

**REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE**

**MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR  
ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE  
UNIVERSITE MOULOU D MAMMERI DE TIZI-OUZOU**

*Faculté de Génie civil  
Département De génie de construction*

**MEMOIRE DE FIN D'ETUDES**

**THEME :Etude d'une structure(R+9+2S-  
Sol+comble+toiture en bois) à usage commercial et  
bureautique à ossature voiles-portiques(Mixte) .**



**Diriger par :**

**M<sup>R</sup> MENSOURI**

**Etudié par :**

**M<sup>elle</sup> :BENINI NAWAL**

**M<sup>elle</sup> :BEN YUCEF KHELOUDJA**

**PROMOTION: 2018 /2019**

## **Chapitre I : Description de l'ouvrage**

- Figure I-1 : Les différents niveaux.
- Figure I-2 : les éléments principaux d'un plancher à corps creux.
- Figure I-3 : dalle pleine en B.A
- Figure I-4 : Exemple de ferme classique.
- Figure I-5 : évolution de la résistance  $f_{cj}$  en fonction de l'âge de béton.
- Figure I-6 : diagramme contrainte –déformation du béton a la compression (E.L.U)
- Figure I-7 : Diagramme contrainte- déformation du béton de calcul à l'ELS.
- Figure I-8 : Treillis soudés.
- Figure I-9: Diagramme déformations –contraintes d'acier.

## **Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments**

- Figure II-1 : schéma descriptif d'un plancher en corps creux
- Figure II-2 : Dimension de la poutre principale et secondaire
- Figure II-3 : coupes de voiles en plan et en élévation.
- Figure II.4 : schéma d'une toiture
- Figure II-5 : coupe horizontale de mur intérieur.
- Figure II-6 : coupe verticale de mur extérieur.
- Figure II-7 : coupe verticale de l'acrotère
- Figure II-8 : descente de charge.
- Figure II-9: schéma d'un poteau le plus sollicité.

## **Chapitre III : calcul des éléments secondaires**

- Figure III-1-1 : Coupe transversale de l'acrotère.
  - Figure III-1-2 : schémas statique
  - Figure.III.3 : Diagramme des efforts internes.
  - Figure III-4 : Ferrailage de l'acrotère
  - Figure III-5 : Plancher a corps creux .
  - Figure III-6 : Ferrailage de la dalle de compression.
  - Figure III-7 : Schéma statique de la poutrelle.
  - Figure III-8 : Coupe vertical d'une poutrelle.
  - Figure III-9 :Methode des trois moments. .
  - Figure III-10 : Schéma statique de la poutrelle
  - Figure III-11 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU
  - Figure III-12 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.
  - Figure III-13 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS
  - Figure III-14 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS
  - Figure III.15 : Plan de ferrailage du plancher en corps creux
  - Figure III-16 : Schéma statique du balcon.
  - Figure III-17 : dimension du balcon.
-

## Liste des figures

---

- Figure III-18 : disposition des armatures principales du balcon
- Figure III-19 : Schéma de ferrailage de balcon
- Figure III-20 : Schéma d'un ascenseur mécanique
- Figure III-21 : Diffusion de charge dans le feuillet moyen de la dalle de la salle machine.
- Figure III-22 : Diagramme des moments de panneau de dalle en travée et aux appuis.
- Figure III-23 : Schéma de Ferrailage de la dalle salle machine.
- Figure III.24 : Schéma des escaliers droits
- Figure III.25 : Le schéma statique de l'escalier
  
- Figure.III.26: Schéma de chargement à l'ELU
- Figure III.27 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à L'ELU
- Figure III.28 : une section rectangulaire d'une bande de 1m
- Figure.III.29: Schéma de chargement à l'ELS.
- Figure III.30 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à L'ELS
- Figure III.31: Schéma de la poutre palière.
- Figure III.32: Diagramme des efforts tranchants et les moments fléchissant à L'ELU
- Figure III.33 : Diagrammes des efforts internes à l'ELS
- Figure III.34 :Plan de ferrailage de la poutre palière.
- Figure III.35 : Schéma statique d'une poutre continue

### **Chapitre IV: Etude de contreventement**

- Figure IV.1:Coupe verticale d'un niveau.
- Figure IV-2 : coefficients  $K$  relatifs aux portiques.
- Figure IV.3 : vue en plan et en coupe des refends.
- Figure IV.4:schéma d'un trapèze.
- FigureIV. 5: Système de forces horizontales et efforts tranchants résultants.
- Figure IV.6:Comparaison des inerties des voiles et des portiques dans le sens longitudinal.
- Figure IV.7:Comparaison des inerties des voiles et des portiques dans le sens transversal.

### **Chapitre V: Présentation d'ETABS, modification et vérification de RPA**

- Figure V-1 : Interface d'initialisation du modèle.
  - Figure V-2 : Interface d'introduction des données générales.
  - Figure V-3 : Interface de modification des entre-axes.
  - Figure V-4 : Interface de modification des hauteurs d'étages.
  - Figure V-5 : Interface d'introduction des caractéristiques du béton et des aciers.
  - Figure V-6 : Interface d'introduction des caractéristiques des éléments linéaires.
-

## Liste des figures

---

- Figure V-7 : Interfaces d'introduction des données des voiles et des dalles.
- Figure V-8 : Interface d'introduction des charges pour les poutres.
- Figure V-9 : Interface d'introduction des charges pour les dalles.
- Figure V-10 : Interface d'introduction des données de spectre dans le logiciel RPA99.
- Figure V-11 : Interface d'introduction du spectre
- Figure V-12 : Interface de définition des caractéristiques du spectre.
- Figure V-13 : Interface d'introduction des types d'appuis.
- Figure V-14 : Interface d'introduction des coefficients définissant la masse sismique
- Figure V-15 : Interface d'introduction des diaphragmes.
- Figure V-16 : Interfaces d'introduction des combinaisons d'action.
- Figure V-17: Vue en 3D de la structure.
- Figure V-18 : Vue en plan de la structure
- Figure V-19 : Justification de la période et les masses participantes
- Figure V-20: Tableaux des efforts.
- Figure V-21 : Déplacement maximal selon x-x et y-y.
- Figure V-22: Tableau de la vérification de l'excentricité.

### **Chapitre VI: Ferrailage des éléments structuraux**

- Figure VI-1 : Section en flexion composée.
  - Figure VI-2- caractéristiques et sollicitation de la section
  - Figure VI-3- affichage des résultats
  - Figure VI-4: Schéma de ferrailage de poteau 50x50.
  - Figure VI-5 : Schéma de ferrailage de poteau 45x45.
  - Figure VI-6 : Schéma de ferrailage de poteau 40x40.
  - Figure VI-7 : Schéma de ferrailage de poteau 35x35
  - Figure VI-8 : Schéma de ferrailage de poteau 30x30.
  - Figure VI-9 : disposition des armatures tendues S.S.A.
  - Figure VI-10: Disposition des armatures S.D.A.
  - Figure VI-11 : Schéma de ferrailage en travée d'une poutre principale.
  - Figure VI.12: Schéma de ferrailage aux appuis d'une poutre principale.
  - Figure VI.13: Schéma de ferrailage en travée d'une poutre secondaire.
  - Figure VI.14 : Schéma de ferrailage aux appuis d'une poutre secondaire.
-

## Liste des figures

---

- Figure VI.14 : La disposition des voiles.
- Figure VI.14 : Disposition des armatures verticales dans les voiles.

### **Chapitre VII: Etude de l'infrastructure**

- Figure VII.1 : Diagramme des contraintes sous le radier
  - Figure VII -2 : Périmètre utile des voiles et des poteaux.
  - Figure VII.3 : Schéma statique du débord.
  - Figure VII.4: Répartition trapézoïdale.
  - Figure VII.5 : Présentation du chargement simplifié
  - Figure VII.6: Répartition triangulaire.
  - Figure VII.7 : Schéma statique de la nervure à l'ELU (utilisée pour le calcul des moments fléchissant) (sens x-x).
  - Figure VII.8: Diagramme des moments fléchissant à l'ELU (sens x-x).
  - Figure VII.9 : Schéma statique de la nervure ELU (utilisée pour le calcul des efforts tranchants) (sens x-x).
  - Figure VII.10 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU (sens x-x).
  - Figure VII.11 : Schéma statique de la nervure ELS (utilisée pour le calcul des moments fléchissant) (sens x-x).
  - Figure VII.12 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS (sens x-x).
  - Figure VII.13 : Schéma statique de la nervure ELS (utilisée pour le calcul des efforts tranchants) (sens x-x).
  - Figure VII.14 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS (sens x-x).
  - Figure VII.15 : Schéma statique de la nervure ELU (utilisée pour le calcul des moments fléchissant) (sens y-y).
  - Figure VII.16 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU(sens y-y)..
  - Figure VII.17 : Schéma statique de la nervure ELU (utilisée pour le calcul des efforts tranchants) (sens y-y).
  - Figure VII.18 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU(sens y-y).
  - Figure VII.19: Schéma statique de la nervure (utilisée pour le calcul des moments fléchissant) (sens y-y).
  - Figure VII.20: Diagramme des moments fléchissant à l'ELS(sens y-y).
  - Figure VII.21: Schéma statique de la nervure ELS (utilisée pour le calcul des efforts tranchants) (sens y-y).
-

## Liste des figures

---

- Figure VII.22 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS(sens y-y).

### **Chapitre VIII : Eude du mur plaque**

- Figure 1:Schéma statique du Mur plaque
  - Figure 2: Diagramme des contraintes.
  - Figure 3 : Ferrailage du mur plaque
-

## Liste des tableaux

### Chapitre I : Description de l'ouvrage

- Tableau.1.1 : Caractéristiques géométriques
- Tableau I.2 : Caractéristiques des aciers.
- Tableau I.3 : valeurs des contraintes admissible de l'acier

### Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments

- Tableau II-1 : Vérification exigé par le R.P.A.
- Tableau II-2 : Calcul des épaisseurs des voiles
- Tableau II-3 : Verifications exigées par le R.P.A
- Tableau II-4 : Poids propre d'une toiture.
- Tableau II-5 : Poids propre de comble
- Tableau II-6 : Poids propre du plancher étage courant.
- Tableau II-7 : Poids propre du plancher terrasse inaccessible.
- Tableau II-8 : Poids propre de la dalle pleine
- Tableau II-9 : Charge permanente de Murs intérieur
- Tableau II-10 : Charge Permanente de Murs extérieur
- Tableau II-11: charges d'exploitation
- Tableau II-12: Coefficient de dégression des surcharges en fonction des niveaux.
- Tableau II-13 : Les charges cumulées.
- Tableau II-14 : Application numérique des charges cumulées.
- Tableau II-15 : Récapitulatif de la décente de charge.
- Tableau II-16 : Résistance des poteaux au flambement

### Chapitre III: calcul des éléments

- Tableau III-1 : calcul des moments en travées
- Tableau III-2 : calcul des efforts tranchants à l'E.L.U
- Tableau III-3:calcul des efforts tranchants à l'E.L.S.
- Tableau III-4. : Charge permanente de la volé.
- Tableau III-5 : Charge permanente de palier

### Chapitre IV: Etudes de contreventement

- Tableau 1 : Rigidités linéaires des poteaux dans le sens longitudinal
- Tableau 2 : Rigidités linéaires des poteaux dans le sens transversal
- Tableau 3: Rigidités linéaires des poutres dans le sens longitudinal
- Tableau 4: Rigidités linéaires des poutres dans le sens transversal.
- Tableau 5 : Rigidité relative par portique dans le sens longitudinal.
- Tableau 6: Rigidité relative par portique dans le sens transversal
- Tableau 7: Inertie des voiles dans le sens longitudinal.
- Tableau 8: Inertie des voiles dans le sens transversal.

## Liste des tableaux

---

- Tableau 9: Les valeurs de la flèche de refend à chaque niveau.
- Tableau 10 :Inerties fictives des portiques longitudinaux
- Tableau 11 :Inerties fictives des portiques transversaux
- Tableau 12: Comparaison des inerties de voiles et des portiques suivant le sens longitudinal.
- Tableau 13 :Comparaison des inerties de voiles et des portiques suivant le sens transversal

### Chapitre V: Présentation ETABS et vérification de RPA

- Tableau. V.1 : Caractéristiques du spectre de réponse
- Tableau V.2: Valeurs de pénalités  $P_q$ .
- Tableau V.3: Coefficient d'amortissement critique
- Tableau V.4: Récapitulatif des valeurs de A, D, Q, R et  $W_t$
- Tableau V.5: Déplacements relatifs sous l'action  $E_x$  et  $E_y$
- Tableau: V.6: Vérification de l'effet P-Delta suivant x-x
- Tableau: V.7: Vérification de l'effet P-Delta suivant y-y
- Tableau V-8 : Période et participation massique
- Tableau V.9: Vérification de l'excentricité
- Tableau.V.10: Vérification de l'effort normal réduit

### Chapitre VI: Ferrailage des éléments :

- Tableau VI 1: Caractéristiques de calcul en situation durable et accidentelle.
- Tableau VI.2 : Récapitulatif des sections d'acier recommandées par RPA
- Tableau VI.3 : Efforts internes dans les poteaux dans le sens Longitudinal.
- Tableau VI.4: Efforts internes dans les poteaux dans le sens transversal.
- Tableaux VI-5: Ferrailage des poteaux à l'ELU dans le Sens longitudinal
- Tableaux VI-6 : Ferrailage des poteaux à l'ELU dans le Sens transversal
- Tableau VI.7: Quantité minimale d'armatures transversales
- Tableau VI-8 : Vérification des efforts tranchants dans les poteaux.
- Tableau VI-9 : Vérification des ferrillages à l'ELS dans le Sens longitudinal:
- Tableaux VI-10 : Vérification des ferrillages à l'ELS dans le Sens transversal:
- Tableau VI.11 : Vérification des contraintes(X-X)
- Tableau VI.12 : Vérification des contraintes (Y-Y).
- Tableau VI.13 : Section des armatures longitudinales.
- Tableau VI-14 : Résumé de calcul des poutres principales
- Tableau VI-15 : Résumé de calcul des poutres secondaires.
- Tableau VI.16 : Vérifications armatures transversales à l'ELU.
- Tableau VI-17 : Vérification du ferrailage des poutres principales l'ELS.
- Tableau VI-18: Vérification du ferrailage des poutres secondaires à l'ELS.
- Tableau VI .19 : Tableau des efforts normaux.
- Tableau VI-20: Tableau des armatures verticales
- Tableau VI.21: Ferrailage des Voiles longitudinaux VL1
- Tableau VI.22: Ferrailage des Voiles longitudinaux VL2

## Liste des tableaux

---

- Tableau VI.23: Ferrailage de Voile longitudinal VL3 :
- Tableau VI.24: Ferrailage de Voile longitudinal VT1:
- Tableau VI.25 : Ferrailage des voiles transversaux VT2

### **Chapitre VII: Etude de l'infrastructure**

- Tableau VII-1 : Surface de semelles filantes sous voiles (sens longitudinal).
- Tableau VII-2 : Surface de semelles filantes sous voiles (sens transversal).
- Tableau VII-3 : Surface de semelles filantes sous poteaux.
- Tableau VII.4 : vérification de la section minimal.
- Tableau VII.5 : Charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens longitudinale).
- Tableau VII.6 : Charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens transversal).
- Tableau VII.7 : Les efforts internes dans les nervures.
- Tableau VII.8 : Le ferrailage adopté pour la nervure.
- Tableau VII.9 : Vérification des contraintes à l'ELS.

### **Chapitre VIII: Etude de mur plaque**

- Tableau VIII-1 : ferrailage de mur plaque
- Tableau VIII-2 : vérification des contrainte à l'ELS

---

# **SOMMAIRE**

## **Introduction Générale**

**Chapitre I :** Présentation de l'ouvrage .....1

**Chapitre II :** prédimensionnement des éléments.....17

**Chapitre III :** Calcule des éléments secondaires.....34

- **III.1 :** Acrotère..... 34
- **III.2 :** Planchers.....41
- **III.3 :** Balcons.....63
- **III.4 :** La salle machine.....69
- **III.5 :** Escaliers.....78
- **III.6 :** La poutre palière.....96
- **III.7 :** Etude de la toiture.....105

**Chapitre IV :** Etude de contreventement.....111

**Chapitre V :** Modélisation et vérification des exigences de l'RPA.....152

**Chapitre VI :** Ferrailage des éléments :

- **VI.1 :** Ferrailage des poteaux.....175
- **VI.2 :** Ferrailage des poutres.....188
- **VI.3 :** Ferrailage des Voiles.....198

**Chapitre VII :** Etude de l'infrastructure.....212

**Chapitre VIII :** Etude du mur plaque .....251

**Conclusion**

**Bibliographie**

---

## Introduction générale :

**L**e développement économique dans les pays industrialisés privilégie la construction verticale dans un souci d'économie de l'espace.

Tant que l'Algérie se situe dans une zone de convergence de plaques tectoniques, donc elle se représente comme étant une région à forte activité sismique, c'est pourquoi elle a de tout temps été soumise à une activité sismique intense.

Cependant, il existe un danger représenté par ce choix (construction verticale) à cause des dégâts comme le séisme qui peuvent lui occasionner.

Chaque séisme important on observe un regain d'intérêt pour la construction parasismique. L'expérience a montré que la plupart des bâtiments endommagés au tremblement de terre de BOUMERDES du 21 mai 2003 n'étaient pas de conception parasismique. Pour cela,

Il y a lieu de respecter les normes et les recommandations parasismiques qui rigidifient convenablement la structure.

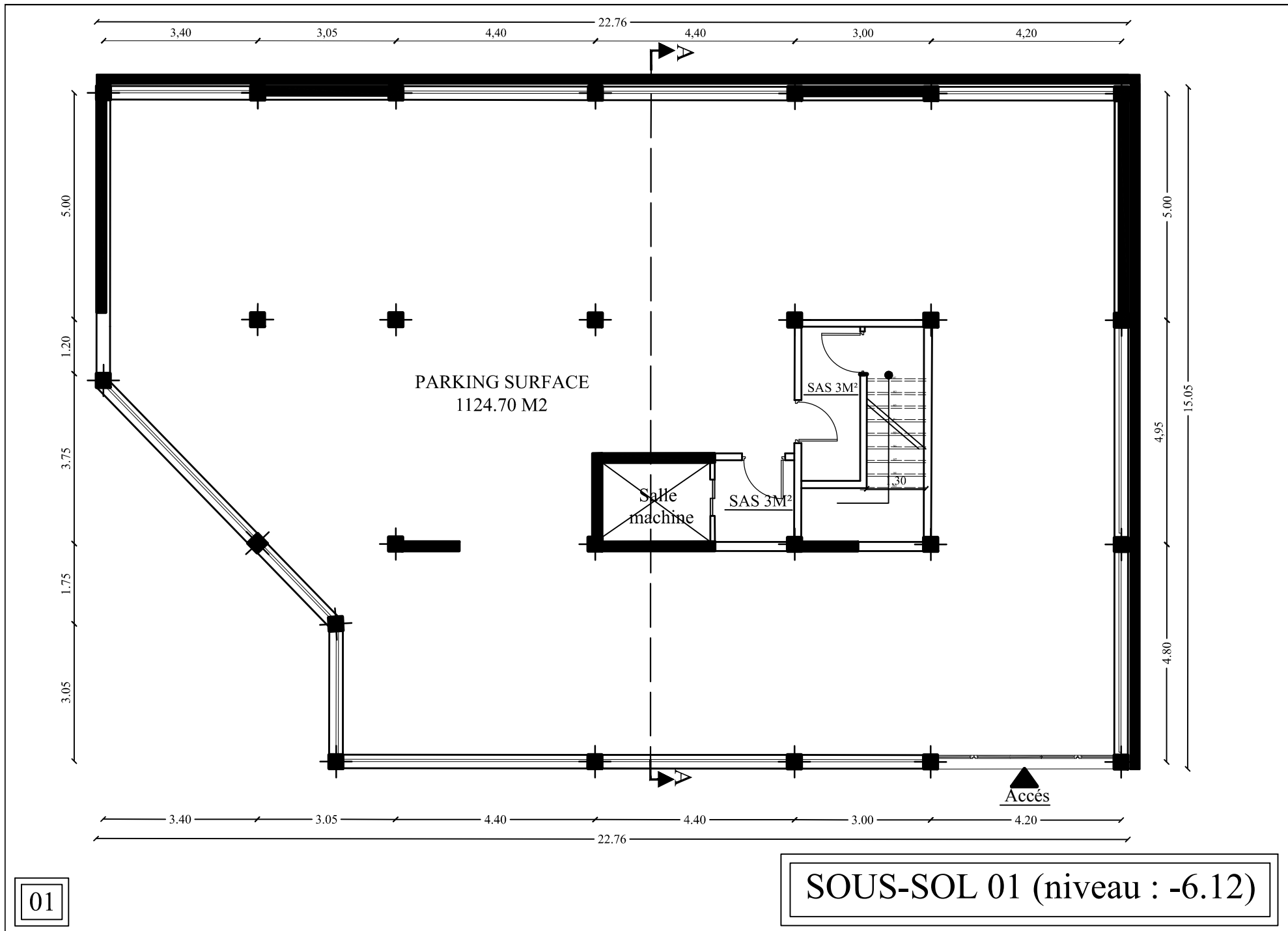
Chaque étude de projet du bâtiment a des buts:

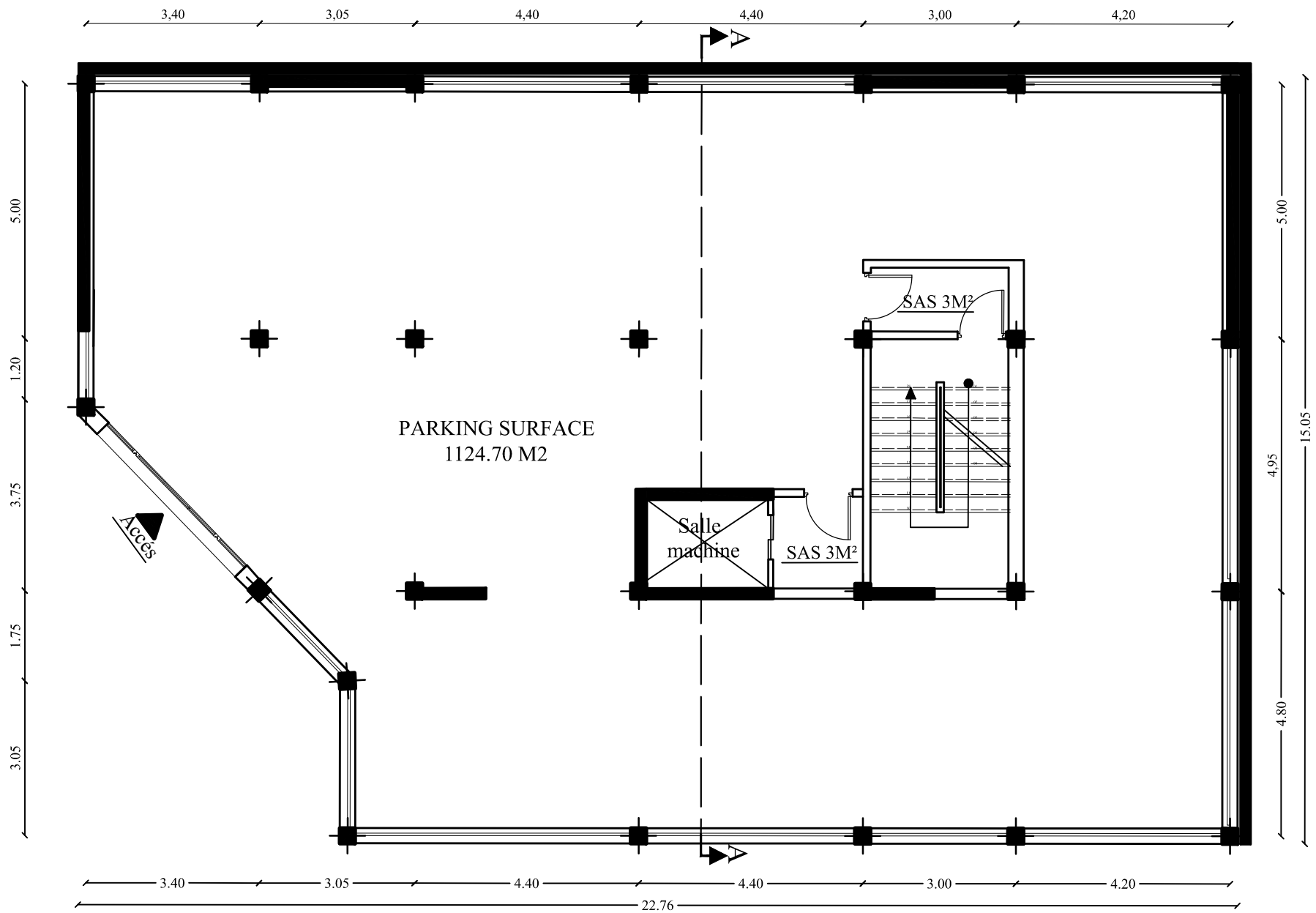
- La sécurité (le plus important): assurer la stabilité de l'ouvrage.
- Economie: sert à diminuer les coûts du projet (les dépenses).
- Confort
- Esthétique.

L'utilisation du béton armé (B.A) dans la réalisation c'est déjà un avantage d'économie, car il est moins chère par rapport aux autres matériaux (charpente en bois ou métallique) avec beaucoup d'autres avantages comme par exemples :

- Souplesse d'utilisation.
- Durabilité (duré de vie).
- Résistance au feu.

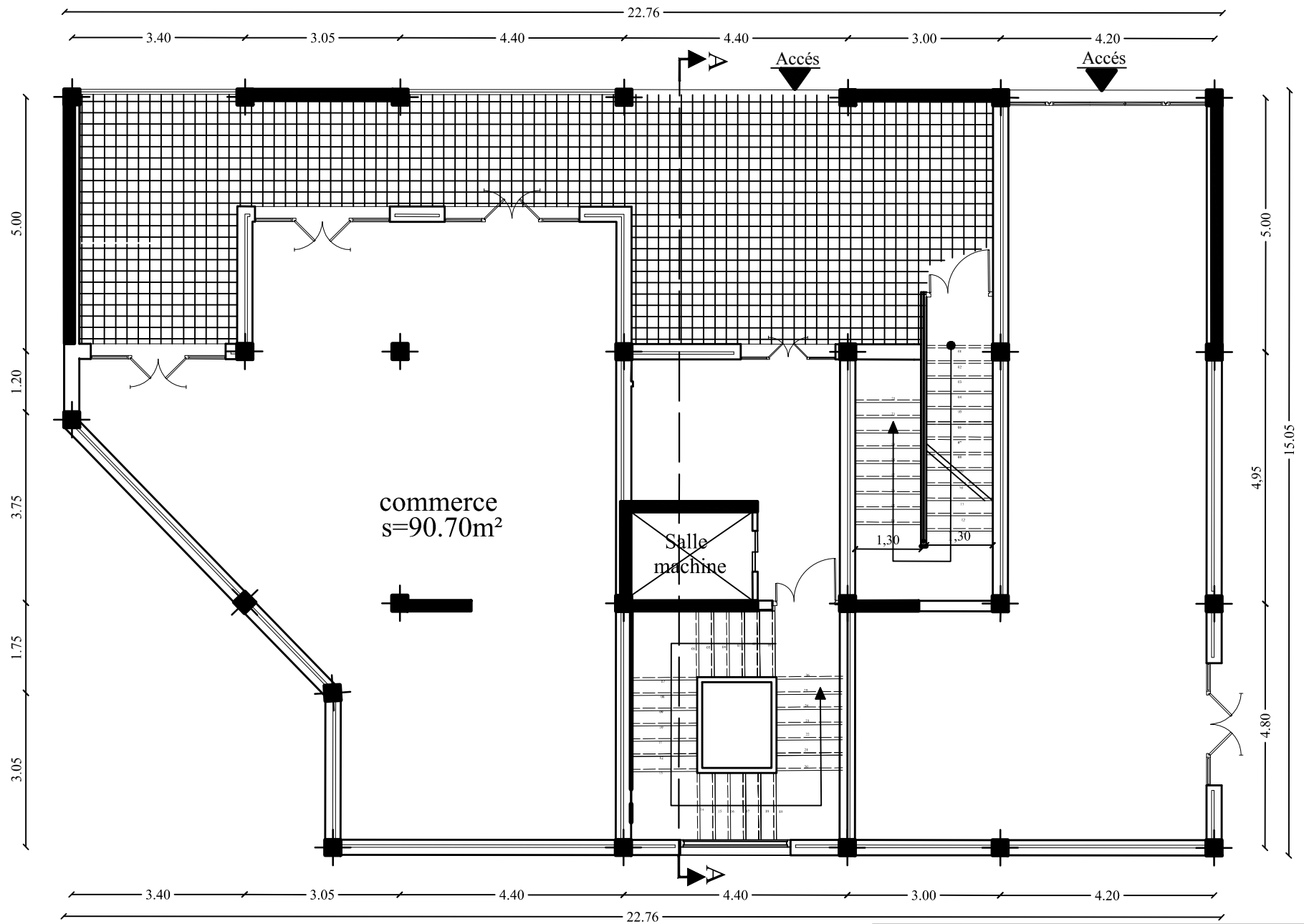
Dans le cadre de ce projet, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment en béton armé à usage commercial et service, implantée dans une zone de moyenne sismicité, comportant deux sous-sol, un RDC et 9 étages n'est pas encore réaliser à Tizi Ouzou.





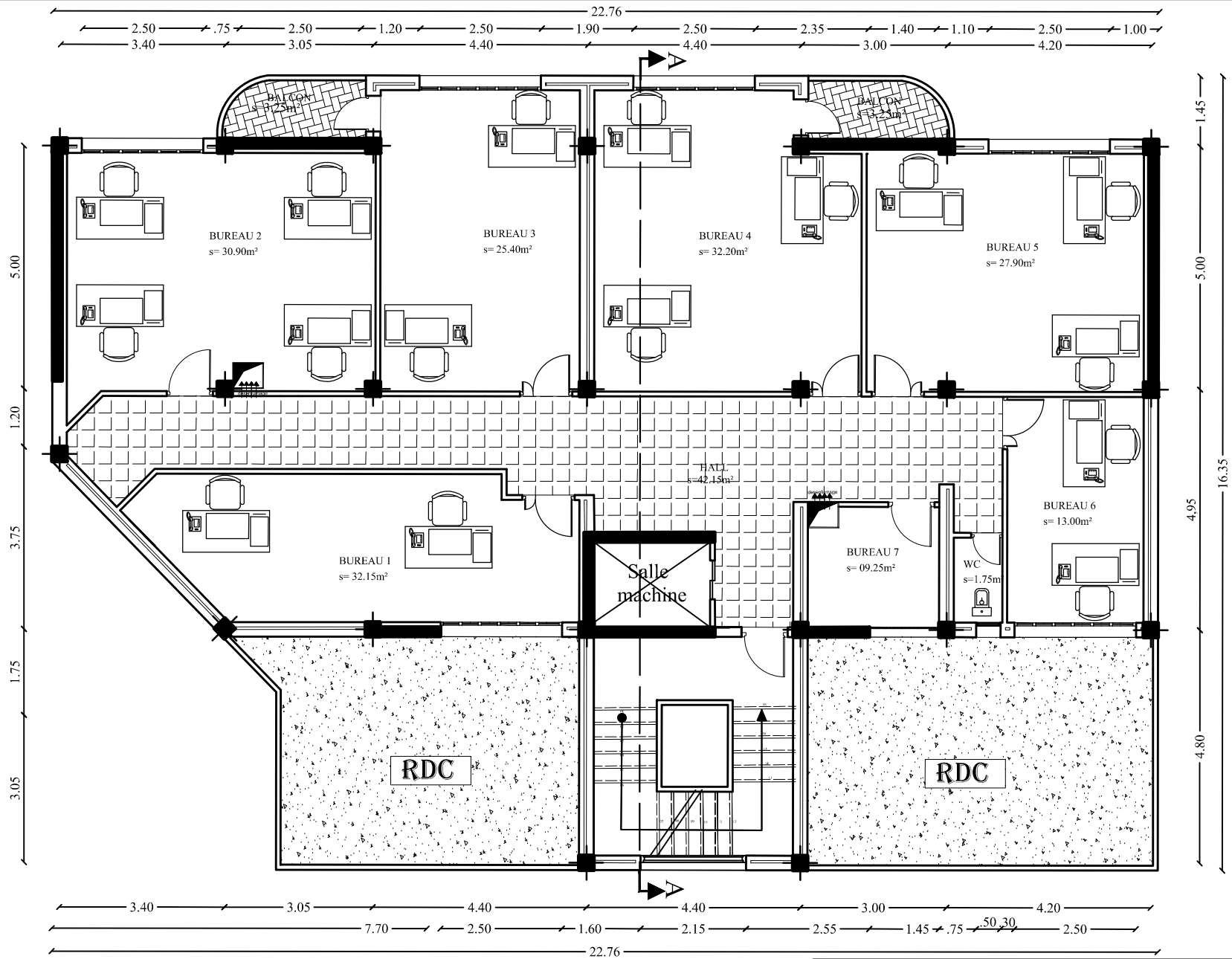
02

SOUS-SOL 02 (niveau : -3.06)

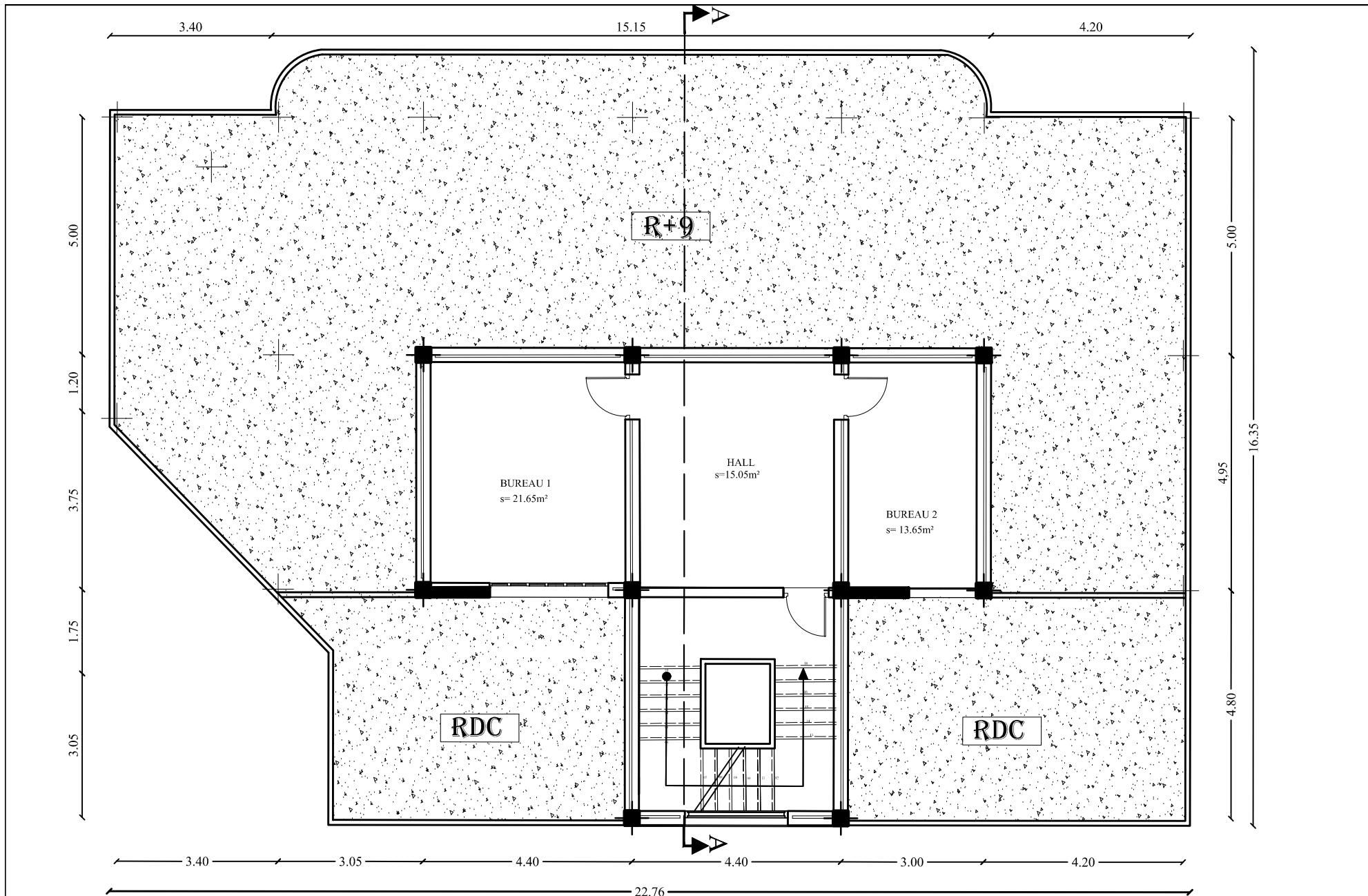


03

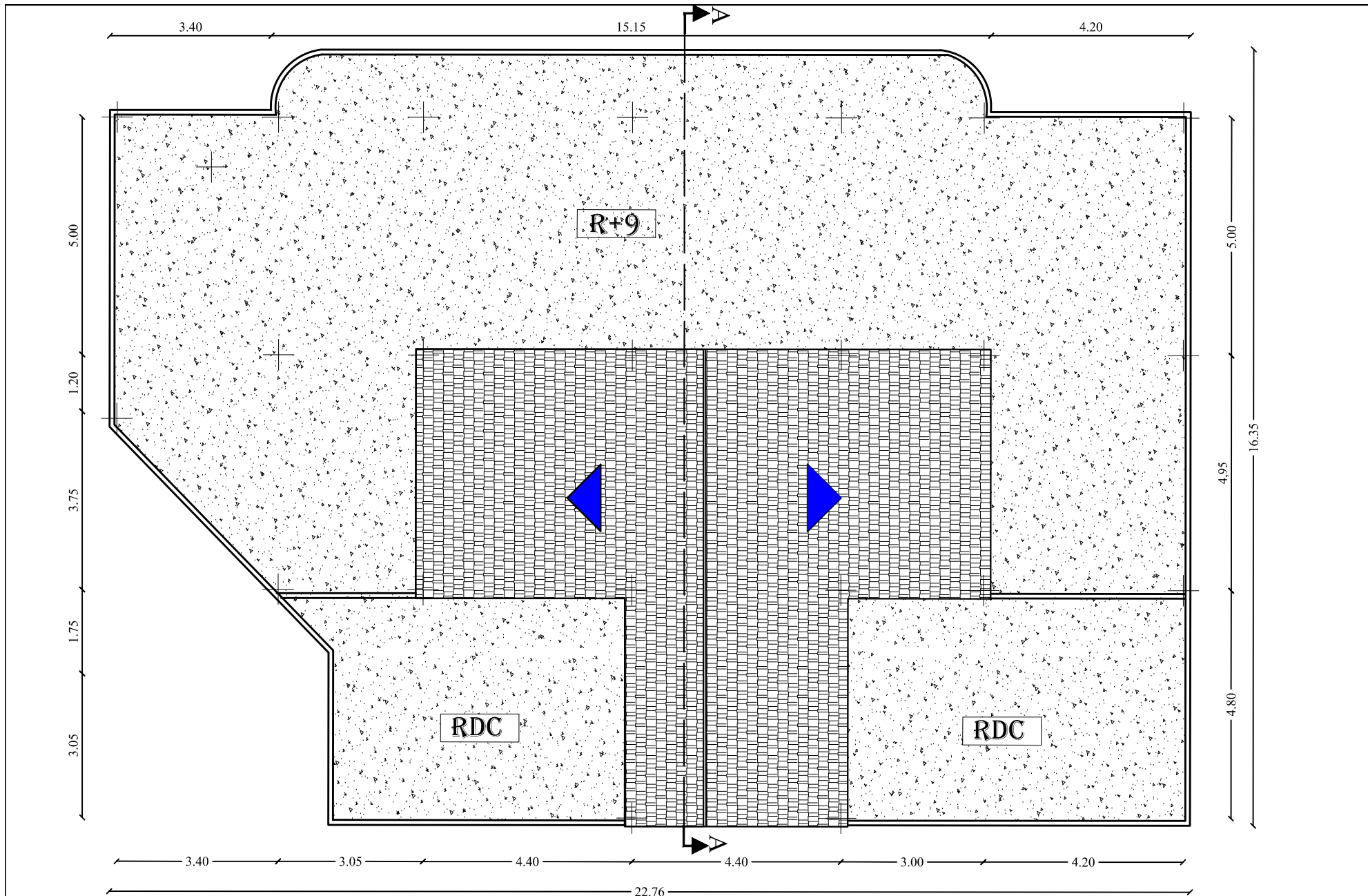
RDC (niveau : ±0.00)



PLAN D'ETAGES COURANTS  
( 1 ; 2 ; 3 ; 4 ; 5 ; 6 ; 7 ; 8 et 9 ETAGE )

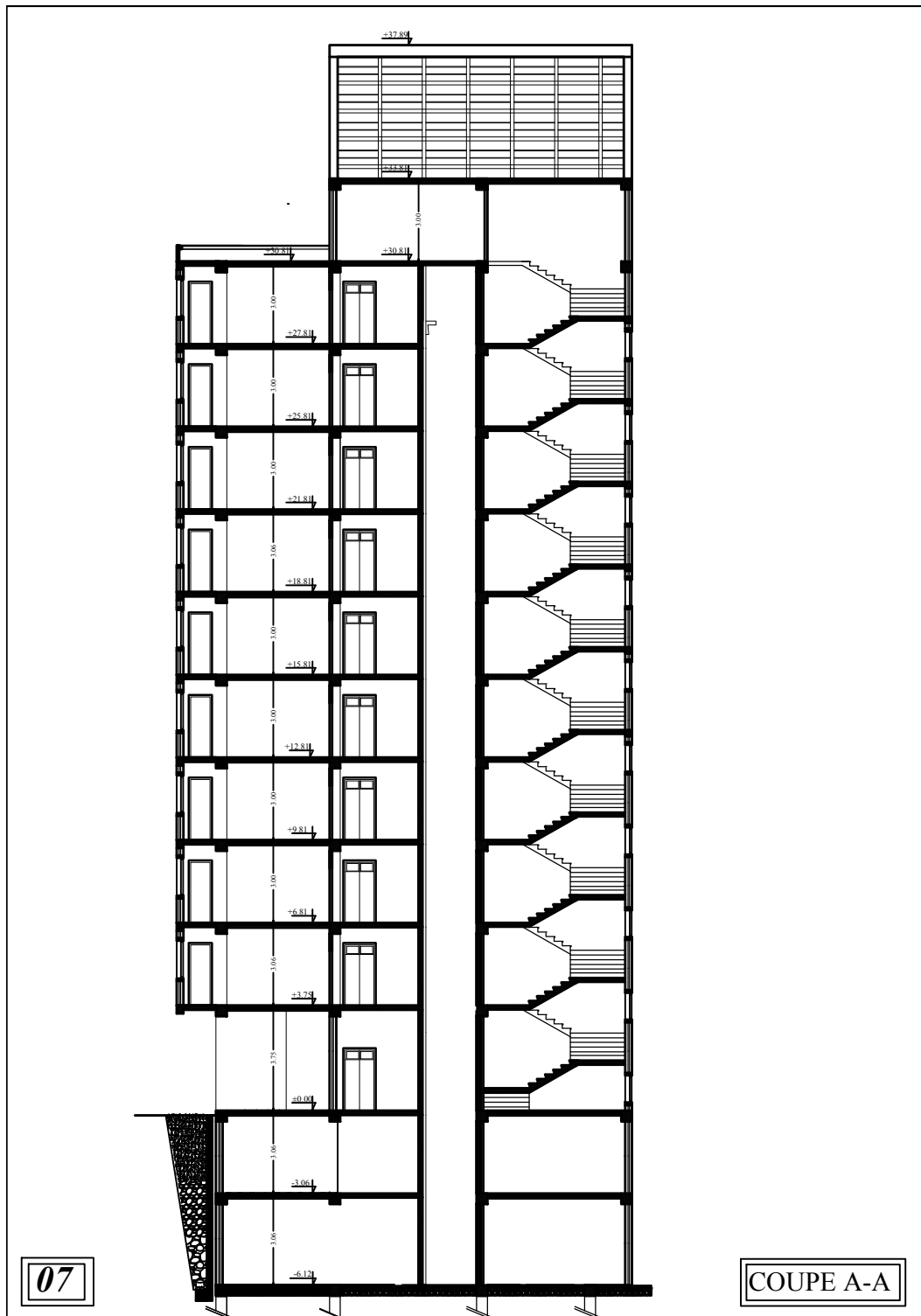


PLAN D'ETAGES 10eme ETAGE



06

PLAN TOITURE



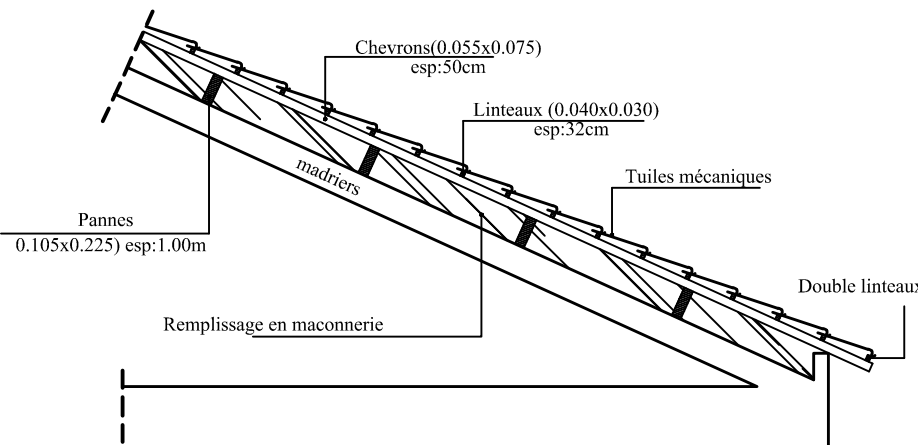
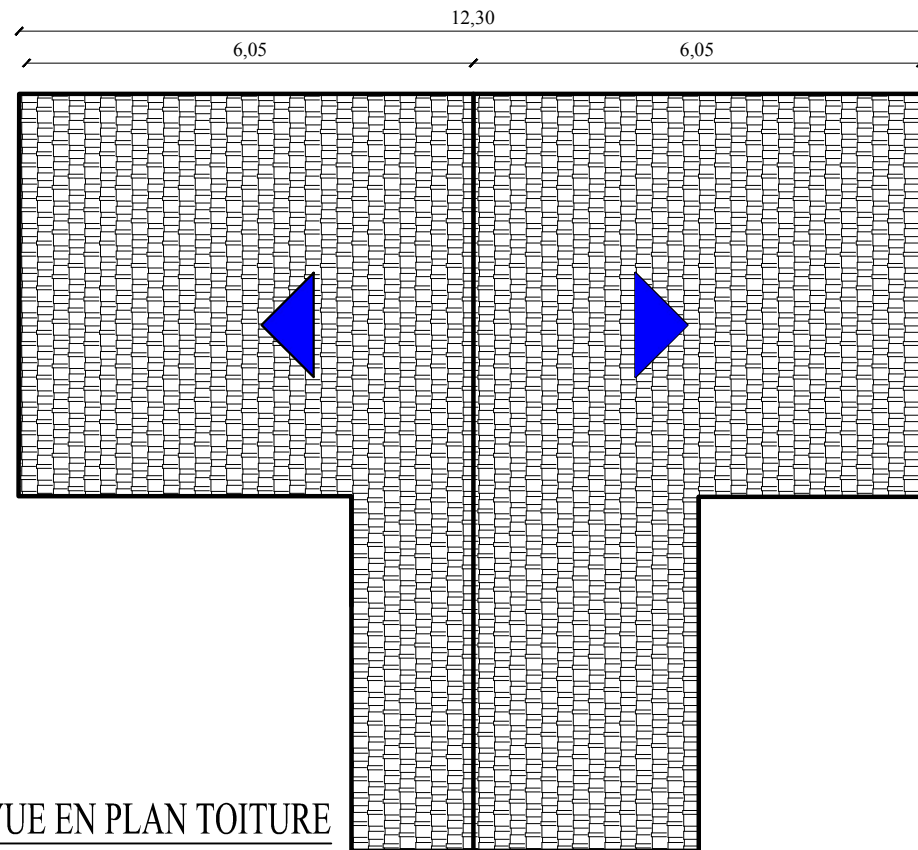
07

COUPE A-A



08

FAÇADE PRINCIPALE



**I.1. Introduction:**

La stabilité de l'ouvrage est en fonction de la résistance des différents éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles...) aux différentes sollicitations (compression, flexion...) dont la résistance de ces éléments est en fonction du type des matériaux utilisés et de leurs dimensions et caractéristiques. Donc pour le calcul des éléments constituant un ouvrage, on se base sur des règlements et des méthodes connues (BAEL91, RPA99modifié en2003) qui s'appuie sur la connaissance des matériaux (béton et acier) et le dimensionnement et ferrailage des éléments résistants de la structure.

**I.2. Implantation de l'ouvrage:**

Le projet que nous avons en train d'étudier consiste a un bâtiment a r+9+2s/sol à usage commerciale et service, Il considère comme un ouvrage de catégorie d'importance moyenne \* groupe d'usage 2\* sera implanté dans la wilaya de TIZI OUZOU classée selon le règlement parasismique Algérie (RPA99/Vérsion2003) comme zone de moyenne sismicité (zone IIa).

Composé De :

- Deux sous-sols destinés comme parking.
- Un Rez-de-chaussée
- 09 étages courant à usage de bureau.
- D'une toiture.
- D'une cage d'escalier.
- D'une cage d'ascenseur.

**I.3Etude de sol**

Le rapport du sol ne nous a pas été remis, alors nous avons pris une valeur de:

**$\sigma_{sol} = 2\text{bars}$** , cette contrainte correspond à **un sol meuble S3**.

**I.4-Caractéristiques géométriques**

Longueur totale du bâtiment (m)	22.76
Largeur totale du bâtiment (m)	15.05
Hauteur totale du bâtiment sous toiture(m)	39.93
Hauteur des sous-sols (m)	03.06
Hauteur du RDC (m)	03.75
Hauteur des étages courants(m)	03.00
Hauteur de 1 <sup>er</sup> étage(m)	03.06
Hauteur toiture (m)	4.08

**Tableau.1.1** : caractéristiques géométriques

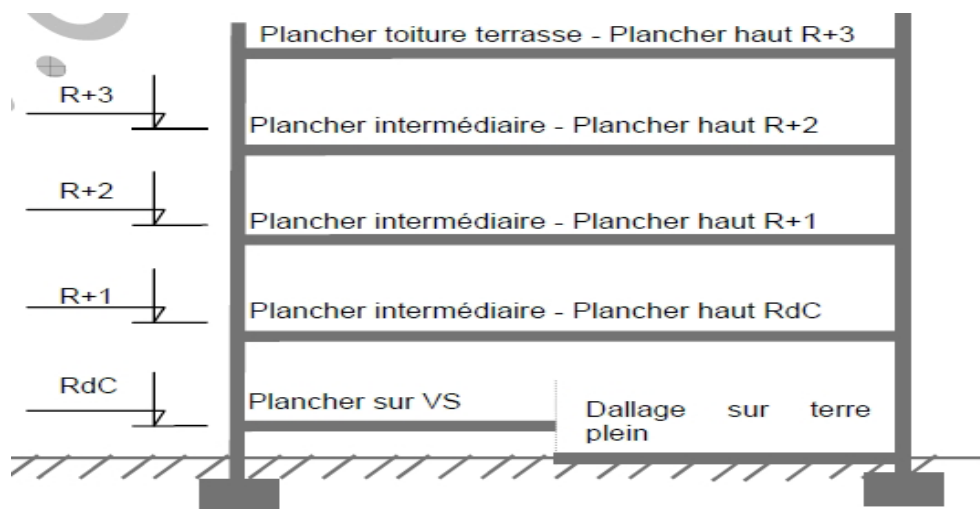
**I.5 Règlements utilisés et normes de conception :**

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

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

**I.6 Conception de la structure:**

- **Ossature** : les structures en portique (poteaux-poutres) sont des structures pour lesquelles les charges dynamiques horizontales passent par les mêmes éléments que les charges statiques verticales, très vulnérables, en cas de séisme fort le béton qui se trouve dans les zones les plus sollicitées de la structure (nœuds) éclate. La meilleure façon de rendre les bâtiments en poteaux-poutres parasismiques est de les contreventer par des voiles en béton armés, les voiles deviennent ainsi la structure principale dont le rôle est de résister aux forces horizontales. Ainsi le bâtiment est contreventé par :
  - Portiques transversaux et longitudinaux destinés essentiellement à reprendre les charges et les surcharges verticales.
  - Voiles en béton armé disposés dans les deux sens (longitudinale et transversale).
- **Les plancher** :  
Sont des aires planes horizontaux porteurs travaillant en flexion séparant deux niveaux d'une construction et sont capables de supporter des charges (plancher sur vide sanitaire, planchers intermédiaires, plancher de toiture terrasse) et les transmettre aux éléments porteurs de la structure (poteaux, poutre) [figure1].



