 \times (22 \times 6 + 14.5 \times 8) = 2232 \text{ KN}$$

❖ Poids de TVO:

$$P_{TVO} = (S_{rad} - S_{ner}) \cdot (h_n - h_d) \cdot \rho_{TVO}$$

$$S_{ner} = b_n \sum (L_x \cdot n + L_y \cdot m) = 0.6 \times (22 \times 6 + 14.5 \times 8) = 148.8 \text{ m}^2$$

$$P_{TVO} = (355.5 - 148.8) \times (1 - 0.40) \times 17 = 2108.34 \text{ KN}$$

#### a) Poids de la dalle flottante :

$$P_{dalle\ flottante} = S_{rad} \cdot e_{pdalle\ flottante} \cdot \rho_b$$

$$P_{dalle\ flottante} = 355.5 \times 0.1 \times 25 = 888.75 \text{ KN}$$

$$G_{rad} = 3555 + 148.8 + 2108.34 + 888.75 = 6670.89 \text{ KN}$$

#### b) Surcharges d'exploitations :

$$\text{Surcharge de bâtiment : } Q = 7870.87 \text{ KN}$$

$$\text{Surcharge du radier : } Q = 5 \times 7870.87 = 39354.35 \text{ KN}$$

#### c) Poids total de la structure :

$$G_T = G_{bat} + G_{rad} = 53244.18 + 6700.89 = 59945.071 \text{ KN}$$

$$Q_T = Q_{bat} + Q_{rad} = 7870.87 + 39354.35 = 47225.22 \text{ KN}$$

d) Combinaison d'actions :

A l'ELU :

$$N_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 \times 59945.07 + 1.5 \times 47225.22 = 151763.67 \text{ KN}$$

A l'ELS :

$$N_s = G + Q = 59945.07 + 47225.22 = 134170.29 \text{ KN}$$

$$\begin{aligned} \text{D'où: } \quad N_u &= 151763.67 \text{ KN} \\ N_s &= 134170.29 \text{ KN} \end{aligned}$$

### VII.2.4. Vérifications :

a) Vérification à la contrainte de cisaillement :

Nous devons vérifier que :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

Avec :  $b=100 \text{ cm}$  ;  $d=0.9h=0.9 \times 40=36 \text{ cm}$

$$T_u^{\max} = \frac{q_u L_{\max}}{2} = \frac{N_u b}{S_{\text{rad}}} \cdot \frac{L_{\max}}{2} = \frac{151763.67 \times 1}{355.5} \times \frac{4}{2} = 853.80 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{853.80 \times 10^3}{1000 \times 360} = 2.37$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

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.

$$M = M_0 + T_0 \cdot h$$

Avec :

$M_{j(K=0)}$  : Moment sismique à la base de la structure ;

$T_{j(K=0)}$  : Effort tranchant à la base de la structure ;

$h$  : Profondeur de l'infrastructure.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne :

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

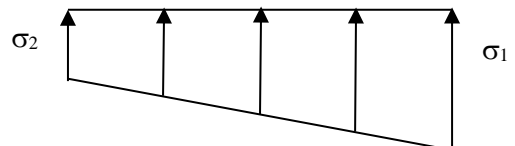


Figure VII.2 : Diagramme des contraintes

On doit vérifier que :

**L'ELU :**

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1.33 \sigma_{sol}$$

**L'ELS :**

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$$

Avec :  $\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \cdot V$

$$\sigma_{sol} = 360 \text{ KN/m}^2$$

### Calcul du centre de gravité du radier :

Les coordonnées du centre de gravité du radier seront calculées comme suite :

$$X_G = \frac{\sum S_i X_i}{\sum S_i} = \frac{\sum S_i X_i}{\sum 347.66} = 11 \qquad Y_G = \frac{\sum S_i Y_i}{\sum S_i} = 7.25$$

Avec :

$S_i$  : Aire du panneau considéré.

$X_i, Y_i$  : Centre de gravité du panneau considéré.

**Moment d'inertie du radier :**

$$I_{XX} = 5589.15 \text{ m}^4$$

$$I_{YY} = 12866.33 \text{ m}^4$$

➤ **Sens longitudinal :**

$$M = M_0 + T_0 \cdot h$$

$$M_X = 74073.924 + 2846.26 \times 1 = 76920.184 \text{ KN.m}$$

**A l'ELU :**

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{151763.67}{355.5} + \frac{76920.184}{12866.33} \times 11 = 492.66 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{151763.67}{355.5} - \frac{76920.184}{12866.33} \times 11 = 361.14 \text{ KN/m}^2$$

**D'où :**

$$\sigma_m = \frac{3 \times 492.66 + 361.14}{4} = 433.35 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 433.35 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} < 1.33 \sigma_{sol} = 478.8 \text{ KN / m}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

**A l'ELS :**

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{134170.29}{355.5} + \frac{76920.184}{12866.33} \times 11 = 364.802 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{134170.29}{355.5} - \frac{976920.184}{12866.33} \times 11 = 233.28 \text{ KN/m}^2$$

**D'où :**

$$\sigma_m = \frac{3 \times 364.802 + 233.28}{4} = 331.921 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 331.921 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} < 1.33\sigma_{sol} = 478.8 \text{ KN / m}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Sens transversal :**

$$M_Y = 65583.767 + 2552.92 \times 1 = 68136.687 \text{ KN.m}$$

**A l'ELU :**

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{151763.67}{355.5} + \frac{68136.687}{5589.15} \times 7.25 = 512.021 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{151763.67}{355.5} - \frac{68136.687}{5589.15} \times 7.25 = 335.255 \text{ KN/m}^2$$

**D'où :**

$$\sigma_m = \frac{3 \times 512.021 + 335.255}{4} = 467.829 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 467.829 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} < 1.33\sigma_{sol} = 478.8 \text{ KN / m}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

**A l'ELS :**

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{134170.29}{355.5} + \frac{68136.687}{5589.15} \times 7.25 = 387.425 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{134170.29}{355.5} - \frac{68136.687}{5589.15} \times 7.25 = 210.665 \text{ KN/m}^2$$

**D'où :**

$$\sigma_m = \frac{3 \times 387.425 + 210.665}{4} = 172.53 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 172.53 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} < 1.33\sigma_{sol} = 478.8 \text{ KN / m}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

### VII.2.5. Ferrailage du radier :

#### 1) Ferrailage du radier :

Pour le ferrailage du radier on utilise les méthodes exposées dans le (BAEL 91, modifié 99) ; on considère le radier comme un plancher renversé soumis à une charge uniformément répartie. Pour l'étude, on utilise la méthode des panneaux encastré sur 04 appuis

#### Identification du panneau le plus sollicité :

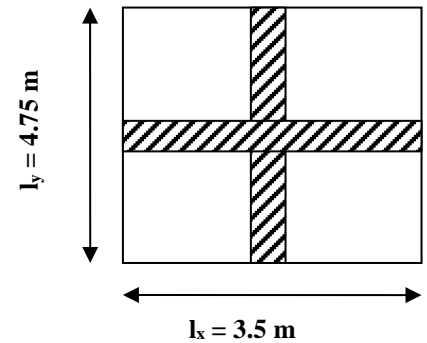
##### Remarque :

Les panneaux étant soumis à des chargements voisins et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, on considérera, pour les calculs, le panneau le plus sollicité, ensuite on adoptera le même ferrailage pour tout le radier.

Le panneau le plus sollicité a les dimensions suivantes :  $l_x = 3.5\text{m}$  et  $l_y = 4.75\text{m}$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3.5}{4} = 0.875$$

$0.4 \leq \rho = 0.875 \leq 1 \rightarrow$  la dalle travaille dans les deux sens



Pour le calcul du ferrailage, on soustrait de la contrainte maximale  $\sigma_m^{max}$ , la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

Avec :

A l'ELU :

$$\sigma_m^{max} = \max(\sigma_u^1; \sigma_u^2) = \max(433.35; 467.829) = 467.892 \text{ KN/m}^2$$

A l'ELS :

$$\sigma_m^{max} = \max(\sigma_s^1; \sigma_s^2) = \max(331.921; 343.235) = 343.235 \text{ KN/m}^2$$

D'où :

E.L.U :

$$q_u = \sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = \left( 467.892 - \frac{66700.89}{355.5} \right) \times 1\text{m} = 449.30 \text{ KN/ml}$$

E.L.S :

$$q_s = \sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = \left( 451.461 - \frac{66700.89}{355.5} \right) \times 1\text{m} = 432.87 \text{ KN/ml}$$

Calcul a L'ELU :

Calcul des sollicitations :

On a :  $\rho = 0.875$  et  $\nu = 0$

A l'ELU :