**Figure I-1** : Différents niveaux

✓ On distingue :

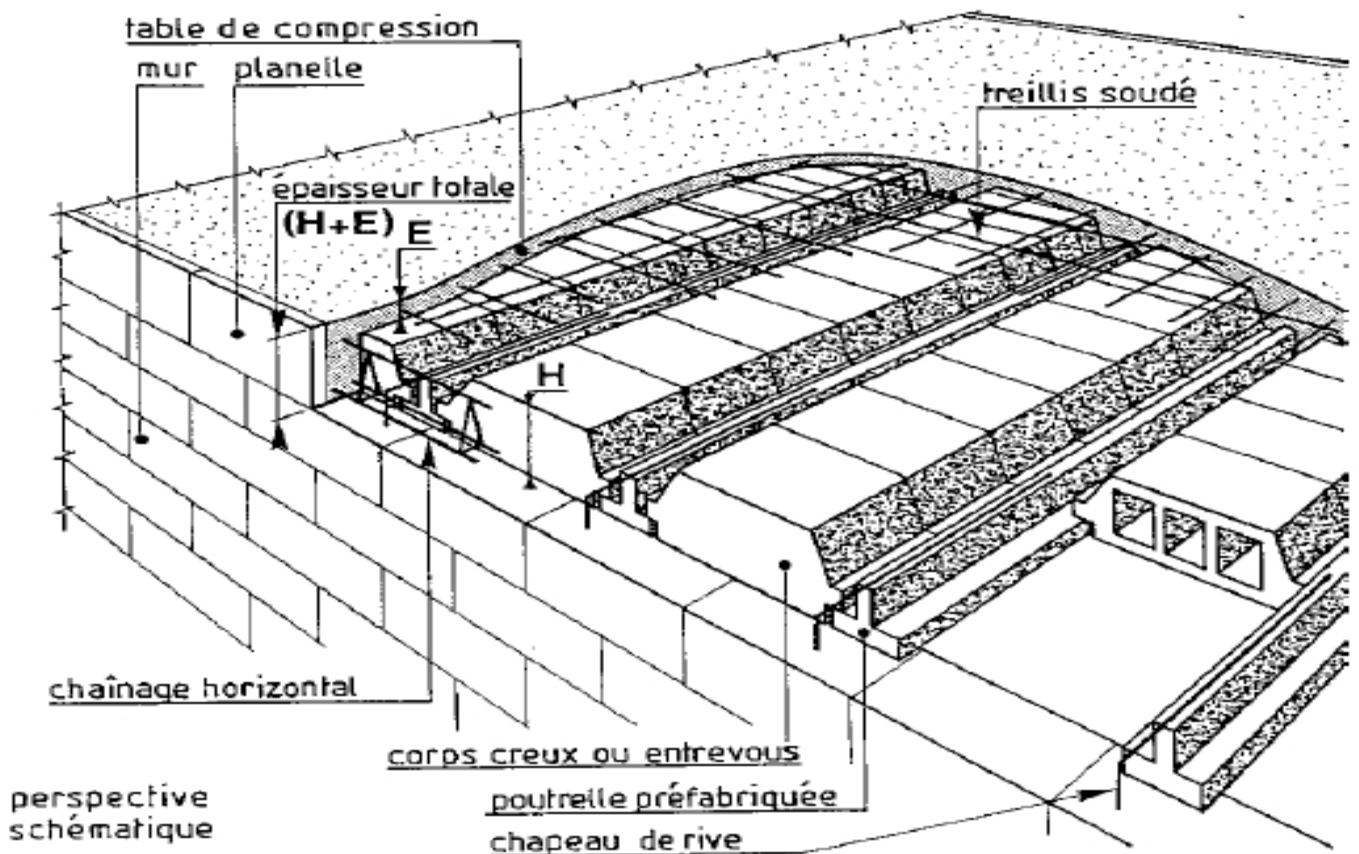
Deux types de plancher (plancher en corps creux et dalle pleine).

### 1-Les planchers a corps creux ::

✓ **Définition**

Les planchers à corps creux sont composés de 3 éléments principaux (Figure 2) :

- les corps creux ou "entrevous" qui servent de coffrage perdu (ressemblent à des parpaings),
  - les poutrelles en béton armé ou précontraint qui assurent la tenue de l'ensemble et reprennent les efforts de traction grâce à leurs armatures,
  - une dalle de compression armée ou "hourdis" coulée sur les entrevous qui reprend les efforts de compression.
- Le plancher est entouré par un chaînage horizontal.



**Figure I-2** : les éléments principaux d'un plancher à corps creux.

**2-Les dalles pleines en béton armé :****Définition :**

C'est une plaque en béton armé qui peut reposer avec ou sans continuité sur 2, 3 ou 4 appuis constitués par des poutres, des poutrelles ou des murs [Figure 3 ]

L'épaisseur à donner aux dalles résulte des conditions :

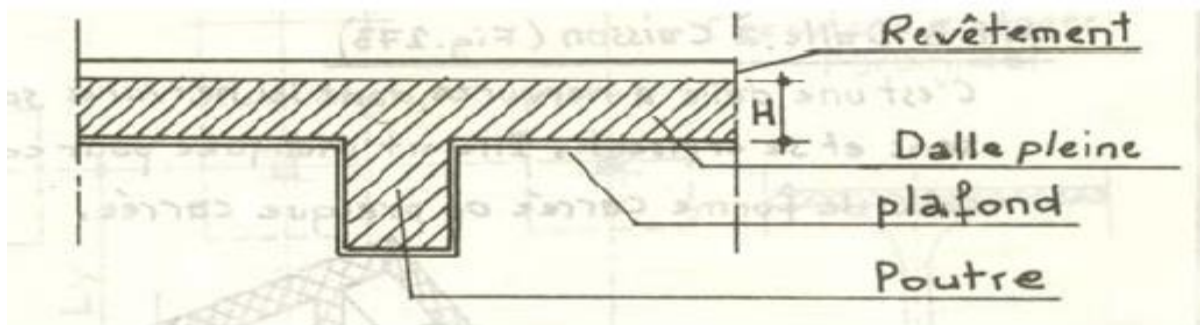
**- de résistance à la flexion :**

1/30 à 1/35 de la portée pour une dalle reposant sur 2 appuis ;

et 1/40 à 1/50 pour une dalle reposant sur 3 ou 4 cotés.

**- d'isolation acoustique :  $\geq 16$  cm****- de rigidité ou limitation de la flèche  $\leq 1/500$  ;**

**- de sécurité vis à vis de l'incendie :** on adopte une épaisseur de 7 cm pour 1 heure de coupe-feu et de 11cm pour 2 heures de coupe-feu.



**Figure I-3 : dalle pleine en B.A**

**❖ FONCTIONS DES PLANCHERS**

Les planchers doivent répondre aux critères suivants :

- **Résistance et stabilité (porteuse)**

- supporter les charges d'utilisation
- ne pas fléchir (limiter la flèche au moment du coffrage puis en cours d'utilisation)
- durabilité

- **Etanchéité et protection**

- à l'air
- au feu
- aux effractions

- **Isolation thermique et acoustique**

- isolant thermiquement (par exemple au-dessus d'un garage)
- isolant acoustiquement (bruits d'impacts, ...)

- **Fonction architecturale**

- aspect décoratif en sous face

- **Fonctions techniques**

- facilité de mise en œuvre
- liaisons avec les porteurs verticaux
- passage de gaines (eau, chauffage, électricité, ...)

- **La maçonnerie** : On distingue deux types

a) **Les murs extérieurs** : sont en double parois de brique creuse, la paroi interne de 10cm et la paroi externe de 15cm avec d'un vide d'air de 5cm d'épaisseur.

b) **Murs de séparation intérieurs**: en brique creuses de 10cm d'épaisseur.

- **Revêtements** :

Le revêtement du bâtiment est constitué par :

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

➤ **Escalier** : Un escalier est un ouvrage constitué d'une suite de degrés horizontaux (marches et paliers) permettant d'accéder aux différents niveaux.

➤ **ascenseur** : C'est un appareil élévateur installé à demeure, comportant une cabine, dont les dimensions et la constitution permettent manifestement l'accès des personnes.

➤ **les balcons** : ce sont des aires consolidées au niveau de chaque plancher, ils sont réalisés en corps creux ou en dalle pleine.

- **Toiture** :

La toiture est composée de deux éléments :

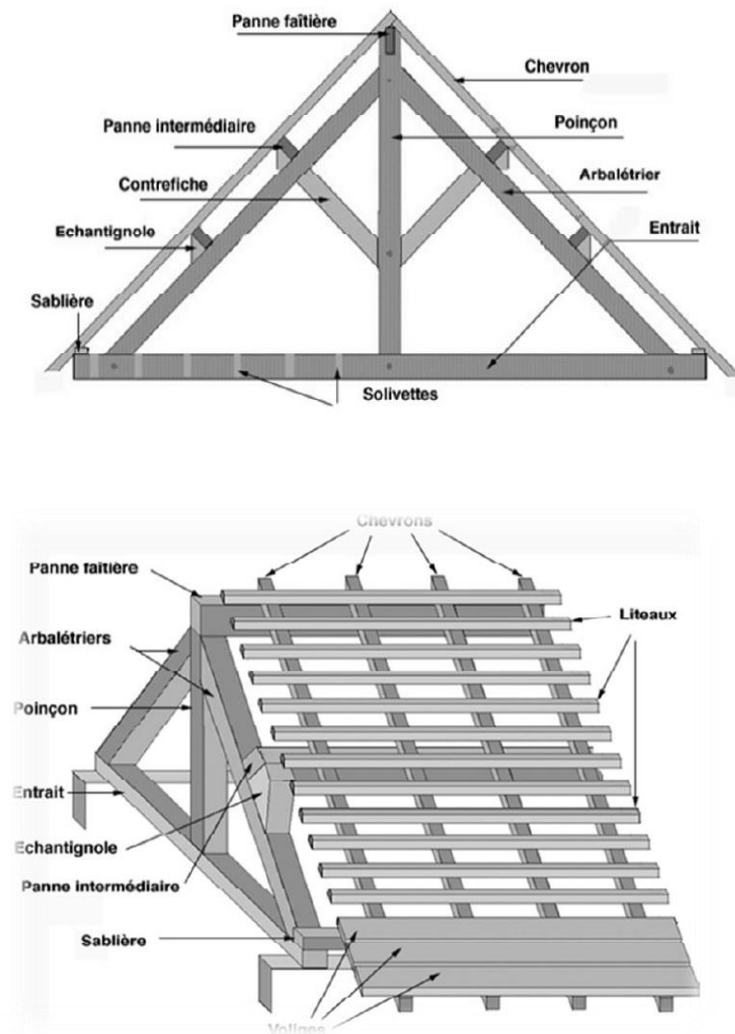
- **Charpente :**

C'est un assemblage de pièces de bois ou de métal, dont ses fonctions sont les suivantes:

- Supporter son poids propre (fermes, pannes ou fermettes).
- Porter les matériaux de couverture.
- Résister aux pressions exercées par le vent sur un versant et aux dépressions sur l'autre.
- Supporter le poids de la neige qui n'est pas négligeable dans certaines régions.
- Porter le plafond suspendu aux solives, solivettes ou fermettes.

- **Couverture :**

Sa fonction est de rendre imperméable la construction par des matériaux tels que tuiles, ardoises, ou autres portés par la charpente.



**Figure I-4 :** Exemple de ferme classique.

- **Fondation :** La fondation est l'élément qui est situé à la base de la structure, elle assure la transmission des charges et surcharges au sol par sa liaison directe avec ce dernier .Le choix de type de fondation dépend de type du sol d'implantation et de l'importance de l'ouvrage.
  
- **Système de coffrage :** le coffrage est une ossature provisoire qui permet de donner à un ouvrage en béton arme sa forme définitive le choix du coffrage dépend de l'ouvrage à réaliser et du nombre de ses réemplois.il doit être indéformable sous l'effet de la poussée du béton et lors de la vibration .On distingue deux types de coffrage :
  - a) **Coffrage métallique :** Le bâtiment sera réalisé au moyen d'un coffrage« métallique » pour les voiles, de façon à limiter le temps d'exécution
  - b) **coffrage traditionnel :** C'est un coffrage en « bois » pour les portiques et les escaliers.

### **I.7Caractéristiques des matériaux :**

Le béton et l'acier utilisés dans la construction de cet ouvrage seront choisis conformément aux règles techniques de conception, et de calcul des ouvrages en béton armé (BAEL 91), ainsi que le règlement parasismique Algérien (RPA 99 / version 2003).

- **Béton :**

Le béton est un matériau hétérogène multiphasique constitué d'un mélange de granulats (sable, gravier) et d'une pâte de ciment qui représente 25 à 40 % du volume total et peut être adjuvant. Il est souvent associé à une armature métallique qui donne une résistance à la traction pour l'ensemble (le béton armé) car comme nous le savons le béton offre une excellente résistance à la compression mais pas à la traction.

### **Résistance caractéristique du béton :**

#### **Les matériaux composant le béton :**

On appelle béton un matériau constitué par un mélange de :

##### **a. Ciment:**

Le ciment joue le rôle d'un liant. Sa qualité et ses particularités dépendent des proportions de calcaire et d'argile, ou de bauxite et de la température de cuisson du mélange.

##### **b. Granulats:**

Les granulats comprennent les sables et les pierrailles:

##### **b.1.Sables :**

Les sables sont constitués par des grains provenant de la désagrégation des roches. La grosseur de ses grains est généralement inférieure à 5mm. Un bon sable contient des grains de tout calibre, mais doit avoir d'avantage de gros grains que de petits.

##### **b.2.Graviers :**

Elles sont constituées par des grains rocheux dont la grosseur est généralement comprise entre 5 et 25 à30 mm

Elles doivent être dures, propres et non gélives. Elles peuvent être extraites du lit de rivière (matériaux roulés) ou obtenues par concassage de roches dures (matériaux concassés).

**C. Eau de gâchage** : doit présenter les propriétés d'une eau potable .

**d. Les adjuvants** : ce sont des produits chimiques incorporés en faibles quantités au béton frais afin d'en améliorer certaines propriétés. Ils représentent entre 1 et 3% du poids du ciment. Leur rôle et leur efficacité dépendent de la nature du produit chimique et de l'homogénéité de leur répartition dans la masse du béton frais.

**La composition courante de 1m<sup>3</sup> de béton est :**

- 350 Kg de ciment CPA 325
- 400 l (17-19 KN/ m<sup>3</sup>) de sable  $D_g \leq 5$  mm
- 800 l (17 KN/ m<sup>3</sup>) de gravillon  $5 \text{ mm} \leq D_g \leq 25$  mm
- 175 l d'eau de gâchage.

Pour sa mise en œuvre, le béton doit être maniable et il doit présenter certaines qualités à savoir :

1. Une résistance mécanique élevée.
2. Un retrait minimum.
3. Une bonne tenue dans le temps.

**Résistance caractéristique à la compression :**

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours dite : valeur caractéristique requise, notée  $f_{c28}$ . Cette résistance est mesurée sur éprouvette cylindrique ayant un diamètre de 16cm et une hauteur de 32cm écrasée en compression centrée.

Lorsque  $j \leq 28$  jours, la résistance du béton non traitée thermiquement suit approximativement les lois suivantes :

( ArtA.2.1,11 / BAEL91modifie 99).

✓ Bétons de résistance courante :

$$f_{cj} = j / ((4.76 + 0.83 \times j)) \times f_{c28} \longrightarrow f_{c28} \leq 40 \text{ MPa} \dots \dots \dots (\text{BAEL91/A2.1.1.1})$$

✓ Bétons de haute résistance :

$$f_{cj} = j / ((1.40 + 0.95 \times j)) \times f_{c28} \longrightarrow f_{c28} > 40 \text{ MPA}$$

✓ Lorsque l'âge dépasse 28 jours, on peut admettre une valeur au plus égale à  $1.1 \times f_{c28}$  , à condition que le béton ne soit pas traité thermiquement et que sa résistance  $f_{c28}$  atteigne au plus 40 MPA.

Lorsque :  $j \geq 60$  On utilise la relation  $f_{c28}$  :

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{cj} = 1.1 \times f_{c28} \\ f_{c28} = 25 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

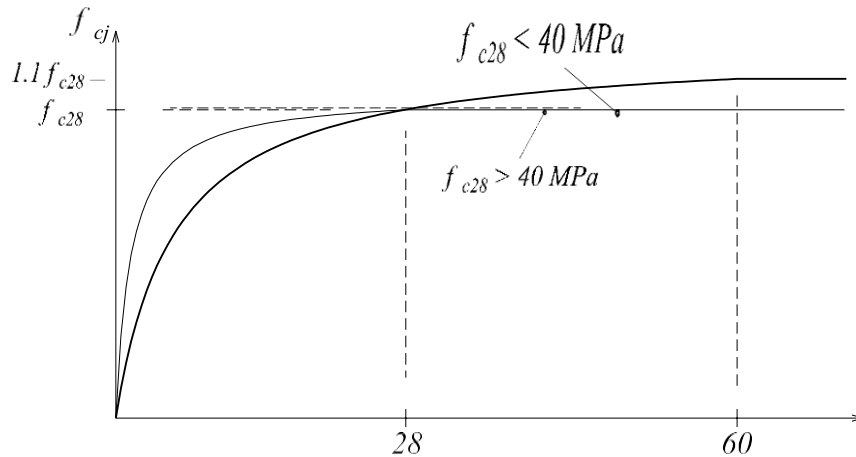
**Résistance caractéristique à la traction :** La résistance caractéristique à la traction du béton à  $j$  jours, notée  $f_{tj}$  est conventionnellement définie par les relations suivantes :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06f_{cj} \text{ si } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa} \dots \dots \dots [\text{BAEL.91/ A.2.1 ,12}]$$

✓ Remarque : pour notre étude on a :  $-f_{c28} = 25 \text{ MPa}$  .

Et

$$-f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}.$$



**Figure I-5 :** évolution de la résistance  $f_{cj}$  en fonction de l'âge de béton

### Contraintes limites :

#### 1. les états limites :

Nous avons vu en technologie que nous pouvons analyser une construction en terme de fonction, résister, porter, transmettre, cela implique des conditions : stabilité, durabilité, déformations admissibles.

<<Un état limite est celui pour lequel une condition requise d'une construction ou d'un de ces éléments est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de modification défavorable d'une action>>.....**Article A .1.2 BAEL 91.**

Nous distinguons deux états limites :

#### a) L'état limite ultime :

Il s'agit de l'état pour lequel la valeur maximale de la capacité portante est atteinte, et son déplacement entrainerait la ruine de l'ouvrage. Il correspond à l'état limite (E.L.U):

- De l'équilibre statique : non renversement de la construction,
- De la résistance pour les matériaux constitutifs (béton acier).
- De la stabilité de la forme (flambement).

### Modèle du calcul à l'E.L.U :

Pour le calcul à l'E.L.U le comportement réel du béton est modélisé par la loi « parabole –rectangle » sur un diagramme contraintes-déformations

$E_{bc} = 2 \text{ ‰}$  si :  $f_{cj} \leq 40 \text{ MPA}$

$E_{bc} = 3,5 \text{ ‰}$  si :  $f_{cj} \geq 40 \text{ MPA}$

$\text{Min}(4,5; 0,025 f_{cj}) \text{ ‰}$  ..... [BAEL 91 A.4.3.41]

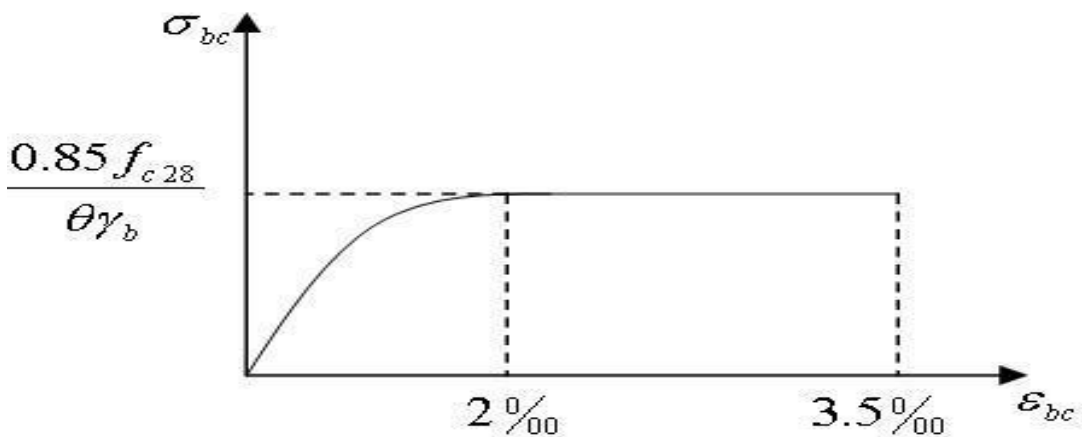
La valeur du calcul de la résistance en compression du béton  $f_{bc}$  est donnée par :

$$f_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b}$$

$\gamma$  : Coefficient de sécurité est égal à 1,5 (combinaisons fondamentales) et 1,15 (combinaisons accidentelles)

$\theta$  : Coefficient qui tient compte de la durée d'application des charges

- $\theta=1$  si la durée d'application est supérieure à 24h ( $t > 24h$ )
- $\theta=0,9$  si la durée d'application est comprise entre 1h et 24h ( $1h < t < 24h$ )
- $\theta=0,85$  si la durée est inférieure à 1h ( $t < 1$ )



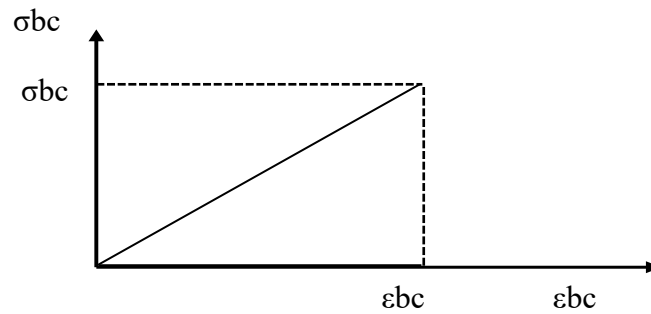
**Figure I-6** : diagramme contrainte –déformation du béton a la compression (E.L.U)

### L'état limite de service (E.L.S) :

Il constitue des limites au-delà des quelles les conditions normales d'exploitation et de durabilité ne sont plus satisfaites sans qu'il y est ruine, il est aussi nécessaire que la construction ne présente pas une fissuration ou des déformations.

Il correspond à :

- L'Etat limite de service de compression de béton.
- L'Etat limite de service d'ouverture des fissures.
- L'Etat limite des déformations.



**Figure I-7:** diagramme contrainte –déformation du béton a E.L.S

### **Modèle de calcul à l'E.L.S :**

-Les déformations nécessaires pour atteindre E.L.S sont relativement faibles et on suppose donc que le béton reste dans le domaine élastique.

-On adopte la loi du HOOK de l'élasticité pour décrire le comportement du béton à l'E.L.S

-La résistance de béton tendu est négligée [A.5.1 BAEL91].

-En général on adopte une valeur forfaitaire pour le **module de YOUNG** du béton égale a 1/15 de celle de l'acier ( $E_b=13\ 333$  MPA).

### **2.Contrainte limite de cisaillement :**

Contrainte limite de cisaillement :

Elle est donnée par la formule suivante :  $\tau = \frac{v_u}{b \times d}$

Avec :

$v_u$  : effort tranchant dans la section a l'E.L.U

$b$  : largeur de la section cisailée

$d$  : hauteur utile  $\rightarrow (d= h-c)$

Cette contrainte ne doit pas dépassée les valeurs suivantes :

- Cas de fissuration peu nuisible .....  $\bar{\tau} = \{0,13 f_{c28}; 5 \text{ MPA}\}$
- Cas de fissuration (très) préjudiciable .....  $\bar{\tau} = \min \{0,10 f_{c28}; 4 \text{ MPA}\}$

### **D. Module de déformation longitudinal (module d'élasticité) :**

On définit le module d'élasticité comme étant le rapport de la contrainte normale et de la

déformation engendrée  $E = \frac{\sigma}{\epsilon}$

Selon la durée d'application, on distingue les modules de YOUNG instantané  $E_{ij}$  et différé

$E_{vj}$

- **Module d'élasticité instantané** : est utilisé pour les calculs sous chargement instantané de durée inférieure à 24 heures.

$$E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \dots\dots\dots (\text{BAEL91/Art 2.3.1, 21})$$

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

- **Module d'élasticité différé** :

On l'utilisera pour des chargements de longue durée (cas courant) qui prend en compte les déformations de fluage du béton (la loi de fluage est une relation entre les contraintes et les vitesses de déformation) et aussi l'effet de retrait (diminution du volume d'une pièce due à l'évaporation de l'eau restée libre dans le béton). Le module de YOUNG différé du béton dépend de la résistance caractéristique à la compression du béton à l'âge de « j » jour qui est donné par la formule suivante :

$$E_{vj} = 37000 \sqrt[3]{f_{c28}} \dots\dots\dots (\text{BAEL91/ Art A.2.1, 2})$$

Pour  $f_{c28} = 25 \text{ MPA}$        $E_{vj} = 10818,86 \text{ MPA}$

### **Module de déformation transversal :**

Le module de déformation transversal est donné par la formule suivante :

$$G = \frac{E}{2 \times (1 + \nu)} \dots\dots\dots (\text{BAEL 91/ Art A.2 ,3})$$

Avec :

$E$  : Module de YOUNG

$\nu$  : Coefficient de poisson

- ❖ **Coefficient de poisson** : le coefficient  $\nu$  est le rapport entre la déformation relative

transversale et la déformation relative longitudinal, il est égal :

- $\nu = 0$  à l'E.L.U pour le calcul des déformations en considèrent la fissuration du béton.
- $\nu = 0,2$  à l'E.L.S pour le calcul en considèrent le béton non fissuré.

Donné par l'article  $\nu = \left( \frac{\Delta d/d}{d \Delta l/l} \right)$

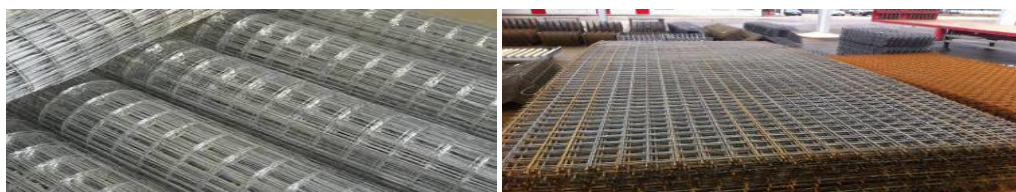
- ✓  $\Delta d/d$  = déformation relative transversale.
- ✓  $\Delta l/l$  = déformation relative longitudinale.

**Les aciers :**

L'acier est un alliage de fer contenant moins de 2% de carbone. Il peut être répertorié selon cette teneur en carbone qui fixe son niveau de dureté maximale à l'état trempé. Le secteur de construction au sens large, emploie les aciers pour plusieurs rôles, à : Armer le béton, renforcer les fondations, former le squelette de bâtiment et à les habiller (façades, toiture.....)

En un mot c'est un élément essentiel dans la réalisation des ouvrages architecturaux et ouvrages d'arts. Pour cela on peut recenser 03 types d'aciers en fonction de leur forme et leur surface :

- **Les aciers à haute adhérence (HA):** dont la surface présente des saillies ou des creux, ces armatures présentent des aspérités en saillies inclinées par rapport à l'axe de la barre appelée verrous ou des aspérités en creux appelées empreintes qui sont destinées à favoriser l'adhérence des armatures au sein du béton.
- **Les ronds lisses (RL) :** barres lisses ou fils tréfilés lisses .elle sont de section circulaire sans aucune gravure.
- **Les treillis soudés (TS) :** treillis soudé est un fort grillage préfabriqué soit en panneaux ou en nappes ou en rouleaux pour l'armature de dalle pleine ou des dalles de compression ou des plancher en béton.



**Figure I-8:Treillis soudés.**

**Caractéristique des aciers :**

Les nuances les plus courantes utilisées pour le béton armé :

Aciers	Designation	limite ÉLASTIQUE en MPA	Allongement relative a la rupture	Coef. de fissuration	Coeff.de Scellement	Utilisations
<b>Ronds lisses</b>	-FeE215	<b>215</b>	22‰	1	1	Cadres et étriers des poutres courants ( <b>6-8-10-12</b> )
	-Fe235	<b>235</b>				
<b>Acier HA</b>	-FeE <b>400</b>	<b>400</b>	14‰	1,6	1,5	Tous travaux en béton armé courants ( <b>6-8-10-12-14-16-20-25-32-40</b> )
	-Fe E <b>500</b>	<b>500</b>				
<b>Treillis soudés</b>	-TSL	<b>520</b>	8‰	1,3	1	Radiers, voiles, planchers dallages
	-TSHA	<b>520</b>				

**Tableau I.2 : caractéristiques des aciers.**

**1) Module d'élasticité longitudinal (Art A.2.2.1, BAEL 91 modifié 99)**

Sa valeur est constante quel que soit la nuance de l'acier :  $E_s = 200000$  MPA

**2) Contrainte limite dans les aciers :**

a) Etat limite ultime (ELU) (Art.4.3.2/BAEL.91) :

La contrainte admissible des aciers est donnée par la formule suivante :

$$\sigma = f_e / (\gamma_s)$$

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

$\gamma_s$  : Coefficient de sécurité tel que :

$\gamma_s = 1,15 \rightarrow$  *situation durable*

$\gamma_s = 1 \rightarrow$  *situation accidentelle*

**Exemple :**

Nuance de l'acier	Situation courante	Situation accidentelle
<b><math>f_e = 400</math> MPA</b>	<b><math>\sigma_s = 348</math> MPA</b>	<b><math>\sigma_s = 400</math> MPA</b>
<b><math>f_e = 520</math> MPA</b>	<b><math>\sigma_s = 452</math> MPA</b>	<b><math>\sigma_s = 520</math> MPA</b>

**Tableau I-3:** valeurs des contraintes admissible de l'acier

**b) Etat limite de service :**

Afin de réduire le risque d'apparition de fissures et pour diminuer l'importance de leurs ouvertures (risque de corrosion des armatures), on a été amené à limiter les contraintes dans les armatures, d'après les règles de BAEL on distingue 03 cas de fissuration :

**1. fissurations peu nuisibles : (BAEL 91/ Art A.4.5, 32)**

En milieu peu agressif, cas des éléments situés dans les locaux couverts, aucune vérification n'est nécessaire car la contrainte n'est soumise à aucune limitation si les aciers sont protégés.

- Pour limiter la fissuration, il convient dans la mesure du possible de n'utiliser de gros diamètres que dans les pièces suffisamment épaisses.
- Eviter de très petits diamètres dans les pièces exposées aux intempéries.
- De prévoir le plus nombre de barre compatible.
- Une mise en place correcte du béton.

**2. Fissurations préjudiciables: (BAEL91 modifiée 99/Art A.4.5, 33)**

En milieu moyennement agressif, avec des éléments exposés aux intempéries il y a risque d'infiltration d'eau, on donne :

$$(\sigma_s \leq \min(\frac{2}{3}f_e ; \max(0.5f_e ; 110\sqrt{\eta \cdot ft28}))$$

Avec :

- $\eta$ : coefficient de fissuration dont les valeurs sont comme suit :
- $\eta = 1 \rightarrow$  Pour les ronds lisses et les treillis soudés tréfilés.
- $\eta = 1,6 \rightarrow$  Pour les armatures à haute adhérence dont  $\varnothing \geq 6$  mm
- $\eta = 1,3 \rightarrow$  Pour les armatures à haute adhérence dont  $\varnothing < 6$  mm

**3. Fissurations très préjudiciables : (BAEL91 modifiée 99/A.4.5, 34)**

Cas des éléments exposés à des milieux agressifs (eau de mer, l'atmosphère marine, ou aux gaz) ou doivent assurer une étanchéité :

$$\sigma_s \leq \min \left( \left\{ \frac{2}{3} \right\} f_e ; 90\sqrt{\eta} \cdot ft28 \right)$$

- **Contrainte de cisaillement (ART A. 5.1.1 BAEL91 VERSION 99) :**

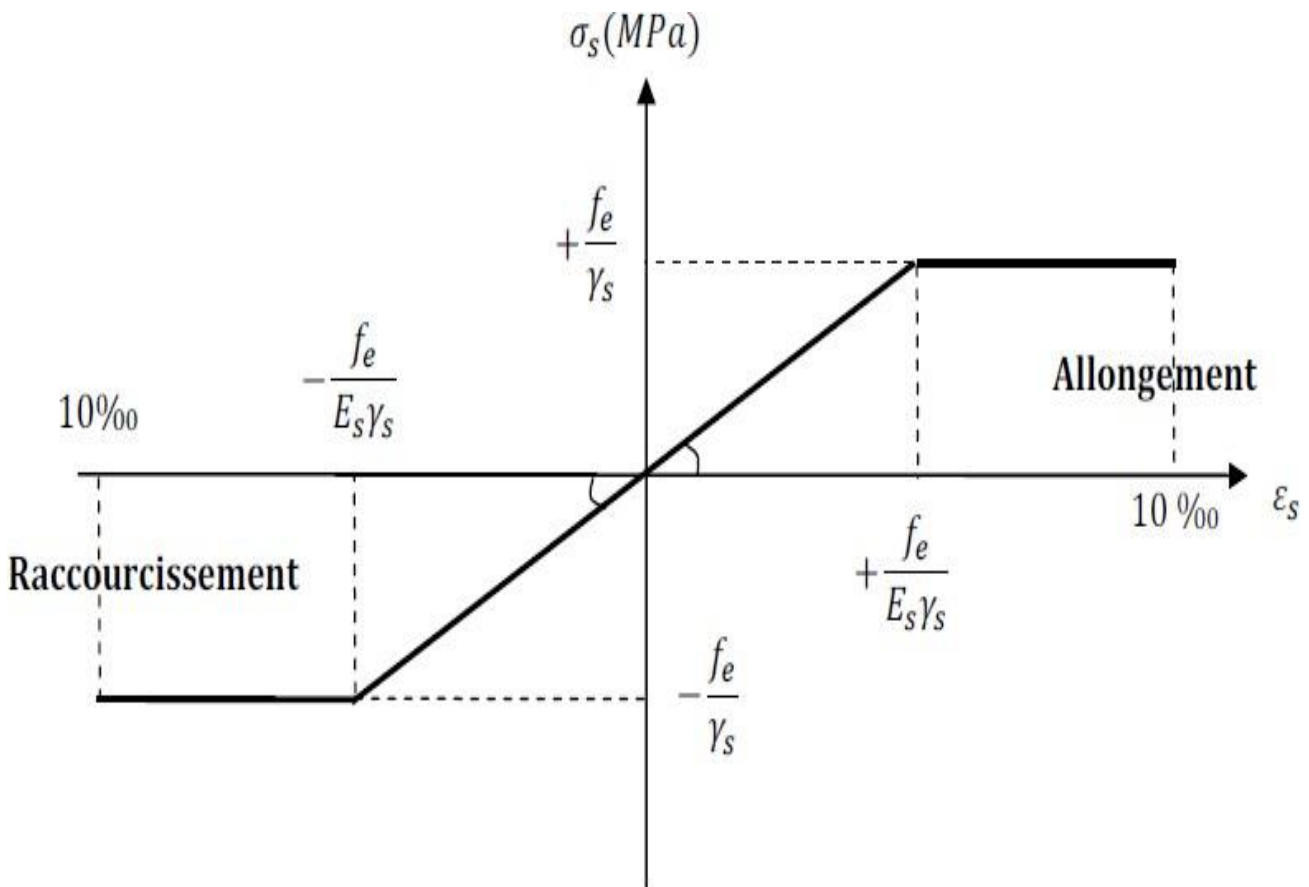
La contrainte limite de cisaillement est donnée selon le cas de fissuration présenté ci-après :

-Fissuration peu nuisible : .....  $\zeta_u \leq (\min (0,2\frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 5) [MPA]$

-Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable .....  $\zeta_u \leq (\min (0,15\frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 4) [M PA].$

- **diagramme contrainte-déformation :**

Le diagramme contrainte déformation décrit une loi de type élasto-plastique qui vérifié le comportement des aciers pour les calculs à l'E.L.U



**Figure I-9** : Diagramme déformations-contraintes des aciers

**3) Protection des armatures :**

La corrosion des armatures est un paramètre fondamental de la durabilité des bétons dans les Ouvrages, dans le but d'avoir un bétonnage correcte 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 :

- $C \geq 5$  cm → pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou au brouillard salin  
Ainsi pour ceux exposés aux atmosphères très agressives.
- $C \geq 3$  cm → pour les éléments en contact d'un liquide (réservoir, tuyaux, canalisations)
- $C \geq 1$  cm → pour les parois situées dans les locaux non exposés aux condensations

**Conclusion :**

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

**II.1.Introduction :**

Après avoir déterminé les différentes caractéristiques de l'ouvrage, ainsi que les matériaux le constituant, nous passons au pré-dimensionnement des éléments tels que les planchers, les poutres (principales et secondaires), les poteaux, et enfin les voiles. Ces dimensions sont choisies selon les préconisations du **RPA99 V 2003 et du CBA93**, elle permet de déterminer les différentes charges qui seront appliqués aux différents éléments de la structure.

**II.2.pré-dimensionnement des éléments :**

**1) Les planchers :**

**a) plancher en corps creux :**

Le plancher est constitué de corps creux s'appuyant sur des poutrelles préfabriqués disposées suivant la petite portée, le tout complété par une dalle de compression armé d'un treillis soudé d'épaisseur de 4 à 5cm. Afin de limiter la flèche, l'épaisseur minimum du plancher doit satisfaire la condition suivante :

$$ht \geq \frac{L_{max}}{22.5} \dots\dots\dots (\text{Art B 6-8-423/BAEL91 modifié 99})$$

Avec :

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

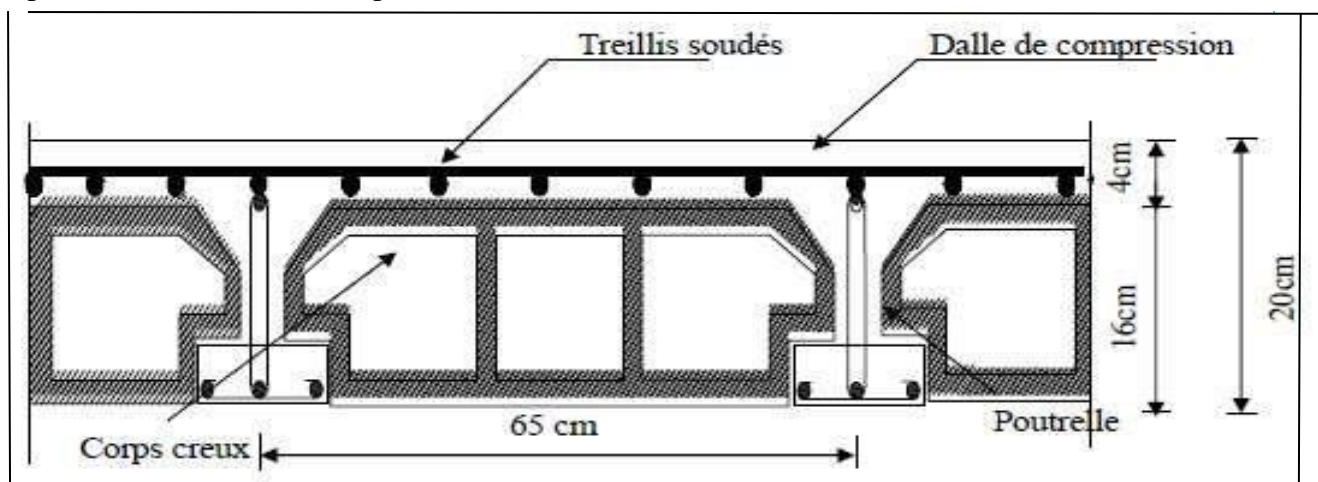
ht : hauteur total des planchers.

**Remarque :** en zone IIa, le **RPA** exige une section minimale de (25x25) cm<sup>2</sup>

Dans notre cas :  $L_{max} = 440 - 25 = 415\text{cm}$

$$ht \geq \frac{415}{22.5} \longrightarrow ht \geq 18.44 \longrightarrow \mathbf{ht = 20cm}$$

- ✓ on opte pour un plancher de (16 + 4)cm
- Epaisseur du corps creux = 16cm
- Epaisseur de la dalle de compression = 4cm



**Figure .1 :** schéma descriptif d'un plancher en corps creux

**b) Plancher dalle pleine :**

La dalle est considérée comme balcon (en console), son épaisseur est déterminée selon leurs portés ainsi que les conditions suivantes :

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

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

$$e \geq \frac{L_{max}}{10}$$

Avec :  $L_{max}$  : est la plus grande largeur de balcon.

$e$  : c'est l'épaisseur du balcon.

Dans notre cas :  $L_{max} = 130 \text{ cm}$ . D'où :  $e_1 \geq \frac{130}{10} \longrightarrow e_1 \geq 13 \text{ cm}$

**-On opte pour  $e_1 = 15 \text{ cm}$ .**

- **Résistance au feu :**

Pour deux heures d'exposition au feu, l'épaisseur minimale de la dalle pleine doit être égale à 11cm.

- **Isolation acoustique :**

Selon les règles du **CBA93** et le **BAEL91 modifié99**, la loi de masse exige pour une bonne isolation acoustique (bruits aériens) que la masse du plancher soit  $>$  à  $350 \text{ kg/m}^2$ .

$$M_p = \rho_{\text{béton}} \times e \geq 350 \text{ kg/m}^2$$

$$e \geq \frac{M_p}{\rho} \quad , \quad e \geq \frac{350}{2500} \quad , \quad e \geq 0.14 \text{ m} \longrightarrow e_3 = 15 \text{ cm}$$

Avec :  $\rho_{\text{béton}} = 2500 \text{ kg/m}^3$

Donc :  $e = \max(15; 11; 15)$

- ✓ **On adoptera pour une dalle pleine d'épaisseur de 15cm.**

**2) Les poutres :**

Ce sont des éléments porteurs horizontaux, chargés de reprendre les charges et surcharges se trouvant sur les planchers pour les transmettre aux poteaux. Autrement dit, elles servent d'intermédiaires entre les planchers et les éléments porteurs verticaux (surtout les poteaux). On distingue :

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

**a) poutre principale :**

D'après le Règlement Parasismique Algérien (**RPA 99 version 2003 art7.5.1**), les dimensions des poutres doivent satisfaire les conditions suivantes :

- La largeur :  $b \geq 20 \text{ cm}$
- La hauteur :  $h \geq 30 \text{ cm}$

- Le rapport :  $\frac{h}{b} \leq 4$   
 $b_{\max} \leq 1.5 \times b_1$

Avec : b : la largeur de la poutre.

h : la hauteur de la poutre.

b<sub>1</sub> : la largeur de poteau.

- **La hauteur de la poutre :**

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

On a **L<sub>max</sub> = 500 – 25**

$$L_{\max} = 475 \text{ cm}$$

$$\frac{475}{15} \leq h \leq \frac{475}{10} \longrightarrow 31.66 \text{ cm} \leq h \leq 47.5 \text{ cm} \quad ; \quad \text{Soit } h = 40 \text{ cm}$$

- **La largeur de la poutre :**

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

$$0.4 \times 40 \leq b \leq 0.7 \times 40 \longrightarrow 16 \text{ cm} \leq b \leq 28 \text{ cm} \quad ; \quad \text{Soit } b = 30 \text{ cm}$$

Soit **b = 30 cm**

**b) poutre secondaire :**

- **La hauteur de la poutre :**

On a : **L<sub>max</sub> = 440 – 25**

$$L_{\max} = 415 \text{ cm}$$

$$\frac{415}{15} \leq h \leq \frac{415}{10} ;$$

d'ou:  $27.66 \leq h \leq 41.5$

Soit **h = 35 cm**

- **La largeur de la poutre :**

$$0.4 \times 35 \leq b \leq 0.7 \times 35 \quad ;$$

d'ou:  $14 \leq b \leq 24.5$

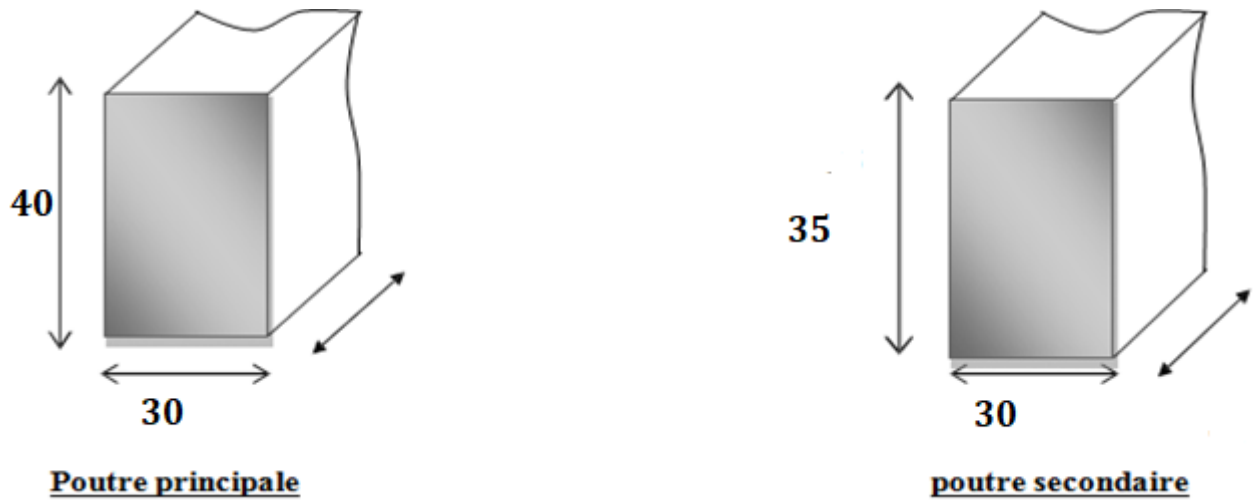
Soit **b = 30 cm**

**c) Les vérifications :**

conditions	Poutre principale	Poutre secondaire	vérification
$h \geq 30 \text{ cm}$	40cm	35cm	<b>vérifiée</b>
$b \geq 20 \text{ cm}$	30cm	30cm	<b>vérifiée</b>
$h/b \leq 4$	1.33	1.16	<b>vérifiée</b>

**Tableau .1** : vérification exigé par le R.P.A

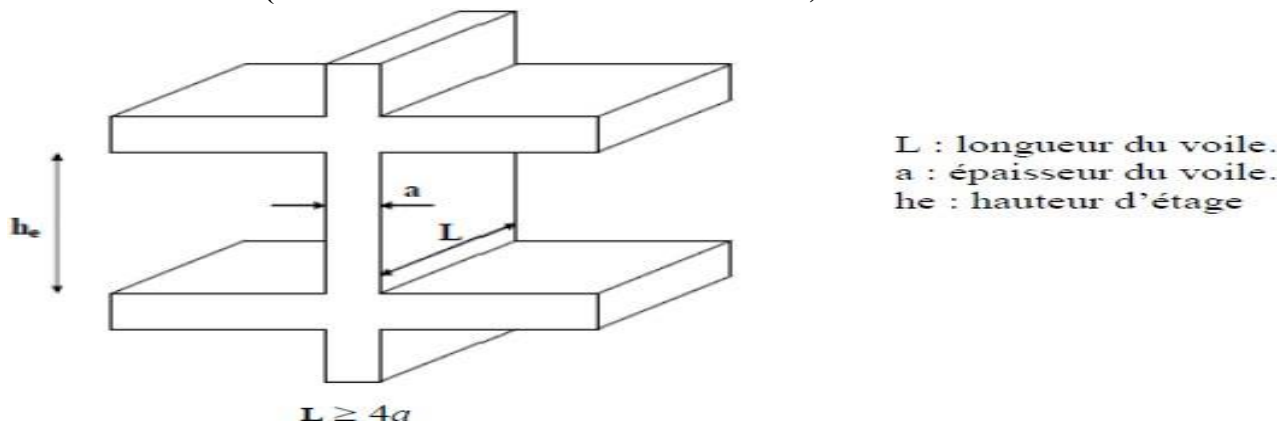
- ✓ Les conditions sont vérifiées, alors les sections (b x h) adoptés pour les poutres seront comme suit :
- **Poutres principales** : (30x40) cm<sup>2</sup>
- **Poutres secondaire** : (30x35) cm<sup>2</sup>



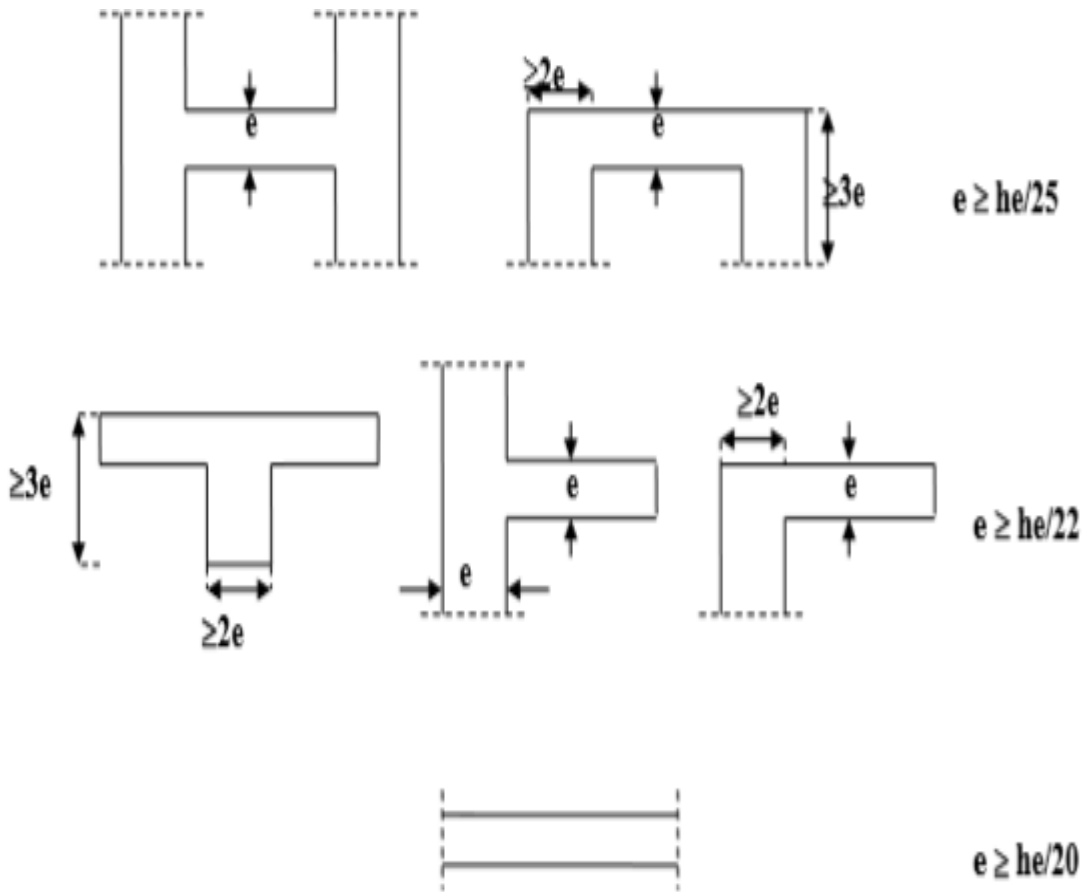
**Figure .2.:** Dimension de la poutre principale et secondaire.

### 3) Les voiles :

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulé sur place qui ont pour fonction principale est d'assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des efforts horizontaux. Le pré-dimensionnement des voiles se fera conformément à (L'Article 7.7.1. du RPA99 version 2003).



**Figure .3:** Coupe de voile en élévation.



**Figure II.3** : coupes de voiles en plan.

L'épaisseur (a) du voile est déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage (he) et des conditions de rigidités aux extrémités. Dans notre cas, on prend

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

	Sous-sols	RDC	1 <sup>er</sup> étage	Etage courant
<b>he = h - e<sub>dalle</sub></b>	306-20(cm) = 286cm	375-20(cm) = 355cm	306-20(cm) = 286cm	300-20(cm) = 280cm
<b>a ≥ <math>\frac{he}{20}</math></b>	$\frac{286}{20}$	$\frac{355}{20}$	$\frac{286}{20}$	$\frac{280}{20}$
<b>a</b>	<b>14.3cm</b>	<b>17.75cm</b>	<b>15cm</b>	<b>14cm</b>

**Tableau2** : calcul des épaisseurs des voiles.

✓ Nous adopterons pour tous les voiles une épaisseur de a=20cm.

**d) Les vérifications :**

	Sous-sols	RDC	1 <sup>er</sup> étage	Etage courant
$a_{min} \geq 15cm$	$20 \geq 15cm$	$20 \geq 15cm$	$20 \geq 15cm$	$20 \geq 15cm$
$L_{min} \geq 4 \times a$	$100 \geq 80cm$	$100 \geq 80cm$	$100 \geq 80cm$	$100 \geq 80cm$

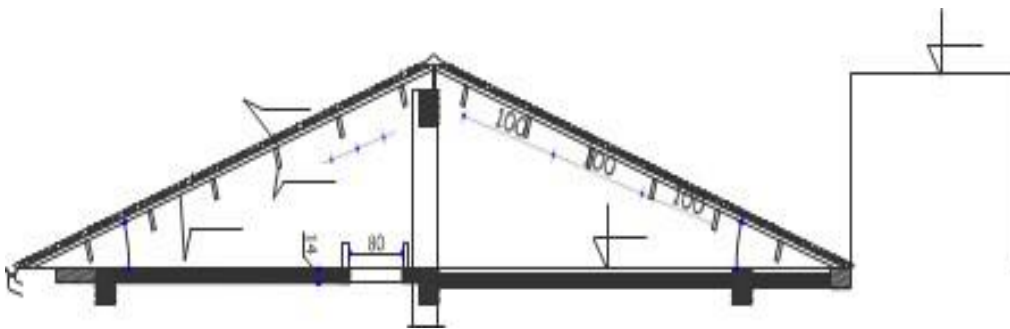
**Tableau3** : vérifications exigées par le RPA

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

Pour pré dimensionner les éléments (planchers, acrotères, poteaux....), on doit d’abord déterminer le chargement selon le règlement (DTR B.C.2-2) :

• **Charges permanentes :**

➤ **Toiture :**



**Figure .4** : schéma d’une toiture

N°	Eléments	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )
01	Tuiles mécaniques	0,4
02	Chevrons et pannes	0.1
03	Murs pignons	0,9
		<b>G<sub>Total</sub> = 1,4 KN/m<sup>2</sup></b>

**Tableau 4:** poids propre d’une toiture.

➤ Plancher comble :

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Charges (KN/m <sup>2</sup> )
01	Dalle en corps creux	0,2	14	2,8
02	Enduit plâtre	0,02	10	0,2
Gtotal= 3 KN / m <sup>2</sup>				

**Tableau 5 :** Poids propre du comble

➤ Plancher étage courant

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Charges (KN/m <sup>2</sup> )
01	Gravier roulé 15/25	0,05	17	0.85
02	Etanchiété multicouche	0,02	06	0.12
03	Forme de pente	0.05	22	1.10
04	Feuille de polyane	–	–	0.01
05	Isolation thermique	0.04	04	0.16
06	Dalle en corp creux	0.2	14	2.8
07	Enduit platre	0.02	10	0.2
Gtotal= 5.24 KN / m <sup>2</sup>				

**Tableau 6 :** Poids propre du plancher étage courant.

➤ Terrasse inaccessible :

N°	Eléments	Epaisseurs (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Charges (KN/m <sup>2</sup> )
01	Revêtement en carrelage	0,02	20	0,40
02	Mortier de pose	0,02	20	0,4
03	couche de sable	0,03	18	0,54
04	Plancher a corps creux	0,2	14	2,8
05	Enduit plâtre	0,02	10	0,2
06	Cloison légères	0,1	09	0.9
$G_{total} = 5,24 \text{ KN/m}^2$				

**Tableau 7** : poids propre de la terrasse inaccessible

➤ Dalle pleine :

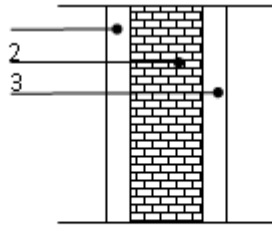
N°	Eléments	Epaisseurs (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Charges (KN/m <sup>2</sup> )
01	Revêtement en carrelage	0,02	20	0,40
02	Mortier de pose	0,02	20	0,4
03	couche de sable	0,03	18	0,54
04	Dalle en béton armé	0,15	25	3,75
05	Enduit ciment	0,02	18	0,36
$G_{total} = 5,49 \text{ KN/m}^2$				

**Tableau 8** : poids propre de la dalle pleine

➤ Mur intérieur :

N°	Eléments	Epaisseurs (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Charges (KN/m <sup>2</sup> )
01	Enduit plâtre	0,02	10	0,2
02	Briques creuses	0,10	09	0,9
03	Enduit plâtre	0,02	10	0,2
$G_{total} = 1.3 \text{ KN/m}^2$				

**Tableau 9**: charges revenant au mur intérieur.

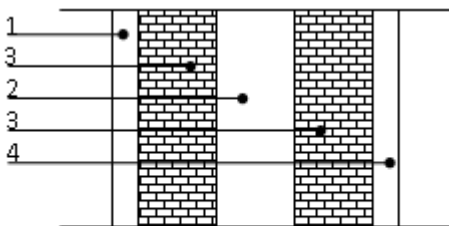


**Fig-II-5 : Coupe horizontale de mur intérieur**

➤ Mur extérieur :

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Charges (KN/m <sup>2</sup> )
01	Enduit de ciment	0,02	18	0,36
02	Briques creuses	0,15	09	1,35
03	Lame d'aire	0,05	/	/
04	Briques creuses	0,10	09	0,9
05	Enduit plâtre	0,02	10	0,2
Gtotal= 2,81 KN/m <sup>2</sup>				

**Tableau 10** : charges revenant au mur extérieur.



**Fig. II.6 : Coupe verticale de mur extérieur**

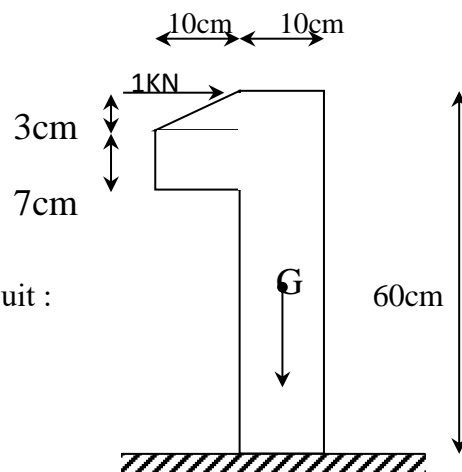
➤ L'acrotère :

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

$$G_{ac} = \rho \times s$$

$$S = (0.6 \times 0.1) + (0.1 \times 0.1) - \left( \frac{0.1 \times 0.03}{2} \right)$$

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



**Figure .7** : Coupe verticale de l'acrotère

$G_{ac}=25 \times 0.0685$

$G_{ac}=1.71 \text{KN/ml}$

- Charges d'exploitation :

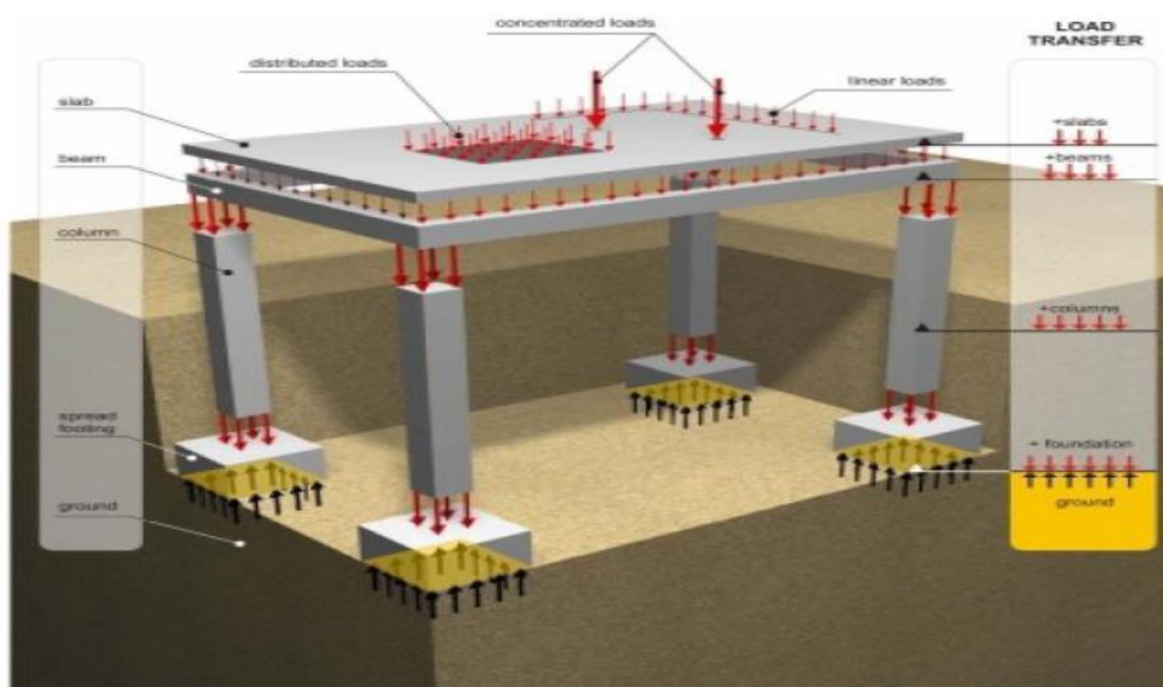
Les charges d'exploitation sont données par le **DTR B.C.2.2** comme suit :

Eléments	Surcharges (KN/m <sup>2</sup> )
Toiture	01
Plancher étage atique	01
Plancher étage courant (commercial )	2,5
Plancher sous sol (parking)	2,5
Acrotère	01
Escalier	2,5
Balcon	3,5
Terrasse inaccessible	01

**Tableau 11** : charges d'exploitation

**II.4. Descente de charges :**

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



**Figure .8** : Descente de charge

**II.4.1.Charges et surcharges revendent au poteau le plus sollicité :**

➤ **Surface d'influence :**

Surface du plancher revenant au poteau le plus sollicité :

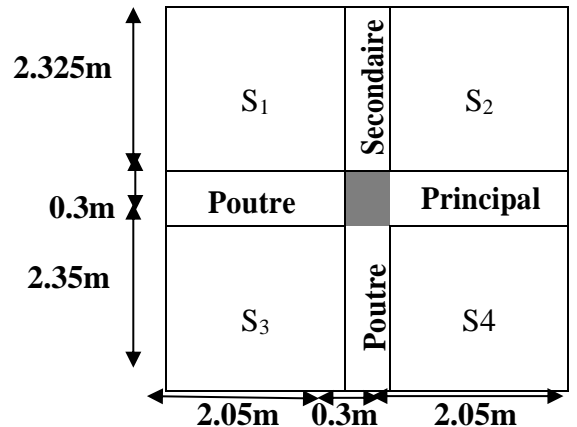
• **Le poteau le plus sollicité :**

$$S_{nette} = S_1 + S_2 + S_3 + S_4$$

$$S_{nette} = (2.05 \times 2.325) \times 2 + (2.35 \times 2.05) \times 2$$

$$S_{nette} = 19.167 \text{ m}^2$$

$$S_{brute} = 21.89 \text{ m}^2$$



**Figure 9:** schéma d'un poteau le plus sollicité

**La toiture :** elle se compose de deux versants symétriques inclinés, le calcul des angles se fait comme suit :

**Premier versant**

- $L = 6.05 \text{ m} \rightarrow$  c'est la portée de premier versant.
- $ht = 4.08 \text{ m} \rightarrow$  la hauteur du poteau au niveau de la toiture.
- $B = 0.25 \text{ m} \rightarrow$  largeur de poteau

- Calcul de l'angle d'inclinaison  $\alpha$  :

$$\left\{ \begin{array}{l} \tan \alpha = \frac{4.08}{6.05} \\ \alpha = 33.99 \text{ d'ou } \alpha = 34^\circ \end{array} \right.$$

$$X_1 = X_2 = \frac{408}{\cos \alpha} = \frac{408}{\cos 34} = 4.92 \text{ [m]}$$

**Calcul de la surface de la toiture inclinée :**

$$S_t = 4.92 (10.05) = 49.45 \text{ m}^2$$

➤ **Poids propre des différents éléments :**

➤ **Planchers**

- Plancher du comble :  $G_c \times S = 3 \times 19.167 = 57.501 \text{ kN}$
- Plancher toiture :  $G_{toiture} \times S = 1,4 \times 49.45 = 69.23 \text{ KN}$
- Plancher étage courant :  $G_{ec} \times S = 5,24 \times 19,167 = 100.435 \text{ KN}$

➤ **Poutres**

- Poutre principale :  $P_{poutre} = (b \times h \times L) \times \rho$

$$G_{pp} = (0,3 \times 0,4 \times 25) \times (5 - 0,25) = 14,25 \text{ KN}$$

- Poutre Secondaires :

$$G_{ps} = (0,3 \times 0,35 \times 25) \times (4,40 - 0,25) = 10,89 \text{ KN}$$

$$G_{pp} + G_{ps} = 14,25 + 10,89 = \mathbf{25,14 \text{ KN}}$$

➤ **Poteau**:  $G_p = S \times \rho \times h_e$ **Avec :**

S : section des poteaux en zone IIa  $\geq 25 \text{ cm}$  (RPA 99/version2003)

$\rho$  : Poids volumique du béton  $25 \text{ KN/m}^3$

$h_e$  : Hauteur d'étage

- **Poids propre du poteau de sous-sol :**

$$G_{ss} = (0,25 \times 0,25) \times 3,06 \times 25 = 4,78 \text{ kN}$$

- **Poids propre du poteau de RDC :**

$$G_{RDC} = (0,25 \times 0,25) \times 3,75 \times 25 = 5,86 \text{ KN}$$

- **Poids propre du poteau de 1<sup>er</sup> étage :**

$$G_{RDC} = (0,25 \times 0,25) \times 3,06 \times 25 = 4,78 \text{ KN}$$

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

$$G_{RDC} = (0,25 \times 0,25) \times 3 \times 25 = 4,69 \text{ KN}$$

**Surcharges d'exploitation :**

- **Sous-sol :**  $Q \times S = 2,5 \times 21,89 = 54,725 \text{ KN}$
- **Plancher d'étage courant :**  $Q \times S = 2,5 \times 21,89 = 54,725 \text{ KN}$
- **Plancher RDC :**  $2,5 \times 21,89 = 54,725 \text{ KN}$
- **Plancher comble :**  $Q \times S_b = 1 \times 21,89 = 21,89 \text{ KN}$
- **Plancher toiture :**  $Q \times S_t = 1 \times 49,45 = 49,45 \text{ KN}$

➤ **Loi de dégression de charges :**

La dégression des charges d'exploitation concerne les bâtiments avec un nombre de niveau  $n > 5$  où les occupations des divers niveaux peuvent être considérées comme indépendantes tels que les bâtiments à usage d'habitation ou d'hébergement. Le **B.A.E.L** nous impose une dégression des surcharges d'exploitation et ceci pour tenir compte de la non simultanée du chargement sur tous les planchers.

$$\left\{ \begin{array}{l} \Sigma_0 Q_0 \\ \Sigma_1 Q_0+Q_1 \\ \Sigma_2 Q_0+0.95 (Q_1+Q_2) \\ \cdot \\ \cdot \\ \Sigma_n Q_0+ \left(\frac{3+n}{2n}\right) (Q_1+Q_2+\dots+Q_n) \end{array} \right.$$

**Coefficients de dégressions des surcharges :**

Niveau	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
Coefficient	1	1	0.95	0.9	0.85	0.8	0.75	0.71	0.687	0.666	0.65	0.636	0.625	0.615

**Tableau 12:** Coefficients de dégression des surcharges en fonction des niveaux.

Les charges cumulées :

Niveau	Surcharge (KN/m <sup>2</sup> )
Toiture	Q0
comble	Q0 +Q 1
9 <sup>em</sup> me étage	Q0 +0.95 (Q 1+Q2)
8 <sup>em</sup> me étage	Q0 +0.90 (Q 1+Q2+Q3)
7 <sup>em</sup> me étage	Q0+0.85 (Q1+Q2+Q3+Q4)
6 <sup>em</sup> me étage	Q0+0.80 (Q1+Q2+Q3+Q4+Q5)
5 <sup>em</sup> me étage	Q0+0.75 (Q1+Q2+Q3+Q4+Q5+Q6)
4 <sup>em</sup> me étage	Q0+0.71 (Q1+Q2+Q3+Q4+Q5+Q6+Q7)
3 <sup>em</sup> me étage	Q0+0.687 (Q1+Q2+Q3+Q4+Q5+Q6+Q7+Q8)
2 <sup>em</sup> me etage	Q0+0.666(Q1+Q2+Q3+Q4+Q5+Q6+Q7+Q8+Q9)
1 <sup>er</sup> étage	Q0+0.65 (Q1+Q2+Q3+Q4+Q5+Q6+Q7+Q8+Q9+Q10)
RDC	Q0+0.636 (Q1+Q2+Q3+Q4+Q5+Q6+Q7+Q8+Q9+Q10+Q11)
1 <sup>er</sup> sous-sol	Q0+0.625(Q1+Q2+Q3+Q4+Q5+Q6+Q7+Q8+Q9+Q10+Q11+Q12)
2 <sup>em</sup> me s/sol	Q0+0.615(Q1+Q2+Q3+Q4+Q5+Q6+Q7+Q8+Q9+Q10+Q11+Q12+13)

**Tableau 13:** les charges cumulées.

Application numérique :

Niveau	Surcharge (KN)
Toiture	49.45
comble	(49.45+ 21.89)=71.34
9 <sup>em</sup> me étage	49.45 + 0.95 (21.89 + 54.725)=122.234
8 <sup>em</sup> me étage	49.45 + 0.90 (21.89 + 54.725*2)=167.656
7 <sup>em</sup> me étage	49.45+ 0.85 (21.89 + 54.725*3)=207.605
6 <sup>em</sup> me étage	49.45 + 0.80 (21.89 + 54.725*4)=242.082
5 <sup>em</sup> me étage	49.45 + 0.75 (21.89 + 54.725*5)=271.086
4 <sup>em</sup> me étage	49.45 + 0.71 (21.89 + 54.725*6)=298.120
3 <sup>em</sup> me étage	49.45 + 0.687(21.89 + 54.725*7)=327.661
2 <sup>em</sup> me etage	49.45 + 0.666(21.89 + 54.725*8)=355.604
1 <sup>er</sup> étage	49.45 + 0.65 (21.89 + 54.725*9)=383.820
RDC	49.45 + 0.636(21.89 + 54.725*10)=411.423
1 <sup>er</sup> sous-sol	49.45 + 0.625(21.89 + 54.725*11)=439.366
2 <sup>em</sup> me s/sol	49.45 + 0.615(21.89 + 54.725*12)=466.783

**Tableau14:** application numérique des charges cumulées

Récapitulatif de la décente de charges :

Niveau	Charges permanentes (KN)					Charges d'exploitation (KN)		Effort Normal (KN) $N_s = G_c + Q_c$	Section (cm <sup>2</sup> )	
	Poids plancher	Poids Poutre	Poids poteau	G total	G cumulé	Q total	Q cumulé		$S \geq \frac{N_s}{\sigma_{bc}}$	Section Adoptée
<b>Toiture</b>	69.23	25.14	/	94.37	94.37	49.45	49.45	143.82	95.88	(30x30)
<b>Terrasse</b>	100.435	25.14	/	125.575	219.945	21.89	71.34	291.285	194.19	(30x30)
<b>Comble</b>	57.501	25.14	4.69	87.331	307.276	/	71.34	378.616	252.41	(30x30)
<b>9<sup>ème</sup> étage</b>	100.435	25.14	4.69	130.265	437.541	54.725	126.065	563.606	375.737	(35x35)
<b>8<sup>ème</sup> étage</b>	100.435	25.14	4.69	130.265	567.806	54.725	180.79	748.596	499.064	(35x35)
<b>7<sup>ème</sup> étage</b>	100.435	25.14	4.69	130.265	698.071	54.725	235.515	933.586	622.391	(35x35)
<b>6<sup>ème</sup> étage</b>	100.435	25.14	4.69	130.265	828.336	54.725	290.24	1118.576	745.717	(40x40)
<b>5<sup>ème</sup> étage</b>	100.435	25.14	4.69	130.265	958.601	54.725	344.965	1303.566	869.044	(40x40)
<b>4<sup>ème</sup> étage</b>	100.435	25.14	4.69	130.265	1088.866	54.725	399.69	1488.556	992.377	(40x40)
<b>3<sup>ème</sup> étage</b>	100.435	25.14	4.69	130.265	1219.131	54.725	454.415	1673.546	1115.697	(45x45)
<b>2<sup>ème</sup> étage</b>	100.435	25.14	4.69	130.265	1349.396	54.725	509.14	1858.536	1239.024	(45x45)
<b>1<sup>er</sup> étage</b>	100.435	25.14	4.78	130.265	1479.661	54.725	563.865	2043.526	1362.351	(45x45)
<b>RDC</b>	100.435	25.14	5.86	131.435	1611.096	54.725	618.59	2229.686	1486.457	(50x50)
<b>1<sup>er</sup> s/sol</b>	100.435	25.14	4.78	130.265	1704.835	54.725	673.315	2378.15	1585.433	(50x50)
<b>2<sup>ème</sup> s/sol</b>	100.435	25.14	4.78	130.265	1835.1	54.725	728.04	2563.14	1708.76	(50x50)

**Tableau15:** Récapitulatif de la décente de charge.

-Vérification des conditions du RPA [Article 7.4/ RPA 99 V 2003] :

- Min (b,h) ≥ 25 cm en zone IIa
- Min (b,h) ≥  $h_e/20$  avec  $h_e$  = hauteur libre du poteau.
- $1/4 < b/h < 4$

- Pour les poteaux du sous-sol :

**h= 3,06m**

- 1-  $\text{Min}(45 \times 45) \geq 25 \text{ cm}$  ..... Condition vérifiée
- 2-  $\text{Min}(45 \times 45) \geq 306 / 20 = 15,3$  ..... Condition vérifiée
- 3-  $1/4 < (45/45) < 4 \rightarrow 0,25 < 1 < 4$  ..... Condition vérifiée

- Pour les poteaux RDC

**h= 3,75m**

- 1-  $\text{Min}(45 \times 45) \geq 25 \text{ cm}$  ..... Condition vérifiée
- 2-  $\text{Min}(45 \times 45) \geq 375 / 20 = 18,75$  ..... Condition vérifiée
- 3-  $1/4 < (45/45) < 4 \rightarrow 0,25 < 1 < 4$  ..... Condition vérifiée

- Pour les poteaux 1<sup>ers</sup> étage

**h= 3,06m**

- 1-  $\text{Min}(40 \times 40) \geq 25 \text{ cm}$  ..... Condition vérifiée
- 2-  $\text{Min}(40 \times 40) \geq 306 / 20 = 15,3$  ..... Condition vérifiée
- 3-  $1/4 < (40/40) < 4 \rightarrow 0,25 < 1 < 4$  ..... Condition vérifiée

- Pour les poteaux 2eme - 4<sup>eme</sup> etage

**h= 3,00m**

- 1-  $\text{Min}(40 \times 40) \geq 25 \text{ cm}$  ..... Condition vérifiée
- 2-  $\text{Min}(40 \times 40) \geq 300 / 20 = 15$  ..... Condition vérifiée
- 3-  $1/4 < (40/40) < 4 \rightarrow 0,25 < 1 < 4$  ..... Condition vérifiée

- Pour les poteaux 5eme - 8eme etage

**h= 3,00m**

- 1-  $\text{Min}(35 \times 35) \geq 25 \text{ cm}$  ..... Condition vérifiée
- 2-  $\text{Min}(35 \times 35) \geq 300 / 20 = 15$  ..... Condition vérifiée
- 3-  $1/4 < (35/35) < 4 \rightarrow 0,25 < 1 < 4$  ..... Condition vérifiée

- Pour les poteaux 9 eme - comble

**h= 3,00m**

- 1-  $\text{Min}(30 \times 30) \geq 25 \text{ cm}$  ..... Condition vérifiée
- 2-  $\text{Min}(30 \times 30) \geq 300 / 20 = 15$  ..... Condition vérifiée
- 3-  $1/4 < (30/30) < 4 \rightarrow 0,25 < 1 < 4$  ..... Condition vérifiée

- Pour les poteaux toiture

**h= 4.08m**

- 1-  $\text{Min}(30 \times 30) \geq 25 \text{ cm}$  .....Condition vérifiée  
 2-  $\text{Min}(30 \times 30) \geq 408 / 20 = 20,4$  .....Condition vérifiée  
 3-  $1/4 < (30/30) < 4 \rightarrow 0,25 < 1 < 4$  .....Condition vérifiée

**Conclusion :**

Le coffrage des poteaux conforme aux exigences du RPA

**Vérification de la résistance des poteaux au flambement :**

La vérification des poteaux au flambement doit satisfaire la condition suivante:  $\lambda = If/i \leq 50$

$\lambda \rightarrow$  Elancement du poteau,

$If \rightarrow$  Longueur du flambement ( $If = 0.7 l_0$ )

$i \rightarrow$  Rayon de giration ( $i = \sqrt{I/B}$ )

$I \rightarrow$  Moment d'inertie du poteau ( $I = bh^3/12$ )

$B \rightarrow$  section transversal du poteau ( $B = b \times h$ )

$l_0 \rightarrow$  Longueur d'un poteau entre faces supérieures de deux planchers consécutifs,

On a:  $\lambda = \frac{0.7l_0}{\sqrt{\frac{bh^3/12}{bh}}} = \frac{\sqrt{12} \times 0.7 \times l_0}{h} \longrightarrow \lambda = 0.7\sqrt{12} \frac{l_0}{h}$

Les résultats obtenus sont donnés dans le tableau ci-dessous:

Etage	s-sol	RDC	1 <sup>er</sup> étage	2 <sup>eme</sup> - 4 <sup>eme</sup>	5 <sup>eme</sup> - 8 <sup>eme</sup>	9 <sup>eme</sup> - comble	toiture	vérifications
$l_0$	3.06	3.75	3.06	3.00	3.00	3.00	4.08	vérifiée
$h$	0.45	0.45	0.40	0.40	0.35	0.30	0.30	vérifiée
$\lambda$	16.489	20.207	18.55	18.187	20.785	24.249	32.978	vérifiée

**Tableaus16** : Résistance des poteaux au flambement

**Introduction**

La construction est un ensemble d'éléments qui sont classés en deux catégories : éléments principaux et élément secondaires. Dans ce chapitre on s'intéresse uniquement à l'étude des éléments secondaires (planchers corps, plancher dalle plein, escalier, acrotère et l'ascenseur). Cette étude se fait en suivant le cheminement suivant : pré dimensionnement des éléments, calcul des sollicitations les plus défavorables puis, détermination de la section de acier nécessaire pour reprendre les charges en question toutes on respectant la réglementation en vigueur (**BAEL 91 modifié 99**) et le **RPA**.

**III.1:Calcul de l'Acrotère :**

**III.1.1Définition :**

C'est un élément en béton armé qui assure la sécurité au niveau de la terrasse .il permet aussi la mise en œuvre de l'étanchéité. Il est assimilé à une console encastrée dans les poutres du plancher terrasse.il est soumis à une flexion composée d'efforts de réduction :

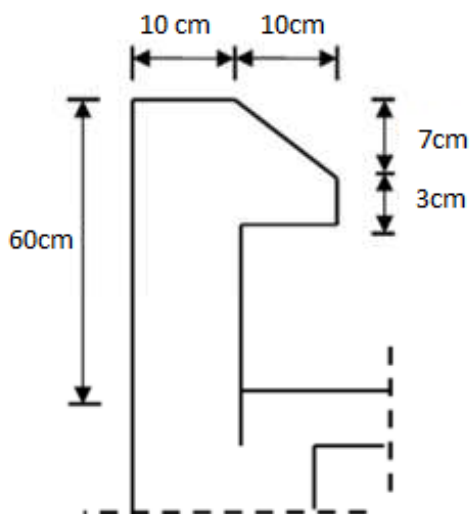
- poids propre G jouant le rôle d'effort normal de compression
- main courante Q jouant le rôle d'effort horizontal.

**III.1.2:Hypothèse de calcul**

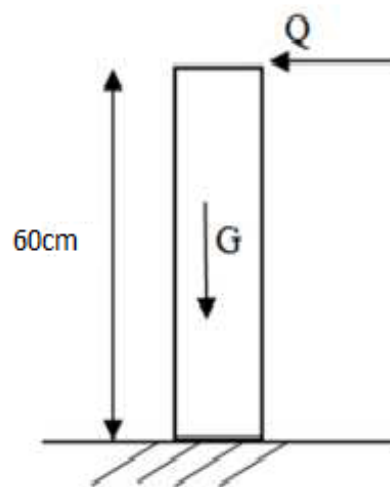
- L'acrotère est sollicité en flexion composée à L'ELU et à L'ELS.
- La fissuration est considérée comme préjudiciable.
- Le calcul se fera pour une bande de 1m.

**III.1.3:Dimensionnement**

- Hauteur=60cm.
- Epaisseur=10cm
- L'enrobage=3 cm
- La surface = 0,0685 m<sup>2</sup>



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



**Figure III.2** : Schémas statique

**III.1.4: Calcul des efforts internes :**

On a la charge permanente et d'exploitation de l'acrotère déjà déterminé dans le chapitre Précédent égale à :

$$\begin{cases} G=1.71\text{KN/ml} \\ Q=1\text{ KN/ml} \end{cases}$$

-Moment de renversement  $M$  dû à la surcharge  $Q$  :

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

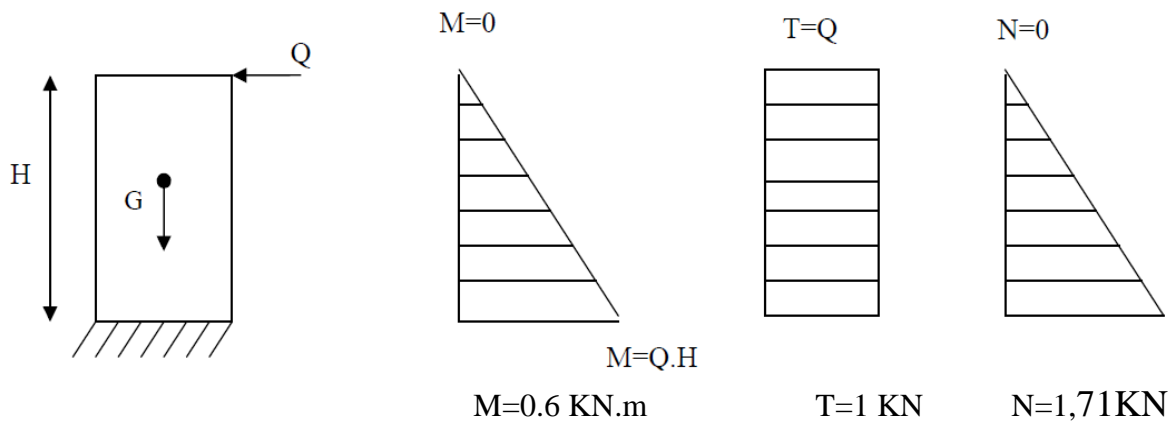
-Effort tranchant :

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

-Effort normal du au poids propre  $G$  :

$$N = G \times 1 \text{ml} = 1,71 \text{KN}$$

**Diagramme des efforts internes :**



**Figure.III.3 :** Diagramme des efforts internes.

**III.1.5: Combinaison des charges :**

➤ **A l'ELU :**  $q_u = 1,35G + 1,5 Q$

-L'effort normal:  $N_u = 1,35G = 1,35 \times 1,71 = 2.309$

-l'effort tranchant:  $T_U = 1,5 \times Q = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ KN}$

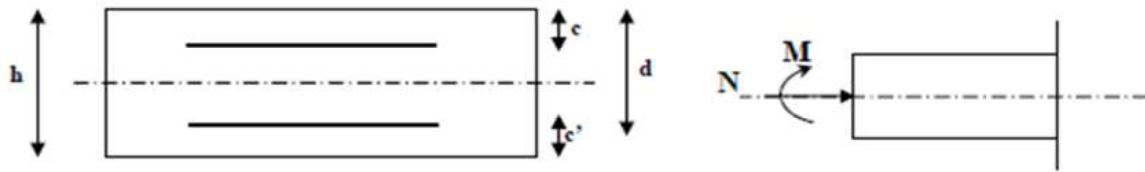
-Moment de flexion :  $M_u = 1,5 MQ = 1,5 \times 0,60 = 0,9 \text{KNm}$

➤ **A l'ELS:**  $q_s = G + Q$

-L'effort normal:  $N_s = G = 1,71 \text{KN}$

-l'effort tranchant:  $T_S = Q = 1 \text{ KN}$

-Moment de flexion :  $M_s = MQ = 0,60 \text{KN.m}$

**III.1.6 : Ferrailage de l'acrotère**

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

Avec:

$h$  : épaisseur de la section,

$c$  et  $c'$  : l'enrobage,

$d = h - c$  : hauteur utile,

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

➤ **Calcul de l'excentricité à l'ELU :**

$$e_u = \frac{Mu}{Nu} = \frac{0.9}{2.309} = 0.389$$

$$e_u = 39 \text{ cm.}$$

$$\frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 3 = 2 \text{ cm} \Rightarrow e_u > \frac{h}{2} - c \longrightarrow \text{S.P.C}$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section, et  $N$  est un effort de compression.

Donc la section est partiellement comprimée. Elle sera calculée en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif, puis se ramène à la flexion composée.

➤ **Calcul en flexion simple :**

Moment fictif :

$$M_f = Nu \times (e_u + \frac{h}{2} - c) = 2,309(39 + 5 - 3) \cdot 10^{-2}$$

$$M_f = 0.947 \text{ KN.m}$$

Moment réduit :

$$\mu_f = \frac{M_f}{Fbu \cdot b \cdot d^2} = \frac{947}{14,2 \cdot 70^2} = 0.014$$

$$\mu_f = 0.014 < \mu_l = 0.392 \longrightarrow \text{S.S.A}$$

Armatures fictives :

$$A_{stf} = \frac{M_f}{\sigma_{st} \cdot d \cdot \beta_f}$$

$$\mu_f = 0.014 \text{ tableau} \rightarrow \beta = 0,993$$

$$A_{stf} = \frac{947}{348.0,07.0,993} = 39.15 \text{ mm}^2$$

$$A_{stf} = 0.39 \text{ cm}^2.$$

➤ **Calcul en flexion composée:**

La section réelle des armatures :

$$\begin{aligned} A_{str} &= A_{stf} - \frac{N_u}{\sigma_{st}} \\ &= 0.39 - \frac{2,309.103}{348.10^2} \\ &= 0.32 \text{ cm}^2. \end{aligned}$$

**III.1.7: Vérification à l'ELU**

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

On doit vérifier que :

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \left[ \frac{e_s - 0,455d}{e_s - 0,185d} \right]$$

Avec :

$$\begin{cases} e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0,60}{1,71} = 0,35 \text{ m} = 35 \text{ cm} \\ f_{t28} = 0,6 + 0,06.f_{c28} = 2,1 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{2,1}{400} \times \left[ \frac{35 - 0,455 \times 7}{35 - 0,185 \times 7} \right] = 0,80 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0,80 \text{ cm}^2 > A_{calculé} = 0,32 \text{ cm}^2$$

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

$$A = A_{min} = 0,80 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

-On adoptera pour une section d'acier de **4HA8/ml** = 2.01cm<sup>2</sup>, avec un espacement St=25 cm

**Armatures de répartition :**

On prend **4HA8/ml** = 2.01cm<sup>2</sup>, espacées de 25 cm.

**2-Vérification au cisaillement (BAEL 91/Art 5-1-1) :**

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{1,5.1000}{70.1000} = 0,021 \text{ MPA}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left[ 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPA} \right]$$

$$\bar{\tau}_u = \min [2,5 \text{ MPA}, 4 \text{ MPA}] = 2,5 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = 0,021 \text{ MPA} \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPA} \longrightarrow \text{Condition vérifié.}$$

- ❖ Comme le cisaillement est vérifié alors les armatures transversales ne sont pas Nécessaires.

**3- Vérification de l'adhérence des barres (BAEL 91/Art A6.1.3) :**

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

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

Avec:  $\Psi_s$  : Coefficient de scellement.

$$\Psi_s = \begin{cases} 1.5 \text{ pour la Haute adhérence.} \\ 1 \text{ pour les ronds lisses.} \end{cases}$$

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

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

$$\sum U_i = n \times \pi \times \emptyset$$

$$= 4 \times 3,14 \times 8 = 100,48 = 100,5 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{1,5 \times 1000}{0,9 \times 70 \times 100,5} = 0,237$$

$$\tau_{se} = 0,237 [\text{MPa}]$$

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} \longrightarrow \text{Condition vérifié}$$

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

**4. Longueur de scellement droit : (BAEL91/Art A.6.2.21)**

On a  $\begin{cases} l_s = 40 \Phi \text{ pour FeE400.} \\ l_s = 50 \Phi \text{ pour FeE500 et les ronds lisses.} \end{cases}$

-Dans notre cas : FeE 400  $\rightarrow l_s = 40 \Phi = 40 \times 0,8 = 32 \text{ cm}$

**5. Espacement des barres :**

a) Armature principale :  $St \leq \min(3h, 33\text{cm}) = 30 \text{ cm}$

On prend :  $St = 25\text{cm} < 30 \text{ cm} \longrightarrow \text{Condition vérifié}$

b) Armature de répartition :  $St \leq \min(4h, 45\text{cm}) = 40\text{cm}$

On prend :  $St = 25\text{cm} < 40 \text{ cm} \longrightarrow \text{Condition vérifié}$

**III.1.8 : Vérification à l'ELS**

**1. Vérification des contraintes :**

L'acrotère est un élément très exposé aux intempéries, c'est pour cette raison que

La fissuration est considérée comme préjudiciable on doit donc vérifier les conditions suivante :

**1. A: Vérification des contraintes d'ouverture des fissures dans l'acier :**

On doit vérifier que :  $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \max(0, 5f_e ; 110\sqrt{\eta f t 28}) \right\}$

Avec:

$\eta$  : coefficient de fissuration { $\eta=1.6$  H.A ;  $\eta=1$  r.l}

-Dans notre cas :  $\eta = 1.6$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \{266,667 ; \max(200 ; 201,63)\}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ [MPa]}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta \times d \times A_s}$$

$$\text{Valeur de } \beta_1: \rho = \frac{100 A_{adp}}{b \times d} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 7} = 0,287$$

$$\rho = 0,287 \dots \text{ avec interpolation} \longrightarrow \beta_1 = 0,9156 \dots k_1 = 43,82$$

$$\sigma_s = \frac{0,6 \times 10^6}{0,9156 \times 70 \times 2,01 \times 10^2} = 46,579$$

$$\sigma_s = 46,6 \text{ [MPa].}$$

$$\sigma_{st} = 46,6 \text{ [MPa]} \leq \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ [MPa]} \longrightarrow \text{Condition vérifié.}$$

➤ Donc les armatures calculées à l'ELU sont convenables.

**1-B-Vérification de la contrainte de compression dans le béton :**

On doit vérifier que:  $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$

$$\bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ [MPa]}$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{46,6}{43,82} = 1,063 \text{ [MPa]}$$

$$\sigma_b = 1,063 \text{ [MPa]} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ [MPa]} \longrightarrow \text{Condition vérifié}$$

**II.1.9: Vérification de l'acrotère au séisme (RPA 99. Art6.2.3)**

On doit vérifier que:  $F_p \leq Q$

L'RPA99 version 2003 préconise de calculer l'acrotère sous l'action des forces sismiques à l'aide de la formule suivante :

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

Avec :

➤ A : Coefficient d'accélération de zone

-Pour une zone IIa, groupe d'usage 2 on a :  $A = 0,15$  (RPA version 2003/Art 4.2.3 tab 4-1)

➤  $C_p$  : Facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8 (Art 6.2.3 tab 6-1)

Dans notre cas (élément en console) :  $C_p = 0,8$

➤  $W_p$  : Poids de l'acrotère = 1,71 KN/ml

AN:  $F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 1.71 = 0,8208$  [kN/ml].

$F_p = 0.8208 \text{ kN/ml} < Q = 1 \text{ kN/ml}$   $\longrightarrow$  La condition est vérifiée.

Note :

❖ Dans le cas où la condition n'est pas vérifiée, on fait les calculs avec la force  $F_p$ .

**III.1.10: conclusion :**

Suite aux différents calculs et vérifications effectués, nous adoptons pour le ferrailage de l'acrotère celui adopté précédemment :

- **Armatures principales : 4HA8 avec un espacement  $St = 100/4 = 25\text{cm}$ .**
- **Armatures de répartitions : 4HA8 avec un espacement  $St = 60/4 = 15\text{cm}$ .**

**III.2 Calcul des planchers :**

La structure comporte des planchers à corps creux, dont les poutrelles sont préfabriquées sur les chantiers et disposés dans le sens de la petite portée sur lesquelles reposera le corps creux.

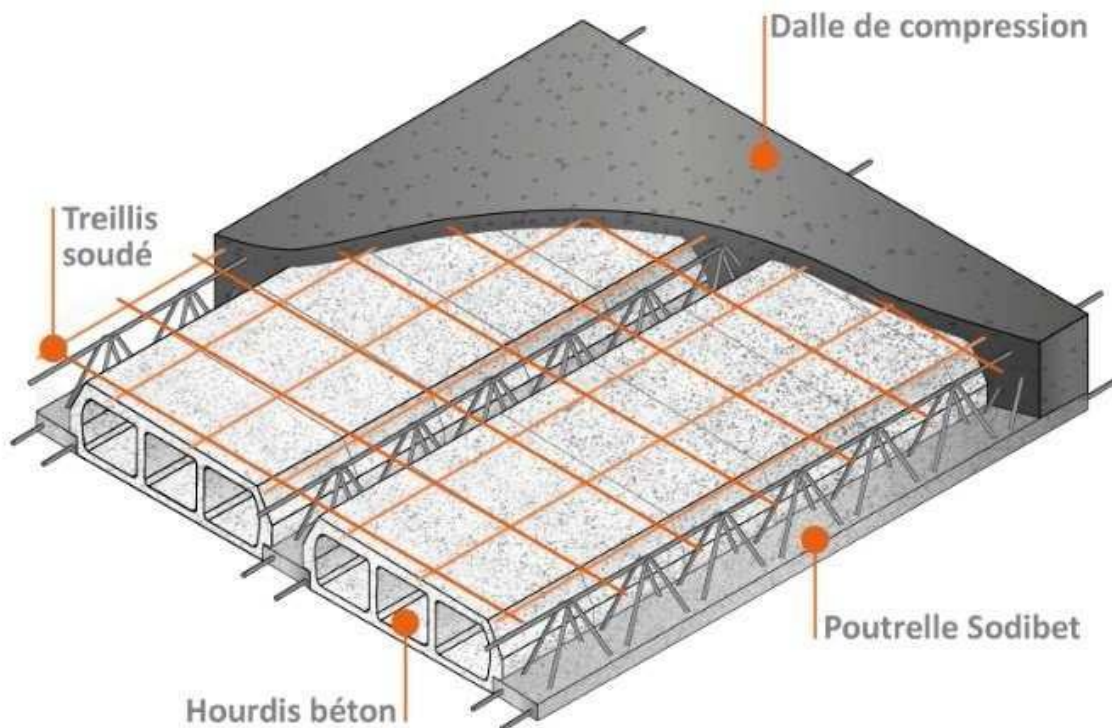
Dans notre cas, le calcul se fera pour le plancher le plus défavorable et on adoptera le même ferrailage pour tous les planchers.

Le plancher en corps creux est constitué de :

- Nervures appelées poutrelles de section en T, elles assurent la fonction de portance, la distance entre axes des poutrelles est de 65 cm.
- Remplissage en corps creux, utilisés comme coffrage perdu, et comme isolant, d'épaisseur de 16 cm.
- une dalle de compression en béton de 4 cm d'épaisseur coulée sur les corps creux qui reprend les efforts de compression

Le calcul sera fait pour deux éléments :

- Les poutrelles.
- La dalle de compression.



**Figure III.5 :** plancher a corps creux

**III.2.1 : Calcul de la dalle de compression :**

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

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

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

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

Les sections d'armatures doivent satisfaire les conditions suivantes :

**Les armatures  $\perp$  aux poutrelles (BAEL 91/B.6.8,5) :**

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

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

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

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

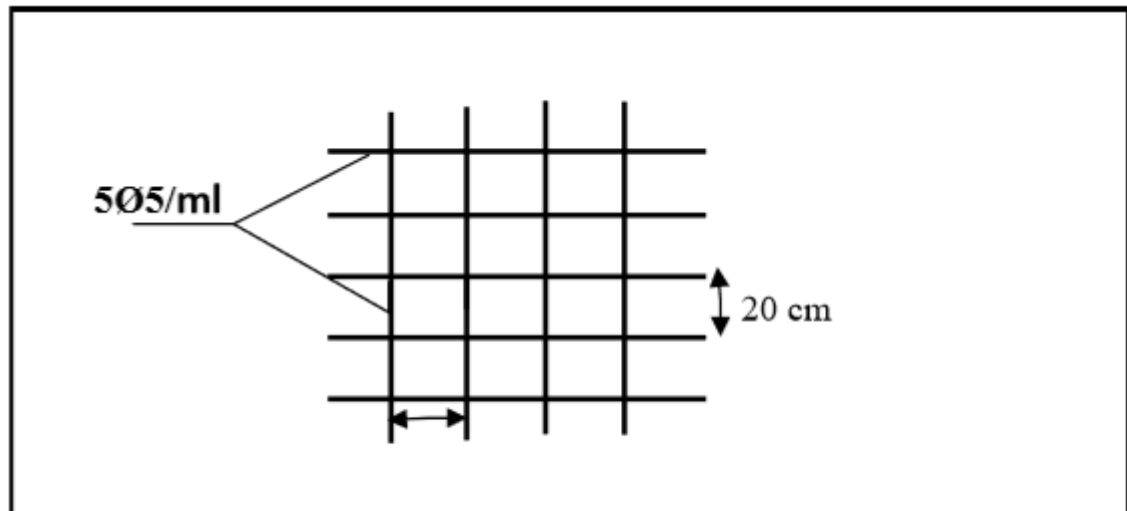
**Les armatures // aux poutrelles :**

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

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

**Conclusion :**

Pour le ferrailage de la dalle de compression, on adoptera un treillis soudé de mailles  $5 \times (150 \times 150) \text{ mm}^2$ .



**Figure III.2.2 : ferrailage de la dalle de compression**

### III.2.2 : Etude des poutrelles :

Les poutrelles sont sollicitées par une charge uniformément répartie et le calcul se fait en deux étapes : avant le coulage de la dalle de compression et après le coulage de la dalle de compression.

#### 1<sup>er</sup> étape : Avant le coulage de la dalle de compression :

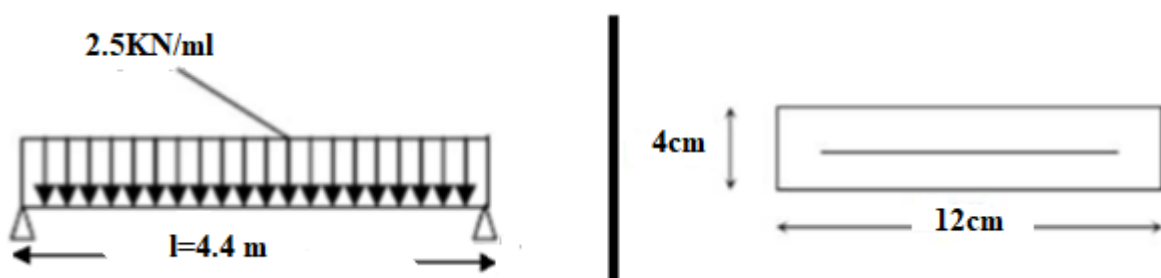
La poutrelle préfabriquée est considérée comme étant simplement appuyée sur ses deux extrémités, elle travaille en flexion simple, supporte son poids propre, le poids du corps creux et le poids propre de l'ouvrier.

- **Poids propre de la poutrelle :**  $G_p = 0.12 \times 0.04 \times 25 = 0.12 \text{KN/ml}$
- **Poids propre du corps creux :**  $G_c = 0.95 \times 0.65 = 0.62 \text{KN/ml}$
- **Poids propre totale :**  $G_T = 0.12 + 0.62 = 0.74 \text{KN/ml}$
- **La surcharge de l'ouvrier :**  $Q = 1 \text{KN/ml}$

#### ➤ **Combinaison de charge :**

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 0.74 + 1.5 \times 1 = 2.5 \text{KN/ml}$$

#### ➤ **Ferrailage a l'état limite ultime (E.L.U) :**



**Figure III.7 : schéma statique de la poutrelle**

**Calcul du moment en travée :**

$$M_t = qu \frac{l^2}{8} = 2.5 \frac{4.4^2}{8} = 6.05 \text{ KN/ml}$$

**Calcul de l'effort tranchant :**

$$T_u = qu \frac{l}{2} = 2.5 \frac{4.4}{2} = 5.5 \text{ KN}$$

➤ **Calcul des armatures :**

$$b = 12 \text{ cm} ; \quad d = h_0 - c = 4 - 2 = 2 \text{ cm} ; \quad f_{bu} = 14.2 \text{ Mpa}$$

$$\mu_b = \frac{M_t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{6.05 \times 10^3}{12 \times 2^2 \times 14.2} = 8.88 > \mu_l = 0.392 \longrightarrow \text{S.D.A}$$

**Conclusion :**

Comme la section de la poutrelle est faible (**12x4**)  $\text{cm}^2$ , par conséquent, on ne peut pas placer deux nappes d'armatures (des armatures tendues et comprimées obtenues par le calcul). on prévoit alors des étais intermédiaires (des échafaudages) pour l'aider à supporter les charges d'avant de la dalle de compression, de manière à ce que les armatures comprimées ne soient pas nécessaires ; espacement entre étais : **80 à 120 cm.**

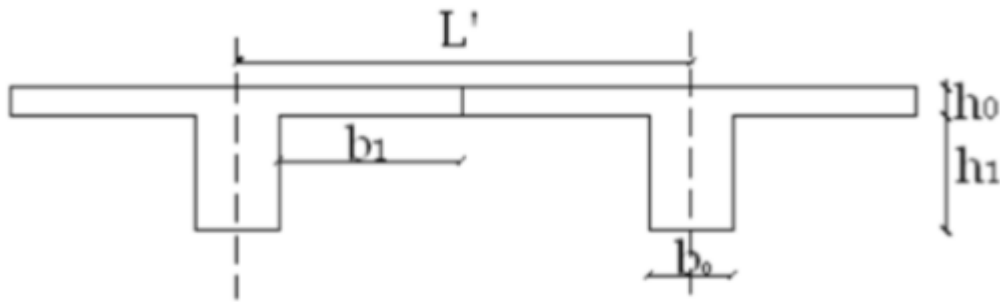
**2<sup>ème</sup> étape : Après coulage de la dalle de compression :**

Après le coulage, la poutrelle travaille comme une poutre continue en Té, les appuis de rives sont considérés comme partiellement encastrés, elle supporte son poids propre, le poids du corps creux et de la dalle de compression en plus des charges et les surcharges revenant au plancher elle travaille en flexion simple.

**a) Détermination de la table de compression (BAEL91/99 art A4.1.3) :**

La largeur de la table de compression à prendre en compte de chaque côté d'une nervure à partir de son parement est limité par la plus restrictive des conditions ci-après :

$$b_1 \leq \min\left(\frac{L}{10} ; \frac{L' - b_0}{2}\right)$$



**Figure III.2.4:** Coupe verticale d'une poutrelle.

Avec :

- $b_0$  : largeur de la nervure  $b_0 = 12$  cm.
- $L'$  : distance entre axe des poutrelles  $L' = 65$  cm.
- $L$  : longueur de la plus grande travée  $L = 440$  cm.
- $h_0$  : épaisseur de la dalle de compression  $h_0 = 4$  cm.
- $h_1$  : épaisseur du corps creux  $h_1 = 16$  cm.

$$\underline{AN} : b_1 \leq \min \left( \frac{440}{10} ; \frac{65-12}{2} \right) = \min (44\text{cm} ; 26.5\text{cm}) = 26.5 \text{ cm}$$

✓ On prend  $b_1 = 26.5$  cm

**b) Calcul des chargements :**

- Poids propre du plancher étage courant :  $G = 5.24 \times 0.65 = 3.406$  KN/ml
- Poids propre du plancher étage attique :  $G = 3 \times 0.65 = 1.95$  KN/ml
- Charge d'exploitation (s.sol) :  $Q = 2.5 \times 0.65 = 1.625$  KN/ml
- Charge d'exploitation (étage courant) :  $Q = 2.5 \times 0.65 = 1.625$  KN/ml
- Charge d'exploitation (terrasse) :  $Q = 1 \times 0.65 = 0.65$  KN/ml
- Charge d'exploitation (étage attique) :  $Q = 1 \times 0.65 = 0.65$  KN/ml

**c) Combinaison de charge :**

$$\text{ELU} : q_u = 1.35 G + 1.5 Q$$

$$\text{ELS} : q_s = G + Q$$

- **Plancher étage courant :**

$$\text{ELU} : q_u = 1.35 \times 3.406 + 1.5 \times 1.625 = 7.036 \text{ KN/ml.}$$

$$\text{ELS} : q_s = 3.406 + 2.6 = 6.006 \text{ KN/ml}$$

- **Plancher terrasse:**

$$\text{ELU : } q_u = 1.35 \times 3.406 + 1.5 \times 0.65 = \mathbf{5.573 \text{ KN/ml.}}$$

$$\text{ELS : } q_s = 3.406 + 0.65 = \mathbf{4.056 \text{ KN/ml}}$$

- **Plancher étage attique :**

$$\text{ELU : } q_u = 1.35 \times 1.95 + 1.5 \times 0.65 = \mathbf{3.608 \text{ KN/ml}}$$

$$\text{ELS : } q_s = 1.95 + 0.65 = \mathbf{2.6 \text{ KN/ml}}$$

**Remarque :**

Nous considérons pour nos calculs, le plancher qui présente le cas le plus défavorable. Dans notre cas on fait le calcul pour le plancher d'étage courant à usage commercial.(bureau)

**d) Choix de la méthode :**

Les efforts interne sont déterminer, Selon le type de plancher, à l'aide des méthodes suivants

a) Méthode forfaitaire.

b) Méthode de Caquot.

c) Méthode des trois moments

➤ **Méthode forfaitaire :**

Il s'agit d'une méthode simplifier de calcul applicable aux planchers à surcharges modérées ; tels que les plancher des constructions courantes comme les bâtiments à usage d'habitation, bureaux, d'enseignement... L'utilisation de cette méthode conduit à un calcul rapide et direct, suivant le **BAEL91**, on peut appliquer cette méthode si les conditions suivantes sont vérifiées :

**a)Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire (art B.6.2.210) :**

**1<sup>ère</sup> condition :**  $Q \leq \min (2 G ; 5 \text{ KN/ml})$

$Q = 2.6 \text{ KN/ml} \leq \min (6.812 \text{ KN/ml} ; 5 \text{ KN/ml}) = 5 \text{ KN/ml} \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$

**2<sup>ème</sup> condition :**

Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées :  
**condition vérifiée**

**3<sup>ème</sup> condition :**

La fissuration est considérée comme non préjudiciable  $\longrightarrow$  **condition vérifiée.**

**4<sup>ème</sup> condition :**

Le rapport des portées successives doit être compris entre :  $0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25$

$$\frac{l_1}{l_2} = \frac{3.40}{3.05} = 1.11 \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{l_2}{l_3} = \frac{3.05}{4.40} = 0.69 \longrightarrow \text{condition non vérifiée}$$

$$\frac{l_3}{l_4} = \frac{4.4}{4.4} = 1 \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{l_4}{l_5} = \frac{4.4}{3} = 1.46 \longrightarrow \text{condition non vérifiée}$$

$$\frac{l_5}{l_6} = \frac{3}{4.20} = 0.71 \longrightarrow \text{condition non vérifiée}$$

⇒ la méthode forfaitaire ne peut pas être appliquée ; donc on utilise la méthode des trois moments.

➤ **Méthode des trois moments :**

La poutre est décomposée au droit des appuis, on obtiendra ainsi n poutres isostatiques simplement appuyées, les encastremets aux extrémités seront transformé en des travées isostatiques de longueur  $L_0$ .

Cette méthode nous permettra de déterminer les moments sur appuis.

Les équations des trois moments sont données par les expressions suivantes :

$$M_{i-1} \cdot \frac{l_i}{l_{i-1}} + 2M_i \left( \frac{l_i}{l_i} + \frac{l_{i+1}}{l_{i+1}} \right) + M_{i+1} \frac{l_{i+1}}{l_{i+1}} = -6E (w_i^g + w_i^d)$$

Avec :

$$w_i^g = Q_i \left( \frac{l_i^3}{24EI_i} \right) \qquad w_{i+1}^g = Q_{i+1} \left( \frac{l_{i+1}^3}{24EI_{i+1}} \right)$$

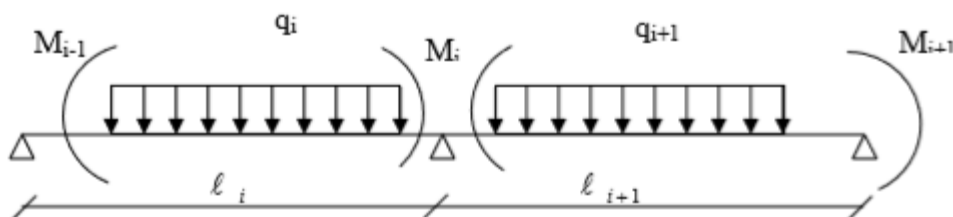


Figure III.2.5 : Méthode des trois moments

a) **Moment aux appuis :**

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

b) **Moment en travée :**

$$M(x) = \mu(x) + M_i \left(1 - \frac{x}{l_i}\right) + M_{i+1} \frac{x}{l_i}$$

Avec :  $\mu(x) = \frac{q_l}{2} x - \frac{q}{2} x^2$

c) **Les efforts tranchants :**

Les efforts tranchants sont donnés par la formule suivante :

$$T_u(x) = \frac{q_u l_i}{2} - q_u x + \frac{M_{i+1} - M_i}{l_i}$$

Avec :

$M_{i-1}$  ;  $M_i$  ;  $M_{i+1}$  : sont respectivement les moments sur appuis (i-1 ; i ; i+1).