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0488 \\ \mu_y = 0.721 \end{cases}$$

Moments fléchissant :

Suivant (x-x) :

$$M_{0x} = \mu_x q_u l_x^2 = 0.0488 \times 449.30 \times 3.5^2 = 269.88 \text{ KN.m}$$

Suivant (y-y) :

$$M_{0y} = \mu_y M_x = 0.721 \times 269.88 = 194.58 \text{ KN.m}$$

**Remarque :**

A fin 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 :

$$M_{tx} = 0.75 M_{0x} = 0.75 \times 269.88 = 202.41 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.75 M_{0y} = 0.75 \times 194.58 = 145.935 \text{ KN.m}$$

Moments aux appuis :

$$M_{ax} = -0.5 M_{0x} = -0.5 \times 269.88 = -134.94 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = -0.5 M_{0y} = -0.5 \times 194.58 = -97.29 \text{ KN.m}$$

Ferraillage :

Le ferraillage se fera en flexion simple pour une bande de 1 ml

Avec :  $b = 100 \text{ cm}$  ;  $h = 40 \text{ cm}$

Sens	zone	$M_u$ (KN.m)	$\mu_u$	$\beta$	Section	A (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adoptée</sub> (cm <sup>2</sup> )	st (cm)
xx	Appuis	134.94	0.0957	0.951	SSA	12.94	7HA16 = 14.07	16
	Travée	202.41	0.143	0.922	SSA	20.02	7HA20 = 21.99	16
yy	Appuis	97.29	0.069	0.964	SSA	9.20	7HA16 = 14.07	16
	travée	145.935	0.0113	0.994	SSA	13.39	7HA20 = 21.99	16

**Tableau VII.4 :** Ferraillage du radier.

### VII.2.6. Vérification à L'ELU :

**a) Condition de non fragilité (Art B.7.4 BAEL.91/ modifié 99) :**

$$\omega_x = \frac{A_{min}^x}{b h} \geq \omega_0 \frac{3 - \frac{l_x}{l_y}}{2} \Rightarrow A_{min}^x \geq \omega_0 \frac{3 - \rho}{2} b h$$

Avec :  $\omega_0 = 0.0008$  pour fe 400

$$A_{min}^x \geq 0.0008 \frac{3 - 1}{2} \times 100 \times 45 = 3.6 \text{ cm}^2$$

Sens	zone	A(cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	Observation
xx	Appuis	9.24	3.6	Condition vérifiée
	Travée	12.06		Condition vérifiée
yy	Appuis	14.07		Condition vérifiée
	travée	21.99		Condition vérifiée

**Tableau VII.5 :** 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 :**

$$S_t \leq \min \{3h; 33\text{cm}\} = \min \{3 \times 40; 33\text{cm}\} = 33\text{cm}$$

$$S_t = 16 \text{ cm} < 33\text{cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

**Dans le sens yy :**

$$S_t \leq \min \{4h; 45\text{cm}\} = \min \{4 \times 40; 45\text{cm}\} = 45\text{cm}$$

$$S_t = 16\text{cm} < 45\text{cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

**c) Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{V_u^{max}}{b d} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec :

$$p = q_{um} l_x l_y = 449.30 \times 3.5 \times 4 = 6320.454 \text{ KN/m}^2$$

**Sens x-x :**

$$V_u = \frac{P}{3 l_y} = \frac{6320.454}{3 \times 4} = 526.70 \text{ KN}$$

**Sens y-y :**

$$V_u = \frac{P}{2 l_y + l_x} = \frac{6320.454}{2 \times 4 + 3.5} = 549.60 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{549.60 \times 10^{-3}}{1 \times 0.36} = 1.53 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_u = 1.53 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

**Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.**

### VII.2.7. Calcul et vérification à l'ELS :

**On a :**  $\rho = 1$  et  $v = 0.2$

**A l'ELS:** 
$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0.0559 \\ \mu_y = 0.804 \end{array} \right.$$

**Moments fléchissant :**

Suivant (x-x) :

$$M_{0x} = \mu_x q_s l_x^2 = 0.0559 \times 432.87 \times 3.5^2 = 309.149 \text{ KN.m}$$

Suivant (y-y) :

$$M_{0y} = \mu_y M_x = 0.804 \times 309.149 = 248.55 \text{ KN.m}$$

**Moments en travées :**

$$M_{tx} = 0.75 M_{0x} = 0.75 \times 309.149 = 231.861 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.75 M_{0y} = 0.75 \times 248.55 = 186.412 \text{ kn.m}$$

**Moments aux appuis :**

$$M_{ax} = -0.5 M_{0x} = -0.5 \times 309.149 = -154.574 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = -0.5 M_{0y} = -0.5 \times 248.55 = -124.275 \text{ KN.m}$$

**Vérification des contraintes :**

**Dans le béton :**

On doit vérifier que :

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

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} \quad \rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} \quad \sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

Sens	zone	As (cm <sup>2</sup> )	Ms	ρ <sub>1</sub>	β	K <sub>1</sub>	σ <sub>st</sub>	σ̄ <sub>st</sub>	σ <sub>b</sub>	σ̄ <sub>b</sub>	Obs
X <sub>x</sub>	Appuis	14.07	154.574	0.390	0.903	36.55	337.94	348	9.24	15	Cv
	Travée	21.99	231.861	0.610	0.885	28.48	330.94	348	11.62	15	Cv
Y <sub>y</sub>	Appuis	14.07	124.275	0.521	0.903	31.30	271.70	348	8.68	15	Cv
	Travée	21.99	186.412	0.814	0.885	23.76	266.07	348	11.24	15	Cv

Tableau VII.6 : Vérification des contraintes à l'ELS.

**Remarque :**

Pour faciliter les travaux de ferrailage, et pour des raisons économiques, il faut adopter un même ferrailage pour tous les panneaux.

**VII.3. Ferrailage 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.

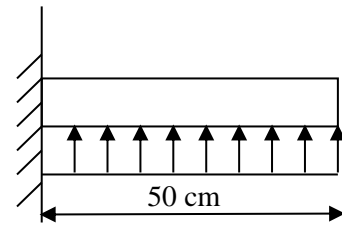


Figure VII.3: Schéma statique du débord.

**Sollicitation de calcul :**

**A l'ELU :**

$$P_u = q_u = 451.461 \text{ KN/ml}$$

$$M_u = \frac{-P_u l^2}{2} = \frac{-451.461 \times 0.5^2}{2} = -56.43 \text{ KN.m}$$

**A l'ELS :**

$$P_s = q_s = 435.03 \text{ KN/ml}$$

$$M_s = \frac{-P_s l^2}{2} = \frac{-435.03 \times 0.5^2}{2} = -54.37 \text{ KN.m}$$

**Calcul des armatures :**      b = 1 m ; d = 36 cm

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{56.43 \cdot 10^2}{100 \times 42^2 \times 14.2} = 0.003 < 0.392 \quad \longrightarrow \quad \text{SSA}$$

$$\mu = 0.003 \quad \rightarrow \quad \beta = 0.998$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{56.43 \cdot 10^2}{0.998 \times 36 \times 34.8} = 4.513 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit : **A<sub>a</sub> = 5HA12 = 5.65 cm<sup>2</sup>**      avec : **S<sub>t</sub> = 20 cm**

**Vérification à l'ELU :**

$$A_{\min} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 36 \times 2.1}{400} = 4.347 \text{ cm}^2$$

A<sub>a</sub> = 5.65 cm<sup>2</sup> > A<sub>min</sub> = 4.347 cm<sup>2</sup>.....**Condition vérifiée**

- **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{5.56}{4} = 1.39 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_r = 4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2 \quad \text{avec : } S_t = 25 \text{ cm}$$

#### Vérification à l'ELS :

$$\sigma_{bc} = K \sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 5.65}{100 \times 36} = 0.156$$

$$\rho_1 = 0.156 \rightarrow \beta_1 = 0.935 \rightarrow \alpha_1 = 0.195$$

$$K = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)} = \frac{0.195}{15(1-0.195)} = 0.016 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} = \frac{54.37 \times 10^{-3}}{0.935 \times 0.36 \times 5.65 \times 10^{-4}} = 285.88 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} = 0.016 \times 285.88 = 0.45 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

- **Vérification de la contrainte dans les aciers :**

$$\sigma_{st} = 285.88 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

#### Remarque :

Les armatures de la dalle sont largement supérieures aux armatures nécessaires au débord ; Afin d'homogénéiser le ferrailage, les armatures de la dalle seront prolonger et constituerons ainsi le ferrailage du débord.