$L_i$  : la portée de la travée à gauche de l'appui (i).

$L_{i+1}$  : la portée de la travée à droite de l'appui (i).

$Q_i$  : la charge répartie à gauche de l'appui (i).

$Q_{i+1}$  : la charge répartie à droite de l'appui (i).

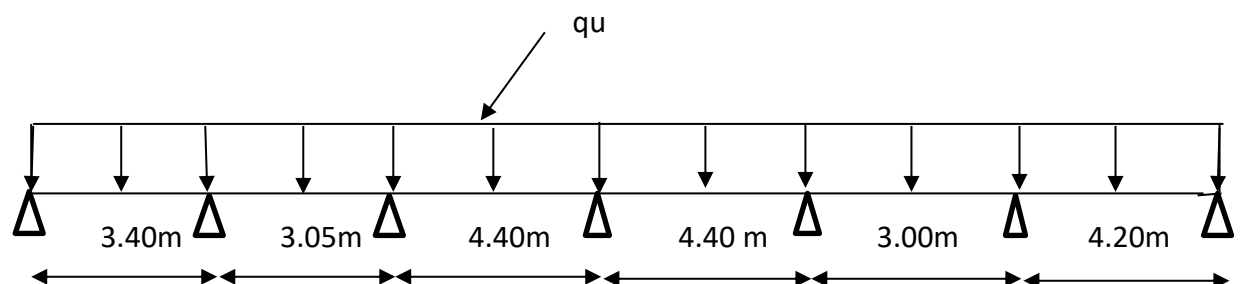
**III.2.3 :Application :**

➤ **Combinaison de charge :**

ELU :  $q_u = 7.036 \text{ KN/ml}$

ELS :  $q_s = 6.006 \text{ KN/ml}$

**Schéma statique de calcul :**



**Figure III.10** : Schéma statique de la poutrelle.

## a) Calcul des moments aux appuis :

$$\begin{aligned}
 \text{Pour } i = 0 & \quad 6.8M_0 + 3.4M_1 = -83.50 \\
 \text{Pour } i = 1 & \quad 3.4M_0 + 12.9M_1 + 3.05M_2 = -143.779 \\
 \text{Pour } i = 2 & \quad 3.05M_1 + 14.9M_2 + 4.4M_3 = -241.251 \\
 \text{Pour } i = 3 & \quad 4.4M_2 + 17.6M_3 + 4.4M_4 = -361.947 \\
 \text{Pour } i = 4 & \quad 4.4M_3 + 14.8M_4 + 3M_5 = -238.335 \\
 \text{Pour } i = 5 & \quad 3M_4 + 14.4M_5 + 4.2M_6 = -214.761 \\
 \text{Pour } i = 6 & \quad 4.20M_5 + 8.4M_6 = -157.4
 \end{aligned}$$

## Après résolution on trouve :

$$\begin{aligned}
 M_0 &= -9.128 \text{ KN/m} \\
 M_1 &= -6.303 \text{ KN/m} \\
 M_2 &= -10.306 \text{ KN/m} \\
 M_3 &= -15.56 \text{ KN/m} \\
 M_4 &= -9.716 \text{ KN/m} \\
 M_5 &= -8.692 \text{ KN/m} \\
 M_6 &= -14.392 \text{ KN/m}
 \end{aligned}$$

## b) Calcul des moments en travée

Le moment en travée à distance  $x$  de l'appui "i" est donné par la relation suivante:

$$M(x) = \frac{ql}{2} x - \frac{q}{2} x^2 + M_i \left(1 - \frac{x}{l_i}\right) + M_{i+1} \frac{x}{l_i}$$

$$\frac{dM(x)}{dx} = 0 \quad x = \frac{1}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{q \cdot l_i}$$

Appliquons les formules précédentes pour toutes les travées :

Travées	L (m)	Qu (KN/ml)	$M_i$ (KN.m)	$M_{i+1}$ (KN.m)	X (m)	$M_t$ (KN.m)
1 – 2	3.40	8.498	-9.128	-6.303	1.8	4.60
2 – 3	3.05	8.498	-6.303	-10.306	1.37	1.68
3 – 4	4.40	8.498	-10.306	-15.56	2.06	7.72
4 – 5	4.40	8.498	-15.56	-9.716	2.36	8.03
5 – 6	3.00	8.498	-9.716	-8.692	1.54	0.36
6 – 7	4.20	8.498	-8.692	-14.392	1.94	7.31

**Tableau III.2.1** : Calcul des moments en travées.

**Remarque:**

Les moments calculés par la méthode des trois moments correspondent à un matériau homogène. A cause de la faible résistance à la traction qui peut provoquer la fissuration du béton tendu, nous allons effectuer les corrections suivantes:

- Diminution de 1/3 pour les moments aux appuis :

-Augmentation de 1/3 pour les moments en travée :

**Les moments corrigés aux appuis :**

$$M_0 = -9.128 - (1/3) \times (-9.128) = -6.085 \text{ KN/m}$$

$$M_1 = -6.303 - (1/3) \times (-6.303) = -4.202 \text{ KN/m}$$

$$M_2 = -10.306 - (1/3) \times (-10.306) = -6.871 \text{ KN/m}$$

$$M_3 = -15.56 - (1/3) \times (-15.56) = -10.373 \text{ KN/m}$$

$$M_4 = -9.716 - (1/3) \times (-9.716) = -6.477 \text{ KN/m}$$

$$M_5 = -8.692 - (1/3) \times (-8.692) = -5.795 \text{ KN/m}$$

$$M_6 = -14.392 - (1/3) \times (-14.392) = -9.595 \text{ KN/m}$$

**Les moments corrigés en travée:**

$$M_{t1} = 4.60 + (1/3) \times (4.60) = 6.13 \text{ KN/m}$$

$$M_{t2} = 1.68 + (1/3) \times (1.68) = 2.24 \text{ KN/m}$$

$$M_{t3} = 7.72 + (1/3) \times (7.72) = 10.29 \text{ KN/m}$$

$$M_{t4} = 8.03 + (1/3) \times (8.03) = 10.71 \text{ KN/m}$$

$$M_{t5} = 0.36 + (1/3) \times (0.36) = 0.48 \text{ KN/m}$$

$$M_{t6} = 7.31 + (1/3) \times (7.31) = 9.75 \text{ KN/m}$$

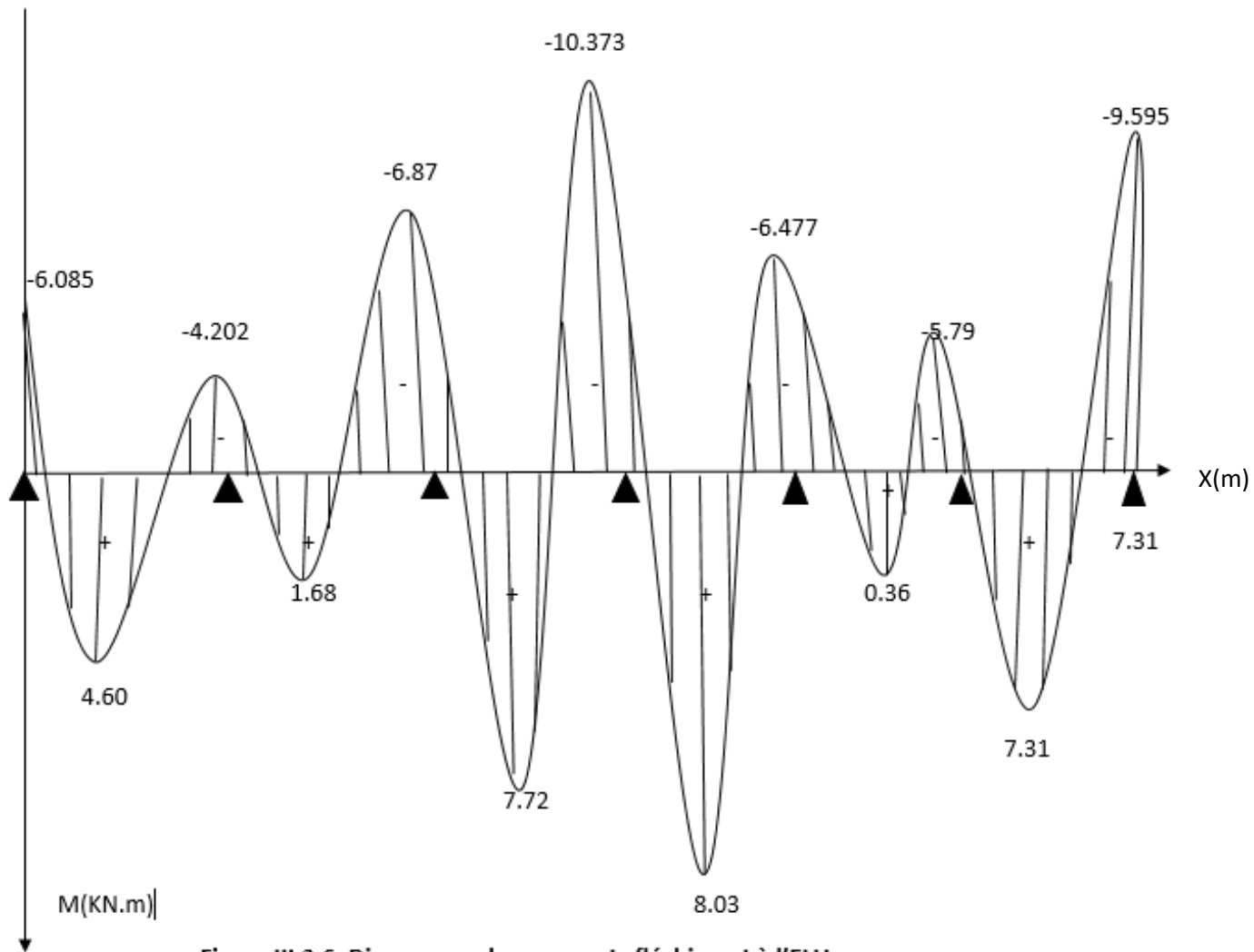


Figure III.2.6: Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.

**Calcul des efforts tranchants :**

$$V(x) = -qu x + qu \frac{l}{2} + \left( \frac{M_{i+1} - M_i}{l} \right).$$

Travée	L (m)	Qu (KN/ml)	M <sub>i</sub> (KN.m)	M <sub>i+1</sub> (KN.m)	v(x) (KN)	
					X = 0	X = L
1 – 2	3.40	7.036	-6.085	-4.202	15.00	-13.89
2 – 3	3.05	7.036	-4.202	-6.871	12.08	-13.83
3 – 4	4.40	7.036	-6.871	-10.373	17.90	-19.49
4 – 5	4.40	7.036	-10.373	-6.477	19.58	-17.81
5 – 6	3.00	7.036	-6.477	-5.795	12.97	-12.52
6 – 7	4.20	7.036	-5.795	-9.595	16.94	-18.75

**Tableau III.2.2:** Calcul des efforts tranchants à l'ELU.

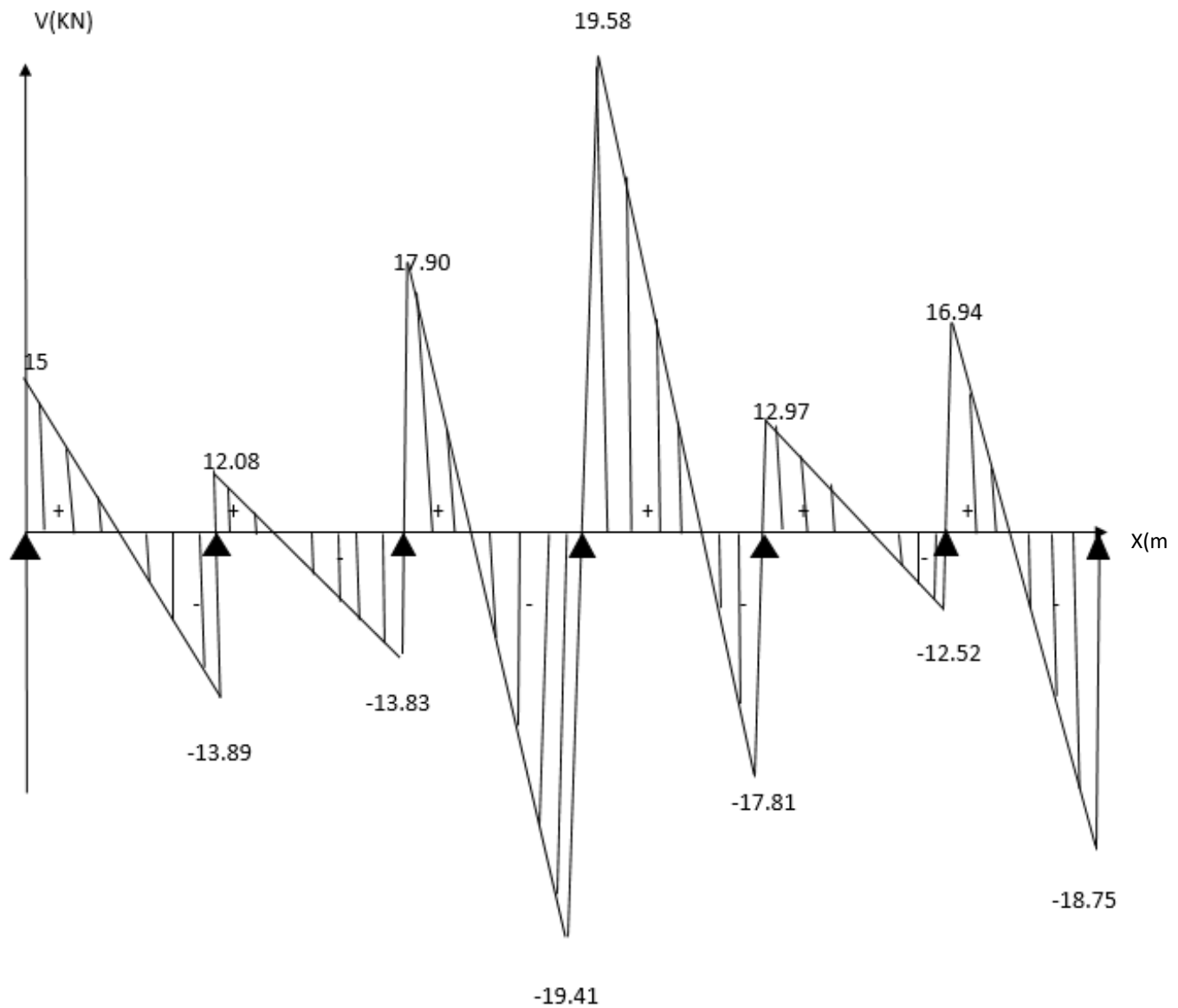


Figure III.2.7: Diagramme des efforts tranchant à l'ELU.

**Conclusion :**

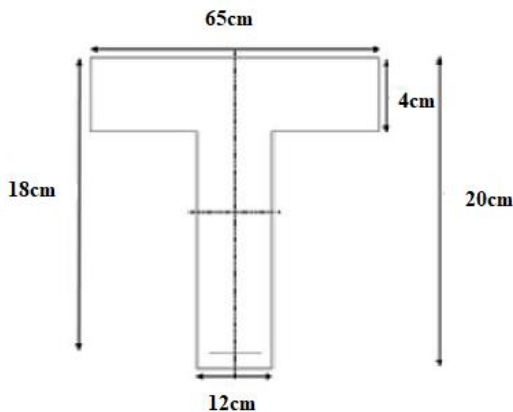
$$M_{app}^{max} = 10.373 \text{KN.m}$$

$$M_t^{max} = 10.71 \text{KN.m}$$

$$V^{max} = 19.58 \text{KN}$$

III.2.4 : Ferrailage des poutrelles :

Les poutrelles seront calculées comme une section en Té :



- **Position de l'axe neutre :**

Si :  $M_t > M_0 \Rightarrow$  l'axe neutre tombe dans la nervure.

Si :  $M_t < M_0 \Rightarrow$  l'axe neutre tombe dans la table de compression.

➤ Pour le ferrailage en choisit le plancher d'étage courant (ici moment est max) :

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

AN :  $M_0 = 0.65 \times 0.04 \left( 0.18 - \frac{0.04}{2} \right) 14.2 \times 10^3$

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

On a :  $M_t^{\max} = 10.71 \text{KN.m} < M_0 = 59.07 \text{KN.m} \Rightarrow$  l'axe neutre tombe dans la table de compression.

Le calcul se fera pour une section rectangulaire ( $b \times h$ ) = (65 x 20)

III.2.4.1 Calcul des armatures :

- ❖ **Calcul des armatures longitudinales :**

- **En travée :  $M_t^{\max} = 10.71 \text{KN.m}$**

$$\mu_t = \frac{M_t^t}{b d^2 f_{bu}} = \frac{10.71 \times 10^6}{650 \times 180^2 \times 14.2}$$

$$\mu_t = 0.036 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_t = 0.036 \Rightarrow \beta = 0.982$$

$$A_t = \frac{M_t^{\max}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{10.71 \times 10^3}{0.982 \cdot 18 \cdot 348} = 1.74 \text{cm}^2$$

✓ On opte pour une section d'armatures : 3HA10 →  $A_{dop} = 2.35\text{cm}^2$

- Aux appuis :  $M_a^{\max} = 10.37\text{KN.m}$

$$\mu_A = \frac{M_u^a}{bd^2 f_{bu}} = \frac{10.37 \times 10^6}{650 \cdot 180^2 \cdot 14.2} = 0.035$$

$$\mu_A = 0.035 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_A = 0.035 \Rightarrow \beta = 0.983$$

$$A_a = \frac{M_u^a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{10.37 \times 10^6}{0.983 \cdot 18 \cdot 348} = 1.68\text{cm}^2$$

On opte pour une section d'armatures : 1HA10+1HA12 →  $A_{adp} = 1.90\text{cm}^2$

❖ Calcul des armatures transversales :

- Diamètre des armatures transversales (Art A.7.2 91 modifiée 99).BAEL

$$\text{On a } \phi t \leq \min \left( \frac{h}{35} ; \phi_{lmax} ; \frac{b_0}{10} \right)$$

Avec :

$\phi_{lmax}$  : Diamètre maximal des armatures longitudinales

$$\phi t = \min \left( \frac{200}{35} ; 10 ; \frac{120}{10} \right) ; \quad \phi t = \min (5.71 ; 10 ; 12)$$

$$\phi t = 5.71\text{mm}$$

✓ On opte pour une section d'armatures 2HA8 →  $A_{dap} = 1.00\text{cm}^2$

Les armatures transversales seront réalisées par un étrier en  $\phi 8$

### III.2.5 : Vérification à l'ELU :

a) Condition de non fragilité du béton de la section minimale (BAEL 91/Art B.4.2.1) :

1. Calcul de la section minimale :

$$\text{On doit vérifier que : } A_s \geq A_{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

➤ En travée :

$$A_{st}^{\min} = \frac{0.23 \times 65 \times 18 \times 2.1}{400} = 1.41\text{cm}^2$$

$$A_{st}^{\min} = 1.41\text{cm}^2 < A_s = 2.35\text{cm}^2 \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

➤ **Aux appuis :**

$$A_{st}^{\min} = \frac{0.23 \times 12 \times 18 \times 2.1}{400} = 0.26\text{cm}^2$$

$$A_{st}^{\min} = 0.26\text{cm}^2 < A_s = 2.25\text{cm}^2 \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

**b) Vérification aux cisaillements (Art 5.1.211 BAEL 91 modifiée 99) :**

On doit vérifier que :  $\tau_u \leq \overline{\tau_u}$

Avec : **Tmax = 19.58KN**

$$\left[ \begin{array}{l} \overline{\tau_u} = \min \left( 0.20 \cdot \frac{f_{c28}}{1.5} ; 5\text{MPa} \right) \\ \tau_u = \frac{T_{\max}}{b_0 d} \end{array} \right.$$

$$\overline{\tau_u} = \min \left( 0.20 \cdot \frac{25}{1.15} ; 5\text{MPa} \right)$$

$$\overline{\tau_u} = \min (3.33\text{MPa} ; 5\text{MPa})$$

$$\tau_u = \frac{19.58 \times 10^3}{120 \times 180} = 0.91\text{MPa}$$

$$\left[ \begin{array}{l} \overline{\tau_u} = 3.33\text{MPa} \\ \tau_u = 0.91\text{MPa} \end{array} \right.$$

$$\tau_u = 0.91\text{MPa} < \overline{\tau_u} = 3.33\text{MPa} \longrightarrow \text{condition vérifier}$$

**Pas de risque de cisaillement.**

C) Vérification d'adhérence et d'entraînement des barres (Art 6.1.3 BAEL 91 modifiée 99) :

On doit vérifier que :  $\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}}$

$$\overline{\tau_{se}} = \Psi_s \times f_{t28}$$

Avec :  $\Psi_s$  : coefficient de scellement

$$\Psi_s = \begin{cases} 1.5 \text{ pour les H} \\ 1 \text{ pour les ronds lisses} \end{cases}$$

$$\overline{\tau_{se}} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

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

Avec :  $\sum U_i$  : somme de périmètres utiles de barres.

- **En travée :**

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 3 \times 3.14 \times 10 = 94.2 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{19.58 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 94.2} = 1.28 \text{ MPa}$$

$$\checkmark \quad \tau_{se} = 1.28 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3.15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{c.v}$$

- **Aux appuis :**

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 3 \times 3.14 \times 10 = 94.2 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{19.58 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 94.2} = 1.28 \text{ MPa}$$

$$\checkmark \quad \tau_{se} = 1.28 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3.15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

- ✓ **Donc il n'Ya pas de risque d'entraînement des barres, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.**

- c) **Espacement entre cadre (Art A.5.1.22 BAEL 91 modifiée 99) :**

$$S_t \leq \min(0.9d ; 40 \text{ cm}) = (16.2 \text{ cm} ; 40 \text{ cm}) = 16.2 \text{ cm.}$$

$$\checkmark \quad \text{Soit } S_t = 16 \text{ cm}$$

- d) **Ancrage des armatures (Art 6.1.22 BAEL 91 modifiée 99) :**

$$\text{On a : } l_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{su}}$$

$$\text{Avec : } \tau_{su} = 0.6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28}$$

$$\text{AN : } \tau_{su} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

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

-La longueur mesurée hors crochets est au moins égale  $0.4 l_s$  pour les aciers HA :

$$L_c = 0.4 \times 35.27 = 14.11 \text{ cm}$$

$$\checkmark \quad \text{On prend : } l_c = 15 \text{ cm.}$$

- e) **Influence de l'effort tranchant :**

- **Sur les aciers (Art A5.1.312 BAEL 91 modifiée 99) :**

$$\text{On doit vérifier que : } A_{st} \geq A_{\min} = \left( T_{\max} - \frac{M_{\max}^a}{0.9d} \right) \times \frac{\gamma_s}{f_e}$$

$$\text{AN : } A_{\min} = \left( (19.58 - \frac{10.37}{0.9 \times 0.18}) \times \frac{1.15}{400} \right) \times 10 = -1.28 \text{ cm}^2$$

$$\checkmark \quad A_{st} = 2.35 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = -1.28 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{c.v ; les armatures calculées sont suffisants.}$$

- **Sur le béton (BAEL91/99 Art A 5.1.313) :**

- On doit vérifier que :  $\frac{2T}{0.9b_0d} \leq \frac{0.8f_{c28}}{\gamma_b}$

$$\text{Avec : } T \leq \frac{0.8 \times 0.9 f_{c28} b_0 d}{2 \gamma_b}$$

$$T \leq 0.36 \frac{f_{c28} b_0 d}{\gamma_b}$$

$$\text{AN : } T \leq 0.36 \frac{25 \times 12 \times 18}{1.5} \times 10^{-1} ; \quad T = 1296 \text{KN}$$

$$T_{\max} = 19.58 \text{KN} < T = 296 \text{KN} \Rightarrow \text{c.v}$$

### III.2.6. Calcul à L'ELS:

#### ❖ Combinaison des charges:

$$Q_s = G + Q = 3.406 + 2.6 = 6.006 \text{KN/ml}$$

Lorsque la charge est la même sur toute les travées de la poutre, comme dans ce cas, pour obtenir les résultats des moments à l'E.L.S, il suffit de multiplier les résultats de calcul à l'ELU par le coefficient ( $q_s/q_u$ ).

$$\text{On a } q_u = 8.498 \text{KN/ml} \Rightarrow \frac{q_s}{q_u} = \frac{6.006}{8.498} = 0.71$$

#### ❖ Calcul des moments fléchissant :

- Les moments aux appuis :

$$M_0 = -6.085 \times 0.71 = -4.320 \text{KN.m}$$

$$M_1 = -4.202 \times 0.71 = -2.983 \text{KN.m}$$

$$M_2 = -6.87 \times 0.71 = -4.878 \text{KN.m}$$

$$M_3 = -10.373 \times 0.71 = -7.365 \text{KN.m}$$

$$M_4 = -6.477 \times 0.71 = -4.599 \text{KN.m}$$

$$M_5 = -5.79 \times 0.71 = -4.111 \text{KN.m}$$

$$M_6 = -9.595 \times 0.71 = -6.812 \text{KN.m}$$

- Les moments en travées :

$$M_{t1} = 4.60 \times 0.71 = 3.266 \text{KN.m}$$

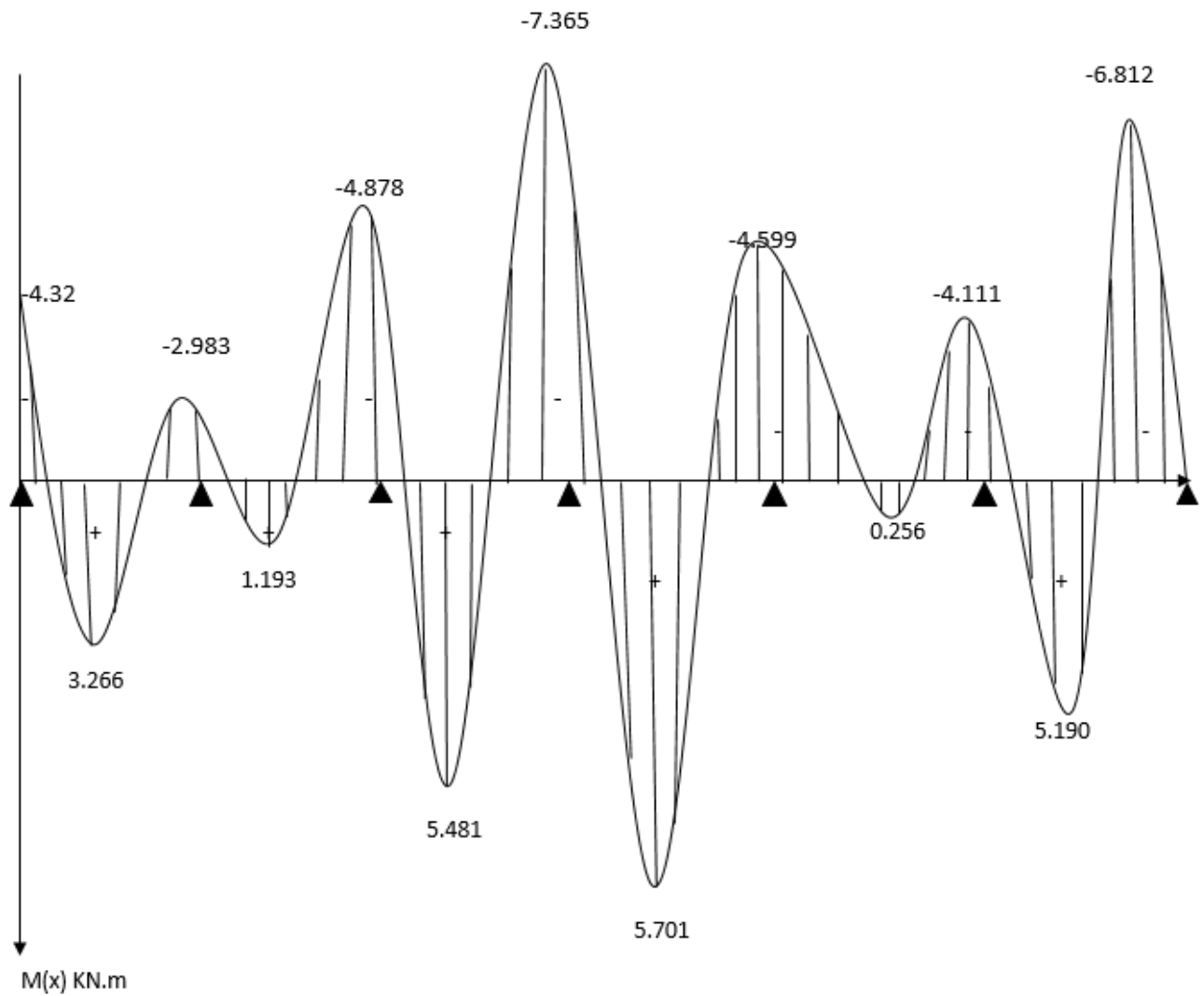
$$M_{l2} = 1.68 \times 0.71 = 1.193 \text{KN.m}$$

$$M_{l3} = 7.72 \times 0.71 = 5.481 \text{KN.m}$$

$$M_{l4} = 8.03 \times 0.71 = 5.701 \text{KN.m}$$

$$M_{l5} = 0.36 \times 0.71 = 0.256 \text{KN.m}$$

$$M_{l6} = 7.31 \times 0.71 = 5.190 \text{KN.m}$$

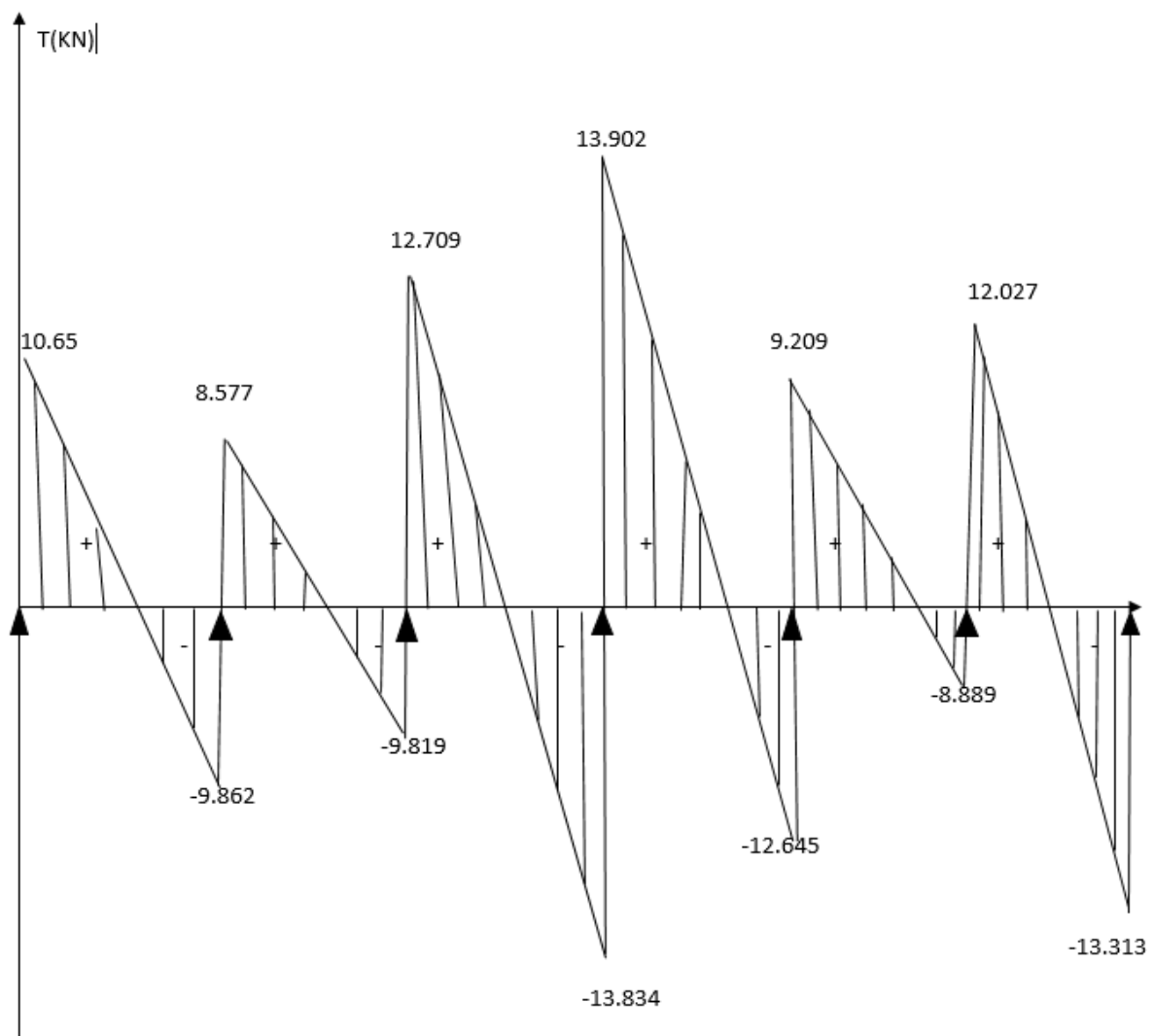


**Figure II I.2.8** : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.

Calcul des efforts tranchants :  $V_s = V_U \times 0.71$

Travée	L (m)	Qs (KN/ml)	M <sub>i</sub> (KN.m)	M <sub>i+1</sub> (KN.m)	V(x) (KN)	
					X = 0	X = L
1 – 2	3.40	6.006	-4.32	-2.983	10.65	-9.862
2 – 3	3.05	6.006	-2.983	-4.878	8.577	-9.819
3 – 4	4.40	6.006	-4.878	-7.365	12.709	-13.834
4 – 5	4.40	6.006	-7.365	-4.599	13.902	-12.645
5 – 6	3.00	6.006	-4.599	-4.111	9.209	-8.889
6 – 7	4.20	6.006	-4.111	-6.812	12.027	-13.313

**Tableau III.2.3:** Calcul des efforts tranchants à l'ELS.



**Figure III.2.9:** Diagramme des efforts tranchants à l'ELS.

**III.2.7. Vérification à l'ELS :****a) Vérification des contraintes :**

On doit vérifier :  $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}}$  : Dans l'acier.

$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$  : Dans le béton.

**❖ Vérification de la contrainte dans les aciers :****• Aux appuis :**

$$\text{On a : } \sigma_{st} = \frac{M_{max}^a}{A_a \times \beta_1 \times d}$$

Avec :  $A_a = 2.35 \text{ cm}^2$  ;  $M_{max}^a = 7.365 \text{ KN.m}$

$$\beta_1 \text{ est en fonction de : } \rho_1 = \frac{100 \times A_a}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 2.35}{12 \times 18} = \mathbf{1.088}$$

$$\left. \begin{array}{l} k_1 = 19.8 \\ \beta_1 = 0.856 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{par interpolation à partir des tableaux à l'ELS.}$$

$$\sigma_{st} = \frac{7.365 \times 10^3}{2.35 \times 0.856 \times 18} = \mathbf{203.40 \text{ MPa}}$$

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

✓  $\sigma_{st} = 203.40 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{st}} = 348 \text{ MPa} \longrightarrow$  **Condition vérifiée**

**• On travées :**

$$\text{On a : } \sigma_{st} = \frac{M_{max}^t}{A_t \times \beta_1 \times d}$$

Avec :  $A_t = 2.35 \text{ cm}^2$  ;  $M_{max}^t = 5.701 \text{ KN.m}$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 2.35}{12 \times 18} = \mathbf{1.088}$$

$$\left. \begin{array}{l} k_1 = 19.8 \\ \beta_1 = 0.856 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{par interpolation à partir des tableaux à l'ELS.}$$

$$\sigma_{st} = \frac{5.701 \times 10^3}{2.35 \times 0.856 \times 18} = \mathbf{157.45 \text{ MPa}}$$

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

$$\checkmark \sigma_{st} = 157.45 \text{ MPa} < \sigma_{st} = 348 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

❖ Vérification de la contrainte dans le béton :

• En travée :

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

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} \quad \text{Avec : } K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{19.80} = 0.051$$

$$\sigma_{bc} = 0.051 \times 157.45 = 8.03 \text{ MPa}$$

$$\checkmark \sigma_{bc} = 8.03 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Aux appuis :

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

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} \quad \text{Avec : } K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{19.80} = 0.051$$

$$\sigma_{bc} = 0.051 \times 203.40 = 10.37 \text{ MPa}$$

$$\checkmark \sigma_{bc} = 10.37 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

b) Etat limite d'ouverture des fissures : (Art.A.4.5.3 BAEL91) :

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

c) Vérification de la flèche (Etat limite de déformation) (Art B.6.8.424 BAEL 91 modifiée 99).

On doit vérifier que :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{22.5} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15M_{0S}} \\ \frac{A_{st}}{b_0 d} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{array} \right.$$

AN :

$$\frac{h}{l} = \frac{20}{440} = 0.045 > \frac{1}{22.5} = 0.044 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{l} = 0.045 > \frac{M_t}{15M_{0S}} = \frac{5.701}{15 \times 14.53} = 0.026 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A_{st}}{b_0 d} = \frac{2.35}{12 \times 18} = 0.011 = \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.011 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

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

**Conclusion :**

Suite aux différents calculs et vérifications effectués, nous adoptons pour le ferrailage des planchers en corps creux celui adopté précédemment :

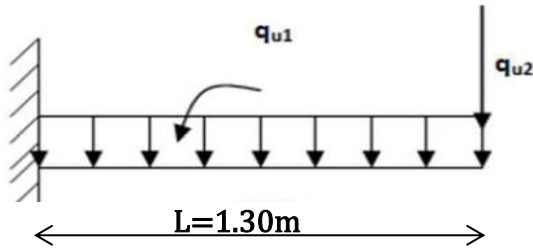
- **Armatures longitudinales :**
  - En travées : 3HA10**
  - Aux appuis : 1HA10+1HA12 (chap)**
- **Armatures transversales : 2Etrier en HA8**
- **Treillis soudé: TS  $\varnothing 5$  – (150 \*150)**

**III.3.Calcul des balcons :**

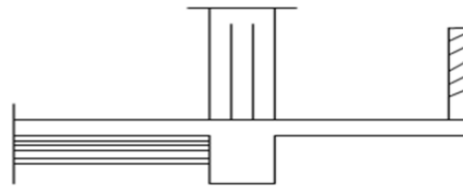
**III.3.1.Introduction :**

Le balcon se calcule comme une poutre console encastrée au niveau de la poutre du plancher; soumis à des charges permanentes dues à son poids propre << G >>, au poids propre du garde-corps.

Le calcul du ferrailage se fera pour une bande de 1m.



**Figure III.16:** Schéma statique du balcon.



**Figure III.17:** dimensions du balcon

**III.3.2.Dimensionnement du balcon :**

L'épaisseur du balcon est donnée par la formule suivante :

L : La largeur de balcon

$$L = 1.30m$$

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

$$\frac{L}{10} \geq \frac{130}{10} = 13 \text{ cm}$$

Ce qui donne e = 15 [cm].

**III.3.3.Charges et surcharges du balcon :**

Nous considérons une bande de 1[m]de balcon.

**a-Charges permanente :**

Charge G due à la dalle en béton arme ..... G = 5,49[KN/ml].

**b- surcharge d'exploitation :**

Surcharge d'exploitation..... Q=3,5 [KN/ml].

**c- charge concentrée**

Poids propre du garde-corps..... g = 1.3 [KN/ml].

Charge due à la main courante.....q = 1[KN/ml].

**III.3.4. Calcul à l'état limite :****III.3.4.1. Combinaison de charges :****E.L.U :**

$$1,35G+1,5Q$$

Pour la dalle :  $qu1=1,35G+1,5Q$

$$=1,35 \times 5,49 + 1,5 \times 3,5=12,66 \text{ [KN/ml]};$$

Garde-corps:  $qu2=1,35G1=1,35 \times 1,3=1,75 \text{ [KN/ml]}$ .

Main courante :  $qu3 = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ [KN/ml]}$ .

**III.3.4.2 : Calcul du moment :**

$$\begin{aligned} M_u &= -\left(\frac{qu \times l^2}{2} + q_g \times l\right) \\ &= \frac{12,66 \times 1,3^2}{2} + 1,75 \times 1,3 = 12,97 \text{ [KN.m]}. \end{aligned}$$

**Remarque :**

Le moment de la main courante est nul ( $M=0$ ).

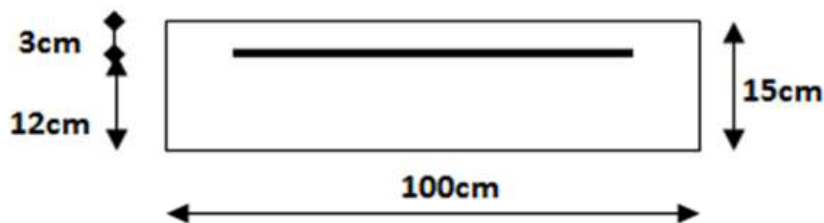
**III.3.4.3. Calcul de l'effort tranchant :****E.L.U :**

$$V_u = qu1 \times l + qu2$$

$$V_u = 12,66 \times 1,3 + 1,75 = 18,21 \text{ KN.}$$

**III.3.5. Ferrailage :**

Il consiste à étudier une section rectangulaire soumise à la flexion simple.



**Figure III.18:** Disposition des armatures principales du balcon.

**III.3.5.1. Armatures principales :**

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

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} = \frac{12,97 \times 103}{100 \times 12^2 \times 14,2} = 0,063 \leq 0,392 \longrightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu=0,063 \dots \dots \dots \beta=0,9675$$

$$A_s = \frac{Mu}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{12,97 \times 103}{0,9675 \times 12 \times 348} = 3,21$$

-Soit **4HA12 = 4,52 cm<sup>2</sup>** avec un espacement **St= 25[cm]**.

### III.3.5.2. Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13 \text{ cm}^2$$

-Soit **4HA8 = 2,01[cm<sup>2</sup>]** avec **St=25[cm]**.

### III-3.6. Vérification à l'ELU :

#### III.3.6.1. Condition de non fragilité (BAEL 91/Art. 4.2.1) :

$$\begin{aligned} A_{\min} &= \left(0,23 \times \frac{f_{t28}}{f_e}\right) d \times b \\ &= \left(0,23 \times \frac{3,1}{400} \times 100 \times 12\right) = 1,45 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

$$A_s = 4,52 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 1,45 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

#### III.3.6.2. Vérification au cisaillement : (BAEL91-modifié99/Art A.5.1.211)

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

#### ▪ Fissuration peu nuisible :

$$\tau = \frac{18,21 \cdot 103}{1000 \times 120} = 0,131$$

$$\bar{\tau} = \min\left(\frac{0,20 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right)$$

$$\bar{\tau} = \min\left(\frac{0,20 \times 25}{1,5}; 5\right) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

✓ Il n'y a aucun risque de cisaillement, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

#### III.3.6.3. Vérification de l'adhérence des barres : (BAEL91-modifié99/Art A.6.1, 3)

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

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

$$\tau_{se} = \frac{Vu}{0,9 \cdot d \sum U_i}$$

$\sum U_i = n \times \pi \times \varnothing$  : sommes des périmètres utiles des armatures

$$= 4 \times 3,14 \times 12 = 150,72 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{18,21 \times 103}{0,9 \times 120 \times 150,72} = 1,12 \text{ MPa}$$

$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} \longrightarrow$  **condition vérifiée**  $\longrightarrow$  pas de risque d'entraînement des barres.

#### III.3.6.4. Ancrage rectiligne des barres :

La longueur de scellement est donnée par la loi : **(BAEL91-modifié99/Art A.6.1, 253)**

$$l_s = \frac{\varnothing \times f_e}{4 \times \tau_s}$$

avec :

$$\tau_{su} = 0,6 \cdot \psi^2 \cdot f_{t28} \dots [\text{Art. A.6.1,23/BAEL91}]$$

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

$$l_s = \max \left\{ \begin{array}{l} l_s = \frac{\varnothing \times f_e}{4 \times \tau_s} = 42,32 \text{ cm} \\ l_s = 40 \times \varnothing = 40 \times 1,2 = 48 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$l_s = 48 \text{ cm}$$

La longueur de scellement dépasse la largeur de la poutre à la qu'elle les barres seront ancrées alors le BAEL admet que l'ancrage d'une barre se termine par un crochet, dont la longueur d'ancrage mesuré hors crochets est :  $l_c = 0,4 \times l_s$  pour les barres HA (fe400 ou 500) **(Art A.6.1.253 BAEL 99).**

Soit la longueur hors du crochet égal à :

$$L_{cr} = 0,4 L_s = 0,4 \times 48 = 19,2 \text{ cm soit } L_{cr} = 20 \text{ cm.}$$

#### III.3.6.5. Vérification de l'espacement des barres : (BAEL91-modifié99/Art A.5.1, 42)

-Armatures principales :  $St \leq \min \{3h ; 33\text{cm}\} = 33\text{cm} > St = 25\text{cm}$  **Condition vérifiée.**

-Armatures répartitions :  $St \leq \min \{4h ; 45\text{cm}\} = 45\text{cm} > St = 25\text{cm}$  **Condition vérifiée.**

#### III.3.7. Calcul à l'état limite de service (E.L.S) :

##### III.3.7.1. Combinaison de charges :

**G+Q**

**La dalle pleine :**  $q_{s1} = (G+Q) \times 1 = 8,99 \text{ KN/m}$

**Garde-corps :**  $q_{s2} = (G \times 1) = 1,3 \text{ KN/m}$

**Main courante :**  $q_{s3} = 1 \text{ (KN/ml)}$

$$M_s = -((q_s \times l^2)/2 + q_g \times l)$$

**III.3.7.2 : Calcul du moment :**

$$M_s = (8,99 \times 1,3^2)/2 + 1,3 \times 1,3 = 9,29 \text{ [KN.m].}$$

$$M_s = 9,29 \text{ KN/m}$$

**III.3.7.3. Calcul de l'effort tranchant :**

$$V_s = Q_s \times l + q_u \times l$$

$$V_s = 8,99 \times 1,3 + 1,75 = 15,19 \text{ KN.}$$

**III.3.8. Vérification à l'ELS :****III.3.8.1. Vérification des contraintes de l'acier :**

Il faut vérifier que :  $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa} \quad ; \quad \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_{st}}{b \cdot d} = \frac{100 \times 4,52}{100 \times 12} = 0,3766$$

$$\text{Tableau} \rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,905 \\ k_1 = 37,63 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{9,29 \times 10^5}{0,905 \times 12 \times 452} = 189,255 \text{ MPa}$$

$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s \longrightarrow$  la condition est vérifiée.

**III.3.8.2. Vérification des contraintes de béton : (BAEL91-modifié99/Art. A.4.5.2)**

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

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

$$\sigma_b = k \cdot \sigma_s$$

$$K = \frac{1}{k_1} = 0,026$$

$$\sigma_b = 0,026 \times 189,255 = 4,921 \text{ MPa}$$

$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_{bc} \longrightarrow$  la condition est vérifiée.

**III.3.8.3. Vérification de l'ouverture des fissures :**

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

**III.3.8.4. Vérification de la flèche : (BAEL91-modifié99/Art B.6.5.2)**

On peut se dispenser de la vérification de la flèche si les conditions suivantes sont réunies :

$$a) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} = \frac{0.15}{1.30} = 0.115 > \frac{1}{16} = 0.0625 \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$b) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \frac{Mt}{M0}$$

$$\text{Avec : } Mt = qs \times \frac{L^2}{2} = 8.99 \times \frac{1.3^2}{2} = 7.597$$

$$0.115 > \frac{7.597}{10.7.597} = 0.1 \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$c) \frac{A}{b0 \times d} \leq \frac{4.2}{fe} \longrightarrow \frac{4.52}{100 \times 12} = 0.00376 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \longrightarrow \text{C.V}$$

**Conclusion :**

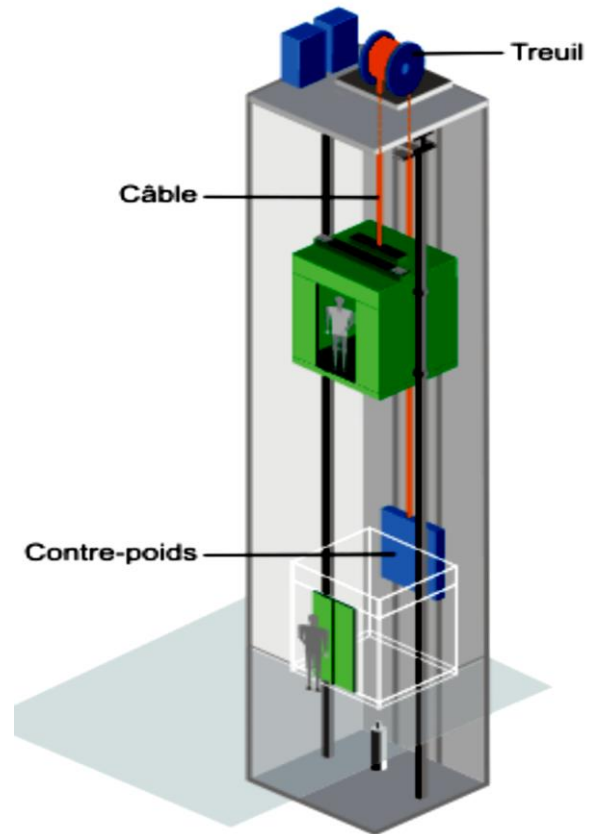
Toutes les conditions sont réunies, donc on peut se dispenser de la vérification de la flèche.

**III.4. La salle machine:****III.4.1. Introduction :**

L'Ascenseur est un appareil servant à déplacer verticalement des personnes ou des charges vers l'ensemble des étages de l'immeuble. C'est souvent un matériel muni de dispositif de sécurité.

Notre bâtiment comporte une cage d'ascenseur en béton armé avec une dalle pleine de dimensions (2,40×1,80) m<sup>2</sup> appuyée sur ses 4 cotés.

En plus de son poids propre, la dalle est soumise à un chargement localisé au centre du panneau estimée à 9 tonnes, répartie sur une surface de (0,8 × 0,8) m<sup>2</sup> transmise par le système de levage de l'ascenseur.



**Figure III.20:** Schéma d'un ascenseur mécanique

**III.4.2. Calcul de la dalle pleine de la salle machine:**

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.

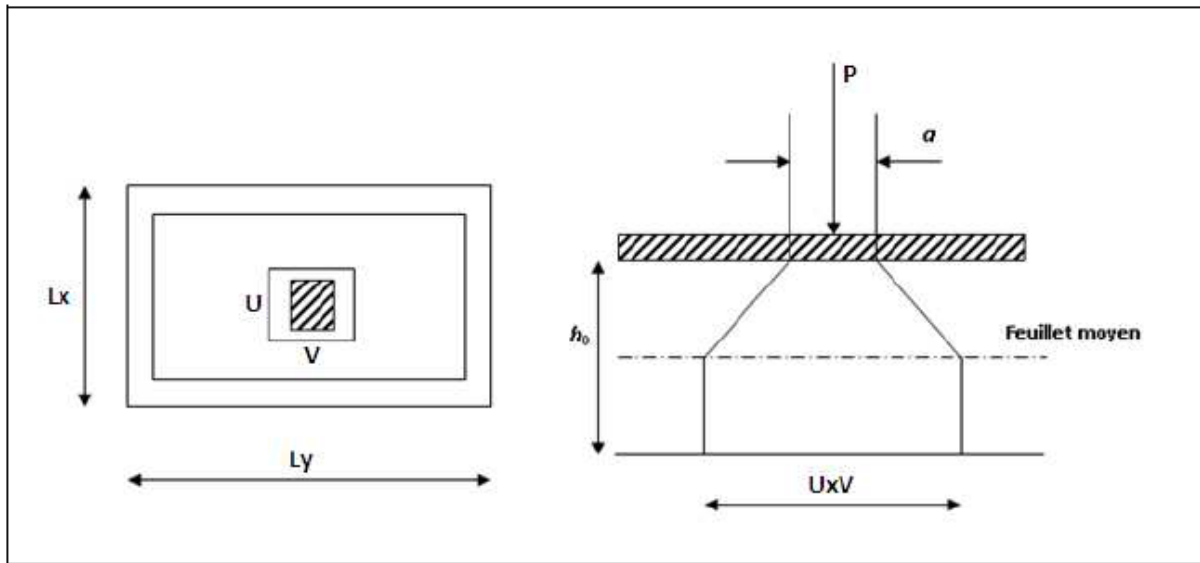
**III.4 .2.1. Pré-dimensionnement:**

a) **Hauteur de la dalle : [RPA99 version 2003].**

$$h_t \geq \frac{L_x}{30} = \frac{180}{30} = 6 \text{ cm}$$

❖ le RPA 2003 exige une hauteur  $h_t \geq 12 \text{ cm}$

✓ **On optera pour une hauteur  $h = 15 \text{ cm}$ .**



**Figure III.21** : Diffusion de charge dans le feuillet moyen de la dalle de la salle machine.

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{180}{240} = 0.75 \rightarrow 0,4 < \rho = 0,75 \leq 1 \rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux direction}$$

a) Moments dus au poids propre :

$$M_x = \mu_x \cdot q \cdot l_x^2 \longrightarrow \text{Moment suivant la petite portée.}$$

$$M_y = \mu_y \cdot M_x \longrightarrow \text{Moment suivant la grande portée.}$$

Les coefficients  $\mu_x$  et  $\mu_y$  sont donnés en fonction du rapport  $\rho_x$  et du coefficient de Poisson.  $\nu = 0$

**Etat limite ultime (ELU) :  $\nu = 0$**

$$\rho = 0.75 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0622 \\ \mu_y = 0.509 \end{cases}$$

**Poids de la dalle :  $G = (25 \times 0.15 + 22 \times 0.05) \times 1 \text{ml} = 4.85 \text{ KN/ml.}$**

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

$q_u = 1.35 \times 4.85 + 1.5 \times 1 = 8.0475 \text{ KN/ml.}$

$$\begin{cases} M_{uxl} = 0.0622 \times 8.0475 \times 1.80^2 = 1.62 \text{ KN.m} \\ M_{uyl} = 0.509 \times 1.62 = 0.82 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**Etat limite de service(ELS) :  $\nu = 0.2$**

$$\rho = 0.75 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0685 \\ \mu_y = 0,644 \end{cases}$$

$q_s = G+Q = 4.85+1 \Rightarrow q_s = 5.84 \text{ KN/m.}$

$$\begin{cases} M_{sx1} = 0.0685 \times 5.84 \times 1.80^2 = \mathbf{1.296KN.m} \\ M_{sy1} = 1.296 \times 0.644 = \mathbf{0.834KN.m} \end{cases}$$

**b) Moments dus à la charge localisée :**

$$M_x = p \cdot (M_1 + \nu M_2)$$

$$M_y = p \cdot (\nu M_1 + M_2)$$

$M_1, M_2$  coefficients donnés par les abaques en fonction de  $\rho_x$  et des rapports  $\frac{U}{L_x}, \frac{V}{L_y}$ .