#### VII.4. Ferrailage de la nervure :

A fin d'éviter tout risque de soulèvement du radier (vers le haut), celui-ci 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  $L_m$ ), et le même effort tranchant (largeur  $L_t$ ) que le diagramme trapézoïdal, dans ce cas le calcul devient classique.

**Cas de chargement trapézoïdal :**

Moment fléchissant :  $I_m = I_x \left( 0.5 - \frac{\varphi^2}{6} \right)$

Effort tranchant :  $I_t = I_x \left( 0.5 - \frac{\varphi^2}{4} \right)$

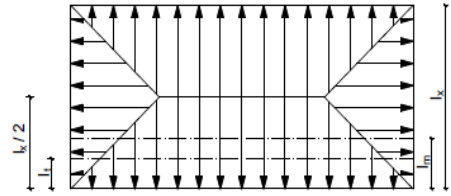


Figure VII.4: Répartition trapézoïdale.

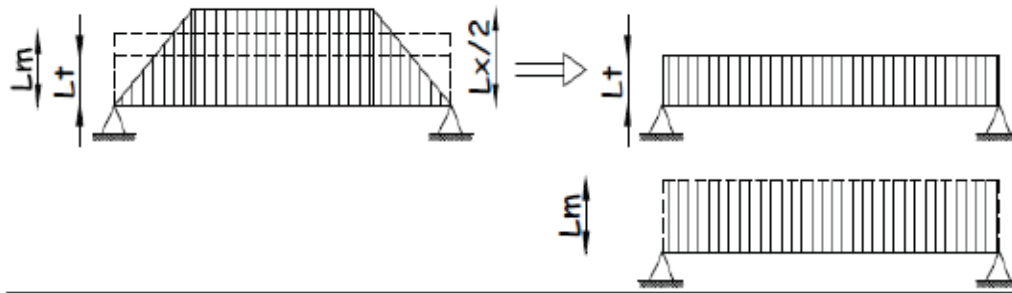


Figure VII.4: Présentation des chargements simplifiés.

**Cas de chargement triangulaire :**

Moment fléchissant :  $I_m = 0.333 \times I_x$

Effort tranchant :  $I_t = 0.25 \times I_x$

D'où :

Déterminations des charges :

$$q_u = \left( \sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \frac{G_{ner}}{S_{ner}} \right) = \left( 467.892 - \frac{66700.89}{355.5} - \frac{2232}{148.8} \right) \times 1 \text{ ml} = 265.27 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = \left( \sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \frac{G_{ner}}{S_{ner}} \right) = \left( 343.235 - \frac{66700.89}{355.5} - \frac{2232}{148.8} \right) \times 1 \text{ m} = 140.61 \text{ KN/ml}$$

Pour les moments fléchissant :

$$Q_U = q_u I_m$$

$$Q_S = q_s I_m$$

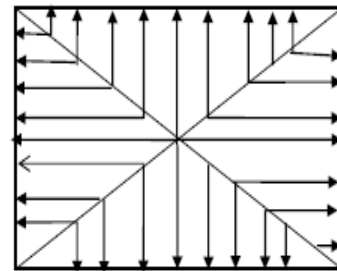
Pour les efforts tranchant :

$$Q_U = q_u I_t$$

$$Q_S = q_s I_m$$

**Remarque :**

Pour calculer ces poutres, on va choisir la file la plus sollicitée dans les deux sens.



Figures VII.5 : Répartition triangulaire.

- Sens longitudinal Nervure (file F)

travée	panneau	L <sub>x</sub>	L <sub>y</sub>	ρ	charge	l <sub>m</sub>	l <sub>t</sub>	q <sub>u</sub>	q <sub>s</sub>	MOMENT FLECHISSANT				EFFORT TRANCHANT			
										Q <sub>u</sub>	ΣQ <sub>u</sub>	Q <sub>s</sub>	ΣQ <sub>s</sub>	Q <sub>u</sub>	ΣQ <sub>u</sub>	Q <sub>s</sub>	ΣQ <sub>s</sub>
A - B	1	3.4	4	0.85	trapézoïdale	1.29	1.08	<b>265.27</b>	<b>140.61</b>	847.60	1359.69	408.67	776.16	476.77	874.08	342.14	627.26
	2	3.4	3.5	0.97	trapézoïdale	1.16	0.90	<b>265.27</b>	<b>140.61</b>	512.09		367.48		397.31		285.12	
B - C	1	3	4	0.75	trapézoïdale	1.21	1.07	<b>265.27</b>	<b>140.61</b>	534.16	1033	383.32	741.30	472.36	891.75	338.97	639.93
	2	3	3.5	0.85	trapézoïdale	1.13	0.95	<b>265.27</b>	<b>140.61</b>	498.84		357.98		419.39		300.96	
C - D	1	3.5	4	0.87	trapézoïdale	1.30	1.08	<b>265.27</b>	<b>140.61</b>	573.89	1085.98	411.84	779.33	476.77	856.43	342.14	614.58
	2	3.5	3.5	1	trapézoïdale	1.16	0.86	<b>265.27</b>	<b>140.61</b>	512.09		367.48		379.65		272.45	
D - E	1	2.6	4	0.65	trapézoïdale	1.11	1.02	<b>265.27</b>	<b>140.61</b>	490.02	957.96	351.64	687.44	450.28	865.25	323.14	620.93
	2	2.6	3.5	0.74	trapézoïdale	1.06	0.94	<b>265.27</b>	<b>140.61</b>	467.94		335.80		414.97		297.79	
E - F	1	3.5	4	0.87	trapézoïdale	1.30	1.08	<b>265.27</b>	<b>140.61</b>	573.89	1085.98	411.84	779.33	476.77	856.43	342.14	614.58
	2	3.5	3.5	1	trapézoïdale	1.16	0.86	<b>265.27</b>	<b>140.61</b>	512.09		367.84		379.65		275.45	
F - G	1	3	4	0.75	trapézoïdale	1.21	1.07	<b>265.27</b>	<b>140.61</b>	534.16	1033	383.32	741.30	472.36	891.75	338.97	639.93
	2	3	3.5	0.85	trapézoïdale	1.13	0.95	<b>265.27</b>	<b>140.61</b>	498.84		357.98		419.39		300.96	
G - H	1	3	4	0.75	trapézoïdale	1.21	1.07	<b>265.27</b>	<b>140.61</b>	534.16	1033	383.32	741.30	472.36	891.75	338.97	639.93
	2	3	3.5	0.85	trapézoïdale	1.13	0.95	<b>265.27</b>	<b>140.61</b>	498.84		357.98		419.39		300.96	

Tableau VII.7 : charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens longitudinal).

- **Sens transversal : Nervure (fileF)**

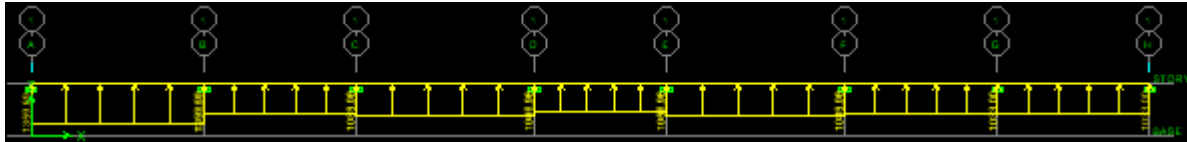
										MOMENT FLECHISSANT				EFFORT TRANCHANT			
travée	panneau	L <sub>x</sub>	L <sub>y</sub>	ρ	charge	l <sub>m</sub>	l <sub>t</sub>	q <sub>u</sub>	q <sub>s</sub>	Q <sub>u</sub>	ΣQ <sub>u</sub>	Q <sub>s</sub>	ΣQ <sub>s</sub>	Q <sub>u</sub>	ΣQ <sub>u</sub>	Q <sub>s</sub>	ΣQ <sub>s</sub>
1-2	1	3.4	4	0.85	trapézoïdale	1.29	1.08	265.27	140.61	569.48	1103.64	408.67	791.99	476.77	953.54	342.14	684.28
	2	3	4	0.75	trapézoïdale	1.21	1.08	265.27	140.61	534.16		383.32		476.77		342.14	
2-3	1	3.4	3.5	0.97	trapézoïdale	1.16	0.90	265.27	140.61	512.09	1010.93	367.49	725.47	397.31	816.69	285.12	586.08
	2	3	3.5	0.85	trapézoïdale	1.13	0.95	265.27	140.61	498.84		357.98		419.38		300.96	
3-4	1	3	3.4	0.88	trapézoïdale	1.11	0.91	265.27	140.61	490.02	821.12	351.65	589.25	401.72	732.81	288.28	525.88
	2	3	3	1	trapézoïdale	0.75	0.75	265.27	140.61	331.09		237.6		331.09		237.60	
4-5	1	3.4	4	0.85	trapézoïdale	1.29	1.08	265.27	140.61	569.48	1103.64	408.67	791.99	476.77	953.54	342.14	684.28
	2	3	4	0.75	trapézoïdale	1.21	1.08	265.27	140.61	534.16		383.32		476.77		342.14	

Tableau VII.8 : charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens transversal)

**Détermination des sollicitations :**

Pour le calcul des efforts, on utilisera le logiciel ETABS.