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

Calcul de U et V :

$$\begin{cases} U = U_0 + 2 \times e + h_0 \\ V = V_0 + 2 \times e + h_0 \end{cases}$$

Avec: Hauteur de la dalle:  $h_0 = 15\text{cm}$

Epaisseur du revêtement :  $e = 5\text{cm}$

$U_0 = V_0 = 80\text{ cm}$  ( $U_0 \times V_0$  : zone dans laquelle q est concentrée).

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

$$\frac{U}{L_x} = \frac{105}{180} = 0.583 \quad \text{et} \quad \frac{V}{L_y} = \frac{105}{240} = 0.438$$

Pour déterminer **M1** et **M2** on doit faire une interpolation entre deux valeurs (Abaque de PIGEAUD).

$$\text{Pour } \rho = 0.75 \rightarrow \text{après interpolation } \begin{cases} M_1 = 0.114 \\ M_2 = 0.042 \end{cases}$$

**Etat limite ultime (ELU) :  $\nu = 0$**

$$P_u = 1.35 \times Q$$

$$P_u = 1.35 \times 90 = 121.5\text{ KN.}$$

$$M_{ux2} = P_u \times M_1 = 121.5 \times 0.114 = \mathbf{13.85\text{ KN.m}}$$

$$M_{uy2} = P_u \times M_2 = 121.5 \times 0.042 = \mathbf{5.10\text{KN.m}}$$

**Etat limite de service (ELS) :  $\nu = 0.2$**

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

$$M_{sx2} = P_s \times (M_1 + \nu M_2) = 90 \times (0.114 + 0.2 \times 0.042) = \mathbf{11.016\text{KN.m}}$$

$$M_{sy2} = P_s \times (M_2 + \nu M_1) = 90(0.042 + 0.2 \times 0.114) = \mathbf{5.832\text{KN.m}}$$

c) Superposition des moments :

A l'ELU :

$$M_{ux} = M_{ux1} + M_{ux2} = 1.62 + 13.85 = \mathbf{15.47KN.m}$$

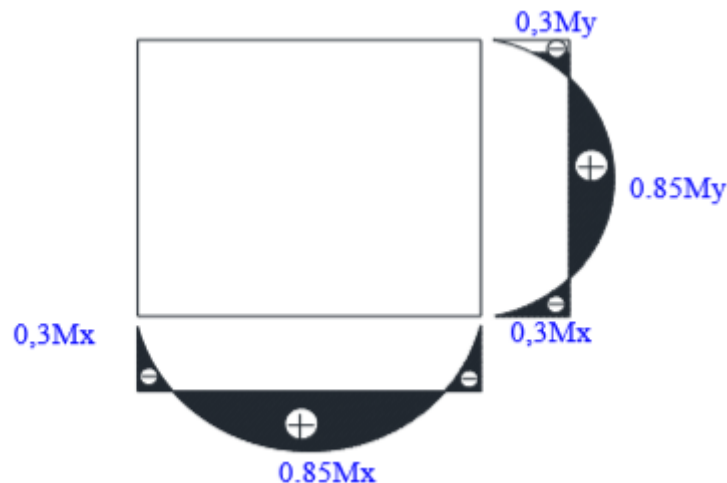
$$M_{uy} = M_{uy1} + M_{uy2} = 0.82 + 5.10 = \mathbf{5.92KN.m}$$

A l'ELS:

$$M_{sx} = M_{sx1} + M_{sx2} = 1.296 + 11.016 = \mathbf{12.312KN.m}$$

$$M_{sy} = M_{sy1} + M_{sy2} = 0.834 + 5.832 = \mathbf{6.666KN.m}$$

Afin de tenir compte de semi encastrement de la dalle au niveau des voiles, le moment calculé Seront minorés en leur effectuant le coefficient 0,85 en travée et 0,3 aux appuis.



**Figure III.22 :** Diagramme des moments de panneau de dalle en travée et aux appuis

### III.4.3. Ferrailage à l'ELU:

Armatures // à X-X :

En travée :

$$M_x^t = 0.85 \times 15.47 = \mathbf{13.15KNm}$$

Dans nos calculs, on considère une bande de 1 m de la dalle, tel que ses caractéristiques sont :  $b=100$  cm,  $h_0=15$  cm.  $c=3$ cm.  $d = h_0 - c = 15 - 3 = 12$  cm.

$$\mu_b = \frac{M_x^t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{13.15 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.2} = \mathbf{0.064} < \mu_1 = \mathbf{0.392}$$

$$\mu_b = 0.064 \longrightarrow \beta = 0.967$$

$$A_t = \frac{M_x^t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{13.15 \times 10^3}{0.967 \times 12 \times 348} = 3,26 \text{ cm}^2$$

✓ On opte pour une section d'armature 5HA10  $\Rightarrow A_t \text{ adopter} = 3,92 \text{ cm}^2$  avec un espacement  $S_t = 20 \text{ cm}$ .

Aux appuis :

$$M_x^a = 0,3 \times 15.47 = 4.641 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_x^a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{4.641 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.2} = 0.023 < \mu_l = 0.392$$

$$\mu_b = 0.023 \longrightarrow \beta = 0.9885$$

$$A_a = \frac{M_x^a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{4.641 \times 10^3}{0.9885 \times 12 \times 348} = 1.12 \text{ cm}^2$$

✓ On opte pour une section d'armature 5HA10  $\longrightarrow A_t \text{ adopter} = 3,92 \text{ cm}^2$  avec un espacement  $S_t = 20 \text{ cm}$

Armatures // à Y-Y :

En travée :

$$M_y^t = 0,85 \times 6.666 = 5.666 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_y^t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{5.666 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.2} = 0.0277 < \mu_l = 0,392$$

$$\mu_b = 0.028 \longrightarrow \beta = 0.986$$

$$A_t = \frac{M_y^t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{5.666 \times 10^3}{0.986 \times 12 \times 348} = 1.38 \text{ cm}^2$$

✓ On opte pour une section d'armature 4HA10  $\longrightarrow A_t \text{ adopter} = 3,14 \text{ cm}^2$  avec un espacement  $S_t = 25 \text{ cm}$ .

Aux appuis :

$$M_x^a = 0,3 \times 6.666 = 1.9998 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_x^a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{1.9998 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.2} = 0.010 < \mu_l = 0,392$$

$$\mu_b = 0.010 \longrightarrow \beta = 0.995$$

$$A_a = \frac{M_x^a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{1.9998 \times 10^3}{0.995 \times 12 \times 348} = 0.48 \text{ cm}^2$$

✓ On opte pour une section d'armature 4HA10  $\longrightarrow A_t \text{ adopter} = 3,14 \text{ cm}^2$  avec un espacement  $S_t = 25 \text{ cm}$

**III.4.4.Vérification à L'E.L.U :****Espacement des armatures :**

La fissuration est non préjudiciable  $\longrightarrow$  L'espace entre les armatures doit satisfaire les Conditions suivantes :

**Direction principale**

$$S_t < \min ( 2h ; 25\text{cm} ) \longrightarrow S_t = 20\text{cm} < (30\text{cm} ; 25\text{cm}) \dots\dots\dots \text{c.v}$$

**Direction secondaire :**

$$S_t < \min ( 3h ; 33\text{cm} ) \longrightarrow S_t = 20\text{cm} < (45\text{cm} ; 33\text{cm}) \dots\dots\dots \text{c.v}$$

**Diamètre maximale des barres :**

**On doit vérifier que :**

$$\text{On doit vérifier que : } \varnothing \leq \varnothing_{\max} = \frac{h}{10} = \frac{150}{10} = 15 \text{ mm.}$$

$$\varnothing = 10\text{mm} \leq \varnothing_{\max} = 15\text{mm} \dots\dots \text{c.v}$$

**Condition de non fragilité : [Art B.7.4 BAEL.91 modifié 99] :**

**Armatures inférieures (suivant X-X) :**

$$\rho_x \geq \rho = \rho_0 \frac{\left(3 - \frac{l_x}{l_y}\right)}{2}$$

Avec  $\rho_0 = 0,0008$  pour les HA, FeE400 et FeE500.

$\rho_x$  : taux minimal d'acier en travée dans le sens x - x.

$$\rho = \frac{A_{\min}}{S}$$

$A_{\min}$  : section minimale d'armatures

S : section totale du béton

$$\rho = 0.0008 \times \frac{(3-0.75)}{2} = 0.0003$$

$$A_{\min} = 0.0003 \times (15 \times 100) = 0.45 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 3,92 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.45 \text{ cm}^2 \dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

$$A_a = 3,14 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.45 \text{ cm}^2 \dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

**Armatures supérieures (suivant Y - Y) :**

$$\rho_y \geq \rho_0 = 0.0008$$

$\rho_y$  : Taux minimal d'acier dans le sens y-y.

$$A_{\min} = 0,0003 \times (15 \times 100) = 0.45 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 3,14 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.45 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$A_a = 3,14 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,45 \text{ cm}^2 \longrightarrow$  condition vérifiée.

✓ la condition de non fragilité est vérifiée dans les deux sens.

**Poinçonnement : [Art A-5-2-42/BAEL91 modifié 99] :**

A l'état limite ultime, la force résistante au poinçonnement  $Q_u$  est déterminée par les formules suivantes qui tiennent compte de l'effet favorable dû à la présence d'un ferrailage

$$\text{horizontal : } Q_u \leq Q = 0,045 \mu_c h \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

$Q_u$  : charge de calcul à l'ELU.

$\mu_c$  : Périmètre du contour de la surface sur laquelle agit la charge au niveau de feuillet moyen.

$h$  : épaisseur totale de la dalle.

$$\mu_c = 2(U + V) = 2(1,05 + 1,05) = 4,2 \text{ m.}$$

$$Q = 0,045 \mu_c h \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,045 \times 4,2 \times 0,15 \times \frac{25 \times 10^3}{1,5} = 472,5 \text{ kN}$$

$$Q_u = 1,35 \times 90 = 121,5 \text{ kN}$$

$Q_u = 121,5 \text{ kN} < Q = 472,5 \text{ kN} \dots\dots\dots$  Condition vérifiée.

✓ Aucune armature transversale n'est nécessaire.

**Vérification de la contrainte tangentielle :**

On doit vérifier que :  $\tau_u = \frac{T_{u \max}}{b.d} \leq 0,07 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$

**Au milieu de U :**

$$T_u = \frac{P}{2l_y + l_x}$$

Avec :  $p = 1,35.G = 1,35 \times 90 = 121,5 \text{ kN.}$

$$T_u = \frac{121,5}{2 \times 2,4 \times 1,8} = 18,41 \text{ kN.}$$

**Au milieu de V :**

$$T_u = \frac{p}{3l_y} = \frac{121,5}{3 \times 2,4} = 16,875 \text{ kN.}$$

Avec :  $T_{u \max} = 18,41 \text{ kN.}$

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{b.d} = \frac{18,41 \times 10^3}{1000 \times 120} = 1,534 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_u = \frac{0,07 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,07 \times 25}{1,5} = 1,167 \text{ MPa.}$$

$\tau_u = 1,534 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,167 \text{ MPa} \longrightarrow$  Condition Vérifiée

**III.4.5. Vérifications à l'ELS :****Evaluation des moments Mx et My :**

$$M_{sx} = M_{sx1} + M_{sx2} = 1.296 + 11.016 = 12.312 \text{ KN.m}$$

$$M_{sy} = M_{sy1} + M_{sy2} = 0.834 + 5.832 = 6.666 \text{ KN.m}$$

Afin de tenir compte de semi encastrement de la dalle au niveau des voiles, les moments calculés seront minorés en leur effectuant le coefficient 0,85 en travée et 0,3 aux appuis.

- **Correction des moments :**

**En travée :**

$$M_x^t = 0.85 \times 12.312 = 10.465 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0.85 \times 6.666 = 5.666 \text{ KN.m}$$

**Sur appuis :**

$$M_x^a = -0.3 \times 12.312 = -3.694 \text{ KN.m}$$

$$M_y^a = -0.3 \times 6.666 = -1.2 \text{ KN.m}$$

**a) Etat limite de fissuration :**

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

**b) Etat limite de compression du béton :**

Pour se dispenser du calcul de la contrainte de compression ( $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$ ) on doit vérifier la condition suivante :

- **Sens longitudinal:**

**Aux appuis : Ma = - 3.694KN.m**

$$\rho_1 = \frac{100 A_t}{bd} = \frac{100 \times 3.92}{100 \times 12} = 0.326 \quad \left\{ \begin{array}{l} k = 40.56 \\ \beta = 0.910 \end{array} \right.$$

❖ **La contrainte dans l'acier :**

$$\sigma_s = \frac{M_{ts}}{\beta_1 d A_a} = \frac{2.825 \times 10^3}{0.910 \times 12 \times 3.92} = 65.99 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 65.99 \text{ MPa} < \overline{\sigma_s} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **La contrainte dans le béton:**

$$\sigma_b = 0.024 \times 65.99 = 1.58 \text{ MPa} < \overline{\sigma_b} = 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

**En travée : Mt = 10.465KN.m**

$$\rho_1 = \frac{100 A_t}{bd} = \frac{100 \times 3.92}{100 \times 12} = 0.326 \quad \left\{ \begin{array}{l} k = 40.5 \\ \beta = 0.910 \end{array} \right.$$

❖ La contrainte dans l'acier :

$$\sigma_s = \frac{M_{ts}}{\beta_1 d A_t} = \frac{10.465 \times 10^3}{0.910 \times 12 \times 3.92} = 244.47 \text{MPa}$$

$$\sigma_s = 244.47 \text{MPa} < \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

❖ La contrainte dans le béton:

$$\sigma_b = 0.024 \times 244.47 = 5.87 \text{MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{MPa} \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

c) Etat limite de déformation :

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\frac{H}{L_x} \geq \frac{M_{ty}}{20.M_y} \longrightarrow \frac{15}{180} = 0.083 > \frac{5.666}{20 \times 5.92} = 0.0479 \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{A_x}{b.d} \leq \frac{2}{f_e} \longrightarrow \frac{3.92}{100 \times 12} = 0.00326 < \frac{2}{400} = 0.005 \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

✓ La condition est vérifiée dans tous les cas, donc on peut se dispenser du calcul de la flèche. Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

#### III.4.6 : Conclusion :

La dalle de la salle machine sera ferrillée comme suit :

• Sens x-x :

En travées : 5HA10/ml avec e = 20cm

Aux appuis : 5HA10/ml avec e = 20cm

• Sens y-y :

En travées : 4HA10/ml avec e = 25cm

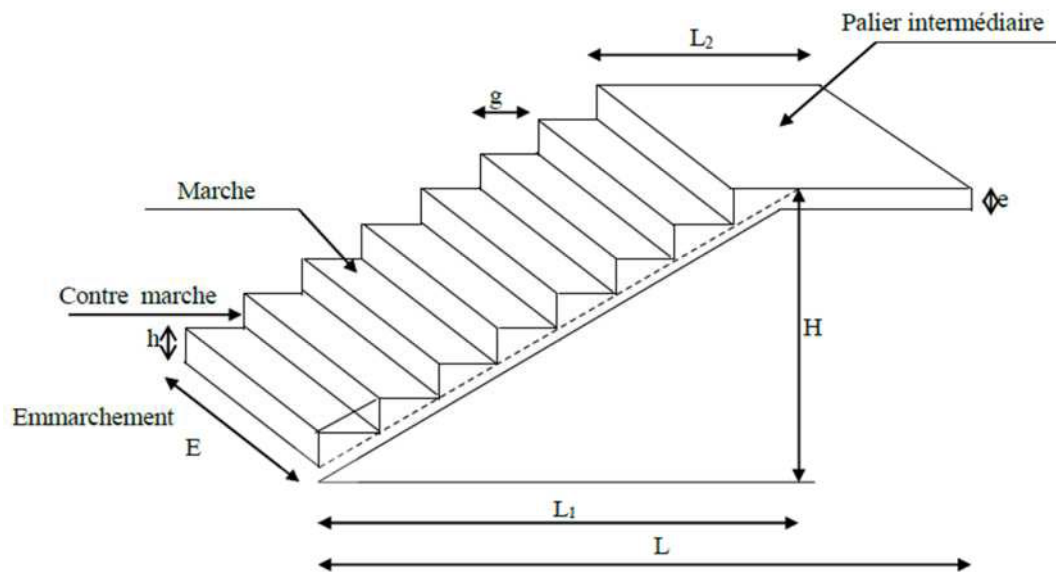
Aux appuis : 4HA10/ml avec e = 25cm

## III.5. Calcul des escaliers :

## III.5.1. Définition :

Un escalier est un ouvrage constitué d'une suite de degrés horizontaux (marches et paliers) permettant le passage à pied entre les différents niveaux d'un bâtiment. Ses caractéristiques dimensionnelles sont fixées par des normes, des DTU, des décrets en fonction du nombre d'utilisateurs et du type du bâtiment.

Notre bâtiment comporte trois types d'escalier à marche droite en béton armé coulé sur place.



**Figure III.24** : Schéma des escaliers droits

➤ Caractéristiques dimensionnelles :

**Marche** : c'est la partie horizontale sur la quel repose le pied de largeur  $g$  (giron)

$$25\text{cm} \leq g \leq 32\text{cm}$$

Le nombre de marches s'écrit :  $n = \frac{H}{h}$

Avec :  $n$  : nombre de marches.

$H$  : hauteur entre deux niveaux consécutifs.

**Contremarche « h »** : c'est la différence de niveau entre deux marches successives.

$$15\text{cm} \leq h \leq 20\text{cm}.$$

**L'emmarchement** : représente la largeur ( $W$ ) de l'escalier.

Maison individuelle :  $W \geq 80 \text{ cm}$ .

Bâtiment collectif :  $W \geq 120 \text{ cm}$ .

**Palier intermédiaire ou de repos  $L_p$ :**

Partie horizontale d'un escalier séparant deux volées successives (la longueur d'un palier de repos doit être de 03 marches au moins)  $L_p \geq 3g$ .

**Paillasse :**

Dalle inclinée supportant les marches.

**La Volée :**

C'est l'ensemble (marches, contremarche, paillasse) compris entre deux paliers successifs. (Pour le confort des personnes la volée doit comporter au maximum 18 à 20 marches).

**Reculément (L) :**

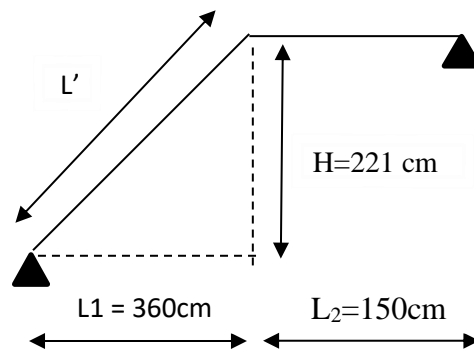
Longueur de la volée d'escalier projetée sur un plan horizontal. Revêtement de l'escalier (qui peut être en carrelage, en marbre, en dalle de sol...).

**III.5.2. Pré dimensionnement de l'escalier :**

**Remarque :**

Dans nos calculs on s'intéresse à l'escalier du RDC qui est le cas le plus défavorable, car il contient une grande travée.

➤ Escalier de RDC :



**Figure III.25 :** Le schéma statique de l'escalier

- Détermination de g et h :

Condition de BLONDEL :  $60\text{cm} \leq g + 2h \leq 66\text{cm}$ .

h : hauteur de la contre marche :  $14\text{cm} \leq h \leq 18\text{cm}$ .

**g** : giron de la marche :  $29\text{cm} \leq g \leq 34\text{cm}$ .

On prend : **h = 17cm**.

Le nombre de contre marche :  $n = \frac{H}{h}$

Le nombre de marches : **m = n - 1**

**a). Nombre de contre marche :**

Le nombre de contre marches est :  $n = \frac{221}{17} = 13$       **n = 13 contre marche**

**b). Nombre de marches :**

Le nombre de marches pris égale à :  $m = 13 - 1 = 12$       **m = 12 marche**

On prend :  $g = \frac{360}{12} = 30 \longrightarrow$  **g = 30cm**

❖ **Vérification de la loi de BLONDEL :**

$$\left. \begin{array}{l} 60\text{cm} \leq g + 2h \leq 66\text{cm} \\ 60\text{cm} \leq 30 + 2 \times 17 \leq 66\text{cm} \\ 60\text{cm} \leq 64\text{cm} \leq 66\text{cm} \end{array} \right\} \text{condition vérifié}$$

**c). L'épaisseur de la pailasse et du palier :**

Le pré dimensionnement se fera comme une poutre simplement appuyée sur ces deux cotés et l'épaisseur doit vérifier :

➤ **Pailasse:**

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

Avec  $L_0$  : portée entre appuis de l'escalier ( $L_0 = L' + L_2$ ).

**Angle d'inclinaison :**

$$\text{tg} \alpha = \frac{H}{L_1} = \frac{221}{360} = 0.614 \longrightarrow \alpha = 31.55^\circ$$

$$L' = \frac{L_1}{\text{COS} \alpha} = \frac{360}{0.852} = 422.42\text{cm}$$

**Longueur réelle de la pailasse :  $L_0 = 422.42 + 150 = 572.42\text{cm}$**

D'où :

$$\frac{572.42}{30} \leq e_p \leq \frac{572.42}{20}$$

$$19.08\text{cm} \leq e_p \leq 28.621\text{cm}$$

✓ On prend : **ep = 25 cm**

➤ **Palier**

$$e \geq \frac{L_2}{10} = \frac{150}{10} = 15 \text{ cm}$$

On prend : **e = 25cm**.

**III.5.3. Détermination des sollicitations de calcul :**

Le calcul se fera en flexion simple pour 1 ml d'embranchement, pour une bande d'1 m de projection horizontale.

➤ **Les charges permanentes :**

• **La volée :**

désignation	Epaisseur (m)	Poids (KN/m <sup>3</sup> )	Charge (KN/m <sup>2</sup> )
Enduit ciment	0.02	18	0.36
Mortier de pose	0.02	20	0.4
Carrelage	0.02	20	0.4
Lit de sable	0.03	18	0.54
Marche	0.17/2	25	2.125
Garde-corps	/	/	0.2
paillasse	0.25/cos 31.55	25	7.336
<b>G<sub>TOT</sub> = 11.361KN/m<sup>2</sup></b>			

**Tableau III.4 :** Charge permanente de la volée.

• **Le palier :**

désignation	Epaisseur (m)	Poids (KN/m <sup>3</sup> )	Charge (KN/m <sup>2</sup> )
Enduit ciment	0.02	18	0.36
Mortier de pose	0.02	20	0.4
Carrelage	0.02	20	0.4
Lit de sable	0.03	18	0.54
Dalle en béton	0.25	25	6.25
<b>G<sub>TOT</sub> = 7.95 KN/m<sup>2</sup></b>			

**Tableau III.5 :** charges permanentes du palier.

➤ **Les charges d'exploitation :**

La surcharge d'exploitation des escaliers DTR B.C.2.2 est donnée par la:

$$Q_p = Q_v = 2,5 \times 1 \text{ m} = 2,5 \text{ KN/ml.}$$

**III.5.4. Calcul à l'ELU :**

➤ **Combinaison de charges :**

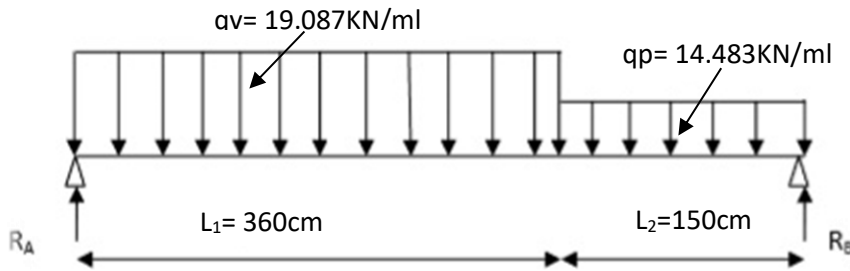
$$\text{ELU : } q_u = (1.35G + 1.5Q) \times 1\text{m}$$

**Palier :  $q_p = (1.35 \times 7.95 + 1.5 \times 2.5) \times 1\text{m} = 14.483\text{KN/ml.}$**

**Volé :  $q_v = (1.35 \times 11.361 + 1.5 \times 2.5) \times 1\text{m} = 19.087\text{KN/m}^2.$**

➤ **Calcul des efforts internes :**

Pour déterminer les efforts internes dans les escaliers on se référera aux méthodes de calcul de RDM.



**Figure.26:** Schéma de chargement à l'ELU.

**Réactions d'appuis :**

$$\sum \frac{F}{y} = 0 \longrightarrow R_A + R_B = (19.087 \times 3.6 + 14.483 \times 1.5) = 90.4377 \text{ KN/ml}$$

$$\sum M/A = 0 \rightarrow 19.087 \times 3.6 \times 1.8 + 14.483 \times 1.5 \times 4.35 - 5.1 R_B$$

**Donc:**  $R_A = 47,657 \text{ KN}$

$R_B = 42,781 \text{ KN}$

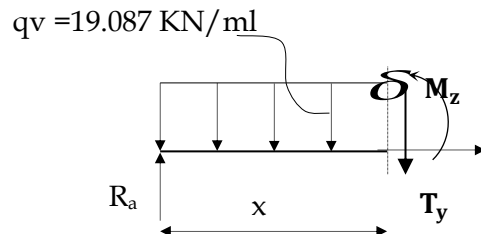
**Calcul des efforts internes:**

**1<sup>er</sup> tronçon :**  $0 \leq x \leq 3.60\text{m}$

$$\sum M/\delta = 0$$

$$M_z = -9.544x^2 + 47.657x$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } x=0 \rightarrow M_z = 0 \\ \text{Pour } x=3.60 \rightarrow M_z = 47,875\text{KN.m} \end{array} \right.$$



$$T_y = -19.087x + 47.657$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } x = 0 \rightarrow T_y = 47,657\text{KN.} \\ \text{Pour } x = 3.60\text{m} \rightarrow T_y = -21.056\text{KN} \end{array} \right.$$

**2<sup>eme</sup> tronçon :**  $0 \leq x \leq 1.50\text{m}$

$$\sum M/\delta = 0$$

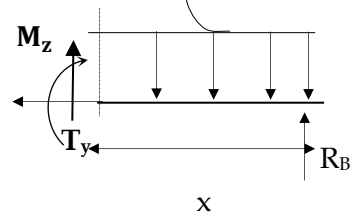
$$M_z = -7,242x^2 + 42,781x$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } x=0 \rightarrow M_z = 0 \\ \text{Pour } x=1,50 \rightarrow M_z = 47,877 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$T_y = 14,483x - 42,781$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } x=0 \rightarrow T_y = -42,781 \text{ KN} \\ \text{Pour } x=1,50 \rightarrow T_y = -21,057 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$qv = 14,483 \text{ KN/ml}$$



**Moment maximum**

$$T_y = 0 \longrightarrow M_z = M^{\max}$$

$$T_y = 0 \longrightarrow -19,087x + 47,657 = 0 \longrightarrow x = 2,5\text{m}$$

$$M_z(2,5\text{m}) = 59,493 \text{ KN.m} \longrightarrow M^{\max} = 59,493 \text{ KN.m}$$

**Remarque :**

Afin de tenir compte de l'encastrement partiel aux extrémités, on multiplie  $M_z^{\max}$  par des coefficients réducteurs, on obtient ainsi les moments suivants :

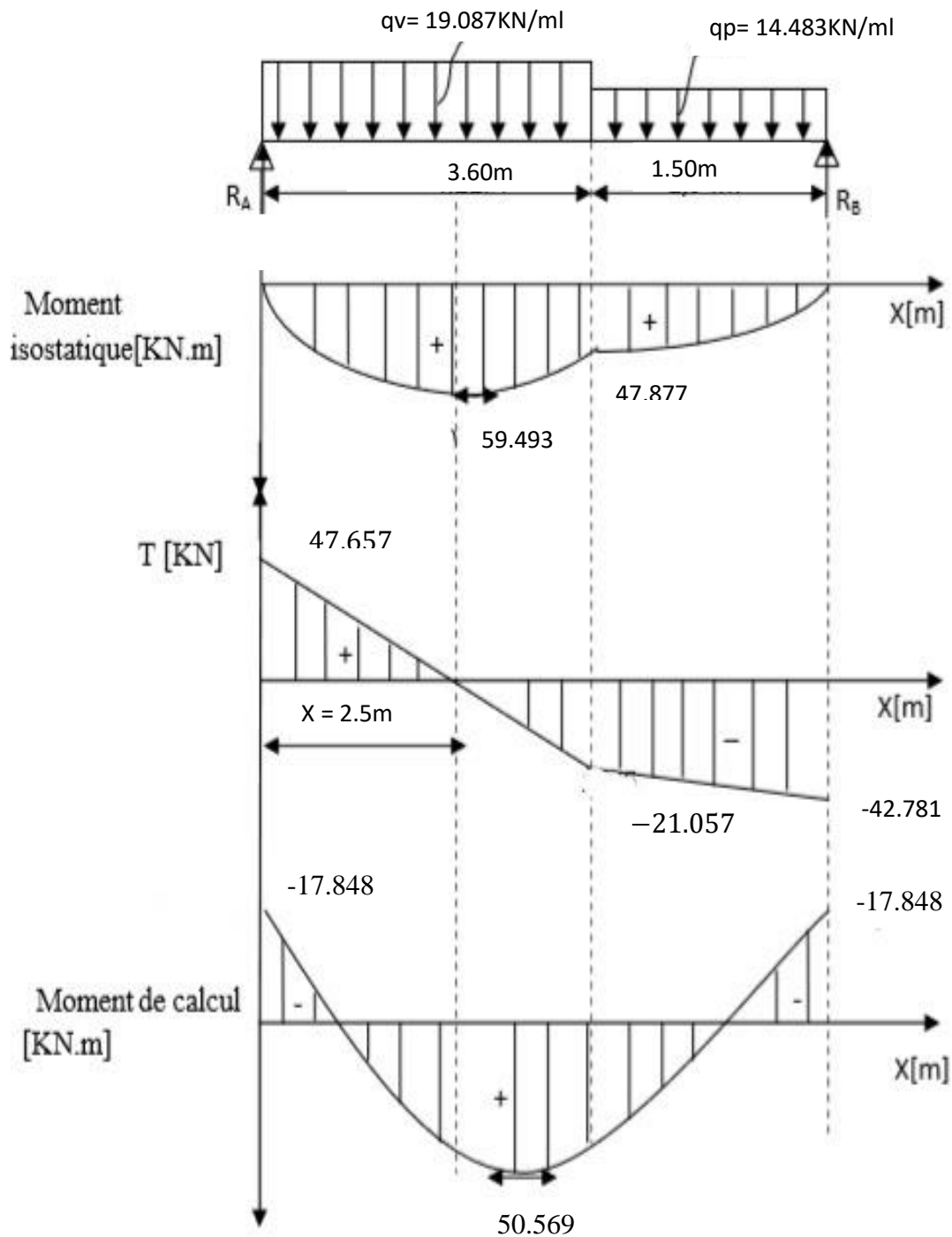
**-Aux appuis :**

$$M_{a1} = -0,3 \cdot M_z^{\max} = -0,3 \times 59,493 = -17,848 \text{ KN.m}$$

**-En travée :**

$$M_{t1} = 0,85 \cdot M_z^{\max} = 0,85 \times 59,493 = 50,569 \text{ KN.m}$$

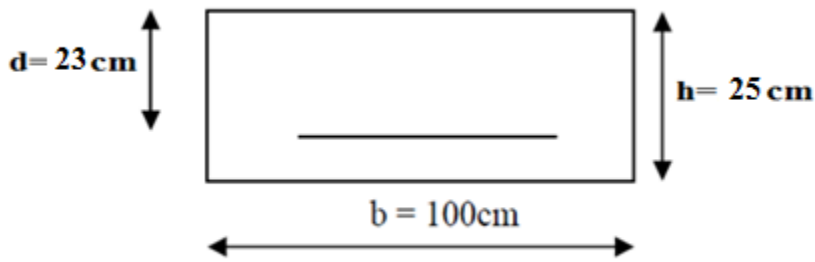
**Diagramme des sollicitations à l'ELU :**



**Figure III.27 :** Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à L'ELU

**III.5.5 Calcul des armatures à l'ELU:**

Le calcul se fera à en flexion simple pour une bande de largeur ( $b=1\text{m}$ ) et d'épaisseur ( $ep=25 \text{ cm}$ )



**Figure III.28** : une section rectangulaire d'une bande de 1m

- En travée :

➤ **Armatures principales :**

$$\mu_u = \frac{M_t}{bd^2f_{bu}} = \frac{50.569 \times 10^2}{100 \times 23^2 \times 1.42} = 0.067$$

$$\mu_u = 0.067 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_u = 0.067 \Rightarrow \beta = 0.966$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{50.596 \times 10^6}{0.966 \cdot 230 \cdot 348} = 6.54 \text{ cm}^2$$

On opte pour **6HA12= 6,78 cm<sup>2</sup>/ml ; Soit 1HA12 tous les 16cm.**

➤ **Armatures de répartition :**

$$A_{sr} \geq \frac{A_{st_{1et3}}}{4} = \frac{6,78}{4} = 1,69 \text{ cm}^2$$

On opte pour **6HA10=4,71 cm<sup>2</sup>/ml ; Soit 1HA10 tous les 16cm.**

-Aux appuis :

➤ **Armatures principales :**

$$\mu_u = \frac{M_a}{bd^2f_{bu}} = \frac{17.848 \times 10^2}{100 \times 23^2 \times 1.42} = 0.024$$

$$\mu_u = 0.024 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_u = 0.024 \Rightarrow \beta = 0.988$$

$$A_{st} = \frac{M_a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{17.848 \times 10^6}{0.988 \cdot 230 \cdot 348} = 2.26 \text{ cm}^2$$

On opte pour 5HA10= 3,93 cm<sup>2</sup>/ml ; Soit 1HA10 tous les 20cm.

➤ **Armatures de répartition :**

$$A_{sr} \geq \frac{A_A}{4} = \frac{3,93}{4} = 0,982\text{cm}^2$$

On opte pour 5HA8=2,51 cm<sup>2</sup>/ml ; Soit 1HA8 tous les 20cm.

**III.5.6.Vérification a l'ELU**

a) **Espacement des armatures :**

L'espacement des barres d'une même nappe d'armatures ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

-**Armatures principales** —————>  $St < \min \{3h ; 33\text{cm}\}$ .

**Appui:**  $St=20 \text{ cm} < 33 \text{ cm}$  ... .. **condition vérifiée.**

**Travée:**  $St=16 \text{ cm} < 33 \text{ cm}$  ... .. **condition vérifiée.**

-**Armatures de répartition** —————>  $St < \min \{4h ; 45\text{cm}\}$

**Appui:**  $St=20 \text{ cm} < 45 \text{ cm}$  ... .. **condition vérifiée.**

**Travée:**  $St=16 \text{ cm} < 45 \text{ cm}$  ... .. **condition vérifiée.**

b) **Condition de non fragilité : (Art A.4.2 /BAEL91) :**

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{\text{adopté}} > A_{\text{min}} = \frac{0,23.b.d.f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\text{min}} = \frac{0,23.b.d.f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 23 \times 2,1}{400} = 2,77\text{cm}^2$$

**En travée :**  $A_t = 6,78\text{cm}^2 > A_{\text{min}} = 2,77\text{cm}^2$  ..... **la condition est vérifiée.**

**Aux appuis :**  $A_A = 3,93\text{cm}^2 > A_{\text{min}} = 2,77\text{cm}^2$  .....**la condition est vérifiée.**

c) **Contrainte tangentielle: (Art A.5.1,1/ BAEL91) :**

On doit vérifier que :  $\tau_u = \frac{V_{\text{max}}}{b_0 d} \leq \bar{\tau}_u$

Calcul de  $\bar{\tau}_u$  :

Pour les fissuration non préjudiciables :  $\bar{\tau}_u = (0.2 \times 25) / 1.5 = 3.33 \text{ Mpa.}$

Calcul de  $\tau_u^{\max}$  :

$$V_{\max} = 47,657 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b.d} = \frac{47.657 \times 10^3}{1000 \times 230} = 0.207 \text{ MPa.}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u$  ..... Les armatures transversales ne sont pas nécessaires

d) Entrainement des barres : (Art.A.6.1,3 / BAEL91) :

Pour qu'il n'y est pas entrainement de barres il faut vérifier que

Calcul de  $\tau_{se}$  :

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

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} ; \text{ Avec : } \Psi_s = 1.5 \text{ (pour les aciers H.A).}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ Mpa.}$$

$\sum U_i$  : Somme des périmètres utiles.  $n \times \pi \times \phi$

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

$\sum U_i = n \times \pi \times \phi$  : sommes des périmètres utiles des armatures

$$= 6 \times 3,14 \times 12 = 226.08 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{47.657 \times 10^3}{0.9 \times 230 \times 226.08} = 1.018 \text{ MPa}$$

$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} \longrightarrow$  condition vérifiée  $\longrightarrow$  pas de risque d'entrainement des barres.

e) Longueur du scellement droit : (Art A.6.1,22 / BAEL91) :

Elle correspond à la longueur d'acier ancrée dans le béton pour que l'effort de traction ou de compression demandée à la barre puisse être mobilisé.

$$L_s = \frac{\varphi \times f_e}{4 \times \tau_{su}}$$

Calcul de  $\tau_{su}$  :

$$\tau_{su} = 0.6 \psi^2 f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPA.}$$

$$L_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,32 \text{ cm} \quad ; \text{ On prend } L_s = 50 \text{ cm.}$$

Vu que  $L_s$  dépasse l'épaisseur de la poutre dans laquelle les barres seront ancrées, les règles de BAEL 91 admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet «  $L_c$  » est au moins égale à **0,4.Ls** pour les aciers H.A ; **Donc :  $L_c = 20 \text{ cm}$  .**

**f) Influence de l'effort tranchant sur le béton : (Art A.5.1.313 / BAEL91) :**

On doit vérifier :  $\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b \times 0.9d} \leq \frac{0.8 f_{c28}}{\gamma_b}$

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b \times 0.9d} = \frac{2 \times 47.675 \times 10^3}{1000 \times 0.9 \times 230} = 0.461 \text{ MPa}$$

$$\frac{0.8 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.8 \times 25}{1.5} = 13.33 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b \times 0.9d} \leq \frac{0.8 f_{c28}}{\gamma_b} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

**g) Influence de l'effort tranchant sur les armatures :(Art 5.1.1.312 / BAEL91) :**

On doit prolonger les aciers au-delà du bord de l'appui coté travée et y ancrer une section d'armature suffisante pour équilibrer l'effort tranchant  $V_u$  .

$$A_{st \text{ min à ancrer}} = \frac{V_u^{\text{max}}}{f_{su}} = \frac{47.657 \times 10^3}{348 \times 100} = 1,37 \text{ cm}^2 \quad ; \quad A_{st \text{ adopté}} = 6,78 \text{ cm}^2$$

**$A_{st \text{ adopté}} > A_{st \text{ min à ancrer}} \longrightarrow$  Les armatures inférieures ancrées sont suffisantes**

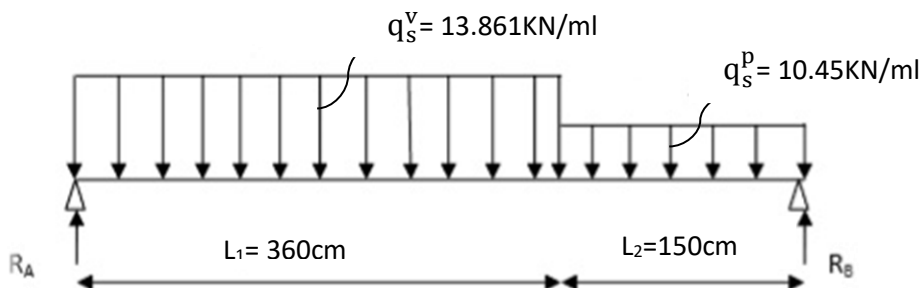
III.5.7. Calcul à l'ELS :

➤ Combinaison de charges à l'ELS :

Volée :  $q_s^v = 11.361 + 2.5 = 13.861 \text{ KN/m}$ .

Palier :  $q_s^p = 7.95 + 2.5 = 10,45 \text{ KN/m}$ .

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.



**Figure.29:** Schéma de chargement à l'ELS.

**Réactions d'appuis :**

$$\sum \frac{F}{y} = 0 \longrightarrow R_A + R_B = (13.861 \times 3.6 + 10.45 \times 1.5) = 65.575 \text{ KN/ml}$$

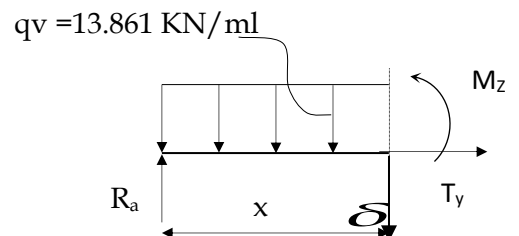
$$\sum M/A = 0 \rightarrow 13.861 \times 3.6 \times 1.8 + 10.45 \times 1.5 \times 4.35 - 5.1 R_B$$

Donc:  $R_A = 34.594 \text{ KN}$

$$R_B = 30.981 \text{ KN}$$

**Calcul des efforts internes:**

1<sup>er</sup> tronçon :  $0 \leq x \leq 3.60\text{m}$



$$\sum M/\delta = 0$$

$$M_z = -6.931x^2 + 34.594x$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } x=0 \rightarrow M_z = 0 \\ \text{Pour } x=3.60 \rightarrow M_z = 34.713 \text{KN.m} \end{array} \right.$$

$$T_y = -13.861x + 34.59$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } x=0 \rightarrow T_y = 34.594 \text{KN.} \\ \text{Pour } x=3.60\text{m} \rightarrow T_y = -15.306 \text{KN} \end{array} \right.$$

2<sup>eme</sup> tronçon :  $0 \leq x \leq 1.50\text{m}$

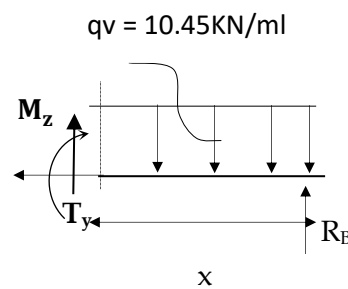
$$\sum M/\delta = 0$$

$$M_z = -5.225x^2 + 30.981x$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } x=0 \rightarrow M_z = 0 \\ \text{Pour } x=1.50 \rightarrow M_z = 34.715 \text{KN.m} \end{array} \right.$$

$$T_y = 10.45x - 30.981$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } x=0 \rightarrow T_y = -30.981 \text{KN} \\ \text{Pour } x=1.50 \rightarrow T_y = -15.306 \text{KN} \end{array} \right.$$



**Moment maximum**

$$T_y = 0 \longrightarrow M_z = M^{\max}$$

$$T_y = 0 \longrightarrow -13.861x + 34.594 = 0 \longrightarrow x = 2.5\text{m}$$

$$M_z(2.5\text{m}) = 59.493 \text{KN.m} \longrightarrow M^{\max} = 44.796 \text{KN.m}$$

**Remarque :**

Afin de tenir compte de l'encastrement partiel aux extrémités, on multiplie  $M_z^{\max}$  par des coefficients réducteurs, on obtient ainsi les moments suivants :

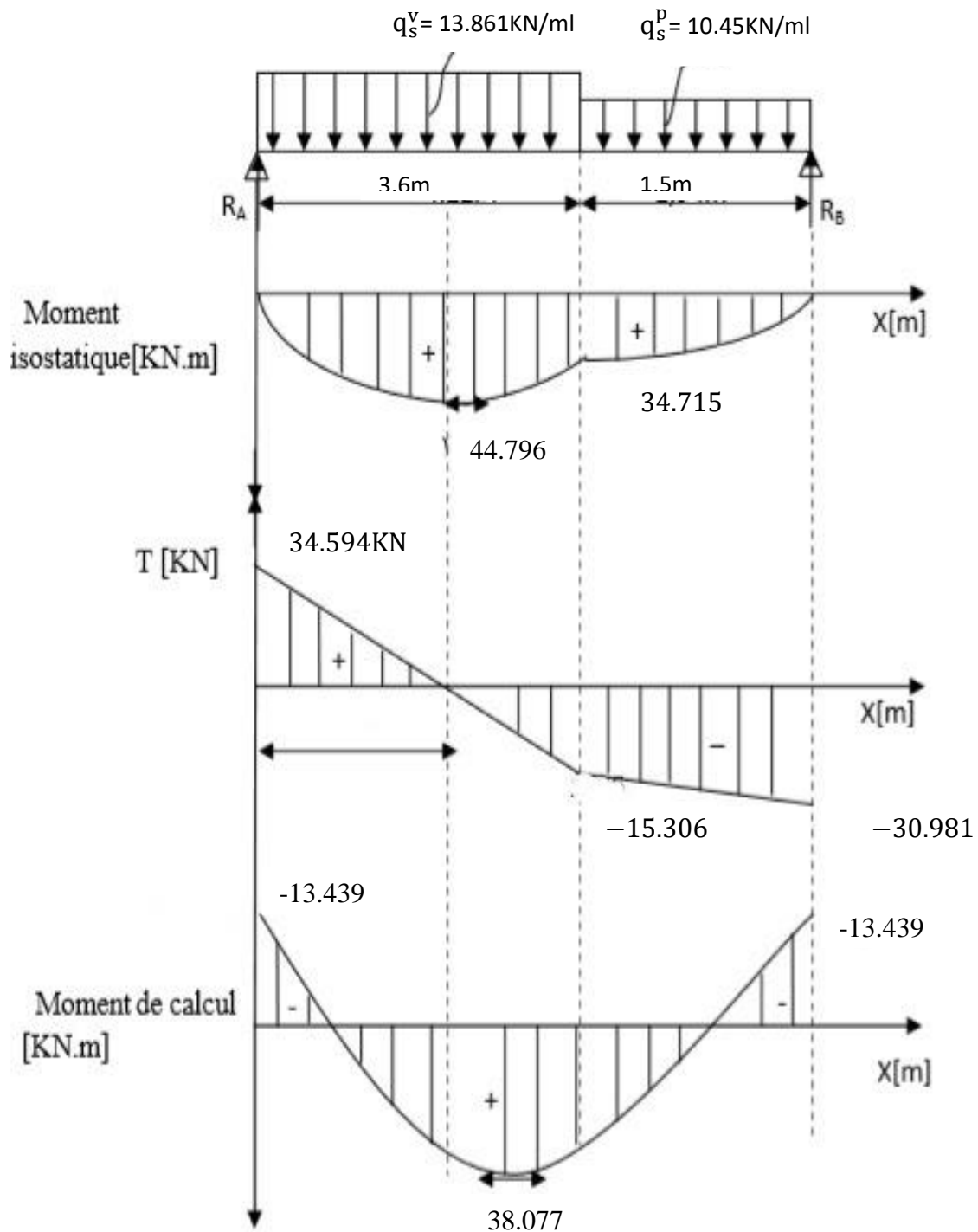
• **Aux appuis :**

$$M_a = -0,3 \cdot M_z^{\max} = -0,3 \times 44.796 = -13.439 \text{KN.m}$$

- En travée :

$$M_t = 0,85 \cdot M_z^{\max} = 0,85 \times 44,796 = 38,077 \text{ KN.m}$$

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



**Figure III.30 :** Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à L'ELS

## III.5.8. : Vérification a l'ELS :

## a) Etat limite d'ouverture des fissures (Art. A.5.3,2 /BAEL91)

Dans notre cas, la fissuration est considérée peu préjudiciable, on se dispense de vérifier l'état limite d'ouverture des fissures.

## b) Etat limite de compression de béton : (Art. A.4.5,2 /BAEL91)

Vérification des contraintes :

On doit vérifier :  $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}}$  : Dans l'acier.

$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$  : Dans le béton.

❖ Vérification de la contrainte dans les aciers :

## • Aux appuis :

$$\text{On a : } \sigma_{st} = \frac{M_{ser}^a}{A_a \times \beta_1 \times d}$$

Avec :  $A_a = 3.93\text{cm}^2$  ;  $M_{ser}^a = 13.439\text{KN.m}$

$$\beta_1 \text{ est en fonction de : } \rho_1 = \frac{100 \times A_a}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 3.93}{100 \times 23} = \mathbf{0.171}$$

$$\left. \begin{array}{l} k_1 = 59.63 \\ \beta_1 = 0.933 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{par interpolation à partir des tableaux à l'ELS.}$$

$$\sigma_{st} = \frac{13.439 \times 10^6}{393 \times 0.933 \times 230} = \mathbf{159.35\text{MPa}}$$

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

✓  $\sigma_{st} = 159.35\text{MPa} < \overline{\sigma_{st}} = 348\text{MPa} \longrightarrow$  Condition vérifiée

## • On travées :

$$\text{On a : } \sigma_{st} = \frac{M_{ser}^t}{A_t \times \beta_1 \times d}$$

Avec :  $A_t = 6.78\text{cm}^2$  ;  $M_{ser}^t = 38.077\text{KN.m}$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 6.78}{100 \times 23} = \mathbf{0.294}$$

$$\left. \begin{array}{l} k_1 = 43.87 \\ \beta_1 = 0.915 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{par interpolation à partir des tableaux à l'ELS.}$$

$$\sigma_{st} = \frac{38.077 \times 10^6}{0.915 \times 230 \times 678} = 266.86 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\checkmark \quad \sigma_{st} = 266.86 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

❖ Vérification de la contrainte dans le béton :

- En travée :

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

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} \quad \text{Avec : } K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{43.87} = 0.023$$

$$\sigma_{bc} = 0.023 \times 266.86 = 6.14 \text{ MPa}$$

$$\checkmark \quad \sigma_{bc} = 6.14 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- Aux appuis :

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

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} \quad \text{Avec : } K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{59.63} = 0.017$$

$$\sigma_{bc} = 0.017 \times 159.35 = 2.71 \text{ MPa}$$

$$\checkmark \quad \sigma_{bc} = 2.71 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

C) Vérification de la flèche (Etat limite de déformation) (Art B.6.8.424 BAEL 91 modifiée 99).

On peut se dispenser du calcul de la flèche sous réserve de vérifier les trois conditions suivantes :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad ; \quad \frac{A_s}{b_0.d} < \frac{4.2}{f_e} \quad ; \quad \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10.M_0}$$

Avec :

**h** : hauteur totale (25cm)

**L** : portée entre nus d'appuis (L = 5,1 m) ;

**Mt**: moment max en travée (Mt =38,077 KN m) ;

**M0**: moment max de la travée isostatique ;

**A** : section des armatures ;

**d** : hauteur utile de la section droite.

- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \longrightarrow \frac{25}{510} = 0.049 < \frac{1}{16} = 0.0625$  .....non vérifiée
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10.M_0} \longrightarrow \frac{38.077}{10 \times 44.796} = 0.085 > 0.049$  .....non vérifiée
- $A_s \leq \frac{4.2 bd}{f_e} = \frac{4.2 \times 100 \times 23}{400} = 24.15 \text{cm}^2 > A_s = 6.78 \text{cm}^2$  .....vérifiée

Étant donné que deux conditions sur 3 ne sont pas vérifiées, il est nécessaire de vérifier la flèche

On doit vérifier que :

$$f = \frac{5q_s l^4}{384E_v I_0} \leq \bar{f}$$

La flèche admissible est :  $\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{510}{500} = 1.02 \text{cm}$

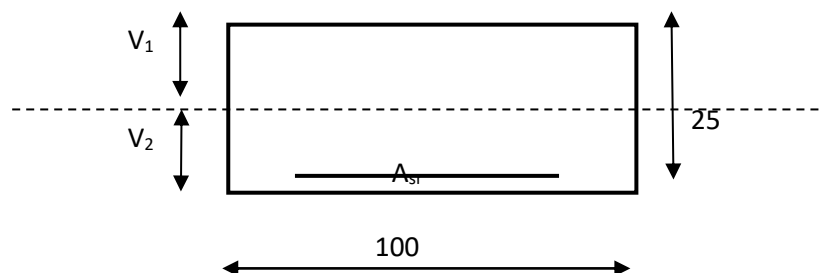
Avec :

$\bar{f}$  : La flèche admissible.

$E$  : Module de déformation différé =  $E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} = 10818.87 \text{ Mpa}$

$q_s = \max(q_s^v ; q_s^p) = \max(13.861 ; 10.45) = 13.861 \text{ KN/ml}$

$I_0$  : Moment d'inertie de la section homogénéisée par rapport au CDG.



**calcul de la section homogénéisée :**

$$B_0 = B + nA = b \times h + 15A_t$$

$$B_0 = 100 \times 25 + 15 \times 6,78$$

$$B_0 = 2601,70 \text{ cm}^2$$

**Moment statique de la section homogénéisée par rapport à xx :**

$$S /_{xx} = \frac{b h^2}{2} + 15A_t d$$

$$S /_{xx} = \frac{100 \times 25^2}{2} + 15 \times 6,78 \times 23 = 33589,1 \text{ cm}^3$$

$$S /_{xx} = 33589,1 \text{ cm}^3$$

**Position du centre de gravité :**

$$V_1 = \frac{S /_{xx}}{B_0} = \frac{33589,1}{2601,7} = 12,91 \text{ cm} \quad ; \quad \text{Donc : } V_1 = 12,91 \text{ cm}$$

$$; \quad \text{Donc : } V_2 = 12,09 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 25 - 12,91 = 12,09 \text{ cm}$$

**Moment d'inertie de la section homogénéisée/G :**

$$I_0 = (V_1^3 + V_2^3) \frac{b}{3} + 15A_{st} (V_2 - c)^2 = (12,91^3 + 12,09^3) \frac{100}{3} + 15 \times 6,78 (12,09 - 2)^2$$

$$I_0 = 140982,46 \text{ cm}^4$$

**Calcul de la flèche:**

$$f = \frac{5q_s l^4}{384 E_V I_0} = \frac{5 \times 13.861 \times (5.10)^4 \times 10^3}{384 \times 10818.87 \times 140982.46 \times 10^{-2}} = 0.008 \text{ m} = 0.8 \text{ cm}$$

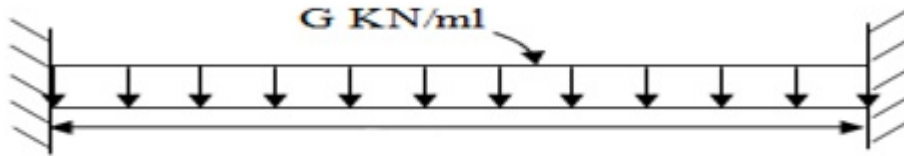
$$f = 0.8 \text{ cm} < \overline{f} = 1.02 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

**Conclusion:**

Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

**III-6) Calcul de la poutre palière :****III.6.1.Définition:**

La poutre palière est une poutre de section rectangulaire de dimension  $(bxh)$ . Elle est soumise à son poids propre et à la réaction des escaliers. Elle est parfaitement encastree à ses extrémités dans les poteaux, sa portée est de 2,7m (longueur libre entre nus d'appuis).



**Figure III.31:** Schéma de la poutre palière

**III.6.2 : Pré dimensionnement :**

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

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

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

$$L=270 \text{ cm}$$

$$\frac{270}{15} \leq h \leq \frac{270}{10} \longrightarrow 18\text{cm} \leq h \leq 27\text{cm}$$

On opte pour : **h = 20cm**

$$0.4 \times 20 \leq b \leq 0.7 \times 20 \longrightarrow 8\text{cm} \leq b \leq 14\text{cm}$$

On opte pour : **b = 10 cm**

**-Vérification des conditions sur RPA :**

$$h = 20 \text{ cm} < 30 \text{ cm}$$

$$b = 10 \text{ cm} < 20 \text{ cm}$$

Les conditions ne sont pas Vérifiées, on prendra les valeurs minimales de l'RPA 99 version 2003.

La poutre a pour dimensions (b x h) = (20 x 30) cm<sup>2</sup>

### III.6.3) Détermination des Charges et surcharges revenant à la poutre palière :

Poids propre de la poutre :  $G_p = 0,20 \times 0,30 \times 25 = 1,5 \text{ KN/ml}$ .

Réaction de l'escalier sur la poutre à l'ELU :  $R_B = 42,781 \text{ KN/ml}$

Réaction de l'escalier sur la poutre à l'ELS :  $R_B' = 30,981 \text{ KN/ml}$

### III.6.4) Calcul à l'ELU :

#### ➤ Combinaison de charges à l'ELU :

$$q_u = 1,35G + R_B = 1,35 \times 1,5 + 42,781 = 44,806 \text{ KN/ml}$$

#### ➤ Réaction d'appuis:

$$R_B = R_A = \frac{q_u \cdot l}{2} = \frac{44,806}{2} \times 2,70 = 60,488 \text{ KN}$$

#### ➤ Calcul des efforts internes:

##### • Effort tranchant :

$$T_y = -44,806(x) + 60,488 \quad \begin{cases} x = 0\text{m} \rightarrow T_y = 60,488 \text{ KN} \\ x = 2,70\text{m} \rightarrow T_y = -60,488 \text{ KN} \end{cases}$$

##### • Moment isostatique :

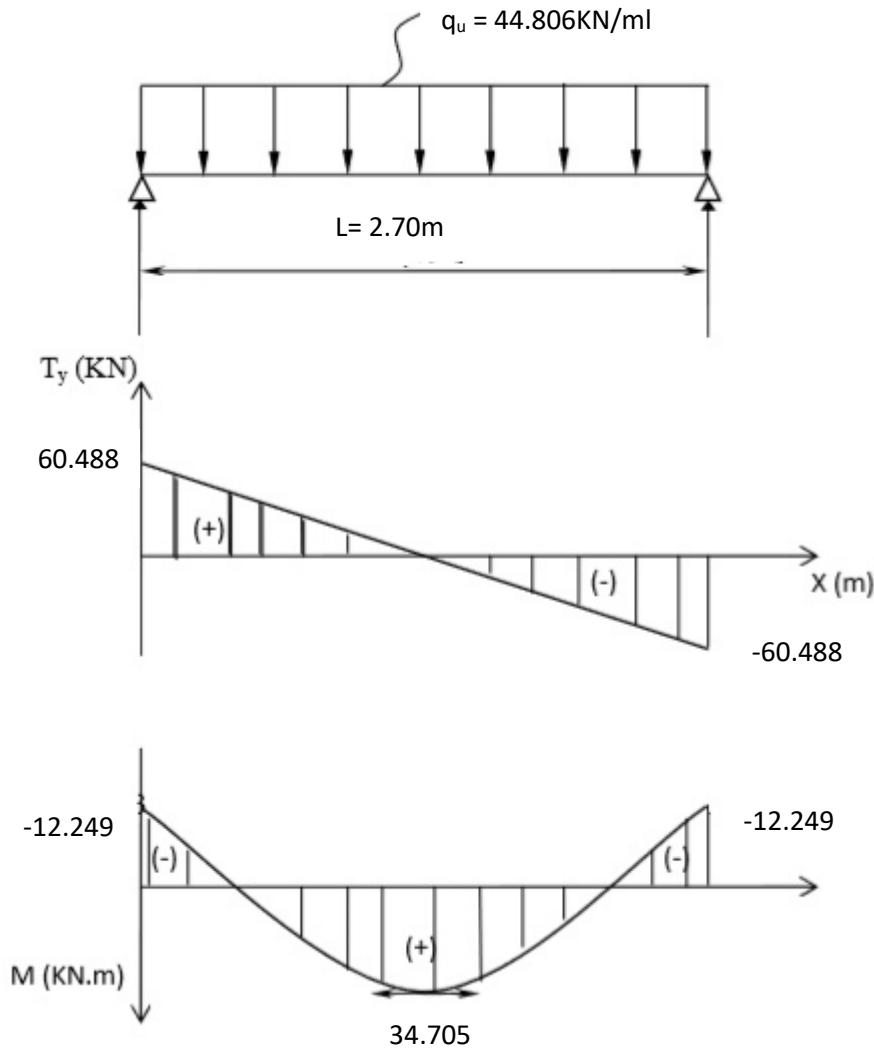
$$M_0 = \frac{q_u \cdot l^2}{8} = \frac{44,806}{8} \times 2,70^2 = 40,829 \text{ KN.m}$$

##### • En tenant compte de l'effort de semi encastrement on aura :

$$M \text{ travées} = 0,85 \cdot M_0 = 0,85 \times 40,829 = 34,705 \text{ KN.m}$$

$$M \text{ appuis} = -0,3 \cdot M_0 = -0,3 \times 40,829 = -12,249 \text{ KN.m}$$

➤ Diagramme des efforts interne :



**Figure III.32:** Diagramme des efforts tranchants et les moments fléchissant à L'ELU

➤ Calcul des armatures :

- aux appuis

$h = 30\text{cm}$ ;  $d = 28\text{cm}$ ;  $c = 2\text{ cm}$ ;  $b = 20\text{cm}$

$$\mu_a = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{12.249 \times 10^6}{200 \times 280^2 \times 14,2} = 0,055 < \mu_l = 0,392 \dots\dots\dots \text{S.S.A}$$

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires :  $A_{ap}=0$

$$\mu_a = 0,055 \rightarrow \beta = 0,971$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{12.249 \times 10^6}{0,971 \times 280 \times 348} = 1,29\text{cm}^2.$$

On adopte :  $3\text{HA}12 = 3,39\text{cm}^2$ .

- Aux travées :

$$\mu_t = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{34.705 \times 10^6}{200 \cdot 280^2 \cdot 14,2} = 0,156 < \mu_1 = 0,392 \dots\dots\dots S.S.A$$

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires :  $A_{ap}=0$

$$\mu_t = 0,156 \quad \rightarrow \beta = 0,915$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{34.705 \times 10^6}{0,915 \times 280 \times 348} = 3,89 \text{cm}^2.$$

On adopte : **3HA14= 4.62cm<sup>2</sup>** .

- **Exigences du RPA pour les aciers longitudinaux (art 7.5.2.1)**

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.

$$A_t + A_a = 3,39 + 4,62 = 8,01 \text{cm}^2 > 0,005 \cdot b \cdot h = 3 \text{cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**III.6.5) Vérification à l'ELU:**

- **Condition de non fragilité (BAEL91, Art-A-4.2,1):**

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 20 \cdot 28 \cdot \frac{2,1}{400} = 0,676 \text{ cm}^2$$

Aux appuis :  $A_a = 3,39 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,676 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots$ **Condition vérifiée.**

En travée :  $A_t = 4,62 \text{cm}^2 > A_{\min} = 0,676 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots$ **Condition vérifiée.**

La section d'armatures choisie est supérieure à  $A_{\min}$ , donc la condition est vérifiée

- **Contrainte tangentielle (BAEL91, Art A.5.1.) :**

$$T_{\max} = 60,488 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \cdot d} = \frac{60.488 \times 10^3}{200 \cdot 280} = 1,08 \text{MPa.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left( \frac{0,2 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{MPa} \right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left( \frac{0,2 \times 25}{1,5} ; 5 \text{MPa} \right) = \min (3,33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa} .$$

$$\bar{\tau}_u = 3,33 \text{MPa.}$$

$\tau_u = 1,08 < \bar{\tau}_u = 3,33 \Rightarrow$  **La condition est vérifiée.**

**Conclusion :**

Pas de risque de cisaillement; donc le béton seul peut reprendre l'effort de cisaillement, les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

➤ **Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres au niveau des appuis (B.A.E.L 99. Art A.6.1.2.1)**

La valeur limite de la contrainte d'adhérence pour l'ancrage des armatures est :

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi \cdot f_{t28} = 3,15 \text{ MPa} \quad ; \text{ Avec: } \Psi = 1,5 \quad f_{t28} = 2,1 \text{ MPa.}$$

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

$$\tau_{se} = \frac{T_U}{0,9 \cdot d \cdot \Sigma U_i} \quad \text{Avec: } U_i : \text{ Somme des périmètres utiles des barres.}$$

$$\tau_{se} = \frac{60.488 \times 10^3}{0,9 \times 280 \times 3 \times 3.14 \times 14} = 1,82 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{se} = 1,82 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,15 \text{ MPa} \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Ancrage des barres (BAEL99.Art. A.6.1.2):**

Ancrage des barres aux appuis :

$$L_s = \frac{\varphi f_e}{4 \tau_{se}} \quad \text{Avec } \tau_{se} = 0,6 \cdot \Psi_s^2 \cdot f_{t28} = \tau_{se} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa.}$$

$$L_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2,835} = 35,27 \text{ cm. On prend : } L_s = 35 \text{ cm.}$$

On remarque que  $L_s$  dépasse l'épaisseur dans laquelle la barre est armée, donc on opte pour un crochet dont la longueur est fixée forfaitairement à  $0.4L_s$

$$L_c = 0,4 L_s = 0,4 \times 35 = 14 \text{ cm.}$$

On prend :  $L_c = 15 \text{ cm.}$

➤ **Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis:**

- **Appuis de rive : ( Art A.5.1.312/BAEL 91)**

Il est de bonne construction pour équilibrer l'effort tranchant  $T_U$  d'ancres la nappe d'armature inférieure suffisante avec sa longueur de scellement pour cela, il faut vérifier cette condition :

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

$$A_{st \text{ adopté}} = 3,39 \text{ cm}^2 > A_{st \text{ min}} = \frac{T_u^{\max}}{f_{su}} = \frac{60.488 \times 10^3}{348 \times 100} = 1.74 \text{ cm}^2$$

Les armatures ancrées sont suffisantes.

➤ **Influence sur le béton (Art A.5.1,313 / BAEL91):**

On doit vérifier :

$$\sigma_{bc} = \frac{2T_u}{b \cdot 0,9 \cdot d} \leq \frac{0,8 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2 \times 60.488 \times 10^3}{200 \times 0,9 \times 280} = 2.4 \text{ MPa} < \frac{0,8 \times 25}{1.5} = 13.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Calcul des armatures transversales :**

➤ **Diamètre des armatures transversales :(Art A.7.2 / BAEL91):**

$$\phi_t < \min \left\{ \phi_l ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} \right\} = \min \{ 14 ; 8,57 ; 20 \} = 8,57 \text{ mm.}$$

Soit:  $\phi_t = 8 \text{ mm}$ . Nous adopterons 1cadre et un étrier en  $\phi 8$  .Donc  $A_t = 2,01 \text{ cm}^2$ .

➤ **Espacement des armatures transversale (Art A.5,22/BAEL91):**

$$S_t \leq \min \{ 0,9 \cdot d ; 40 \text{ cm} \} = \min \{ 25,2 \text{ cm} ; 40 \text{ cm} \} = 25,2 \text{ cm} .$$

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

➤ **Vérification selon le RPA (Art 7.5.2,2/RPA99V2003):**

• **Zone nodale:**

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12 \phi \right\} = \min \{ 7,5 \text{ cm} ; 16,8 \text{ cm} \} = 7,5 \text{ cm}$$

$$S_t \leq 7,5 \text{ cm} \rightarrow S_t = 7 \text{ cm.}$$

• **Zone courante (travée):**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 15 \text{ cm} . \rightarrow S_t = 15 \text{ cm} .$$

**III.6.5 : Calcul à l'ELS :**

➤ **combinaison de charge:**

$$q_s = G_p + R_B = 1.5 + 30.981 = 32.481 \text{ KN.}$$

➤ Réaction d'appuis:

$$R_B = R_A = \frac{q_s}{2} \cdot l = \frac{32.481}{2} \times 2,70 = 43.849 \text{ KN/ml.}$$

➤ Calcul des efforts interne :

• Effort tranchant :

$$T_y = -32.481(x) + 43.849 \quad \begin{cases} x = 0\text{m} \rightarrow T_y = 43.849 \text{ KN.} \\ x = 2,75\text{m} \rightarrow T_y = -43.849 \text{ KN.} \end{cases}$$

• Moment isostatique :

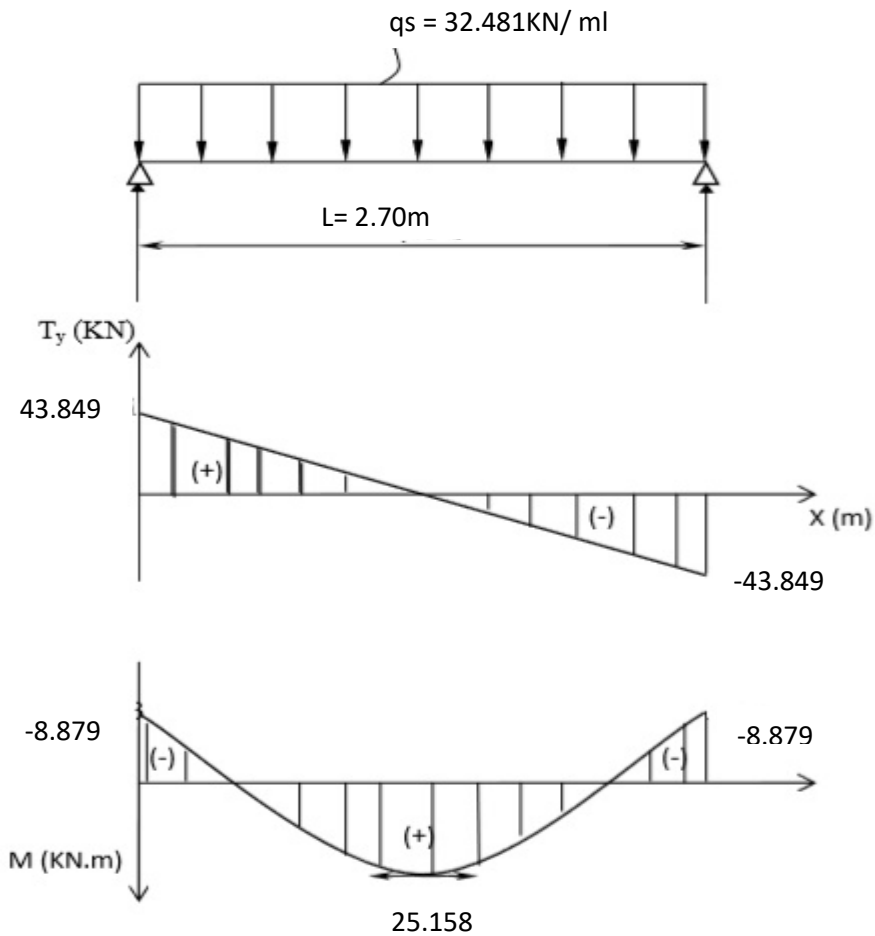
$$M_0 = \frac{q_s}{8} \cdot l^2 = \frac{32.481}{8} \times 2.70^2 = 29.598 \text{ KN.m.}$$

En tenant compte du semi encastrement, les moments en travées et aux appuis seront affectés des coefficients 0,85 et 0,3 respectivement :

$$M_{\text{travées}} = 0,85 \cdot M_0 = 0,85 \times 29.598 = 25.158 \text{ kN.m}$$

$$M_{\text{appuis}} = -0,3 \cdot M_0 = -0,3 \times 29.598 = -8.879 \text{ kN.m}$$

- Diagramme des efforts interne :



**Fig III.33** : Diagrammes des efforts internes à l'ELS.

**III.6.6 : vérification à l'ELS :**

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

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{MPa.}$$

- **En travées :**  $A_t = 4.62 \text{ cm}^2$ .

$$\rho = \frac{100 \cdot A_t}{b \cdot d} = \frac{100 \times 4.62}{20 \times 28} = 0.825 \rightarrow \beta_1 = 0,871 ; k_1 = 23.57$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{\beta_1 \cdot d \cdot A_t} = \frac{25.158 \times 10^6}{0,871 \times 280 \times 462} = 223.28 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{223.28}{23.57} = 9,47 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{MPa.} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Aux appuis :**  $A_a = 3,39 \text{ cm}^2$ .

$$\rho = \frac{100.A_a}{b.d} = \frac{100.3,39}{20.28} = 0,605 \quad \rightarrow \beta_1 = 0,886 ; k_1 = 28.51$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_a}{\beta_1 . d . A_a} = \frac{8.879 \times 10^3}{0,886 \times 28 \times 3,39} = 105,578 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{105.578}{28.51} = 3,70 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa.} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Etat limite de déformation:**

Les règles de **BAEL (Art B.6.5.2)** précisent qu'on peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les conditions suivantes seront vérifiées.

$$\frac{H}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{30}{270} = 0,11 > \frac{1}{16} = 0,062 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{H}{L} \geq \frac{M_t}{10.M_0} \rightarrow \frac{30}{270} = 0,11 > \frac{25.158}{10 \times 29.598} = 0,085 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{A}{b.d} \leq \frac{4,2}{f_e} \rightarrow \frac{4.62}{20 \times 28} = 0,0083 < \frac{4,2}{400} = 0,0105 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

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

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

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

**III.7. Etude de la toiture :**

La toiture est composée de plusieurs éléments jouant des rôles précis. On peut les regrouper en deux catégories fonctionnelles :

D'une part, la charpente et le pontage qui en composent la structure. D'autre part, la couverture qui protège les espaces intérieurs contre les intempéries et l'isolation thermique qui diminue les pertes d'énergies calorifiques. Ce bâtiment comporte une charpente à deux versants de pente  $\alpha=34^\circ$  supportant une couverture en tuile mécanique, elle repose de part et d'autre sur les murs pignons.

**III.7.1. Détermination des Charges et surcharges :**

On a :  $\alpha = 34^\circ$

- **Charge permanentes :**

- Poids des tuiles :  $0,4 \text{ KN/m}^2$

- Poids des pannes :  $0,1 \text{ KN/m}^2$

- Murs pignons :  $0,9 \text{ KN/m}^2$

$$G_t = 1,4 \text{ KN/m}^2$$

- **Charges d'exploitations :**

- Poids de la neige :  $1 \text{ KN/m}^2$

Dans un  $(1 \text{ m}^2)$  de toiture, nous aurons une panne et deux chevrons leurs sections sont :

- **Panne** :  $(10,5 \times 22,5) \text{ cm}^2$

- **Chevrons** :  $(5,5 \times 7,5) \text{ cm}^2$

**Calcul des poids**

- Poids de la panne :  $P_p = (0,105 \times 0,225) \times \rho_b = \mathbf{0,14 \text{ KN/m}}$  avec :  $\rho_b = 6 \text{ KN/m}^3$  (D.T.R)

- Poids de chevrons :  $P_c = (0,005 \times 0,075) \times 6 = \mathbf{0,024 \text{ KN/m}}$

- Poids des liteaux :  $P_l = (0,03 \times 0,04) \times 6 = \mathbf{0,0072 \text{ KN/m}}$

**III.7.2. Détermination des efforts revenant aux différents éléments à l'E.L.U**

➤ **efforts revenant à la panne**

L'espacement des pannes est prêt égale à  $1 \text{ m}$

$$G_P = 0,14 + (2 \times 0,024) + 0,4 \times 1 = \mathbf{0,588 \text{ KN/ml}}$$

$$q_p = 1,35G + 1,5Q = \mathbf{2,29 \text{ KN/ml}}$$

➤ **efforts revenant aux chevrons**

L'espace des chevrons  $e = 0,5 \text{ m}$

Portée des chevrons  $L_c = 1 \text{ m}$

$$G_c = 0,024 + (0,4 \times 0,5) \times 1 = 0,224 \text{ KN/ml}$$

$$q_c = 1,35G + 1,5Q = 1,05 \text{ KN/ml}$$

➤ **efforts revenant aux liteaux**

L'espace des liteaux  $e = 0,32 \text{ m}$

Portée des liteaux  $L_c = 1 \text{ m}$

$$G_l = 0,0072 + (0,4 \times 0,32) \times 1 = 0,135 \text{ KN/ml}$$

$$q_l = 1,35G + 1,5Q = 0,66 \text{ KN/ml}$$

**III-7-3 Dimensionnement des éléments de la toiture :**

Nous utilisons le bois de sapin de **catégorie I** et d'après les règles **CB71**, la contrainte admissible forfaitaire dans ce bois travail en flexion déviées est  $\sigma_f = 142 \text{ da/cm}^2$

**III-7-3-1 Dimensionnement des pannes :**

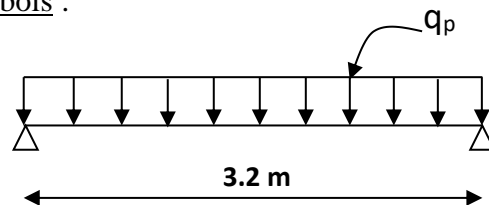
La panne est considérée comme une poutre simplement appuyée sur ses deux extrémités ; elle travaille en flexion déviée sous la charge  $q_p$

➤ Vérification de la contrainte admissible du bois :

-Espace des pannes : 1m

-Portée des pannes : 3.2m

On doit vérifier que :



$$\sigma = \frac{M_{fx}}{\frac{I_x}{v}} + \frac{M_{fy}}{\frac{I_y}{v}} \leq \sigma_f$$

➤ Module de résistance

$$W_x = \frac{I_{xx}}{v} = \frac{2}{h} \times \frac{bh^3}{12} = \frac{bh^2}{6} = 10,5 \times (22,5)^2 / 6 = 885,9375 \text{ cm}^3$$

$$W_y = \frac{I_{yy}}{v} = \frac{2}{h} \times \frac{bh^3}{12} = \frac{bh^2}{6} = 22,5 \times (10,5)^2 / 6 = 413,4375 \text{ cm}^3$$

➤ Moments de flexion

$$q_{px} = q_p \sin \alpha = 1,280 \text{ KN/ml avec } : \alpha = 34^\circ$$

$$q_{py} = q_p \cos a = 1.898 \text{ KN/ml}$$

$$M_{fx} = \frac{q_x l^2}{8} = 1.28 \times \frac{3.2^2}{8} = 1.638 \text{ KN.m}$$

$$M_{fy} = \frac{q_y l^2}{8} = 1.898 \times \frac{3.2^2}{8} = 2.429 \text{ KN.m}$$

$$\sigma = \frac{M_{fx}}{\frac{I_x}{v}} + \frac{M_{fy}}{\frac{I_y}{v}} = \text{daN / cm}^2$$

Donc on aura :

$$\sigma_f = \frac{1.638 \times 10^4}{885,93} + \frac{2.429 \times 10^4}{413,44} = 77.240 \text{ daN / cm}^2$$

$$\sigma_f = 77.240 \text{ da/cm}^2 \leq \bar{\sigma}_f = 142 \text{ da/cm}^2 \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **Donc la section choisie pour les pannes est (22,5 × 10,5 )cm<sup>2</sup>**

➤ **Vérification de la flèche** [Art: 4.962/CB71]

La valeur de la flèche admissible est donnée par la formule suivante

$$\bar{f} = \frac{L}{300} = \frac{320}{300} = 1,07 \text{ cm} \quad l_p : \text{ portée de la panne}$$

La valeur réelle de la flèche est donnée : [Art: 4.011/CB71]

$$f = \frac{5 \cdot \sigma_s \cdot L^2}{48 \cdot E_f \cdot \frac{h}{2}}$$

Avec :

$E_f$  : Module de déformation du béton

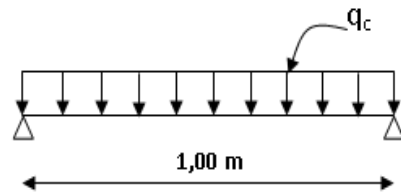
$$E_f = 11000 \sqrt[3]{\sigma_f} = 131\,080,128 \text{ daN/cm}^2$$

$$f = 0.559 \text{ cm} < \bar{f} = 1.07 \text{ cm} \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **Donc la section choisie pour les pannes est bonne**

**III-7-3-2 Dimensionnement des chevrons**

Le calcul se fera en flexion simple, le chevron étant considérée comme une poutre continue sur plusieurs appuis la section du chevron est : (55×75) mm<sup>2</sup>



Espacement des chevrons : 0,8 m

-Portée des chevrons : 1m

**Figure III-35:** Schéma statique d'une poutre continue.

➤ Vérification des contraintes

On vérifie que :  $\sigma = \frac{M_f}{I/V} \leq \bar{\sigma}_f$

En tenant compte de la continuité des appuis :

- Moment en travée : 0,6 M0

- Moment aux appuis : 0,8 M0

Avec :  $M_0 = \frac{q_c L_c^2}{8} = \frac{1.05 \times 1^2}{8} = 0.131 \text{ KN.m}$

$M_t = 0,6 \times 0,131 = 0,079 \text{ KN.m}$

$M_a = 0,8 \times 0,131 = 0,105 \text{ KN.m}$

-Calcul de module de résistance :

$W = \frac{I}{V} = \frac{bh^2}{6} = \frac{5.5 \times 7.5^2}{6} = 51,56 \text{ cm}^3$

Aux appuis :  $\sigma_a = \frac{M_{fa}}{I/V} = \frac{0.105 \times 10^4}{51.56} = 20,36 \text{ daN/cm}^2 \leq \bar{\sigma}_f \longrightarrow$  **Condition vérifiée**

En travée :  $\sigma_t = \frac{M_{ft}}{I/V} = \frac{0.079 \times 10^4}{51.56} = 15.32 \text{ daN/cm}^2 \leq \bar{\sigma}_f \longrightarrow$  **Condition vérifiée**

✓ **Condition est vérifiée donc la section adoptée est bonne.**

➤ Vérification de la flèche : (Art 4.962/ CB71):

La flèche admissible est donnée par la formule suivante :

$\bar{f} = \frac{L}{200} = \frac{100}{200} = 0.50 \text{ cm}$

La valeur de la flèche réelle est :  $f = \frac{5 \cdot \sigma \cdot L^2}{48 \cdot E_F \cdot \frac{h}{2}}$

Aux appuis :  $f = \frac{5 \cdot \sigma_a \cdot L^2}{48 \cdot E_F \cdot \frac{h}{2}} = \frac{5 \times 20.35 \times 100^2}{48 \times 131080,128 \times 3.75} = 0,043 \text{ cm} \dots\dots$  **Condition vérifiée**

En travée :  $f = \frac{5 \cdot \sigma_t \cdot L^2}{48 \cdot E_F \cdot \frac{h}{2}} = \frac{5 \times 15.32 \times 100^2}{48 \times 131080,128 \times 3.75} = 0,032 \text{ cm} \dots\dots\dots$  **Condition vérifiée.**

✓ **La Condition est vérifiée donc la section choisie est bonne.**

**III-7-4-3 Dimensionnement des liteaux :**

Le dimensionnement des liteaux se fait de la même manière que la panne, on a choisit une

**-Vérification de la contrainte admissible :**

-Module de résistance :

$$W_x = \frac{I_{xx}}{v} = \frac{2}{h} \times \frac{bh^3}{12} = \frac{bh^2}{6} = \frac{3 \times 4^2}{6} = 8 \text{ cm}^3.$$

$$W_y = \frac{I_{yy}}{v} = \frac{2}{h} \times \frac{hb^3}{12} = \frac{hb^2}{6} = \frac{4 \times (3)^2}{6} = 6 \text{ cm}^3.$$

- Moments de flexion :

$$q_{lx} = q_l \sin \alpha = 0.369 \text{ KN/ml.} \quad \text{Avec : } \alpha = 34^\circ$$

$$q_{ly} = q_l \cos \alpha = 0.547 \text{ KN/ml.}$$

$$M_{fx} = q_x \frac{l^2}{8} = 0.369 \times \frac{0.5^2}{8} = 0.0115 \text{ KN.m.}$$

$$M_{fy} = q_y \frac{l^2}{8} = 0.547 \times \frac{0.5^2}{8} = 0.0684 \text{ KN.m.}$$

Donc on aura :

$$\sigma_f = \frac{0.0115 \times 10^4}{8} + \frac{0.0684 \times 10^4}{6} = 128.375 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_f = 128.375 \text{ daN/cm}^2 \leq \bar{\sigma}_f = 142 \text{ daN/cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **Donc la section choisie pour les liteaux est (3× 4) .cm<sup>2</sup>.**

**-Vérification de la flèche [Art: 4.962/CB71] :**

La valeur de la flèche admissible est donnée par la formule suivante :

$$\bar{f} = \frac{L}{300} = \frac{50}{300} = 0,17 \text{ cm} \quad L : \text{ portée de liteaux.}$$

$$E_f = 11000 \sqrt[3]{\sigma_f} = 131\,080,128 \text{ daN/cm}^2$$

$$f = \frac{5 \times 128.375 \times (50)^2}{48 \times 131080.128 \times 2} = 0,16 \text{ daN/cm}^2 .$$

$$f = 0,1275 \text{ cm} < \bar{f} = 1,07 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **La section choisie pour liteaux est bonne.**

Donc on aura les dimensions suivantes :

**Résumé :**

**Pannes** = (10,5 x 22,5) cm<sup>2</sup> avec L<sub>p</sub> = 1,00 m

**Chevrans** = (5,5 x 7,5) cm<sup>2</sup> avec L<sub>c</sub> = 0,5 m

**Liteaux** = (3 x 4) cm<sup>2</sup> avec L<sub>l</sub> = 0,32 m

**IV.1.INTRODUCTION :**

Le système de contreventement est l'ensemble des 'éléments de construction assurant la rigidité et la stabilité vis à vis des forces horizontales, engendrées par le vent ou le séisme.

Le contreventement peut être assuré grâce à l'intervention :

- a) des voiles ou des murs, appelés couramment refends, entrant dans la composition de l'ouvrage,
- b) du système « poteaux poutres » formant portiques étagés,
- c) des cages d'escaliers et d'ascenseurs ou « gaines » présentant une grande rigidité à la flexion et à la torsion.

**IV.2.Caractéristiques géométriques des portiques :**

**IV.2.1.Calcul des rigidités linéaires relatives des poteaux et des poutres :**

❖ **Hypothèses de calcul :**

- Les charges ou les masses sont considérés concentrés au niveau du plancher.
- La raideur des poutres ne doit pas être faible devant celle des poteaux.
- La raideur des travées adjacentes d'une même portée ne doit pas être trop différente.

$K_{ptr}$  (m<sup>3</sup>): Rigidité linéaire des poutres  $K_{ptr} = \frac{I_{ptr}}{L_c}$

$K_{pot}$  (m<sup>3</sup>): Rigidité linéaire des poteaux  $K_{pot} = \frac{I_{pot}}{h_c}$

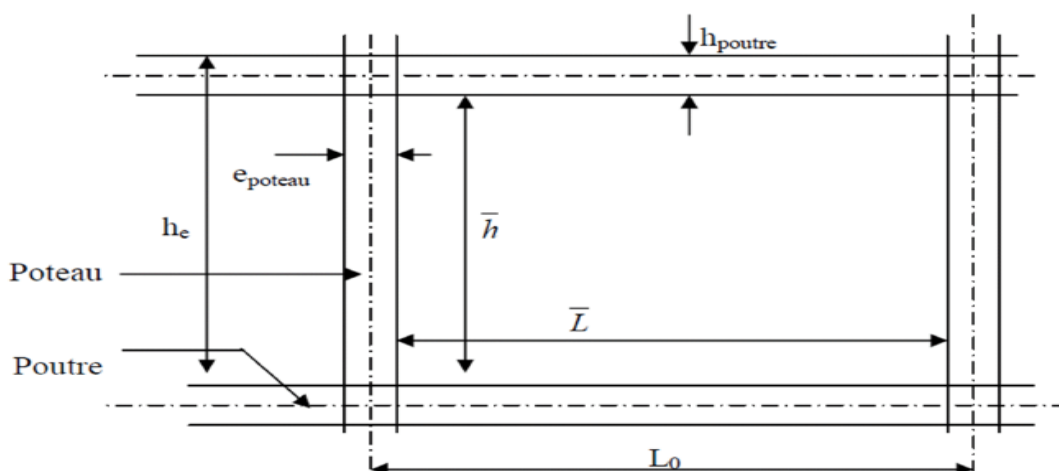
Avec :

I : Moment d'inertie de l'élément.

$h_c, L_c$  : Hauteur et longueur calculées qui seront déterminées ultérieurement.

$h_c = \min(\bar{h} + 1/2e \text{ poteau}, h_e)$

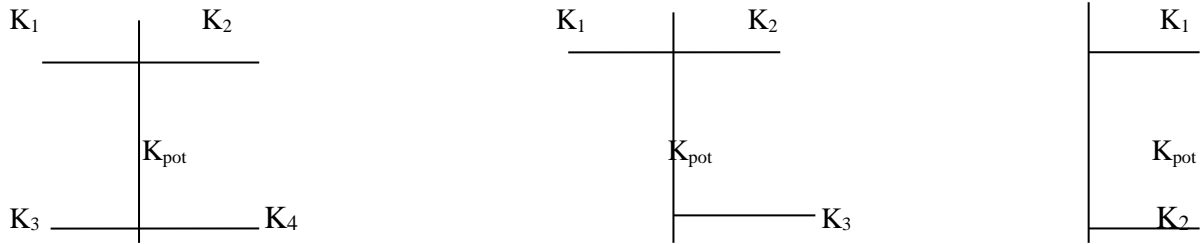
$l_c = \min(l + 1/2h \text{ poutre}, l_0)$



**Figure IV.1 :** Coupe verticale d'un niveau.

**IV.2.2. Calcul des coefficients  $K$  relatifs aux portiques :**

➤ **Niveau courant :**



$$\bar{K} = \frac{K_1 + K_2 + K_3 + K_4}{2K_{pot}}$$

$$\bar{K} = \frac{K_1 + K_2 + K_3}{2K_{pot}}$$

$$\bar{K} = \frac{K_1 + K_2}{2K_{pot}}$$

➤ **Niveau RDC :**



$$\bar{K} = \frac{K_1 + K_2}{K_{pot}}$$

$$\bar{K} = \frac{K_1}{K_{pot}}$$

**Figure IV-2 :** coefficients  $K$  relatifs aux portiques.

**IV.2.3. Calcul des coefficients correcteurs ( $a_{ij}$ ) :**

➤ **coefficient des rigidités des poteaux ( $a_{ij}$ ) :**

- **1<sup>er</sup> Cas :** d'étage courant :

$$a = \frac{\bar{K}}{2 + \bar{K}}$$

- **2<sup>ème</sup> :** Premier niveau :

- Poteau encastré à la base  $a = \frac{0,5 + \bar{K}}{2 + \bar{K}}$

- Poteau articulé à la base  $a = \frac{0,5 + \bar{K}}{1 + 2\bar{K}}$

**IV.2.4. Calcul des rigidités des poteaux(I) au niveau (J)**

$$R_{ij} = \frac{12E_i a_{ij} K_p}{h_c^2}$$

Avec :  $E_i$  : Module de déformation du béton ;  $E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164,2 MPa$ .

$k_p$  : rigidité du poteau.

$h_c$  : Hauteur du poteau.

**IV.2.5. Calcul des rigidités d'un portique de niveau (j) dans le sens x-x et y-y :**

$$R_{jx} = \sum r_{ij} \text{ Pour chaque niveau dans le sens longitudinal.}$$

$$R_{jy} = \sum r_{ij} \text{ Pour chaque niveau dans le sens transversal.}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

• **Rigidités des poteaux suivant les sens (x-x) :**

niveau	b (cm)	h (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	he (cm)	hp (cm)	h' (cm)	e pot (cm)	hc (cm)	k (cm <sup>3</sup> )
COMBLE	30	30	67500	300	35	265	30	280	241.071
ET9	35	35	125052,083	300	35	265	35	282.5	442.662
ET8	35	35	125052,083	300	35	265	35	282.5	442.662
ET7	35	35	125052,083	300	35	265	35	282.5	442.662
ET6	40	40	213333,333	300	35	265	40	285	748.538
ET5	40	40	213333,333	300	35	265	40	285	748.538
ET4	40	40	213333,333	300	35	265	40	285	748.538
ET3	45	45	341718,75	300	35	265	45	287.5	1188.587
ET2	45	45	341718,75	300	35	265	45	287.5	1188.587
ET1	45	45	341718,75	306	35	271	45	293.5	1164.289
RDC	50	50	520833.33	375	35	340	50	365	1426.941
Sous-sol2	50	50	520833.33	306	35	271	50	296	1759.572
sous -sol1	50	50	520833.33	306	35	271	50	296	1759.572

**Tableau IV.1** : Rigidités linéaires des poteaux dans le sens longitudinal

• **Rigidités des poteaux suivant les sens (Y-Y) :**

niveau	b (cm)	h (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	he (cm)	hp (cm)	h' (cm)	e pot (cm)	hc (cm)	k (cm <sup>3</sup> )
comble	30	30	67500	300	40	260	30	275	245.455
ET9	35	35	125052,083	300	40	260	35	277.5	450.638
ET8	35	35	125052,083	300	40	260	35	277.5	450.638
ET7	35	35	125052,083	300	40	260	35	277.5	450.638
ET6	40	40	213333,333	300	40	260	40	280	761.905
ET5	40	40	213333,333	300	40	260	40	280	761.905
ET4	40	40	213333,333	300	40	260	40	280	761.905
ET3	45	45	341718,75	300	40	260	45	282.5	1209.624
ET2	45	45	341718,75	300	40	260	45	282.5	1209.624

ET1	45	45	341718,75	306	40	266	45	288.5	1184.467
RDC	50	50	520833.33	375	40	335	50	360	1446.759
Sous-sol2	50	50	520833.33	306	40	266	50	291	1789.805
sous -sol1	50	50	520833.33	306	40	266	50	291	1789.805

**Tableau IV.2 :** Rigidités linéaires des poteaux dans le sens transversal.

• **Rigidités des poutres suivant le sens longitudinal (x-x) :**

Niveau	Travée	b (cm)	h (cm)	I (cm 4)	L0 (cm)	epot	L' (cm)	hptre (cm)	Lc (cm)	K (cm 3)
comble	1_2	30	35	107187.5	440	30	410	35	427,5	250,731
	2_3	30	35	107187.5	440	30	410	35	427,5	250,731
	3_4	30	35	107187.5	300	30	270	35	287,5	372,826
7, 8,9eme étage	1_2	30	35	107187.5	341	35	306	35	323,5	331,337
	2_3	30	35	107187.5	305	35	270	35	287,5	372,826
	3_4	30	35	107187.5	440	35	405	35	422,5	253,698
	4_5	30	35	107187.5	440	35	405	35	422,5	253,698
	5_6	30	35	107187.5	300	35	265	35	282,5	379,425
	6_7	30	35	107187.5	420	35	385	35	402,5	266,304
4,5, 6, eme étage	1_2	30	35	107187.5	341	40	301	35	318,5	336,538
	2_3	30	35	107187.5	305	40	265	35	282,5	379,425
	3_4	30	35	107187.5	440	40	400	35	417,5	256,737
	4_5	30	35	107187.5	440	40	400	35	417,5	256,737
	5_6	30	35	107187.5	300	40	260	35	277,5	386,261
	6_7	30	35	107187.5	420	40	380	35	397,5	269,654
1, 2, 3,eme étage	1_2	30	35	107187.5	341	45	296	35	313,5	341,906
	2_3	30	35	107187.5	305	45	260	35	277,5	386,261
	3_4	30	35	107187.5	440	45	395	35	412,5	259,848
	4_5	30	35	107187.5	440	45	395	35	412,5	259,848
	5_6	30	35	107187.5	300	45	255	35	272,5	393,349
	6_7	30	35	107187.5	420	45	375	35	392,5	273,089
Sous-sol1, Sous-sol2 RDC	1_2	30	35	107187.5	341	50	291	35	308,5	347,447
	2_3	30	35	107187.5	305	50	255	35	272,5	393,349
	3_4	30	35	107187.5	440	50	390	35	407,5	263,037
	4_5	30	35	107187.5	440	50	390	35	407,5	263,037
	5_6	30	35	107187.5	300	50	250	35	267,5	400,701
	6_7	30	35	107187.5	420	50	370	35	387,5	276,613
	2' 4	30	35	107187.5	554	50	504	35	521,5	205,537

**Tableau IV.3 :** Rigidités linéaires des poutres dans le sens longitudinal.

• **Rigidités des poutres suivant le sens (Y-Y) :**

Niveau	Travée	b (cm)	h (cm)	I (cm 4)	L0 (cm)	epot	L' (cm)	hptre (cm)	Lc (cm)	K (cm 3)
comble	B_C	30	40	160000	495	30	465	40	485	329.897
	C_D	30	40	160000	480	30	450	40	470	340.426
7, 8,9eme étage	A_B	30	40	160000	500	35	465	40	485	329.87
	B_C	30	40	160000	495	35	460	40	480	333.333
	C_D	30	40	160000	480	35	445	40	465	344.086
	A B'	30	40	160000	635	35	600	40	620	258.065
	B B'	30	40	160000	366	35	331	40	351	455.840
	B' C	30	40	160000	494	35	459	40	479	334.029
4, 5,6, eme étage	A_B	30	40	160000	500	40	460	40	480	333.333
	B_C	30	40	160000	495	40	455	40	475	336.842
	C_D	30	40	160000	480	40	440	40	460	347.826
	A B'	30	40	160000	635	40	595	40	615	260.163
	B B'	30	40	160000	366	40	326	40	346	462.428
	B' C	30	40	160000	494	40	454	40	474	337.553
1, 2, 3eme étage	A_B	30	40	160000	500	45	455	40	475	336.842
	B_C	30	40	160000	495	45	450	40	470	340.426
	C_D	30	40	160000	480	45	435	40	455	351.648
	A B'	30	40	160000	635	45	590	40	610	262.295
	B B'	30	40	160000	366	45	321	40	341	469.208
	B' C	30	40	160000	494	45	449	40	469	341.151
Sous-sol1, Sous-sol2 RDC	A_B	30	40	160000	500	50	450	40	470	340.426
	B_C	30	40	160000	495	50	445	40	465	344.086
	C_D	30	40	160000	480	50	430	40	450	355.556
	A B'	30	40	160000	635	50	585	40	605	264.463
	B B'	30	40	160000	366	50	316	40	336	476.190
	B' C	30	40	160000	494	50	444	40	464	344.828
	C C'	30	40	160000	248	50	198	40	218	733.945
	C' D	30	40	160000	220	50	170	40	190	842.105

**Tableau IV.4 :** Rigidités linéaires des poutres dans le sens transversal.

• **Rigidités des portiques suivant (X-X) :**

Niveau	travées	K Poutre	poteau	K poteau	k'	Aij	E	Hc	Rj	Rjx
comble	1_2	250,731	1	241,071	1,04007118	0,34212067	32164,2	280	406,033827	1528,6313
	2_3	250,731	2	241,071	2,08014236	0,50982102	32164,2	280	605,063073	
	3_4	372,826	3	241,071	1,54654023	0,43607012	32164,2	280	517,534419	
7,8, 9éme étage	1_2	331,337	1	442,662	0,74851015	0,27233305	32164,2	282,5	583,028368	4586,3136
	2_3	372,826	2	442,662	1,59074644	0,44301275	32164,2	282,5	948,430603	
	3_4	253,698	3	442,662	1,41535528	0,41440938	32164,2	282,5	887,19466	
	4_5	253,698	4	442,662	1,14623799	0,36432018	32164,2	282,5	779,960421	
	5_6	379,425	5	442,662	1,43026282	0,4169543	32164,2	282,5	892,642973	
	6_7	266,304	6	442,662	0,6015967	0,23124134	32164,2	282,5	495,056549	
4, 5,6	1_2	336,538	1	748,538	0,44959374	0,18353808	32164,2	285	652,836345	3685,8386

éme étage	2_3	379,425	2	748,538	0,50688809	0,20219813	32164,2	285	719,209263	
	3_4	256,737	3	748,538	0,34298459	0,1463879	32164,2	285	520,694881	
	4_5	256,737	4	748,538	0,34298459	0,1463879	32164,2	285	520,694881	
	5_6	386,261	5	748,538	0,51602056	0,20509394	32164,2	285	729,509501	
	6_7	269,654	6	748,538	0,3602409	0,15262887	32164,2	285	542,893722	
2,3 éme étage	1_2	341,906	1	1188,587	0,28765753	0,12574327	32164,2	287,5	697,901313	3927,4076
	2_3	386,261	2	1188,587	0,32497495	0,13977568	32164,2	287,5	775,78412	
	3_4	259,848	3	1188,587	0,21861925	0,09853843	32164,2	287,5	546,908787	
	4_5	259,848	4	1188,587	0,21861925	0,09853843	32164,2	287,5	546,908787	
	5_6	393,349	5	1188,587	0,33093833	0,14197644	32164,2	287,5	787,998817	
	6_7	273,089	6	1188,587	0,22975937	0,10304223	32164,2	287,5	571,905814	
1ere étage	1_2	341,906	1	1164,289	0,29366077	0,12803147	32164,2	293,5	667,905977	3758,9906
	2_3	386,261	2	1164,289	0,33175698	0,14227768	32164,2	293,5	742,224638	
	3_4	259,848	3	1164,289	0,2231817	0,10038842	32164,2	293,5	523,699556	
	4_5	259,848	4	1164,289	0,2231817	0,10038842	32164,2	293,5	523,699556	
	5_6	393,349	5	1164,289	0,33784481	0,14451122	32164,2	293,5	753,876414	
	6_7	273,089	6	1164,289	0,23455431	0,10496693	32164,2	293,5	547,584424	
RDC	1_2	347,447	1	1426,941	0,43487152	0,17860142	32164,2	365	738,344772	5177,2373
	2_3	393,349	2	1426,941	0,51914971	0,20608132	32164,2	365	851,947682	
	3_4	263,037	3	1426,941	0,45999519	0,18699028	32164,2	365	773,02461	
	4_5	263,037	4	1426,941	0,36867257	0,15564522	32164,2	365	643,443004	
	5_6	400,701	5	1426,941	0,46514747	0,18868951	32164,2	365	780,04929	
	6_7	276,613	6	1426,941	0,47466153	0,19180867	32164,2	365	792,943997	
	2' 4	205,537	7	1426,941	0,33789063	0,14452799	32164,2	365	597,483953	
S-SOL1	1_2	347,447	1	1759,572	0,19746109	0,08985874	32164,2	296	696,527001	4338,9647
	2_3	393,349	2	1759,572	0,22354811	0,10053666	32164,2	296	779,295363	
	3_4	263,037	3	1759,572	0,14948919	0,06954638	32164,2	296	539,078664	
	4_5	263,037	4	1759,572	0,14948919	0,06954638	32164,2	296	539,078664	
	5_6	400,701	5	1759,572	0,2277264	0,10222368	32164,2	296	792,372053	
	6_7	276,613	6	1759,572	0,15720471	0,07287427	32164,2	296	564,874298	
	2' 4	205,537	7	1759,572	0,11681079	0,05518244	32164,2	296	427,738696	
S-SOL2	1_2	347,447	1	1759,572	0,19746109	0,31739406	32164,2	296	2460,23397	16819,095
	2_3	393,349	2	1759,572	0,22354811	0,3254025	32164,2	296	2522,31024	
	3_4	263,037	3	1759,572	0,14948919	0,30215978	32164,2	296	2342,14772	
	4_5	263,037	4	1759,572	0,14948919	0,30215978	32164,2	296	2342,14772	
	5_6	400,701	5	1759,572	0,2277264	0,32666776	32164,2	296	2532,11776	
	6_7	276,613	6	1759,572	0,15720471	0,3046557	32164,2	296	2361,49444	
	2' 4	205,537	7	1759,572	0,11681079	0,29138683	32164,2	296	2258,64274	

**Tableau IV.5** : Rigidité relative par portique dans le sens longitudinal.

• Rigidités des portiques suivant (Y-Y)

Niveau	travées	K Poutre	poteau	K poteau	k'	Aij	E	Hc	Rj	Rjx
comble	B_C	329,897	A	245,455	1,3440223	0,4019179	32164,2	275	503,49807	1016,48539
	C_D	340,426	B	245,455	1,3869182	0,4094927	32164,2	275	512,987319	
7,8, 9 <sup>ème</sup> étage	B_C	329,87	A	450,638	0,7320066	0,2679374	32164,2	275	616,239717	3779,05171
	C_D	333,333	B	450,638	0,7396913	0,2699907	32164,2	275	620,962388	
	B_C	344,086	C	450,638	0,763553	0,276294	32164,2	275	635,459411	
	C_D	258,065	D	450,638	0,5726659	0,2225963	32164,2	275	511,958002	
	B_C	455,84	E	450,638	1,0115436	0,3358888	32164,2	275	772,523829	
	C_D	334,029	F	450,638	0,7412358	0,270402	32164,2	275	621,908363	
4, 5,6 <sup>ème</sup> étage	B_C	333,333	A	761,905	0,4374994	0,179487	32164,2	277,5	685,427956	4224,98146
	C_D	336,842	B	761,905	0,442105	0,1810344	32164,2	277,5	691,337209	
	B_C	347,826	C	761,905	0,4565215	0,1858406	32164,2	277,5	709,691332	
	C_D	260,163	D	761,905	0,3414638	0,1458335	32164,2	277,5	556,911394	
	B_C	462,428	E	761,905	0,6069366	0,232816	32164,2	277,5	889,081728	
	C_D	337,553	F	761,905	0,4430382	0,1813472	32164,2	277,5	692,531838	
2,3 <sup>ème</sup> étage	B_C	336,842	A	1209,624	0,2784684	0,1222173	32164,2	280	727,815289	4503,99759
	C_D	340,426	B	1209,624	0,2814313	0,1233573	32164,2	280	734,603972	
	B_C	351,648	C	1209,624	0,2907085	0,1269077	32164,2	280	755,746698	
	C_D	262,295	D	1209,624	0,2168401	0,097815	32164,2	280	582,496847	
	B_C	469,208	E	1209,624	0,3878957	0,1624425	32164,2	280	967,359685	
	C_D	341,151	F	1209,624	0,2820306	0,1235876	32164,2	280	735,975097	
1 <sup>ere</sup> étage	B_C	336,842	A	1184,467	0,2843828	0,12449	32164,2	286	695,791784	4305,21545
	C_D	340,426	B	1184,467	0,2874086	0,1256481	32164,2	286	702,264809	
	B_C	351,648	C	1184,467	0,2968829	0,1292547	32164,2	286	722,422445	
	C_D	262,295	D	1184,467	0,2214456	0,0996854	32164,2	286	557,155297	
	B_C	469,208	E	1184,467	0,3961343	0,1653222	32164,2	286	924,008969	
	C_D	341,151	F	1184,467	0,2880207	0,125882	32164,2	286	703,572142	
RDC	A_B	340,426	A	1446,759	0,2353025	0,1052665	32164,2	357,5	459,926387	5455,81
	B_C	344,086	B	1446,759	0,2378323	0,106278	32164,2	357,5	464,345643	
	C_D	355,556	C	1446,759	0,2457604	0,109433	32164,2	357,5	478,130567	
	A_B'	264,463	D	1446,759	0,1827969	0,0837443	32164,2	357,5	365,8925	
	B_B'	476,19	E	1446,759	0,3291426	0,1413149	32164,2	357,5	617,42769	
	B'_C	344,828	F	1446,759	0,2383452	0,1064828	32164,2	357,5	465,240351	
	C_C'	733,945	G	1446,759	0,5073029	0,2023301	32164,2	357,5	884,012946	
	C_C'	842,105	H	1446,759	0,5820631	0,2254256	32164,2	357,5	984,920792	
	C'_D	586,081	I	1446,759	0,4050993	0,1684335	32164,2	357,5	735,91312	
S- SOL1	A_B	340,426	A	1789,805	0,1902028	0,0868426	32164,2	288,5	720,776716	8633.90098
	B_C	344,086	B	1789,805	0,1922478	0,0876944	32164,2	288,5	727,846391	
	C_D	355,556	C	1789,805	0,1986563	0,0903535	32164,2	288,5	749,91672	
	A_B'	264,463	D	1789,805	0,1477608	0,0687976	32164,2	288,5	571,006926	

	B_B'	476,19	E	1789,805	0,2660569	0,1174096	32164,2	288,5	974,477514	25149.9953
	B'_C	344,828	F	1789,805	0,1926623	0,0878668	32164,2	288,5	729,278034	
	C_C'	733,945	G	1789,805	0,4100698	0,1701485	32164,2	288,5	1412,20017	
	C_C'	842,105	H	1789,805	0,470501	0,1904476	32164,2	288,5	1580,67863	
	C'_D	586,081	I	1789,805	0,3274552	0,1406924	32164,2	288,5	1167,71988	
S-SOL2	A_B	340,426	A	1789,805	0,1902028	0,3151319	32164,2	288,5	2615,5347	
	B_C	344,086	B	1789,805	0,1922478	0,3157708	32164,2	288,5	2620,83697	
	C_D	355,556	C	1789,805	0,1986563	0,3177651	32164,2	288,5	2637,38972	
	A_B'	264,463	D	1789,805	0,1477608	0,3015982	32164,2	288,5	2503,20737	
	B_B'	476,19	E	1789,805	0,2660569	0,3380572	32164,2	288,5	2805,81032	
	B'_C	344,828	F	1789,805	0,1926623	0,3159001	32164,2	288,5	2621,9107	
	C_C'	733,945	G	1789,805	0,4100698	0,3776114	32164,2	288,5	3134,10229	
	C_C'	842,105	H	1789,805	0,470501	0,3928357	32164,2	288,5	3260,46115	
C'_D	586,081	I	1789,805	0,3274552	0,3555193	32164,2	288,5	2950,74209		

**Tableau IV.6:** Rigidité relative par portique dans le sens transversal

**IV-3 Calcul des inerties des voiles :**

**IV-3-1 Caractéristiques géométriques des voiles :**

Les voiles de notre structure ne comportent pas d'ouvertures, on aura donc à calculer des refends pleins.