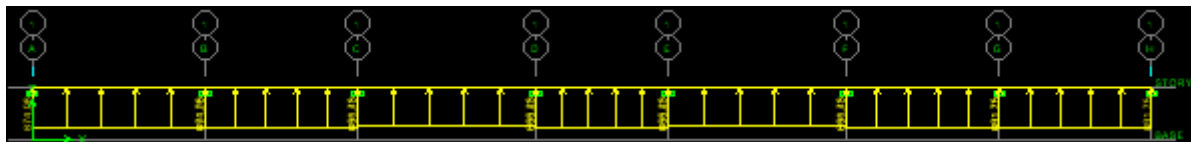
**Sans longitudinal :**



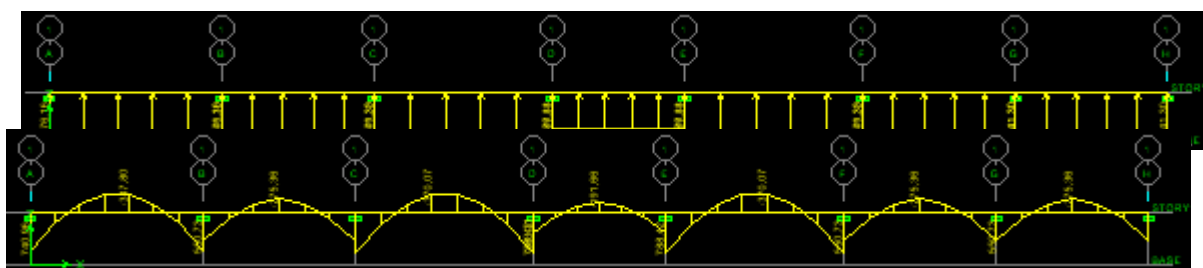
**Figure VII.6 : Schéma statique de la nervure à l'ELU.**



**Figure VII.7 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.**



**Figure VII.8 : Schéma statique de la nervure à l'ELU.**



**Figure VII.10 : Schéma statique de la nervure à l'ELS.**

**Figure VII.11 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.**

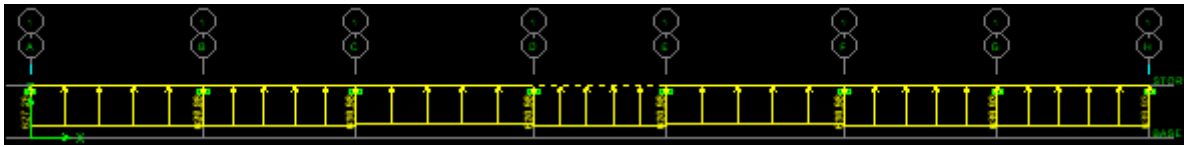


Figure VII.12 : Schéma statique de la nervure à l'ELS.

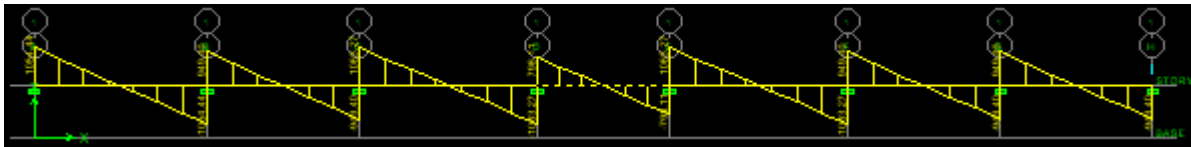


Figure VII.13 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS

Sens transversal :

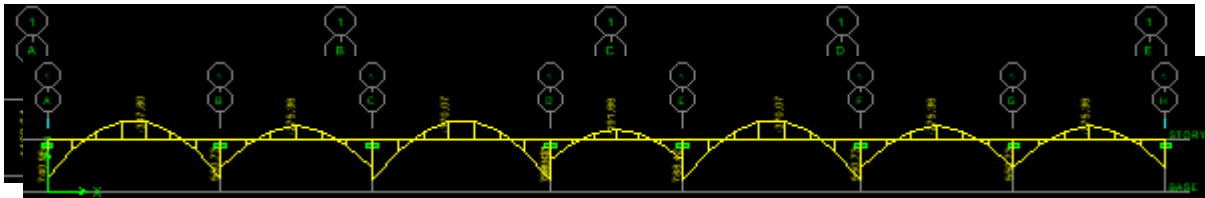


Figure VII.14 : Schéma statique de la nervure à l'ELU.

Figure VII.15 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.

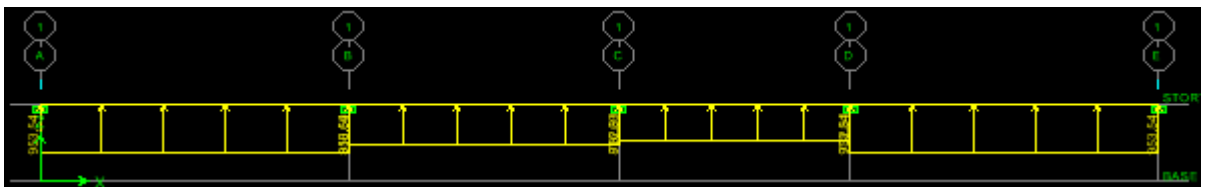


Figure VII.16 : Schéma statique de la nervure à l'ELU.



Figure VII.17 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.

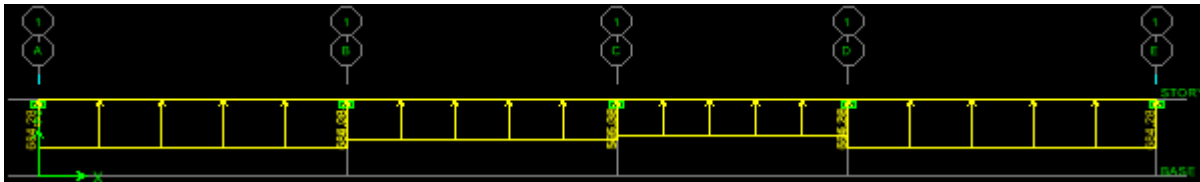


Figure VII.18 : Schéma statique de la nervure à l'ELS.

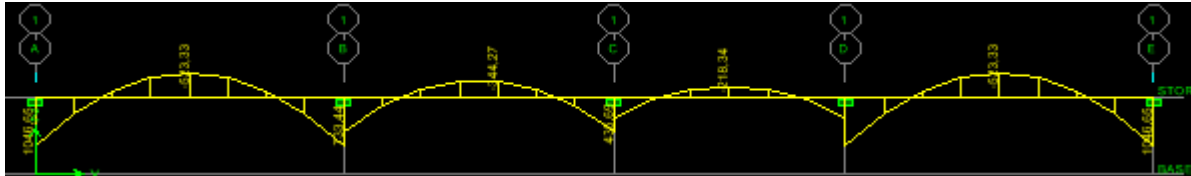


Tableau VII.19 : Les efforts internes dans les nervures.