**IV-3-2 Calcul des inerties des refends pleins :**

**a) Les refends longitudinaux:**

$$I_y = \frac{el^3}{12}$$

$$I_x = \frac{le^3}{12}$$

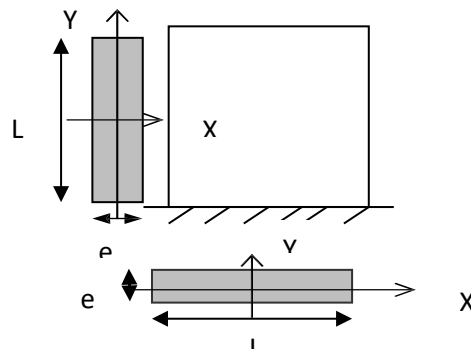
On néglige l'inertie des refends longitudinaux par rapport à l'axe X.

**b) Les refends transversaux:**

$$I_x = \frac{el^3}{12}$$

$$I_y = \frac{le^3}{12}$$

On néglige l'inertie des refends longitudinaux par rapport à l'axe Y.



**Figure IV.3:** Vue en plan et en coupe des refends

➤ Les résultats obtenus sont donnés dans les tableaux ci-dessous:

sens longitudinal ( $I_y$ )					La somme	
NIVEAU	Voiles	Li (m)	ei (m)	$I_y$ (m <sup>4</sup> )	$I_y$ (m <sup>4</sup> )niveaux	$I_y$ (m <sup>4</sup> )totale
S-SOL2 au 9 <sup>ème</sup> niveau	VL1	3,05	0,2	0,4729	1,4963	17.9556
	VL2	3,00	0,2	0,45		
	VL3	1,50	0,2	0.0563		
	VL4	2,40	0,2	0.2304		
	VL5	2,40	0,2	0.2304		
	VL6	1,50	0,2	0.0563		
L'inertie des totale						17.9556
L'inertie moyenne						1.4963

**Tableau IV.7** : Inertie des voiles dans le sens longitudinal.

sens transversal ( $I_x$ )					La somme	
NIVEAU	Voiles	Li (m)	ei (m)	$I_y$ (m <sup>4</sup> )	$I_y$ (m <sup>4</sup> )niveaux	$I_y$ (m <sup>4</sup> )totale
S-SOL2 au 9 <sup>ème</sup> niveau	VT1	5	0,2	2.0833	4.4582	53.4984
	VT2	5	0,2	2.0833		
	VT3	1,80	0,2	0.0972		
	VT4	1,80	0,2	0.0972		
	VT5	1,80	0,2	0.0972		
L'inertie des totale						53.4984
L'inertie moyenne						4.4582

**Tableau IV .8** : Inertie des voiles dans le sens transversal.

#### **IV-4 Calcul des inerties fictives des portiques**

Le calcul des inerties fictives des portiques, nous permet de déduire le pourcentage des efforts horizontaux revenant à chacun des éléments du contreventement. Pour cela, on utilise la méthode d'ALBERT FUENTES (**approximation successive**).

##### **IV-4-1 Principe de la méthode**

Le principe consiste à attribuer une inertie fictive aux portiques. Pour déterminer cette inertie, il suffit de calculer les déplacements de chaque portique au niveau de chaque plancher, sous l'effet d'une série de forces horizontales égale à 1 tonne, et de comparer ses déplacements aux flèches que prendrait un refend bien déterminé de l'ouvrage sous l'effet du même système de forces horizontales (1 tonne à chaque niveau).

En fixant l'inertie du refend à 1 m<sup>4</sup>, il est possible d'attribuer à chaque portique et pour chaque niveau une **inertie fictive**, puisque dans l'hypothèse de la raideur infinie des planchers, nous devons obtenir la même flèche à chaque niveau, pour les refends et les portiques.

**IV-4-2 Calcul des flèches dans les refends par la méthode des aires**

Le calcul des flèches du refend dont l'inertie  $I = 1\text{m}^4$ , soumis au même système de forces que le portique (une force égal à une tonne à chaque étage), sera obtenu par la méthode du «moment des aires». Le diagramme des moments fléchissant engendré par la série de forces horizontales égales à 1 tonne, est une succession de trapèzes superposés et délimités par les niveaux, comme le montre la figure qui suit :

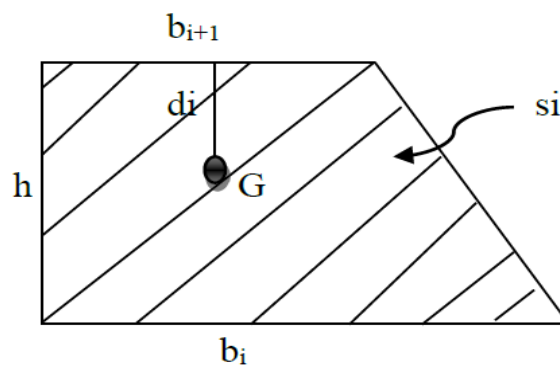
$$f_i = \frac{\sum S_i \cdot d_i}{EI}$$

Avec  $S_i$  : Surface du trapèze.

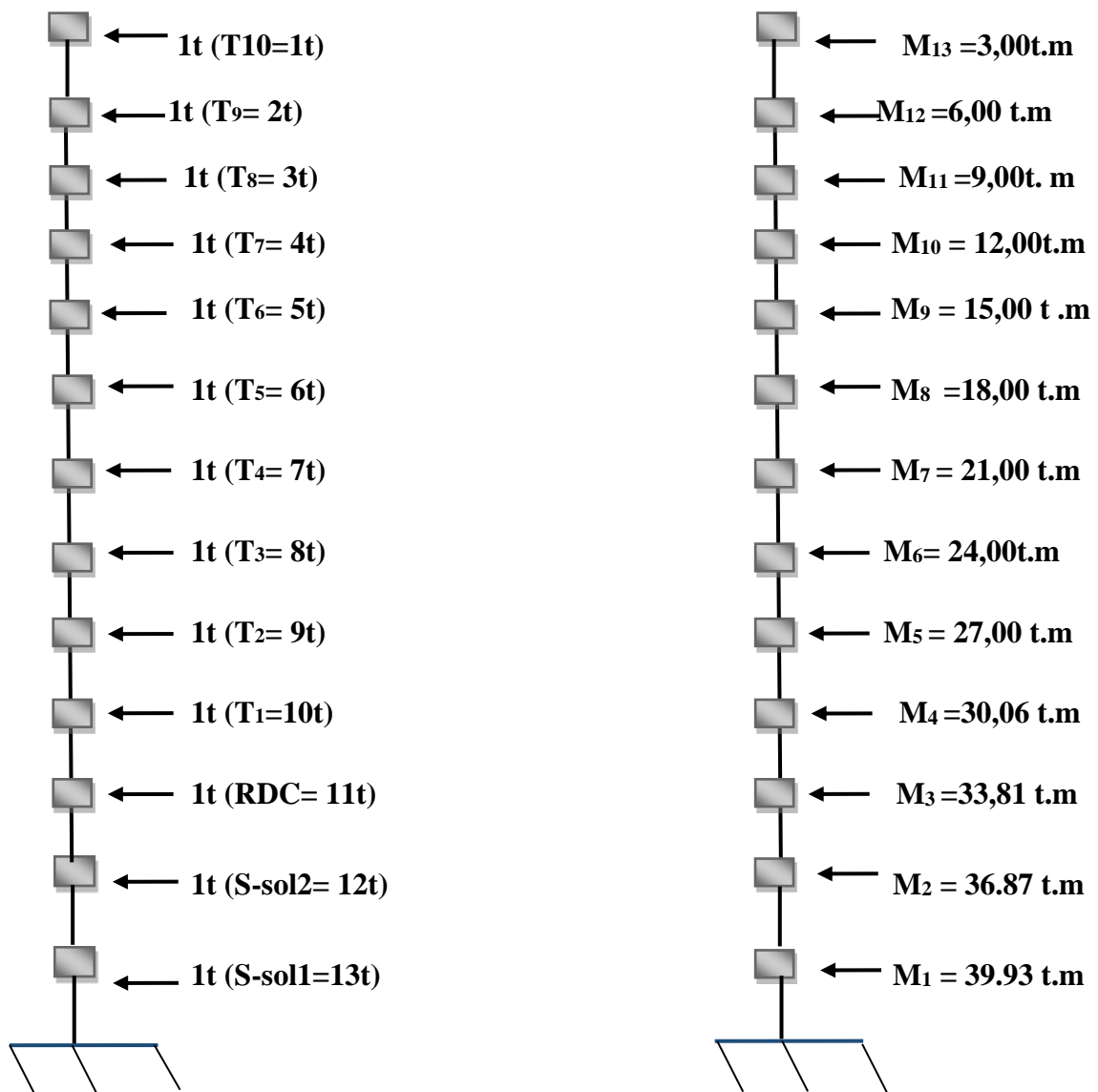
$d_i$  : Distance entre le CDG du trapèze et le niveau considéré.

Sachant que la section du trapèze égale à :  $S_i = \frac{(b_{i+1} + b_i) \times h_i}{2}$

La distance du CDG d'un trapèze à sa plus petite base:  $d_i = \frac{h_i(2b_i + b_{i+1})}{3(b_i + b_{i+1})}$



**Figure IV-4** : Schéma d'un trapèze.



**Figure IV.5 :** système de forces horizontales et efforts tranchants résultants.

- Les résultats de calcul sont comme suit :

Niveau	h(m)	$b_i$	$b_{i+1}$	$S_i$ (m <sup>2</sup> )	$d_i$ (m)	$S_i d_i$ (m <sup>3</sup> )	fix EI
comble	3.00	3.00	0	4.50	2	9	6338.1275
9	3.00	9.00	3.00	18.00	1.75	31.5	6329.1275
8	3.00	18.00	9.00	40.50	1.67	67.635	6297.6275
7	3.00	30.00	18.00	72.00	1.625	117	6229.9925
6	3.00	45.00	30.00	112.50	1.6	180	6112.9925
5	3.00	63.00	45.00	162.00	1.58	255.96	5932.9925
4	3.00	84.00	63.00	220.50	1.57	346.185	5677.0325
3	3.00	108.00	84.00	288.00	1.56	449.28	5330.8475
2	3.00	135.00	108.00	364.50	1.555	566.7975	4881.5675
1	3.06	165.06	135.00	459.09	1.58	725.3622	4314.77

RDC	3.75	198.87	165.06	682.37	1.93	1316.9741	3589.4078
S-sol2	3.06	235.74	198.87	664.95	1.57	1043.9715	2272.4337
S-sol1	3.06	275.67	235.74	782.46	1.57	1228.4622	1228.4622

**Tableau IV.9** : Les valeurs de la flèche de refend à chaque niveau.

**IV-4-3 Calcul du déplacement des portiques :**

- **Le déplacement de chaque niveau**

$$\Delta_n = \psi_n \times h$$

$$\text{Avec : } E\Psi_n = \frac{M_n}{12 \cdot \sum K_{pn}} + \frac{E\theta_n + E\theta_{n+1}}{2}$$

- **Le déplacement du portique au niveau « i »**

$$D_n = \sum_{i=1}^n \Delta_n$$

- **La rotation d'un poteau encasté à la base au 1<sup>er</sup> niveau**

$$E \cdot \theta_1 = \frac{M_1 + M_2}{24 \cdot \sum K_{t1} + 2 \cdot \sum K_{p1}}$$

- **La rotation de chaque poteau articulé au 1<sup>er</sup> niveau**

$$E \cdot \theta_1 = \frac{M_1 + M_2}{24 \cdot \sum K_{t1}}$$

- **La rotation d'un poteau des étages courants**

$$E \cdot \theta_n = \frac{M_n + M_{n+1}}{24 \cdot \sum K_{tn}}$$

Avec :

$$M_n = T_n \cdot h$$

$T_n$  : Effort tranchant au niveau (n).

$$K_{tn} : \text{Raideur des poutres} \quad K = \frac{I_m}{L}$$

$$K_{pn} : \text{Raideur des poteaux} \quad K = \frac{I_{pn}}{h}$$

$h_e$  : Hauteur d'étage.

$L$  : Portée libre de la poutre.

• Inerties fictives des portiques

$$I_{en} = \frac{f_n}{\Delta_n}$$

$f_n$  : Flèche des refends au niveau(n)

$\Delta_n$  : Déplacement du portique au niveau(n)

Les étapes de calcul des déplacements et des inerties fictives des portiques par niveaux sont résumées dans les tableaux qui suivent

• Inerties fictives des portiques longitudinaux :

Niveau	h	$\Sigma K_{pn}$	$\Sigma K_{tn}$	$M_n$	$M_{n+1}$	$E\theta_n$	$E\psi_n$	$E\Delta_n$	$D_n = \Sigma \Delta_n$	$E f_n$	$I_{en}$	$\Sigma I$
comble	3	0,007232	0,0008743	3	0	0,00010929	34,5686387	103,705916	930,390953	1757,08	1,88853512	5,66560536
9	3	0,002656	0,001857	6	3	0,00069638	188,253941	564,761822	11080,4882	73244,10	6,61018722	39.6611233
8	3	0,002656	0,001857	9	6	0,00116063	282,380911	847,142732	10515,7263	62163,61	5,91149018	35.4689411
7	3	0,002656	0,001857	12	9	0,00162488	376,507897	1129,52369	9668,5836	51647,89	5,34182552	32.0509531
6	3	0,004491	0,001885	15	12	0,00212063	278,336803	835,010409	8539,05991	41979,30	4,91615043	29.4969026
5	3	0,004491	0,001885	18	15	0,00259188	334,004164	1002,01249	7704,0495	33440,24	4,34060596	26.0436357
4	3	0,004491	0,001885	21	18	0,00306313	389,671551	1169,01465	6702,03701	25736,19	3,84005543	23.0403326
3	3	0,007131	0,001914	24	21	0,00358875	280,469401	841,408203	5533,02236	19034,16	3,44010116	20.640607
2	3	0,007131	0,001914	27	24	0,00406725	315,528078	946,584235	4691,61416	13501,13	2,87771625	17.2662975
1	3,06	0,006986	0,001914	30,06	27	0,00455054	358,579426	1097,25304	3745,02992	8809,52	2,35232303	14.1139382
RDC	3,75	0,009989	0,002149	33,81	30,06	0,00571903	282,06629	1057,74859	2647,77688	5064,49	1,912733	13.389131
S_SOL1	3,06	0,012317	0,002149	36,87	33,81	0,00632881	249,45858	763,343254	1590,02829	2416,71	1,51991845	10.6394291
s_SOL2	3,06	0,012317	0,002149	39,93	36,87	0,0068768	270,158509	826,685036	826,685036	1871,68	2,26407872	15.848551
											$\Sigma$ inertie	208.195383
											La moyenne	16.015

**Tableau IV.10** : Inerties fictives des portiques longitudinaux

• Inerties fictives des portiques transversaux :

Niveau	h	$\Sigma K_{pn}$	$\Sigma K_{tn}$	$M_n$	$M_{n+1}$	$E\epsilon_n$	$E\gamma_n$	$E\Delta_n$	$D_n = \Sigma \Delta_n$	$E\delta_n$	$I_{en}$	$\Sigma I$
Comble	3	0,0004909	0,0006703	3	0	0,00010929	34,5686387	103,705916	930,390953	1757,08	1,88853512	3.77707024
<b>9</b>	3	0,0027038	0,0020552	6	3	0,0007707	184,925948	554,777844	10312,4648	65698,59	6,37079415	38.2247649
<b>8</b>	3	0,0027038	0,0020552	9	6	0,0012845	277,388922	832,166766	9757,68694	55386,13	5,67615316	34.0569189
<b>7</b>	3	0,0027038	0,0020552	12	9	0,0017983	369,851909	1109,55573	8925,52018	45628,44	5,11213214	30.6727929
<b>6</b>	3	0,0045714	0,0020781	15	12	0,00233786	273,441807	820,32542	7815,96445	36702,92	4,69589117	28.175347
<b>5</b>	3	0,0045714	0,0020781	18	15	0,00285739	328,130168	984,390504	6995,63903	28886,95	4,12928023	24.7756814
<b>4</b>	3	0,0045714	0,0020781	21	18	0,00337691	382,818551	1148,45565	6011,24853	21891,31	3,64172515	21.8503509
<b>3</b>	3	0,0072574	0,0021015	24	21	0,00394031	275,58499	826,754969	4862,79287	15880,07	3,26562673	19.5937604
<b>2</b>	3	0,0072574	0,0021015	27	24	0,00446569	310,033116	930,099347	4036,03791	11017,27	2,72972499	16.37835
<b>1</b>	3,06	0,0071068	0,0021015	30,06	27	0,00499632	352,487519	1078,61181	3105,93856	6981,24	2,24770565	13.4862339
<b>RDC</b>	3,75	0,0130208	0,0042876	33,81	30,06	0,01141038	216,396573	811,487147	2027,32675	3875,30	1,91153058	17.2037752
<b>S_SOL1</b>	3,06	0,0161082	0,0042876	36,87	33,81	0,01262698	190,754535	583,708878	1215,8396	1847,97	1,51991293	13.6792163
<b>s_SOL2</b>	3,06	0,0161082	0,0042876	39,93	36,87	0,01372032	206,578668	632,130725	632,130725	1871,68	2,96090654	26.6481589
											$\Sigma$ inertie	288.522421
											La moyenne	22.194

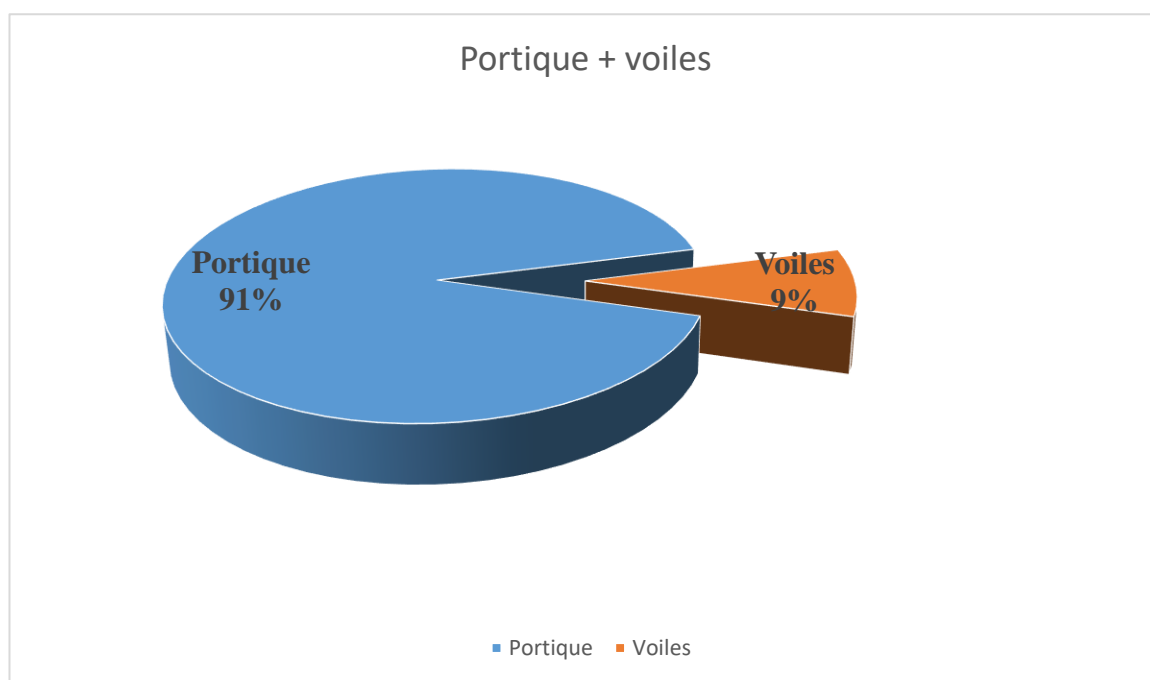
**Tableau IV.11 :** Inerties fictives des portiques transversaux.

**IV-5 Comparaison des inerties des voiles et celle des portiques :**

- **Sens longitudinal:**

	Inertie (m <sup>4</sup> )	Pourcentage(%)
Portiques	<b>16,015</b>	<b>91,456</b>
Voiles	<b>1,4963</b>	<b>8,544</b>
Portiques+Voiles	<b>17,511</b>	<b>100</b>

**Tableau IV.12** : Comparaison des inerties de voiles et des portiques suivant le sens longitudinal.



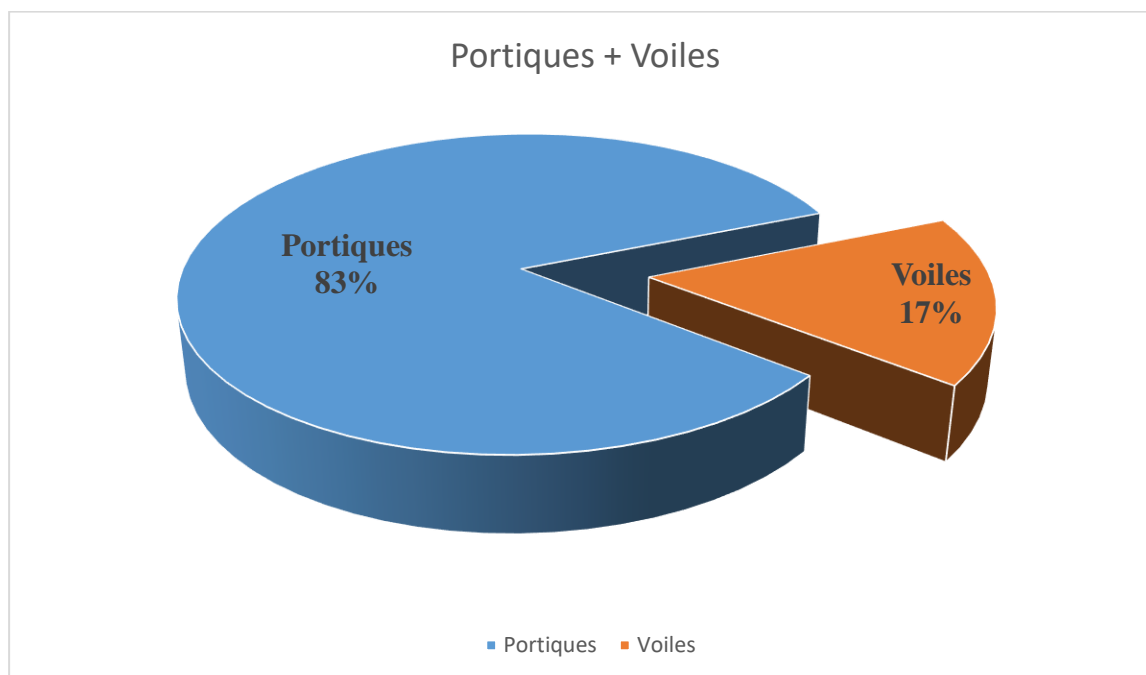
**Figure IV-6**: Comparaison des inerties des voiles et des portiques dans le sens longitudinal.

- **Sens transversal :**

**Tableau IV.13 :** Comparaison des inerties de voiles et des portiques suivant le sens transversal

	Inertie (m <sup>4</sup> )	Pourcentage(%)
Portiques	<b>22.194</b>	<b>83,274</b>
Voiles	<b>4,458</b>	<b>16,726</b>
Portiques+Voiles	<b>26,652</b>	<b>100</b>

**Tableau IV.13 :** Comparaison des inerties de voiles et des portiques suivant le sens transversal



**Figure IV-7:** Comparaison des inerties des voiles et des portiques dans le sens transversal

**IV.6 : Proportions des charges verticales reprises par les voiles et les portiques :**

On a pris exemple d'étudier le plancher de l'étage courant :

- La charge permanente du plancher :  $G = 5,24 \text{ KN/m}^2$
- La surcharge d'exploitation :  $Q = 4 \text{ KN/m}^2$
- La charge totale :  $G_t = 5.24 + 4 = 9,24 \text{ KN/m}^2$
- La surface d'un panneau  $S_p = 4.4 \times 5 = 22 \text{ m}^2$
- La surface totale du plancher :

$$S_t = L_x \times L_y = (22.46 \times 14.75) = 331.285 \text{ m}^2$$

- La charge verticale totale du plancher :

$$Ch_{v \text{ t plancher}} = S_t \times G_t = 331.285 \times 9.24 = 3061.0734 \text{ KN}$$

- La charge verticale totale d'un panneau :

$$Ch_{v \text{ t panneaux}} = S_p \times G_t = 22 \times 9.24 = 203.28 \text{ KN}$$

- La charge reprise par un voile :  $Ch_{r \text{ voile}} = \frac{ch_{v \text{ t panneau}}}{2} = \frac{203.28}{2} = 101.64 \text{ KN}$

- La charge totale reprise par les voiles :

$$Ch_{tr \text{ voiles}} = Ch_{r \text{ voile}} \times 6 = 101.64 \times 6 = 609.84 \text{ KN}$$

$$\left. \begin{array}{l} Ch_{v \text{ t plancher}} = 3061.0734 \text{ KN} \longrightarrow 100 \% \\ Ch_{tr \text{ voiles}} = 609.84 \text{ KN} \longrightarrow X \end{array} \right\} \rightarrow X = \frac{609.84 \times 100}{3061.0734} = 19.92\%$$

**Conclusion :**

En comparant les deux résultats, notre système de contreventement est mixte assuré par des voiles et des portiques.

Le RPA prescrit pour ce système de contreventement, les recommandations suivantes :

- Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20 % des sollicitations dues aux charges verticales.
- Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales. Au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

**Donc : dans ce cas de système de contreventement mixte, la valeur du coefficient de comportement est égale à 5, (R=5).**

**V.1. Introduction :**

Le séisme est un phénomène naturel qui peut engendrer d'importants dommages sur les constructions, ainsi que de grandes pertes de vies humaines. Pour cela des règlements parasismiques ont été conçus pour prévoir des mesures nécessaires à la conception et à la réalisation des constructions de manière à assurer leurs protections.

Plusieurs programmes de calcul automatique sont faits afin de formuler le problème de calcul des structures et de le contrôler en un temps réduit.

Pour notre projet, on utilise le logiciel de calcul par éléments finis **ETABS**.

**V.2. Description du logiciel ETABS :**

L'ETABS est un logiciel de calcul et de conception des structures particulièrement adapté aux bâtiments et aux ouvrages de génie civil. L'ETABS offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures ; il nous permet aussi la visualisation de la déformée du système, les diagrammes des efforts internes, les champs de contraintes, les modes de vibration...etc. Le logiciel ETABS est basé sur la méthode des éléments finis pour la modélisation de la structure et le calcul des éléments.

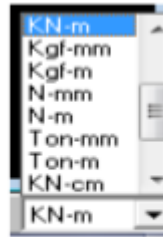
**V.3. Etapes de modélisation :**

Les étapes de modélisation peuvent être résumées comme suit :

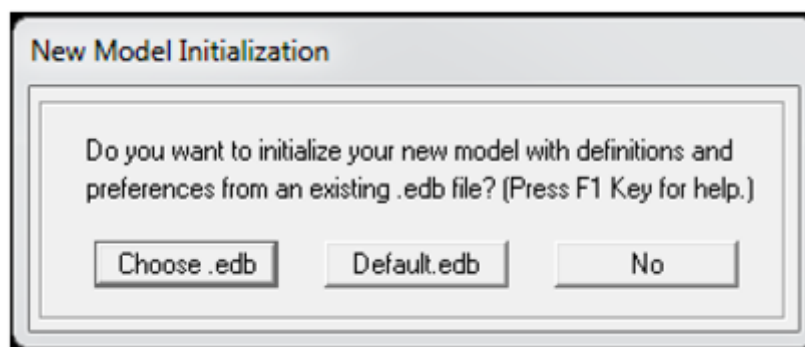
- 1- Introduction de la géométrie du modèle.
- 2- Spécification des propriétés mécaniques de l'acier et du béton
- 3- Spécification des propriétés géométriques des éléments (poutre, poteaux, voile...).
- 4- Définition des charges (G, Q).
- 5- Affectation des charges revenant aux limites.
- 6- Introduction du spectre de réponse (E) selon le RPA99/version 2003.
- 7- Définition du séisme.
- 8- Introduction des combinaisons d'actions.
- 9- Affectation des masses sismiques et des inerties massiques.
- 10- Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes).
- 11- Exécution de l'analyse et visualisation des résultats

**V.3.1. Introduction de la géométrie du modèle :**

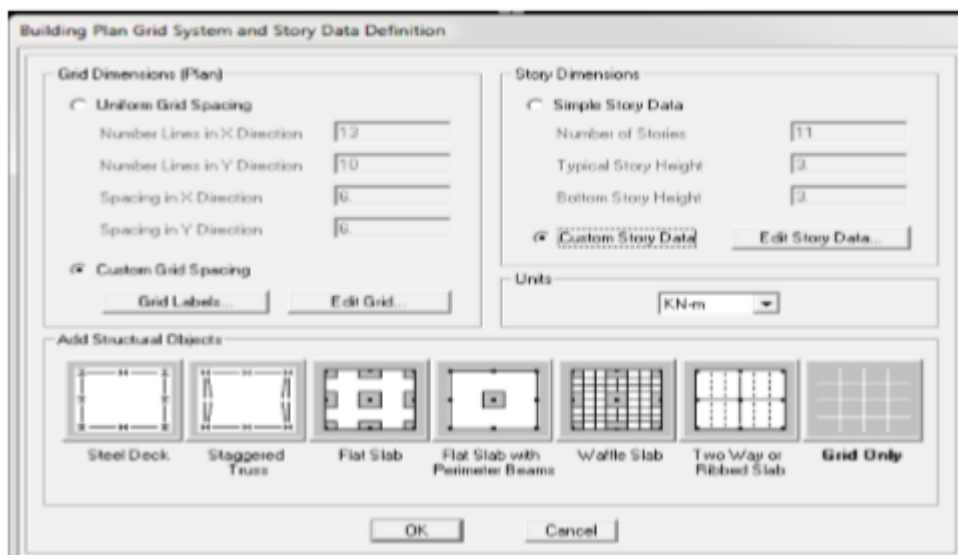
**a) Choix des unités :** C'est la première étape qui vient juste après le lancement de l'ETABS, elle consiste à choisir l'unité de calcul où on sélectionne **kN.m**



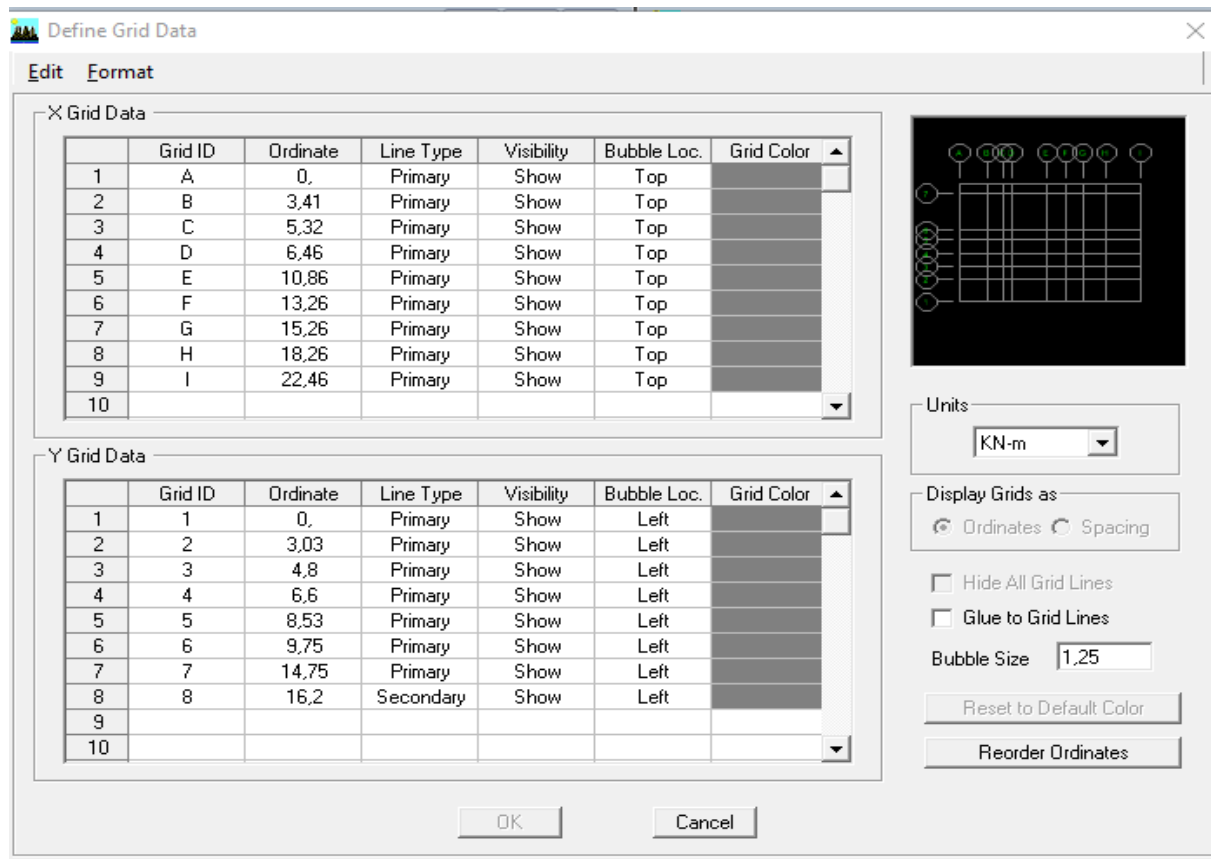
**b) Géométrie de base** : Ouvrir un nouveau modèle avec **File> New model** et choisir **Default.edb**



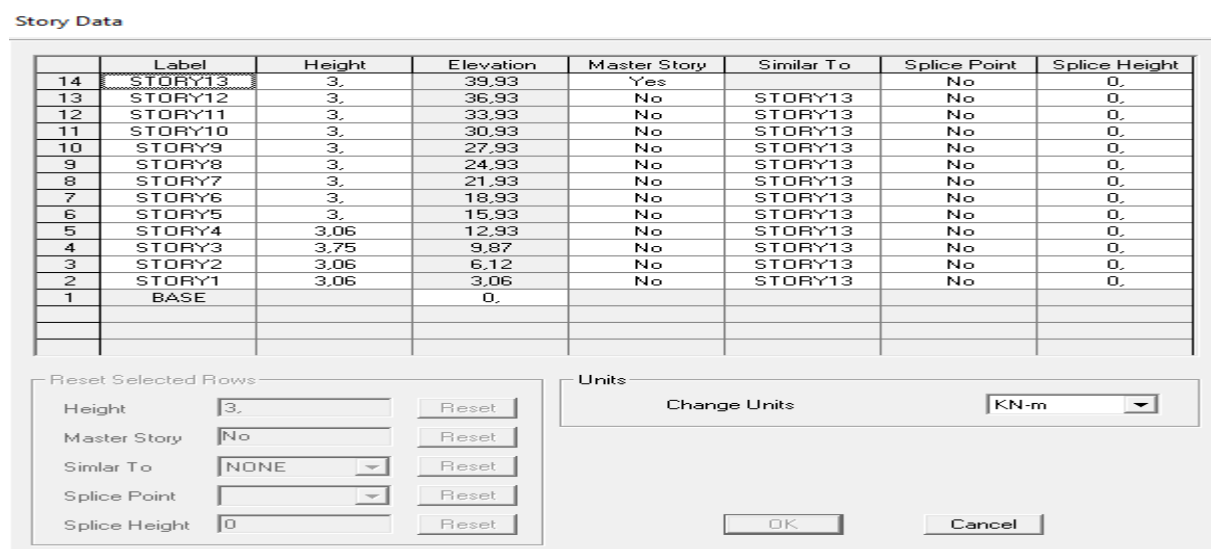
La boîte de dialogue suivante apparaît :



Dans le cas où les travées sont de longueurs différentes, les options **Custom Grid Spacing** et **Edit Grid** permettent d'accéder à l'interface ci-dessous qui permet la modification des longueurs des entre-axes.



De même manière si les hauteurs d’étages ne sont pas constantes, les options Custom Story Data et Edit Story Data permettent la correction des hauteurs d’étages introduites précédemment comme l’interface suivante le montre :



Cette opération permet d’introduire:

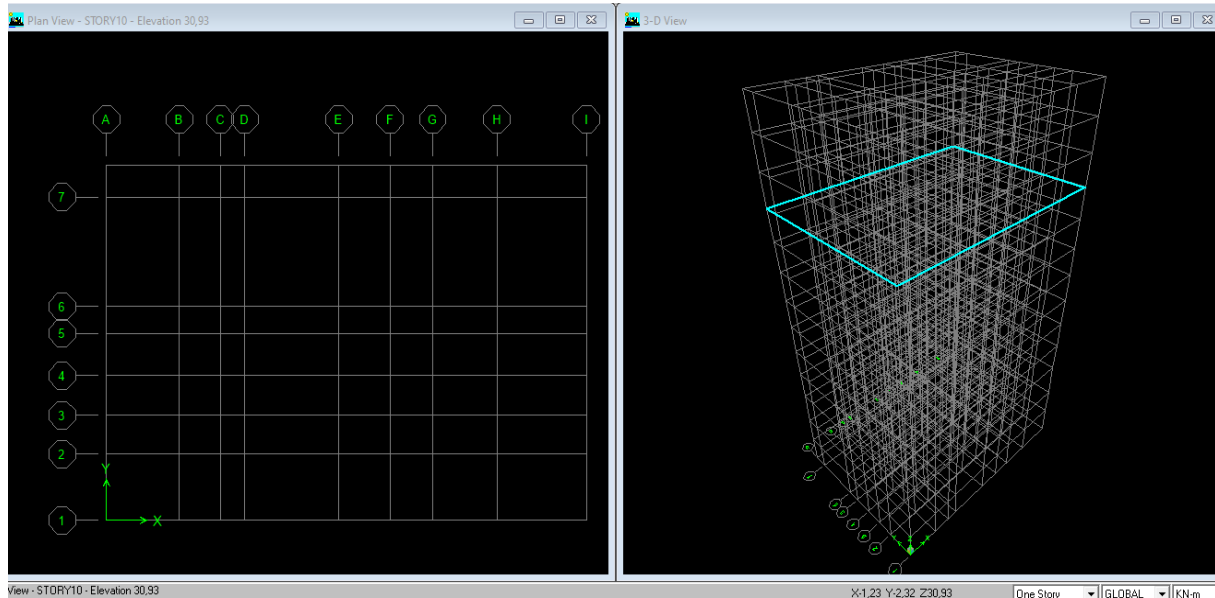
- le nombre de ligne suivant les deux directions X et Y.
- le nombre de travée dans les deux sens X et Y .
- les hauteurs des différents étages.
- le nombre d’étages.

- les longueurs des travées.


**NB :**

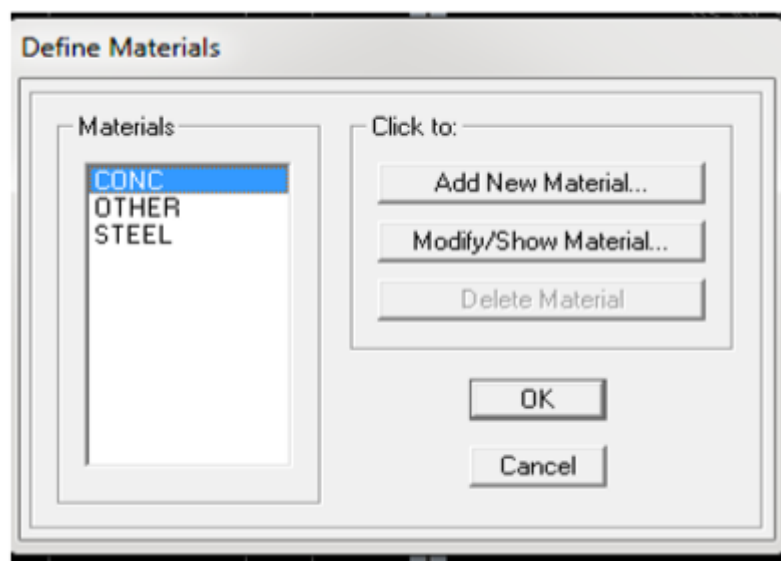
Toutes les valeurs indiquées sur les images sont celles adoptées pour notre structure.

Après introduction des données comme il est indiqué sur la figure ci-dessus, on valide et on aura deux fenêtres représentant la structure l'une en 3D et l'autre en 2D.

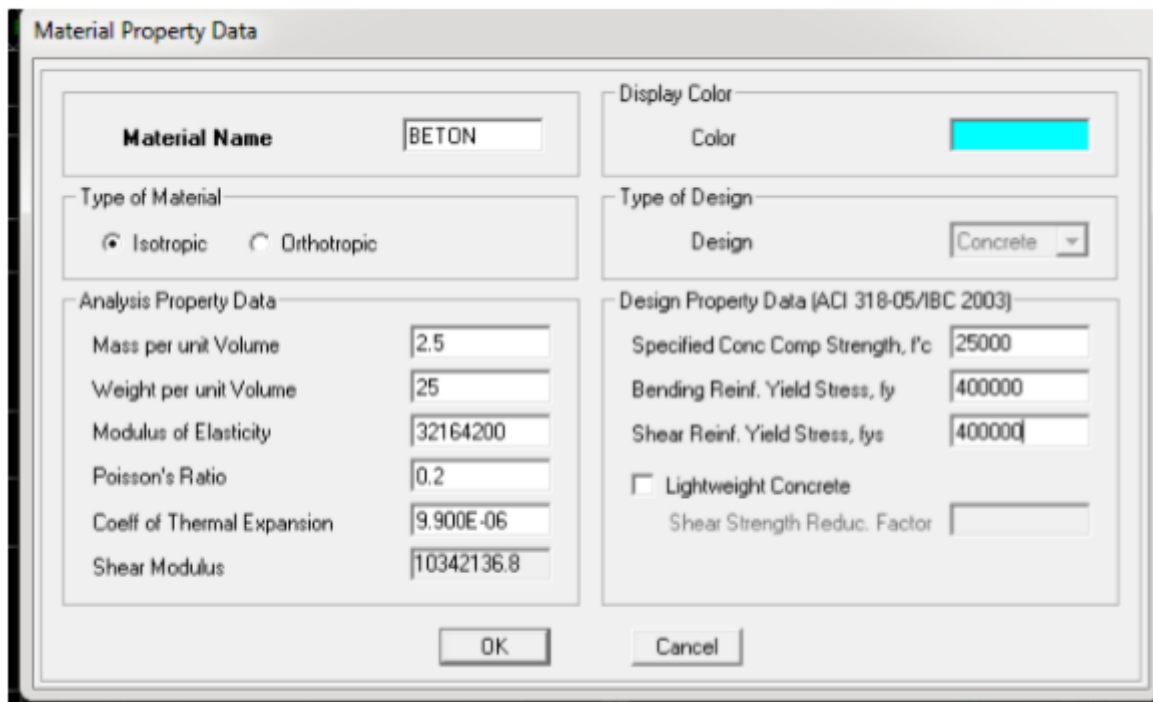


### V.3.2. Spécification des propriétés mécaniques des matériaux :

La deuxième étape consiste à définir les propriétés mécaniques des matériaux (béton, acier et autres), on clique sur :  ou bien **Define >Material properties > CONC>Modify/Show Material**



Dans la boîte de dialogue qui apparaît on aura à définir les propriétés mécaniques des matériaux utilisés.




The dialog box 'Material Property Data' is used to define the material properties for 'BETON'. It is divided into several sections:

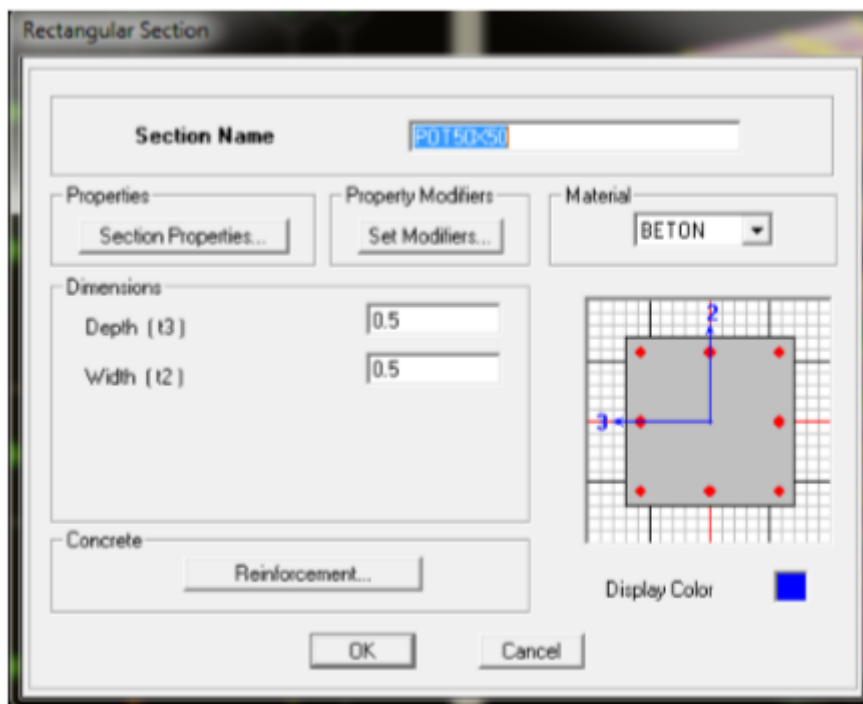
- Material Name:** BETON
- Display Color:** A cyan color swatch.
- Type of Material:**  Isotropic,  Orthotropic
- Type of Design:** Concrete (dropdown menu)
- Analysis Property Data:**
  - Mass per unit Volume: 2.5
  - Weight per unit Volume: 25
  - Modulus of Elasticity: 32164200
  - Poisson's Ratio: 0.2
  - Coeff of Thermal Expansion: 9.900E-06
  - Shear Modulus: 10342136.8
- Design Property Data (ACI 318-05/IBC 2003):**
  - Specified Conc Comp Strength, f'c: 25000
  - Bending Reinf. Yield Stress, fy: 400000
  - Shear Reinf. Yield Stress, fys: 400000
  - Lightweight Concrete
  - Shear Strength Reduc. Factor: (empty field)

Buttons: OK, Cancel

### V3.3. Spécification des propriétés géométriques des éléments :

La troisième étape consiste à affecter les propriétés géométriques des éléments.

On clique sur  ou bien **Define >Frame sections > Add rectangular**

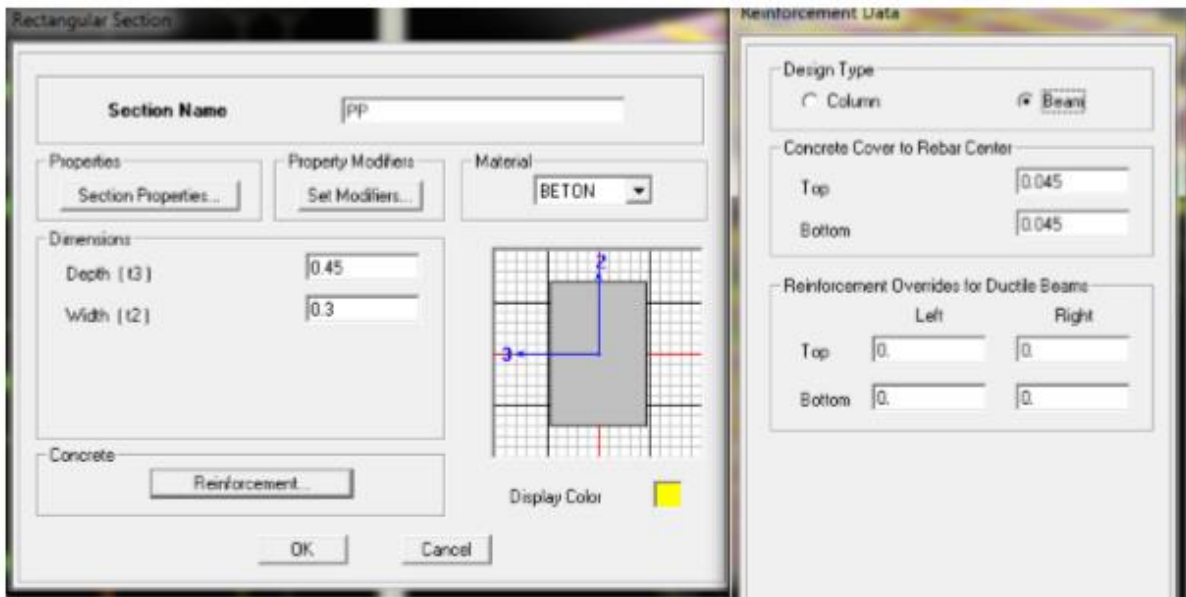



The dialog box 'Rectangular Section' is used to define the geometric properties of a rectangular section. It includes the following fields and options:

- Section Name:** P0150x300
- Properties:** Section Properties... (button)
- Property Modifiers:** Set Modifiers... (button)
- Material:** BETON (dropdown menu)
- Dimensions:**
  - Depth (t3): 0.5
  - Width (t2): 0.5
- Concrete:** Reinforcement... (button)
- Display Color:** A blue color swatch.

Buttons: OK, Cancel

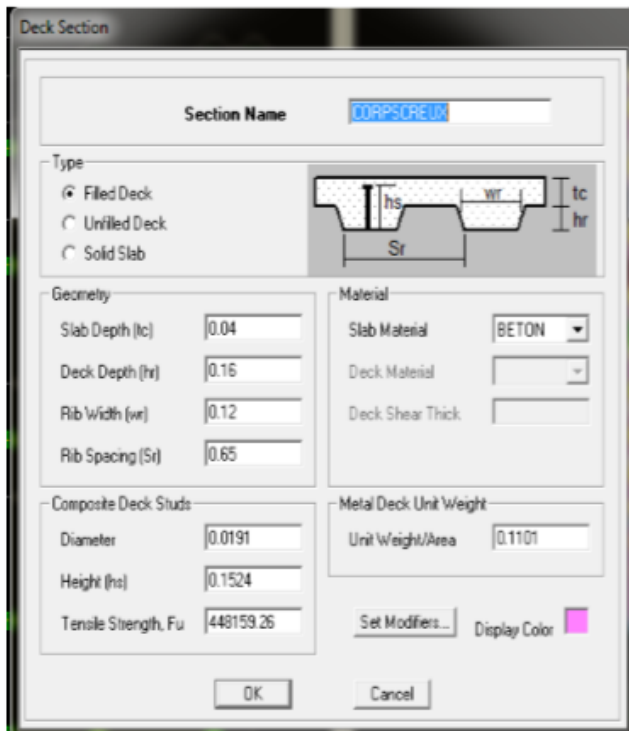
Nous procéderont de la même manière pour les autres éléments, en affectant Beam pour les poutres.



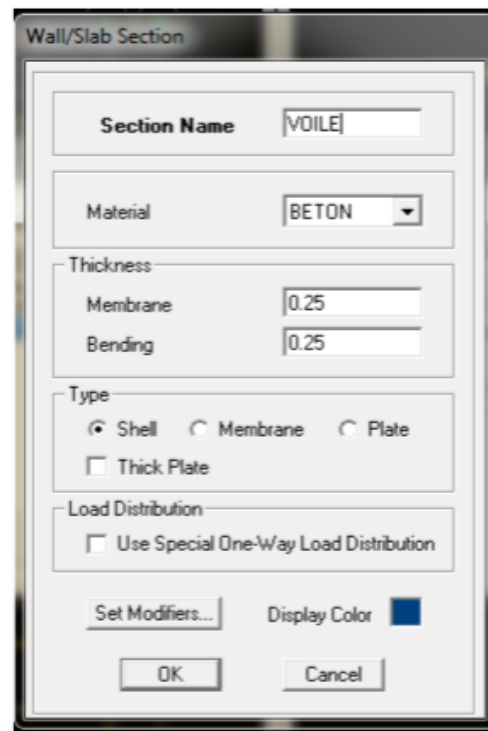
Après avoir fini la modélisation des éléments barres (poteaux et poutres), on passe aux éléments plaques : planchers, dalles pleines(DP) et voiles, on commence par définir leurs caractéristiques géométriques, on clique :  ou bien **Define >Area sections> Add New Section**

Dans la boîte de dialogue qui apparaît, on définit leurs propriétés :

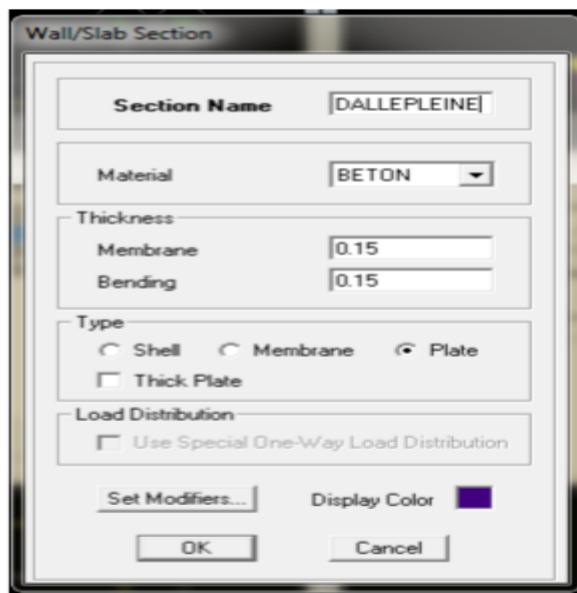
**Plancher**



**voile**




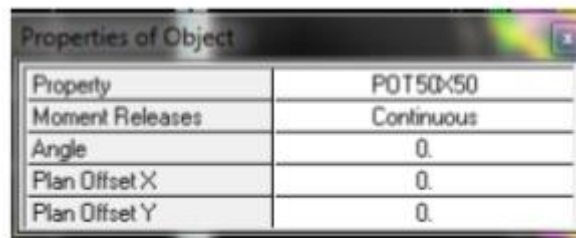
## Dalle pleine




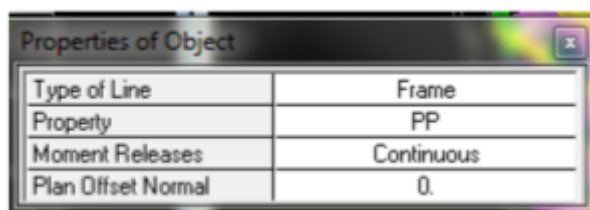
## ➤ Dessin des éléments de la structure :

Pour affecter les sections précédentes aux différents éléments on doit suivre les étapes ci-après :


**Pour les poteaux** : on clique sur  on aura une boîte de dialogue qui s'affiche (**properties of Object**) on choisit le nom de la section. (pot50x50 par exemple) on valide.