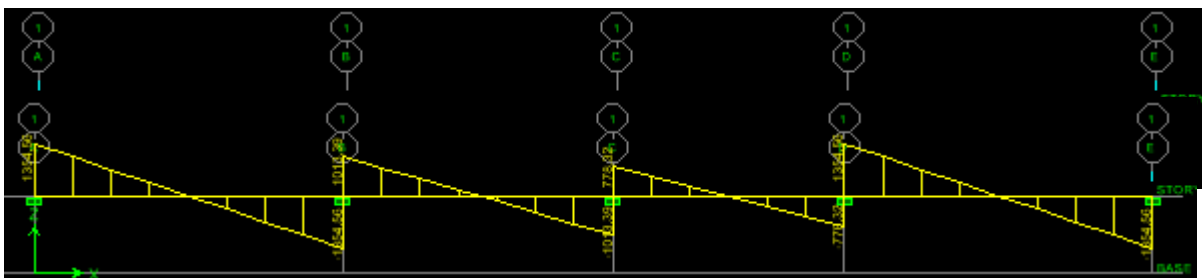


Figure VII.20 : Schéma statique de la nervure à l'ELS

Figure VII.21 : diagramme des efforts tranchant à l'ELS

	Sens longitudinal		Sens transversal	
	ELU	ELS	ELU	ELS
$M_{amax}$ (KN.m)	1303.09	788.42	1462.19	1046.65
$M_{tmax}$ (KN.m)	611.66	370.07	731.09	523.33
$T_{max}$ (KN)	1486.50	1063.27	1893.08	1354.56

Calcul des Armatures :

Armatures longitudinales :  $b=60\text{cm}$   $d= 95 \text{ cm}$   $h_N=100\text{cm}$

Le ferrailage adopté pour la nervure dans les deux sens est donné dans le tableau ci-dessous :

Sens	zone	$M_u$ (KN.m)	$\mu_u$	$\beta$	Section	A (cm <sup>2</sup> )	$A_{adoptée}$ (cm <sup>2</sup> )
xx	Appuis	1303.09	0.254	0.851	SSA	46.31	10HA20 filante + 10HA20 = 47.12
	Travée	611.66	0.120	0.936	SSA	19.76	5HA16 filante + 5HA16 = 20.11
yy	Appuis	1462.19	0.286	0.827	SSA	53.48	7HA16 filante + 14HA20 = 58.05
	travée	731.09	0.142	0.923	SSA	23.95	5HA16 filante + 5HA20 = 25.76

**Tableau VII.10: Le ferrailage adopté pour la nervure.**

**Armatures transversales (Art A.7.2.2/ BAEL 91modifiée 99) :**

**Diamètre des armatures transversales :**

$$\phi_t \geq \frac{\phi_{l_{max}}}{3} = \frac{20}{3} = 6.66 \text{ mm} \quad \text{Soit : } \phi = 8 \text{ mm}$$

**Espacement des armatures :**

**En zone nodale :**

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi_{l_{max}} \right\} = \min \left\{ \frac{100}{4}; 12 \times 2 \right\} = \min\{25; 24\} = 10 \text{ cm}$$

**En zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{100}{2} = 50 \text{ cm} \quad \text{Soit : } S_t = 20 \text{ cm}$$

**Armatures transversales minimales (Art 7.5.2.2 RPA 99/ version 2003) :**

$$A_{min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 10 \times 40 = 1.20 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_t = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2 \text{ (un cadre et un étrier)}$$

**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<sup>2</sup>/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 :

$$A_p = 3 \text{ cm}^2 / \text{ml} \times 1 = 3 \text{ cm}^2$$

On opte pour :  $2HA14 = 3.08 \text{ cm}^2$

**Vérification à l'ELU :**

**Condition de non fragilité (Art. A.4.2.1/ BAEL91 modifiées 99) :**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 60 \times 95 \times \frac{2.1}{400} = 6.88 \text{ cm}^2$$

**Aux appuis :**

$$A_a = 58.05 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 6.88 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

**En travées :**

$$A_t = 25.76 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 6.88 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

**Vérification de la contrainte de cisaillement : (Effort tranchant)**

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ Mpa} \right\} = 2.5 \text{ Mpa}$$

- **Sens longitudinale :  $T_u^{\max} = 1486.50 \text{ KN}$**

$$\tau_u = \frac{1486.50}{60 \times 95} = 0.26 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

- **Sens transversal:  $T_u^{\max} = 1893.08 \text{ KN}$**

$$\tau_u = \frac{1893.08}{60 \times 95} = 0.33 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

**Dans le béton :**

On doit vérifier que :

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

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} \quad \rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} \quad \sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

Sens	zone	$A_s$ ( $\text{cm}^2$ )	$M_s$	$\rho_1$	$\beta_1$	$K_1$	$\sigma_{st}$	$\bar{\sigma}_{st}$	$\sigma_b$	$\bar{\sigma}_b$	Obs
xx	Appuis	47.12	788.42	1.240	0.849	18.11	207.45	348	11.45	15	Cv
	Travée	20.11	370.07	0.529	0.891	30.87	217.41	348	7.04	15	Cv
yy	Appuis	58.05	1046.6	1.528	0.838	15.86	226.47	348	14.28	15	Cv
	travée	25.76	523.33	0.678	0.879	26.32	243.29	348	9.24	15	Cv

**Tableau VII.11 : Vérification des contraintes à l'ELS.**

# CONCLUSION GENERALE

## GENERALIZATION OF KNOWLEDGE



# CONCLUSION GENERALE

L'expérience de ce mémoire de fin d'étude, nous a permis de faire le parallèle entre le monde de la théorie et le monde de la pratique, voire mieux comprendre le lien qui les relie ainsi que le passage de l'un à l'autre.

En effet, à travers ce travail, nous avons pu mettre nos connaissances théoriques acquises tout au long de notre cursus universitaire, les affiner et les approfondir d'une manière exponentielle pour voir mieux les attentes du monde professionnel vaste du génie civil, et bien que le rôle d'un ingénieur et de rallier les deux facteurs économie et sécurité ; néanmoins ce dernier reste plus primordial lors d'une étude , et pour arriver au dimensionnement et ferrailage finaux nous avons exploré les différents éléments constituant un bâtiment et les différentes étapes de calcul de chacun de ces éléments tout cela en respectant les différents règlements actuellement en vigueur.

Concernant notre étude avec le logiciel, les résultats techniques et les illustrations trouvées via ETABS nous ont permis de mieux assimiler, interpréter et même d'observer le comportement de la structure, et à cet égard, avoir une meilleure rentabilité du travail en matière de temps et d'efficacité.

Tout compte fait, nous avons constaté que l'élaboration et la conception d'un projet ne se base pas uniquement sur le calcul, mais plutôt sur sa concordance avec le côté pratique ; enfin ce modeste travail n'est qu'une infime partie dans le domaine du génie civil, qui, nous espérons nous suivra dans le futur proche de notre vie professionnelle.

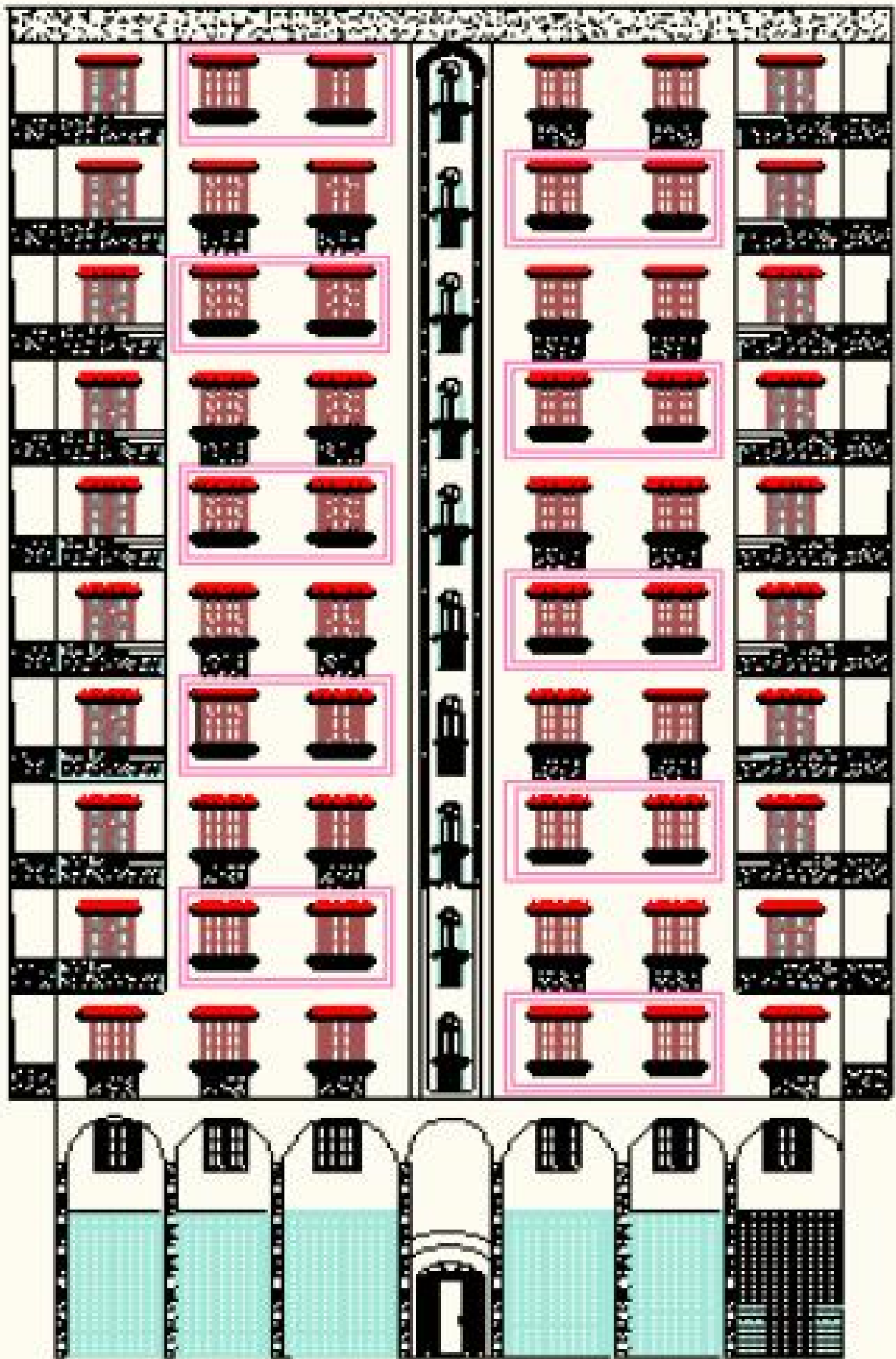
## Bibliographie

### ➤ Les livres:

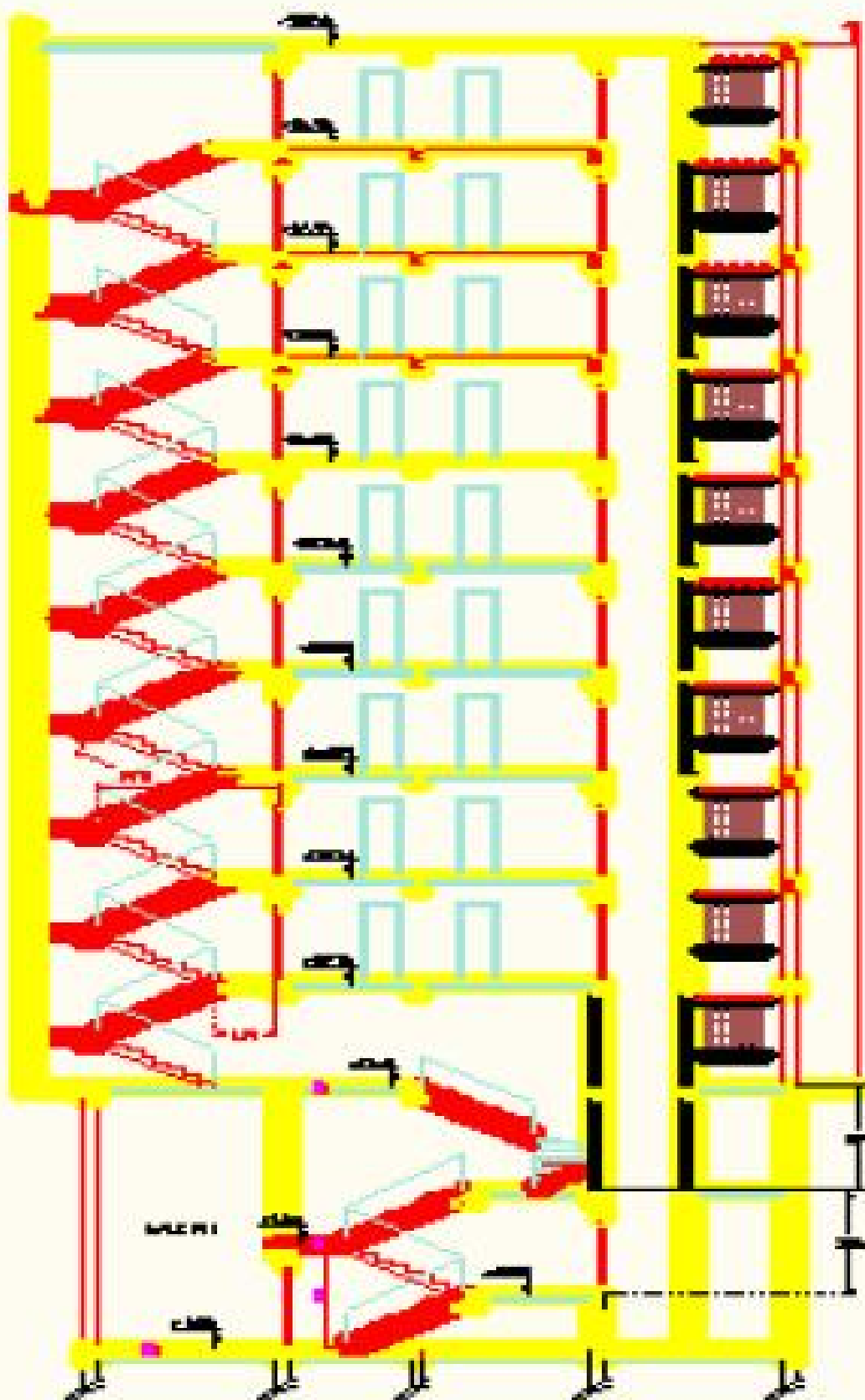
- ✓ Calcul des Ouvrages en béton armé -M.BELAZOUGUI- \*office des publications universitaires 1991;
- ✓ Cours de béton armé BAEL91-Jean- pierre MOUGIN- \*EYROLLES 1992\*;
- ✓ Pratiques du BAEL91-Jean PERCHAT et Jean ROUX- \*3eme édition 99\*;
- ✓ D.T.R.B.C-2.48 Règles parasismiques algériennes « RPA99 »;
- ✓ Règles Parasismiques Algériennes RPA 99
- ✓ D.T.R.B.C-2.2 Charges permanentes et charges d'exploitation ;
- ✓ Règle de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé CBA 93.
- ✓ Guide pour la rédaction des mémoires fin d'études ; A.MEDJBER/M.HAFIAN/H.AÏMER

### ➤ Outils informatiques

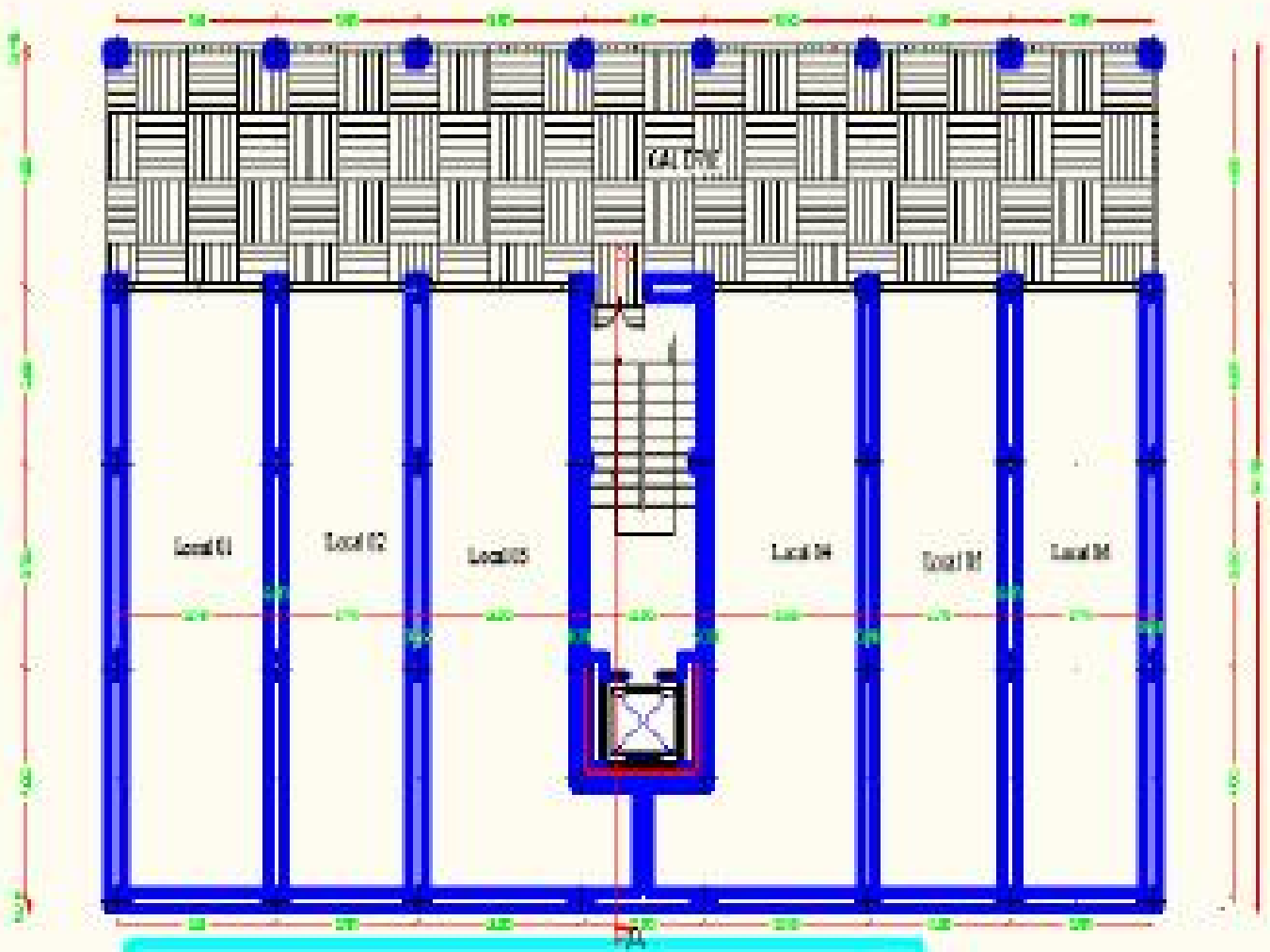
- ✓ Logiciel AUTOCAD
- ✓ Logiciel ETABS
- ✓ Logiciel EXCEL



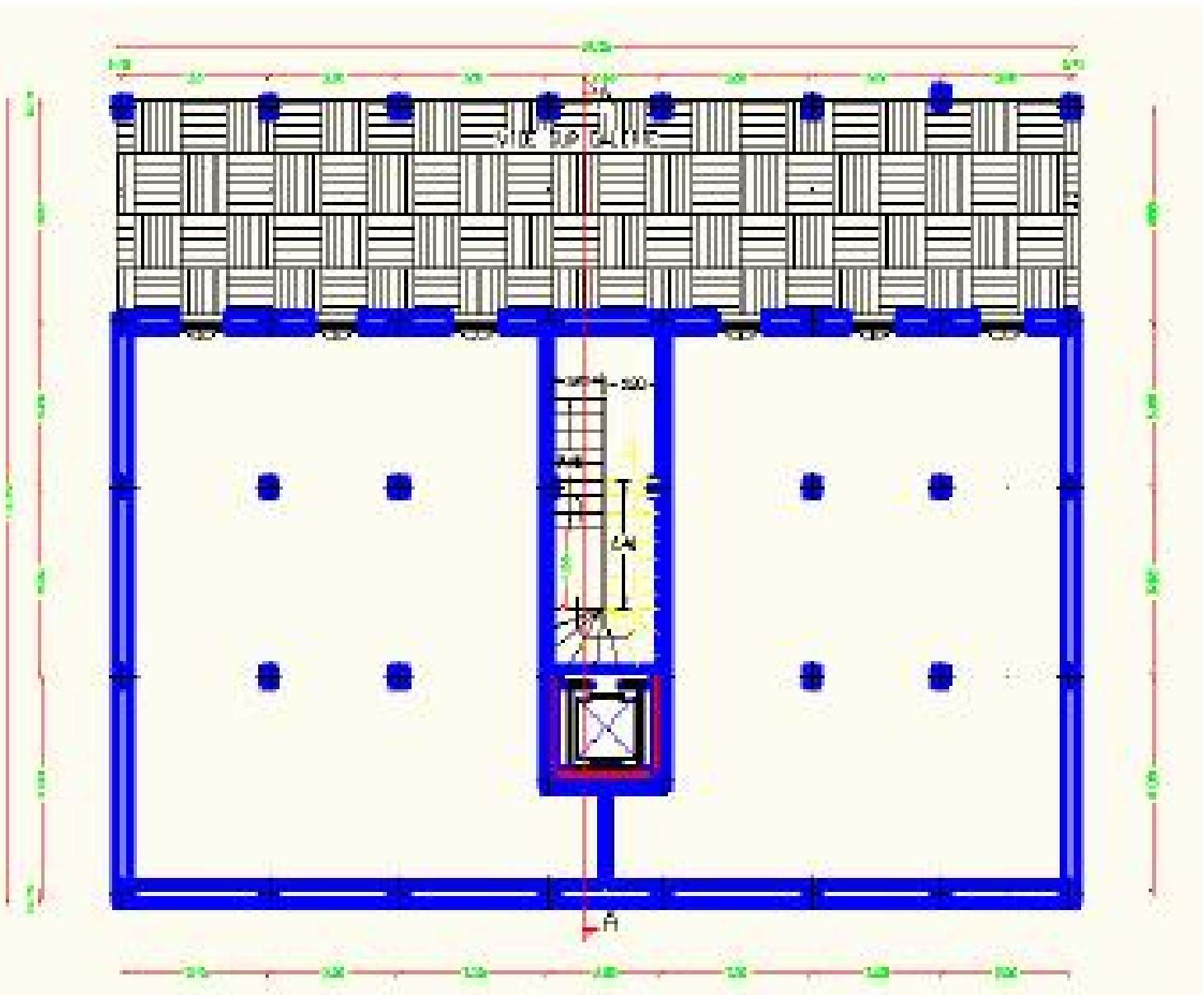
FACADE PRINCIPALE



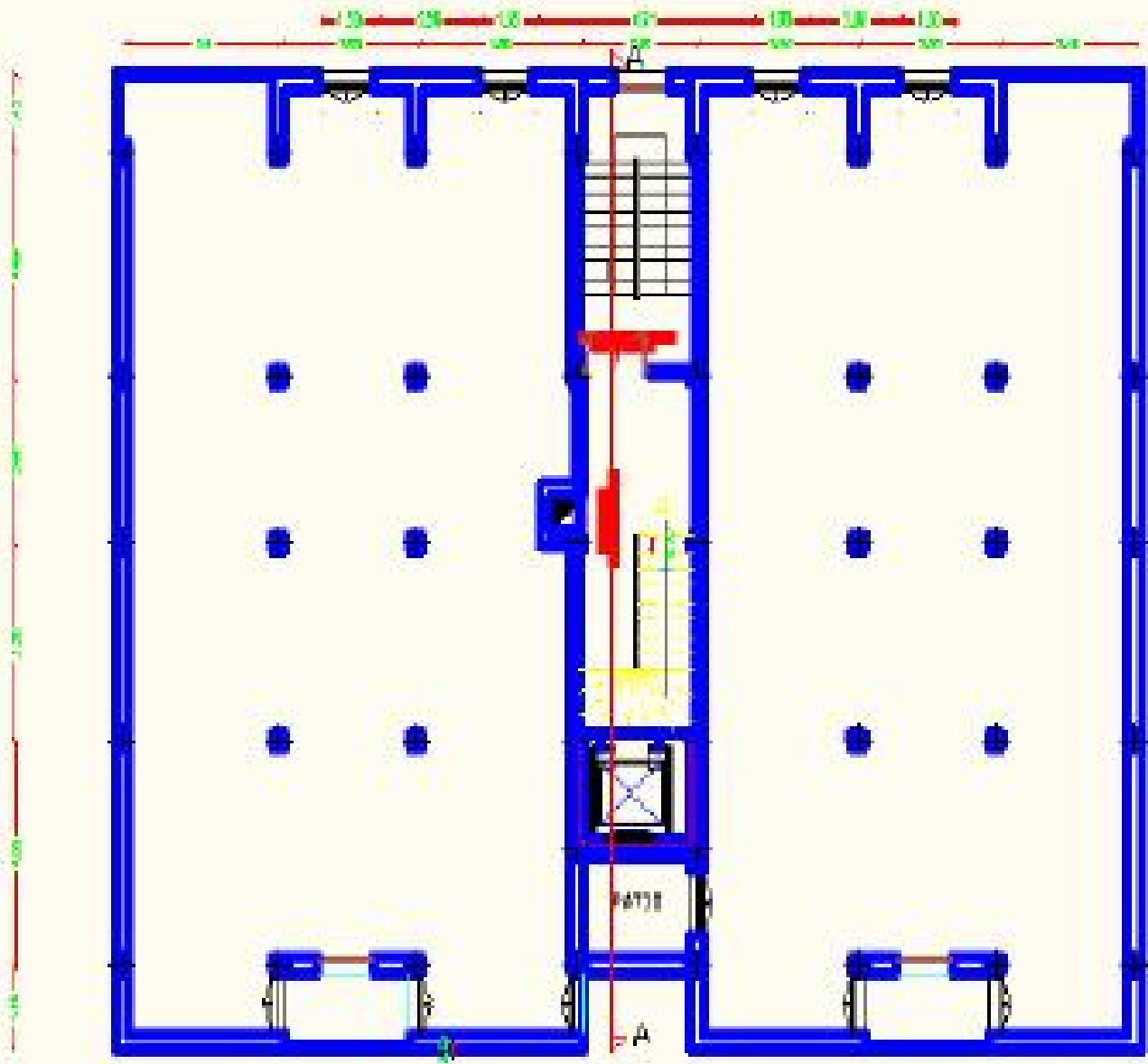
**COUPE SCHEMATIQUE**



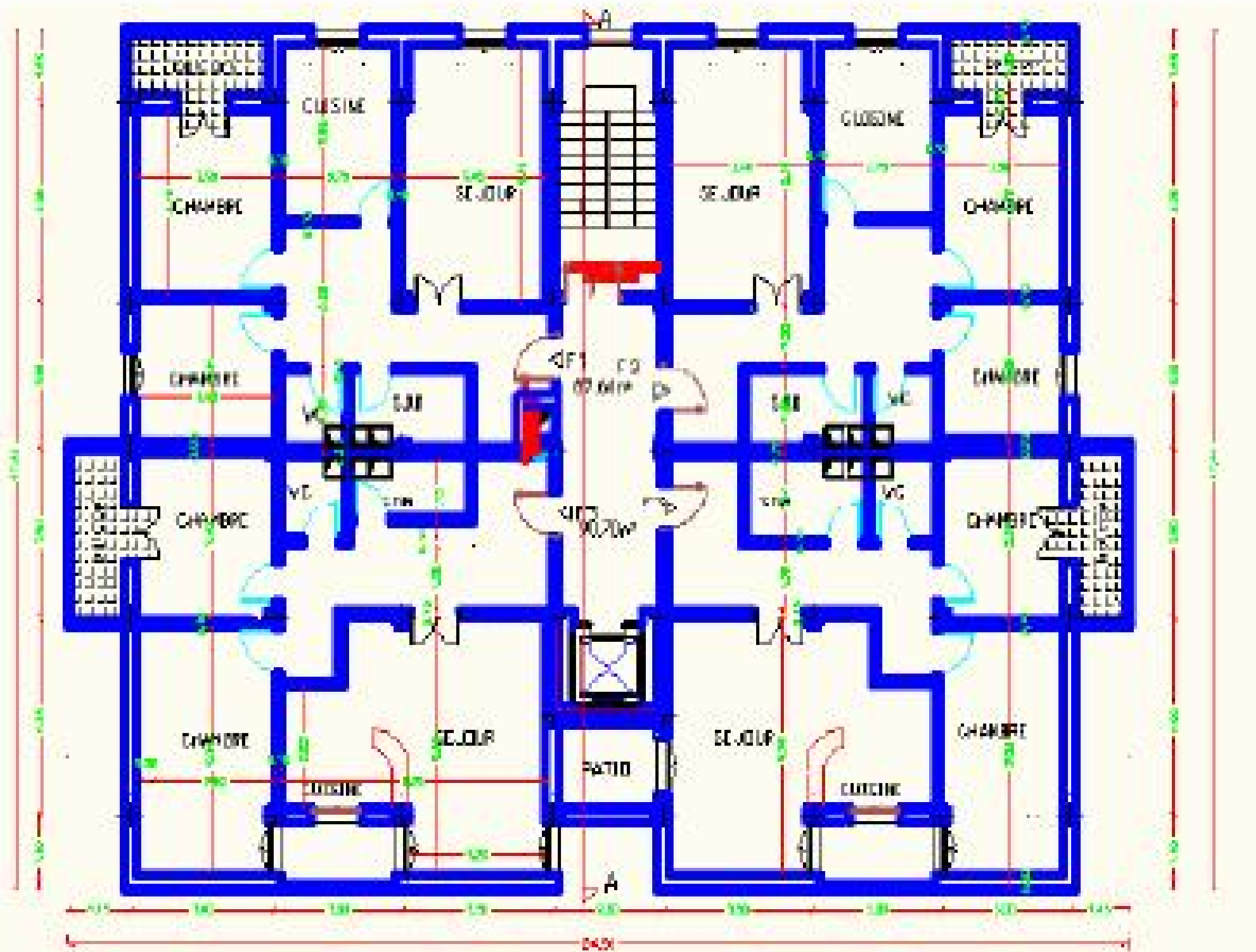
PLAN RDC



PLAN SERVICE

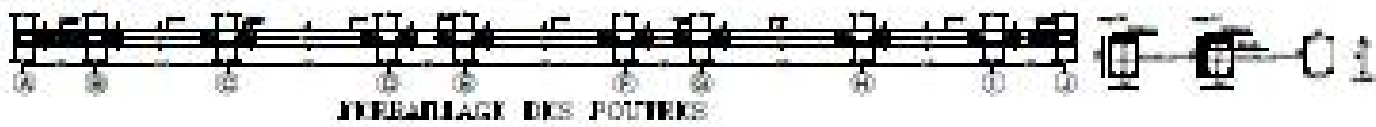


PLAN DU 1 er ETAGE

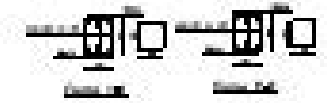
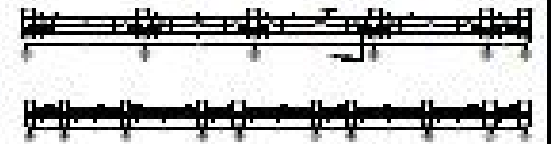


PLAN D'ETAGE COURANT

# PLANS DE FERRAILLAGE

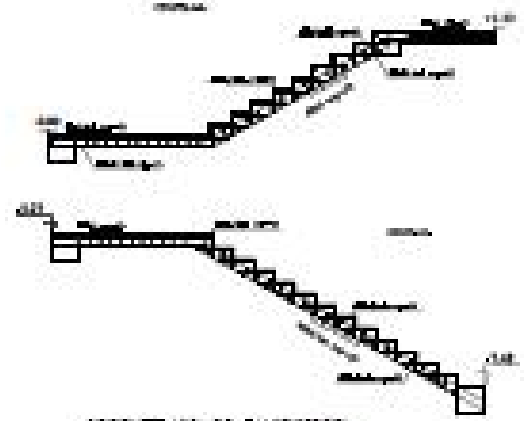


FERRAILLAGE DES POUTRES

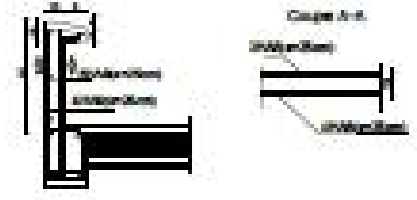


FERRAILLAGE DES POUTRES ET JONCTIONS DE L'APPUI

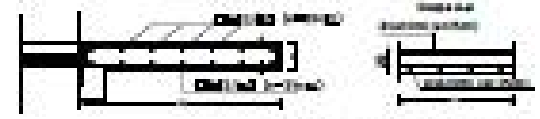
ASSEMBLAGE DES BOUTONS



FERRAILLAGE EN ESCALIERS



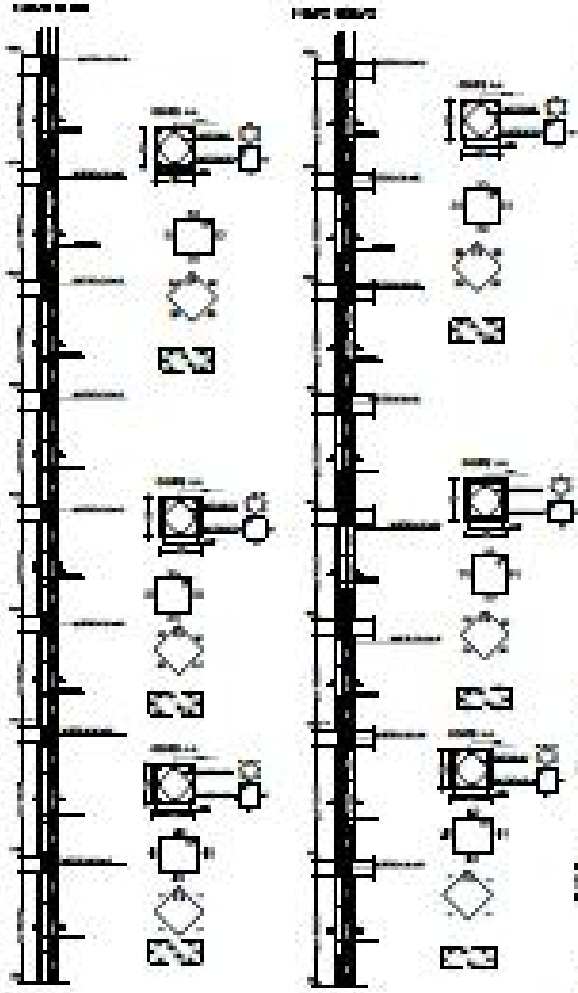
FERRAILLAGE DE BLOC



REINFORCEMENT OF SLAB



REINFORCEMENT OF SLAB



FERRAILLAGE DES POUTRES