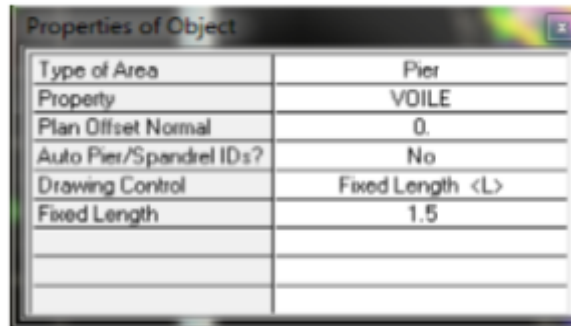
**Pour les poutres** :

De même que pour les poteaux sauf qu'on clique cette fois sur . On aura une boîte de dialogue qui s'affiche (**properties of object**) on choisit le nom de la section. (PP par exemple) on valide.




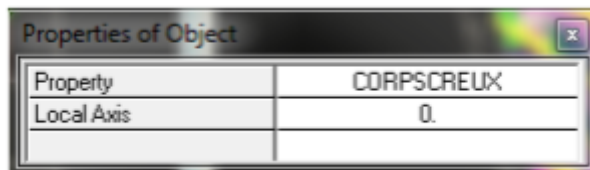
**Pour les voiles:**

De même que pour les poteaux sauf qu’on clique  pour les voiles ; on aura une boîte de dialogue qui s’affiche (**properties of Object**), pour définir sa longueur l et on active puis on dessine.




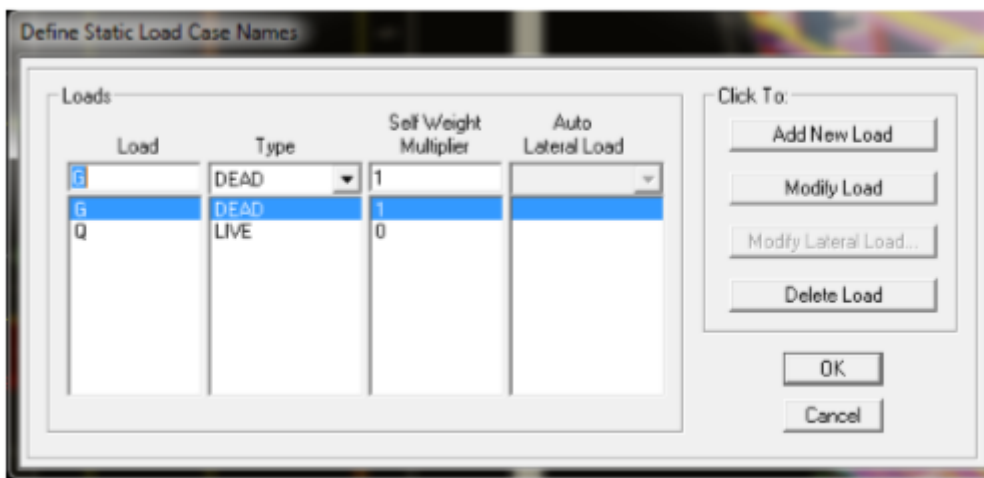
**Pour les dalles:**

De même que pour les poteaux sauf qu’on clique  pour les dalles ; on aura une boîte de dialogue qui s’affiche (**properties of Object**), on choisit le nom de la section. (Corps creux par exemple) on valide.




**V.3.4. Définition des charges statiques (G, Q) :**

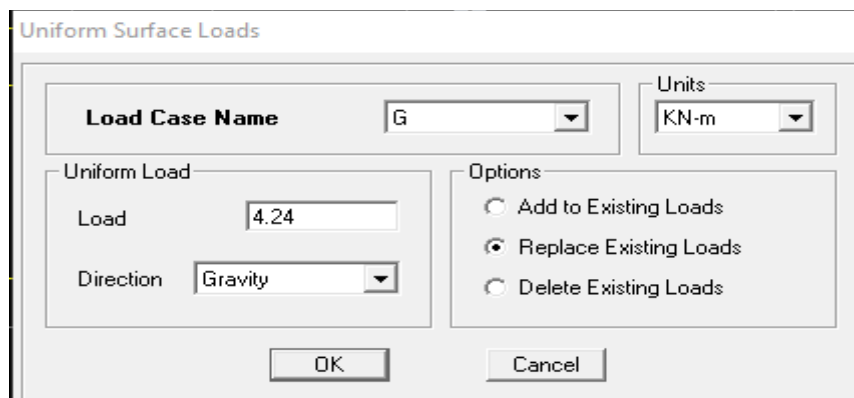
La structure est soumise à des charges permanentes (**G**) et des charges d’exploitations (**Q**), pour les définir on clique sur:  ou bien **Define > Static Load Cases**.



**V.3. 5. Affectation des charges revenant aux limites :**

- chargement surfacique :

Les chargements surfaciques étant définies, on sélectionne chaque élément surfacique et on lui affecte le chargement surfacique qui lui revient en cliquant sur  ou bien **Assign > Areas Loads >uniform**



### **V.3.6- Introduction du spectre de réponse (E):**

Pour le calcul dynamique de la structure on introduira un spectre de réponse, il s'agit d'une courbe de réponse maximale d'accélération pour un système à un degré de liberté soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de période propre T. Données à introduire dans le logiciel :

- Zone sismique : **IIa**
- Groupe d'usage : **2**
- Coefficient de comportement global du bâtiment en fonction du système de Contreventement donné par le tableau (4.3 RPA99/V2003) on prend **R=5; Mais on doit le justifier par la suite dans l'étude de contreventement avec ETABS.**
- Remplissage : **Dense** (cloisons en maçonnerie)
- Site : meuble **S3**
- Facteur de qualité : **Q** donné par le **RPA99/V2003** par la formule suivante :

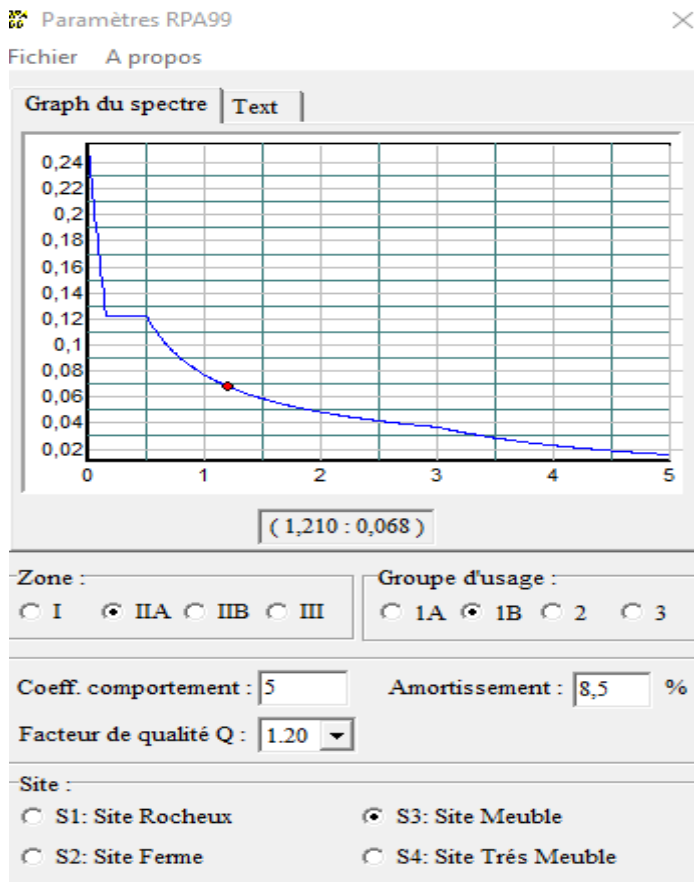
$$Q = 1 + \sum_1^6 p_q$$

**Avec :** Pq c'est la pénalité à retenir selon le critère de qualité q.

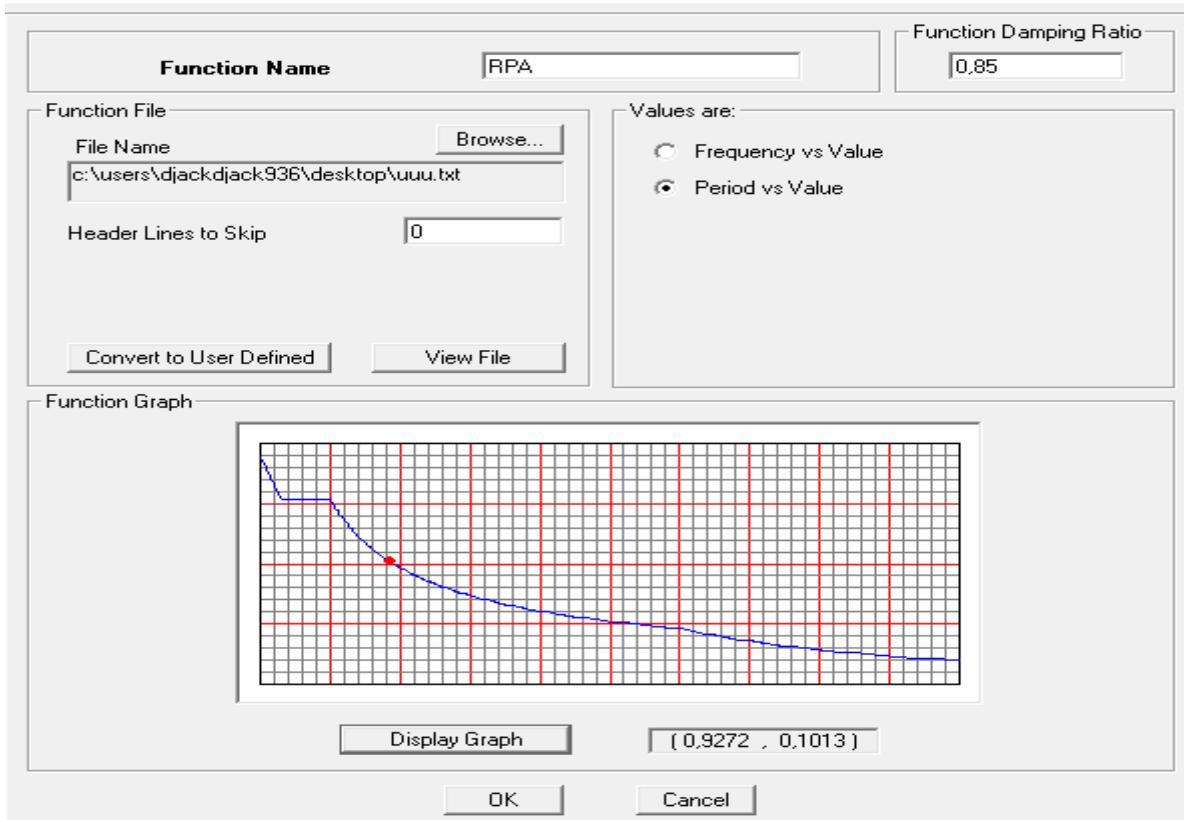
On ouvre le RPA après avoir introduit les données dans leurs cases respectives, on clique sur **Text**

Pour injecter le spectre dans le logiciel ETABS on clique sur : **Define> Response Spectrum Function > Spectrum from file>add new function**

**Function Name :** **RPA** on clique ok



Response Spectrum Function Definition



**V.3.7- Définition du séisme :**

Une fois que le spectre est définie, on va définir la charge sismique E suivant les deux directions X et Y, on clique sur : Define >Response Spectrum cases> Add New Spectrum

Response Spectrum Case Data

**V.3.8. Introduction des combinaisons d’actions :**

**Combinaisons aux états limites :**

ELU :  $1.35G + 1.5Q$

ELS :  $G + Q$

**Combinaisons accidentelle du RPA :**

$G + Q \pm E$

$0.8G \pm E$

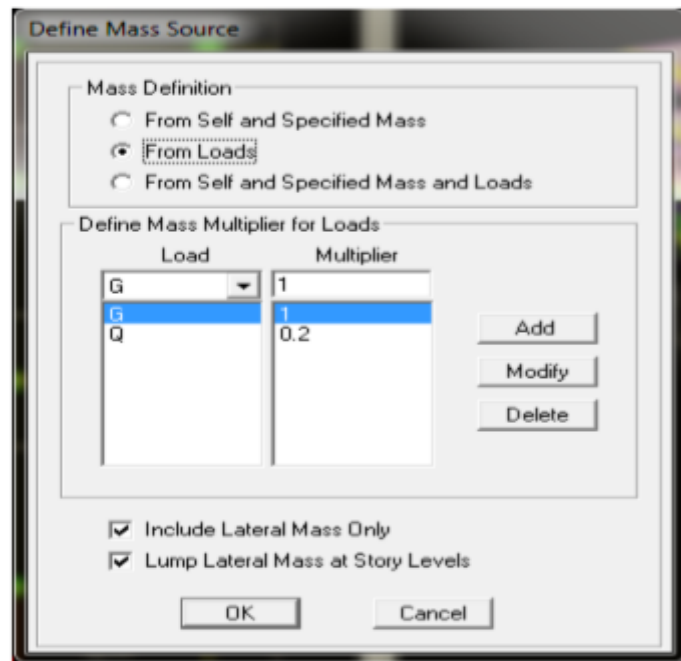
Pour introduire les combinaisons dans le logiciel on clique sur : **Define> Load Combinations >Add New Combo**

Define Load Combinations

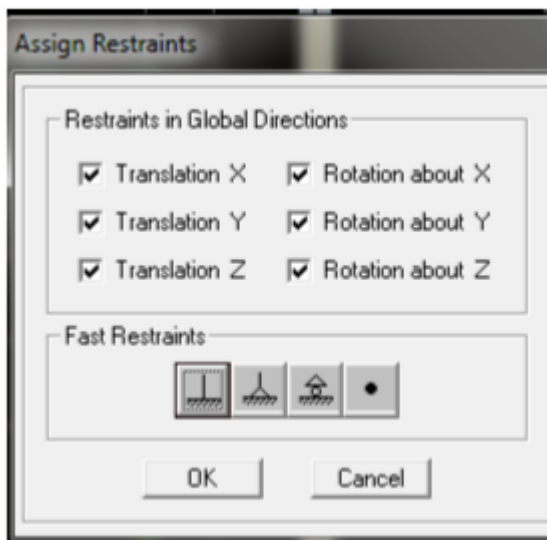
**V.3.9- Affectation des masses sismiques et des inerties massiques :**

L'inertie massique d'étage est déterminée automatiquement par logiciel ETABS

Define > masse source > from loads

**V.3.10- Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes) :****a. Appuis :**

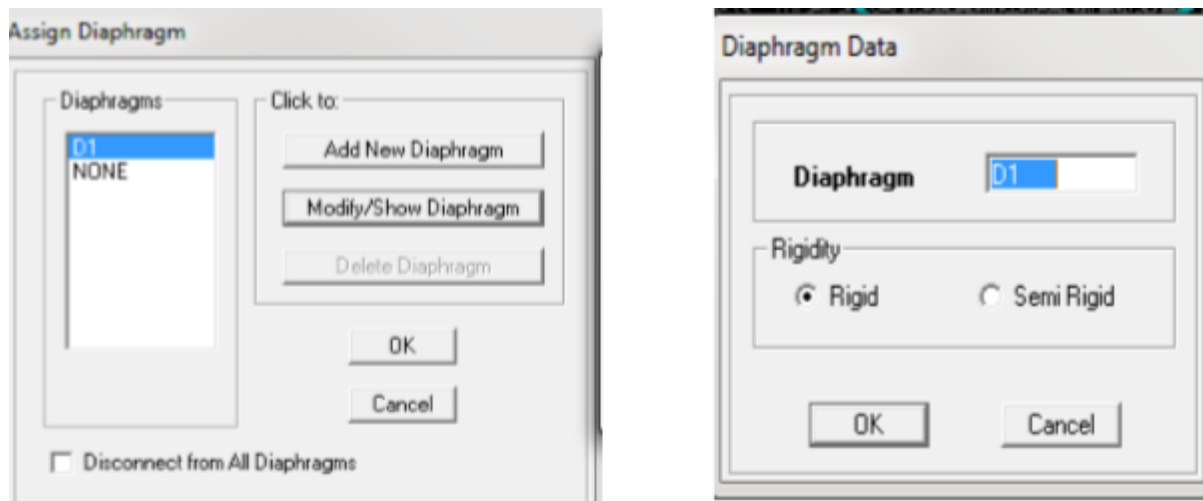
Après avoir dessiné la structure on doit définir les appuis et encasturer les poteaux et les voiles à la base du bâtiment, on sélectionne tout et on clique sur **Assign > Joint > Restreints** La fenêtre ci-après s'affichera :



On bloque toutes les translations et les rotations et on valide.

**b. Diaphragme :**

Comme les planchers sont supposés infiniment rigides, on doit relier les nœuds du même plancher à leurs nœuds maîtres de telle sorte qu'ils puissent former un diaphragme ceci a pour effet de réduire le nombre d'équations à résoudre par ETABS On sélectionne le premier étage on clique : **Assign > Joint/Point > Diaphragmes > D1 > OK**



Le deuxième étage : **Assign > Joint/Point > Diaphragms > Add New Diaphragm > D2 > OK**  
 On suit la même procédure pour les autres étages.

### V.3.11 Exécution de l'analyse et visualisation des résultats :

- **Lancement de l'analyse** : Pour lancer l'analyse de la structure, on se positionne sur : **Analyse > Run Analysis f5**
- **Visualisation des résultats**

### V.4. Choix De La Méthode :

Le calcul des efforts horizontaux peut être mené suivant trois méthodes :

- Par la méthode statique équivalente.
- Par la méthode d'analyse modale spectrale.
- Par la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

### V.4.1. Méthode statique équivalente : (RPA99-version2003/Art 4.2)

Le principe de cette méthode est de remplacer les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

#### **V.4.1.1. Conditions d'application : (RPA99-version2003/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 (ART4.1.2)** :

**Zone IIa :**

- groupe d'usage 3.
- groupes d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23 m.
- groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17 m.
- groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10 m.

**Remarque:**

le bâtiment présente une zone de sismicité Zone IIa avec un groupe d'usage 2 et une hauteur totale de 39.93 m

en remarque que la 2ème condition n'est pas satisfaite car  $H=39.93 \text{ m} > 23 \text{ m}$ , donc on peut pas utiliser cette méthode.

Le calcul des forces sismiques se fera avec la méthode **d'analyse modale spectrale** qui est applicable sur tous les cas d'après les règles du RPA99 version 2003(**article 4.1.3**).

➤ **définition du spectre de réponse :**

C'est une courbes permettant d'évaluer la réponse d'un bâtiment à un séisme passé ou futur.

➤ **caractéristiques du spectre de réponse :**

Les caractéristiques du spectre de réponse sont les suivantes :

Caractéristiques	Désignation	Article du RPA
Le site	S3	Tableau 4.7
La zone	IIA	Annexe 1
Le groupe d'usage	2	Article 3.2
Facteur de qualité	1.20	Tableau 4.2.3 (voir ci-dessous)
Coefficient de comportement	5	Tableau 4.3

**Tableau. V.1** : Caractéristiques du spectre de réponse

**Détermination du facteur de qualité Q :**

Le facteur de qualité de la structure est en fonction :

- Redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent.
- La régularité en plan et en élévation.
- La qualité des matériaux et du contrôle de la réalisation

La valeur de **Q** est déterminée par la formule suivante :

$$Q = 1 + \sum_{q=1}^{q=6} P_q$$

**p<sub>q</sub>** : la pénalité à retenir selon la satisfaction Ou non du critère de qualité, sa valeur est donnée par le tableau suivant :

Critère :	Observé :	Non observé :
Régularité en plan	/	<b>0.05</b>
Régularité en élévation	/	<b>0.05</b>
Conditions minimales sur les fils de contreventement	/	<b>0.05</b>
Redondance en plan	/	<b>0.05</b>
Contrôle de la qualité des matériaux	<b>0</b>	/
suivi de chantier:	<b>0</b>	/

**Tableau V.2:** Valeurs de pénalités P<sub>q</sub>.

Donc :

$$Q=1+\sum P_q =1+0.05+0.05+0.05+0.05 = 1.20$$

**V.4. Vérification des exigences de RPA99modifier2003 :**

➤ **Vérification de l’effort tranchant à la base de la structure :**

D’après **Art 4.3.6RPA99V2003** il faut vérifier que : **Vt >0,80V**

**Avec :**

**Vt** : Effort de tranchant à la base de la structure (les résultats à partir de l’ETABS).

**V** : D’après (**Art4.2.3 RPA99V2003**) :

$$V = \frac{A.D.Q}{R} W$$

- **Déduction des coefficients A, D, et R :**

A:coefficient d'accélération de zone donnée dans le tableau suivant en fonction de la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

le groupe d'usage	I	IIa	IIb	III
1A	0.15	0.25	0.3	0.4
1B	0.12	0.2	0.25	0.3
2	0.1	0.15	0.2	0.25
3	0.07	0.1	0.14	0.18

Pour notre cas on a :

- Groupe d’usage : 2  
 - Zone sismique IIa }  $A = 0.15$  (TABLEAU 4-1de RPA)

**D** : facteur d’amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d’amortissement ( $\eta$ ) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & \text{avec : } 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & \text{avec } T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} \cdot \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & \text{avec } T \geq 3s \end{cases} \quad \text{Formule (4.2RPA99)}$$

**T<sub>2</sub>** : Période caractéristique, associée du site, donné par le tableau (4.7 RPA/99).

La nature du sol : Site meuble  $\implies$  S3  $\implies$   $T_2 = 0.5$  s.

**$\eta$**  : Facteur de correction d’amortissement donné par la formule (4-3) comme suit :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \zeta}} \geq 0.7$$

$\zeta$  (%) : coefficient d’amortissement critique en fonction du matériau constructif, du type de la structure et de l’importance de remplissage,

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton Armé	Acier	Béton Armé / Maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

**Tableau V.3:** Coefficient d’amortissement critique

$\zeta$  (%): est le pourcentage d’amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type

de structure et de l’importance des remplissages.....(Tableau4.3 RPA99V2003).

On prend :  $\xi = 8.5 \%$

$$D'ou : \eta = \sqrt{\frac{7}{2+8.5}} = 0.816 \geq 0.7 \dots\dots CV$$

Dans notre cas :  $T_2 = 0,5s < T_{etabs} = 0.999s < 3s$

$$donc : D = 2,5 \eta (T_2/ T)^{2/3}$$

$D = 1.29$

**R** : le coefficient de comportement global de la structure..... (Tableau 4.3 RPA99V 2003).

$$R = 5$$

**Q** : facteur de qualité :

**Sens longitudinal** :  $Q = 1.2$

**Sens transversal** :  $Q = 1.2$

**W** : Poids total de la structure, donné par ETABS..... $W = 29215.33(KN)$

Les valeurs de A, D, Q, R, T et  $W_t$  sont résumés dans le tableau suivant :

Paramètre	Valeur	Article de RPA
Coefficient de zone A	0.15	Tableau 4.1
Période caractéristique $T_2$	0.5 s	Tableau 4.7
Coefficient $C_T$	0.05	Tableau 4.6
Facteur d’amplification Dynamique D	1.29	Formule 4.2
Coefficient de comportement R	5	Tableau 4.3
Facteur de qualité Q	$Q = 1.20$	Formule 4.4
Poids total de la structure $W_t$	29215.33(KN)	Donnée pas ETABS

**Tableau V.4:** Récapitulatif des valeurs de A, D, Q, R et  $W_t$

**Application numérique :**

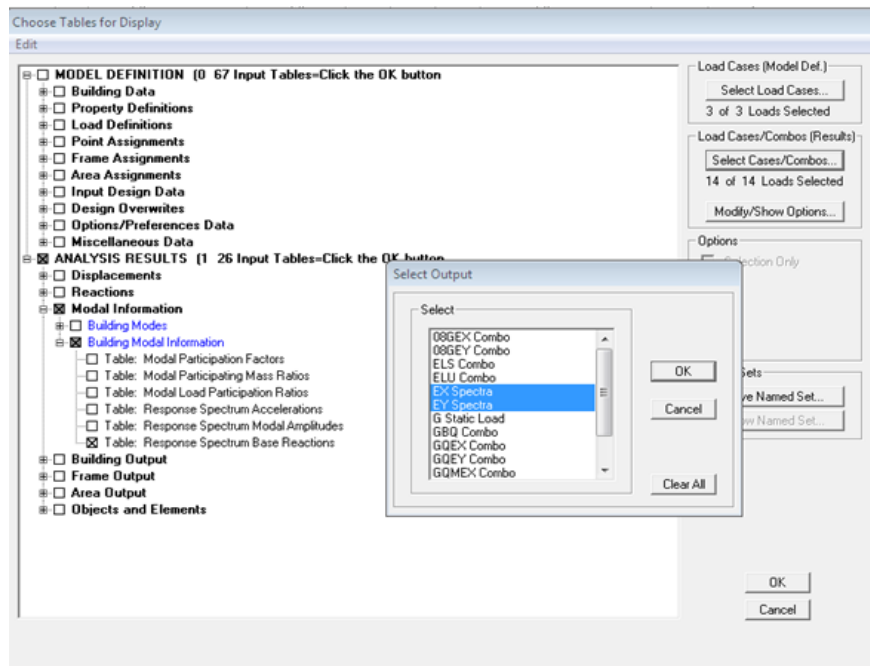
$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W_t = \frac{0.15 \times 1.29 \times 1.20}{5} \times 29215.33 = 1356.76 KN$$

$$0.8 V_{RPA} = 0,8 \times 1356.76 = 1085.408 KN$$

➤ **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**

spectre	Mode	Dir	F1	F2	F3
EX	1	U1	2495,66	114,9	0
EX	2	U1	4,96	-114,12	0
EX	3	U1	15,56	-20,67	0
EX	4	U1	896,54	11,27	0
EX	5	U1	0,02	-4,37	0
EX	6	U1	85,57	-1,9	0
EX	7	U1	25,53	26,82	0
EX	8	U1	5,33	-35,95	0
EX	9	U1	24,48	8,84	0
EX	10	U1	339,15	3,21	0
EX	11	U1	0,01	-2,22	0
EX	12	U1	90,13	7,51	0
EX	All	All	2706,43	108,99	0
EY	1	U2	114,9	5,29	0
EY	2	U2	-114,12	2624,2	0
EY	3	U2	-20,67	27,46	0

**Vérification :**

Sens longitudinal :  $V_{ETABS} = 2706.43\text{KN} \geq 0.8 V = 1085.408 \text{KN}$ .

Sens transversal :  $V_{ETABS} = 2860.64 \text{KN} \geq 0.8 V = 1085.408 \text{KN}$ .

**Donc l’effort tranchant à la base est vérifié.**

➤ **Vérification des déplacements :**

**1-Vérification des déplacements relatifs :**

D’après le RPA 99 (art 5.10), les déplacements relatifs latéraux d’un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser **1%** de la hauteur d’étage.

Le déplacement horizontal à chaque niveau (**K**) de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_K = R \times \delta_{eK} \quad (\text{formule 4-19 de RPA})$$

$\delta_{ek}$  : déplacement dû aux forces sismiques  $F_i$  (y compris l’effet de torsion)

R : coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \quad (\text{formule 4-20 de RPA 99}).$$

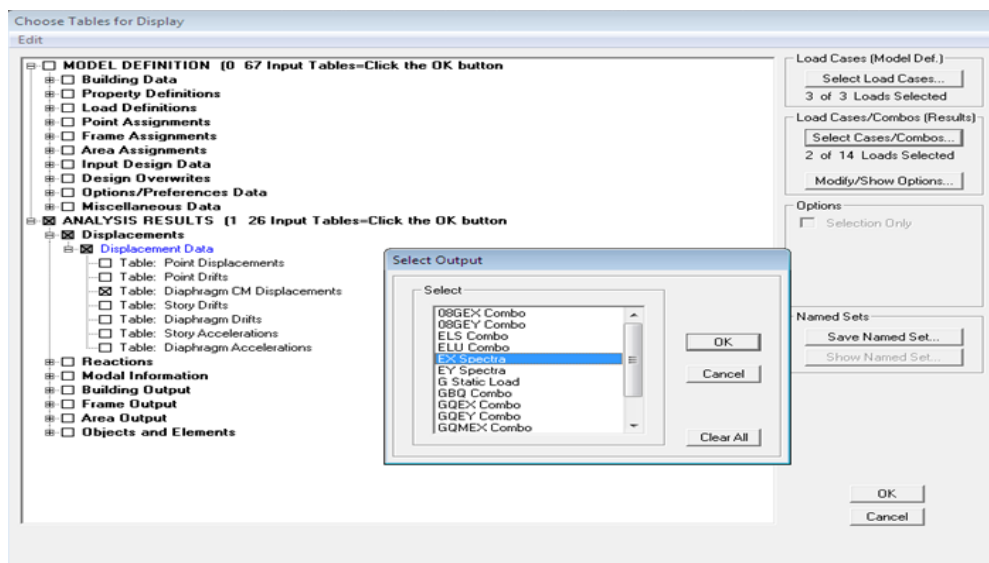
Pour déterminer les valeurs des déplacements relatifs dans le sens longitudinal par le logiciel, on suit les étapes suivantes : **Display** → **show tables**

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

**ANALYSIS RESULTS**→**Displacement Data**→**table : Diaphragm CM displacement**

Puis on définit la combinaison Ex en cliquant sur :

**Select cases/combos...**→2 fois sur **OK**



Les mêmes étapes pour le sens transversale, sauf que au lieu de sélectionner la combinaison EX on doit sélectionner EY

Story	Diaphragm	Load	UX	UY
STORY13	D13	EX	0,0496	0,0021
STORY12	D12	EX	0,0474	0,0021
STORY11	D11	EX	0,0433	0,0019
STORY10	D10	EX	0,0391	0,0017
STORY9	D9	EX	0,0347	0,0014
STORY8	D8	EX	0,03	0,0012
STORY7	D7	EX	0,0253	0,001
STORY6	D6	EX	0,0205	0,0008
STORY5	D5	EX	0,0159	0,0006
STORY4	D4	EX	0,0115	0,0004
STORY3	D3	EX	0,0074	0,0003
STORY2	D2	EX	0,0033	0,0001
STORY1	D1	EX	0,001	0

Story	Diaphragm	Load	UX	UY
STORY13	D13	EY	0.0041	0.0438
STORY12	D12	EY	0.0023	0.0396
STORY11	D11	EY	0.0021	0.0356
STORY10	D10	EY	0.0019	0.0316
STORY9	D9	EY	0.0016	0.0275
STORY8	D8	EY	0.0014	0.0235
STORY7	D7	EY	0.0012	0.0194
STORY6	D6	EY	0.0009	0.0155
STORY5	D5	EY	0.0007	0.0118
STORY4	D4	EY	0.0005	0.0084
STORY3	D3	EY	0.0004	0.0053
STORY2	D2	EY	0.0002	0.0024
STORY1	D1	EY	0.0001	0.0007

**Figure .1:** Déplacement maximal selon x-x et y-y.

Story	Diaphragm	Load	UX	UY	Dk=dk-dk-1	Dk=dk-dk-12	1% h(m)	condition
STORY13	D13	EX	0,0496	0,0438	0,0022	0,0042	0.03	<b>c.v</b>
STORY12	D12	EX	0,0474	0,0396	0,0041	0,004	0.03	<b>c.v</b>
STORY11	D11	EX	0,0433	0,0356	0,0042	0,004	0.03	<b>c.v</b>
STORY10	D10	EX	0,0391	0,0316	0,0044	0,0041	0.03	<b>c.v</b>
STORY9	D9	EX	0,0347	0,0275	0,0047	0,004	0.03	<b>c.v</b>
STORY8	D8	EX	0,03	0,0235	0,0047	0,0041	0.03	<b>c.v</b>
STORY7	D7	EX	0,0253	0,0194	0,0048	0,0039	0.03	<b>c.v</b>
STORY6	D6	EX	0,0205	0,0155	0,0046	0,0037	0.03	<b>c.v</b>
STORY5	D5	EX	0,0159	0,0118	0,0044	0,0034	0.03	<b>c.v</b>
STORY4	D4	EX	0,0115	0,0084	0,0041	0,0031	0.0306	<b>c.v</b>
STORY3	D3	EX	0,0074	0,0053	0,0041	0,0029	0.0375	<b>c.v</b>
STORY2	D2	EX	0,0033	0,0024	0,0023	0,0017	0.0306	<b>c.v</b>
STORY1	D1	EX	0,001	0,0007	0,001	0,0007	0.0306	<b>c.v</b>

**Tableau.V.5 :** Déplacements relatifs sous l’action Ex et Ey.

**Remarque:**

On n’a pas introduit la valeur du coefficient de comportement **R** lors de calcul des déplacements, car elle est déjà introduite dans le logiciel lorsqu’on a fait la modélisation (Dans le spectre de réponse).

**2- Détermination du déplacement maximal avec ETABS**

On doit vérifier que le déplacement maximal que subit la structure vérifie la formule suivante:

$$\delta_{\text{Max}} = \leq f = \frac{h_t}{500}$$

**Avec :** f : la flèche admissible.  
h<sub>t</sub> : la hauteur totale du bâtiment.

- Dans le sens longitudinal :

On suit le cheminement suivant : *Display Show Story Response Plots*. 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.

❖ **Résultats trouvés :**

- ✓ Déplacement maximal suivant (x-x) : 0.05m
- ✓ Déplacement maximal suivant (y-y) : 0.05m

Flèche admissible : 0.07986

➤ **Vérification de l'effet P-Delta :**

L'effet P-Delta est un effet de second ordre (Non linéaire) qui se produit dans chaque structure ou les éléments sont soumis à des charges axiales. Cet effet est étroitement lié à la valeur de la force axiale appliquée (P) et au déplacement « delta » (Δ).

La valeur de l'effet P-Delta dépend de :

- La valeur de la force axiale appliquée.
- La rigidité ou la souplesse de la structure globale.
- La souplesse des éléments de la structure.

En contrôlant la souplesse de structure, la valeur de l'effet P-Delta est souvent gérée de manière à ce qu'elle soit considérée « négligeable » et donc ignorée dans le calcul.

Il y'a deux types d'effet P-Delta :

- **Le grand effet P-U** : Correspondant à la structure prise globalement dans son ensemble.
- **Le petit effet P-δ** : Considéré au niveau des éléments de la structure.

Le règlement RPA99/V. 2003 préconise que les effets P-Delta peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux de la structure :

$$\theta_k = PK \Delta_K / VK h_K < 0.1 \quad \text{tel que :}$$

Si  $\theta_k < 0.10$  : les effets de 2<sup>ème</sup> ordre sont négligés.

Si  $0.10 < \theta_k < 0.20$  il faut augmenter les effets de l'action sismique calculés par un facteur égale à  $1/(1 - \theta_k)$ .

Si  $\theta_k > 0.20$  : la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

**PK** : 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 ».

- L’évaluation de cet effet du 2<sup>ème</sup> ordre suivant les 2 sens (x-x) et (y-y) est résumée dans le tableau ci-après

Story	$P_k$ (KN)	$h_k$ (m)	$\Delta_{kx}$ (m)	$V_{kx}$ (m)	$\theta_{kx}$	condition
Comble	563,13	3	0,0219708	182,95	0,02254244	CV
ET9	2682,79	3	0,0234549	573,25	0,03658937	CV
ET8	4866,28	3	0,02998125	966,53	0,05031648	CV
ET7	7049,77	3	0,0255357	1274,2	0,04709381	CV
ET6	9295,14	3	0,025815	1529,87	0,05228201	CV
ET5	11540,51	3	0,02625	1757,2	0,05746612	CV
ET4	13785,88	3	0,026175	1961,68	0,06131571	CV
ET3	16101,38	3	0,025395	2146,42	0,06350024	CV
ET2	18416,87	3	0,023955	2310,97	0,06363506	CV
ET1	20747,27	3,06	0,02118	2452,92	0,05854396	CV
RDC	23705,06	3,75	0,01719	2591,41	0,04193238	CV
S-SOL2	26464,2	3,06	0,011775	2676,27	0,0380512	CV
S-SOL1	29215,33	3,06	0,004935	2706,43	0,01740924	CV

**Tableau: V.6:** Vérification de l’effet P-Delta suivant x-x

Story	$P_k$ (KN)	$h_k$ (m)	$\Delta_{ky}$ (m)	$V_{ky}$ (m)	$\theta_{ky}$	condition
Comble	563,13	3	0,0256428	228,13	0,02109942	CV
ET9	2682,79	3	0,0253521	618,76	0,03664014	CV
ET8	4866,28	3	0,0316875	1035,26	0,04964944	CV
ET7	7049,77	3	0,0261783	1365,61	0,04504727	CV
ET6	9295,14	3	0,02565	1641	0,04842989	CV
ET5	11540,51	3	0,02532	1885,77	0,051651	CV
ET4	13785,88	3	0,02448	2103,67	0,05347454	CV
ET3	16101,38	3	0,02307	2295,23	0,05394649	CV
ET2	18416,87	3	0,021135	2460,66	0,05272847	CV
ET1	20747,27	3,06	0,01839	2601,68	0,04792558	CV
RDC	23705,06	3,75	0,014445	2740,61	0,03331809	CV
S-SOL2	26464,2	3,06	0,00975	2827,57	0,02982144	CV
S-SOL1	29215,33	3,06	0,004215	2860,64	0,01406772	CV

**Tableau: V.7:** Vérification de l’effet P-Delta suivant y-y

On constate que  $\theta_{Kx}$  et  $\theta_{Ky}$  sont inférieure à « 0.1 ».

Donc l’effet P- $\Delta$  peut être négligé pour le cas de notre structure.

➤ **Nombre de modes à considérer : (Art 4.3.4 RPA99V2003)**

a) Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d’excitation doit être tel que :

- la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure.

- Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure. Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée

b) Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l’influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

$$K \geq 3 \sqrt{N} \quad \text{et} \quad T_k \leq 0.20 \text{ sec}$$

N : est le nombre de niveaux au-dessus du sol et ;

T<sub>k</sub>: la période du mode K.

Dans notre cas N= 11 niveaux.....  $K \geq 3 \sqrt{11} = 10.....$

.K= 10modes

Le tableau suivant résume toutes les données relatives aux périodes et participations massiques de tous les modes :

Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	SumRZ
1	0,999746	66,6684	0,1413	66,6684	0,1413	0,6644	0,6644
2	0,868665	0,1212	64,07	66,7895	64,2113	0,4116	1,076
3	0,638366	0,3082	0,5441	67,0978	64,7554	61,7594	62,8354
4	0,268571	15,1169	0,0024	82,2147	64,7578	0,0442	62,8796
5	0,215837	0,0004	15,0702	82,215	79,828	0,0227	62,9024
6	0,171315	1,4428	0,0007	83,6578	79,8287	4,2295	67,1319
7	0,165547	0,4305	0,4751	84,0883	80,3038	2,7505	69,8823
8	0,160915	0,0898	4,0897	84,1781	84,3936	1,1278	71,0102
9	0,139359	0,4149	0,0541	84,593	84,4477	12,1922	83,2023
10	0,108393	5,8654	0,0005	90,4585	84,4482	0,0526	83,2549
11	0,084424	0,0002	6,9867	90,4587	91,4349	0,0007	83,2556
12	0,066541	1,6	0,0111	92,0587	91,446	5,1377	88,3933

**Tableau.V.8.:** Période et participation massique

La somme des masses modales dans le 11<sup>ème</sup> mode dépasse 90% de la masse totale du bâtiment dans les deux directions, d’où la condition du RPA est vérifiée. Le mode fondamental est un mode qui mobilise le maximum de masses, le premier mode est une

translation suivant **X** avec une mobilisation de masse de 66.67%, le deuxième mode est une translation suivant **Y** avec une mobilisation de masse de 64.07%, et le troisième mode est une rotation **Z** avec une mobilisation de masse de 61.76%.

➤ **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. Soit :  $C_M$  : centre de masse.  $C_R$  : centre de rigidité.

On doit vérifier que :  $|C_M - C_R| \leq 5\% L$

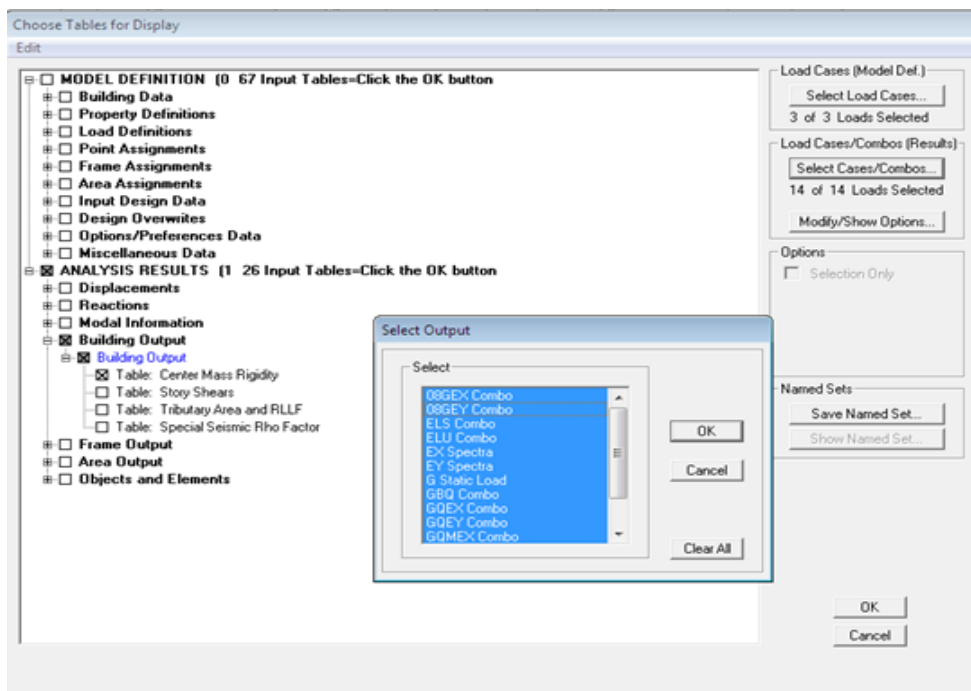
**Display**→*show tables*

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

**ANALYSIS RESULTS**→*building output*

Puis on définit toutes les combinaisons en cliquant sur :

**Select cases/combo...** **Center Mass Rigidity** → **OK**→**OK**



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 :

Story	Diaphragm	XCM	YCM	XCR	YCR	XCM-XCR	YCM-YCR	0,05lx	0,05ly
STORY1	D1	11,824	8,227	11,715	9,937	0,109	-1,71	0,22	0,25
STORY2	D2	11,8	8,251	11,731	10,449	0,069	-2,198	0,22	0,25
STORY3	D3	11,805	8,342	11,631	10,305	0,174	-1,963	0,22	0,25
STORY4	D4	11,479	10,038	11,495	10,093	-0,016	-0,055	0,22	0,25
STORY5	D5	11,479	10,04	11,359	9,879	0,12	0,161	0,22	0,25
STORY6	D6	11,476	10,055	11,242	9,678	0,234	0,377	0,22	0,25
STORY7	D7	11,474	10,069	11,152	9,502	0,322	0,567	0,22	0,25
STORY8	D8	11,474	10,069	11,082	9,348	0,392	0,721	0,22	0,25
STORY9	D9	11,471	10,084	11,029	9,215	0,442	0,869	0,22	0,25
STORY10	D10	11,47	10,097	10,989	9,105	0,481	0,992	0,22	0,25
STORY11	D11	11,47	10,097	10,96	9,019	0,51	1,078	0,22	0,25
STORY12	D12	11,49	10,094	10,942	8,956	0,548	1,138	0,22	0,25
STORY13	D13	12,507	5,927	12,236	6,861	0,271	-0,934	0,22	0,25

**Tableau.V.9:** Vérification de l’excentricité

➤ **Vérification de l’effort normal réduit (RPA 99/version 2003 Article 7.4.3.1) :**

Dans le but d’éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d’ensemble dues au séisme, l’effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante

$$V = N_d / B \cdot F_{c28} \leq 0.3$$

Zone	N <sub>d</sub> (KN)	B <sub>c</sub> (m <sup>2</sup> )	F <sub>c28</sub> (KN/m <sup>2</sup> )	ϑ	condition
50 x 50	318.919	0.25	25000	0.051	<b>vérifier</b>
45 x 45	160.245	0.2025	25000	0.032	<b>vérifier</b>
40 x 40	92.9	0.16	25000	0.023	<b>vérifier</b>
35 x 35	46.429	0.1225	25000	0.015	<b>vérifier</b>
30 x 30	15.62	0.09	25000	0.007	<b>vérifier</b>

**Tableau.V.10:** Vérification de l’effort normal réduit

**Conclusion :**

D’après les résultats obtenus si dessus on peut conclure que :

- ✓ Le pourcentage de participation massique est vérifié.
- ✓ L’effort tranchant à la base de la structure est vérifié.
- ✓ Les déplacements relatifs et le déplacement maximal sont vérifiés.
- ✓ Justification Vis à Vis De l’effet P-delta .
- ✓ L’excentricité non vérifiée (est introduite dans les calculs).
- ✓ L’effort normal réduit vérifiée.

Après avoir effectuée toutes les vérifications de RPA, on peut passer au ferrailage des éléments structuraux.

**Introduction :**

Une construction en béton armé doit demeurer résistante avant et après le séisme grâce à ces éléments principaux. En conséquence ces derniers doivent être bien armé et bien disposés pour qu'ils puissent reprendre tout genre de sollicitations. Le ferraillage des éléments résistants doit être calculé conformément aux règles en vigueur, en l'occurrence : le BAEL91, le CBA93, RPA99v2003. Notre structure est composée essentiellement de trois éléments structuraux à savoir :

- Les poutres
- Les poteaux
- Les voiles

**VI.1.Ferraillage des poteaux :**

Les poteaux seront calculés en flexion composée sous l'effet des sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens longitudinal et transversal, puis vérifier a l'ELS pour les cas suivants :

Situation	Béton			Acier		
	$\gamma_b$	$f_{c28}$ (MPa)	$f_{bu}$ (MPa)	$\gamma_s$	$F_e$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)
Durable	1.5	25	14.167	1.15	400	348
accidentelle	1.15	25	18.48	1	400	400

**Tableau VI.1 :** Caractéristiques de calcul en situation durable et accidentelle.

Les armatures seront calculées suivants les combinaisons les plus défavorables dans les deux sens et en tenant compte de trois types de sollicitations :

- effort normal maximal de compression et moment correspondant.
- effort normal minimal de compression et moment correspondant.
- moment maximal et effort normal correspondant

**VII-1-1 les recommandations du RPA 99 pour les armatures longitudinales :**

Section des Poteaux (cm <sup>2</sup> )	Pourcentage minimal		Pourcentage maximal (cm <sup>2</sup> )	
	$A_{min}=0,8\% b h$	(cm <sup>2</sup> )	Zone de recouvrement $A_{max}=6\% b h$	Zone courante $A_{max}=4\% b h$
(50 x 50)	20		150	100
(45 x 45)	16.20		121.5	81
(40 x 40)	12.80		96	64
(35 x 35)	9.8		73.5	49
(30x30)	7.2		54	36

**Tableau VI.2 :** Récapitulatif des sections d'acier recommandées par RPA

**VI-1-2 Calcul des armatures à l'ELU :**

- **Les efforts internes dans les poteaux :**

Les valeurs des efforts dans les deux sens sont résumées dans les tableaux ci-dessous selon les différentes combinaisons :

Zone	Sollicitations	N (KN)	Mx (KN.m)
Zone I (50x50)	N <sub>max</sub> -M <sub>corr</sub>	-3189,54	-42,761
	N <sub>min</sub> -M <sub>corr</sub>	2319,73	9,525
	N <sub>corr</sub> -M <sub>max</sub>	1071,28	103,506
Zone II (45x45)	N <sub>max</sub> -M <sub>corr</sub>	-1760,5	0,685
	N <sub>min</sub> -M <sub>corr</sub>	1009,9	2,476
	N <sub>corr</sub> -M <sub>max</sub>	-1096,97	-125,01
Zone III (40x40)	N <sub>max</sub> -M <sub>corr</sub>	-1148,02	1,75
	N <sub>min</sub> -M <sub>corr</sub>	412,99	50,061
	N <sub>corr</sub> -M <sub>max</sub>	-614,55	-123,778
Zone IV (35x35)	N <sub>max</sub> -M <sub>corr</sub>	-573,86	2,175
	N <sub>min</sub> -M <sub>corr</sub>	99,84	3,578
	N <sub>corr</sub> -M <sub>max</sub>	-185,42	-106,963
Zone V (30x30)	N <sub>max</sub> -M <sub>corr</sub>	-182,52	4,582
	N <sub>min</sub> -M <sub>corr</sub>	1,42	21,013
	N <sub>corr</sub> -M <sub>max</sub>	-27,97	53,623

**Tableau VI.3:** Efforts internes dans les poteaux dans le sens Longitudinal.

Zone	Sollicitations	N (KN)	My (KN.m)
Zone I (50x50)	N <sub>max</sub> -M <sub>corr</sub>	-3189,54	-5,189
	N <sub>min</sub> -M <sub>corr</sub>	2319,73	1,283
	N <sub>corr</sub> -M <sub>max</sub>	-1690,44	-105,09
Zone II (45x45)	N <sub>max</sub> -M <sub>corr</sub>	-1760,5	-0,337
	N <sub>min</sub> -M <sub>corr</sub>	1009,9	9,849
	N <sub>corr</sub> -M <sub>max</sub>	-972,09	-119,035
Zone III (40x40)	N <sub>max</sub> -M <sub>corr</sub>	-1148,02	0,491
	N <sub>min</sub> -M <sub>corr</sub>	412,99	31,112
	N <sub>corr</sub> -M <sub>max</sub>	-591,9	-96,476
Zone IV (35x35)	N <sub>max</sub> -M <sub>corr</sub>	-573,86	0,869
	N <sub>min</sub> -M <sub>corr</sub>	99,84	2,283
	N <sub>corr</sub> -M <sub>max</sub>	-117,98	77,193
Zone V (30x30)	N <sub>max</sub> -M <sub>corr</sub>	-182,52	0,247
	N <sub>min</sub> -M <sub>corr</sub>	1,42	8,576
	N <sub>corr</sub> -M <sub>max</sub>	-67,4	-38,964

**Tableau VI.4:** Efforts internes dans les poteaux dans le sens transversal.

**VI-1-3 les recommandations du RPA 99 pour les armatures transversales:**

- **Diamètre des barres (Art A.8.1,3/BAEL91modifiée 99) :**

Le diamètre des armatures transversales est au moins égal à la valeur normalisée la plus proche du tiers du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent.

$$\phi_t = \frac{\phi_l}{3} = \frac{20}{3} = 6.66\text{mm} \quad \text{soit :} \quad \phi_t = \mathbf{8\text{ mm}}$$

Avec :

$\phi_l$ : Diamètre maximal des armatures longitudinales.

Nous adopterons des cadres de section :  $A_t = \mathbf{2,01\text{cm}^2} = \mathbf{4HA8}$ .

Selon le RPA la valeur maximale de l'espacement « $S_t$ » des armatures transversales est fixée comme suite :

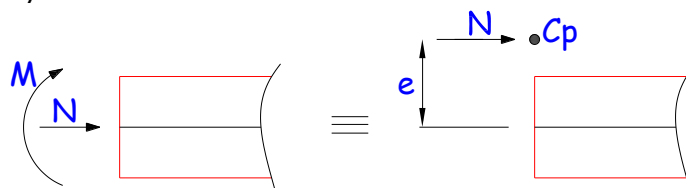
**En zone nodale :**  $S_t \leq \min(10\phi_l ; 15\text{ cm})$ .  
 $S_t \leq \min(10.1,2 ; 15\text{ cm}) \longrightarrow S_t \leq 12\text{ cm}$ .  
 On prend:  $S_t = 10\text{ cm}$ .

**En zone courante:**  
 $S_t \leq 15\phi_l$ .  
 $S_t \leq 15.1,2 = 18\text{ cm}$ .  
 On prend:  $S_t = 15\text{ cm}$ .

**VI-1-4 Etapes de calcul en flexion composée :**

On dit qu'une section est soumise à une flexion composée lorsque cette section subit simultanément l'action d'un moment de flexion et un effort de compression ou de traction.

Le système constitué d'un moment et d'un effort normal peut être remplacé par un effort normal appliqué au centre de pression « C » qui est distant du centre de gravité de la section de  $e = M/N$ .



**Figure VI-1** : Section en flexion composée.

Lorsque N est un effort de compression, il est nécessaire de vérifier l'état limite de stabilité de forme.

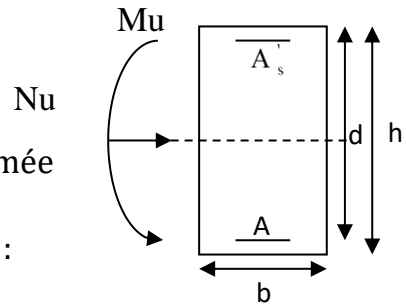
**-Armatures longitudinales :**

Etapes de calcul :

- Si  $e = \frac{M_u}{N_u} > \frac{h}{2} - c$  Alors la section est partiellement comprimée
- Si  $e = \frac{M_u}{N_u} < \frac{h}{2} - c$  Il faut vérifier en plus l'inégalité suivante :

$$N_u(d - c) - M_f \leq \left(0,337 - 0,81 \frac{c}{h}\right) b \times h \times f_{c28} \Rightarrow (*)$$

Avec :  $M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c\right) \Rightarrow$  Moment fictif



► Si l'inégalité (\*) est vérifiée, alors la section est partiellement comprimée, et le calcul se fait comme suit :

$$\mu_b = \frac{M_f}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

Si  $\mu_b < \mu_r$  la section est simplement armée

Si  $\mu_b > \mu_r$  la section est doublement armée, donc il faut calculer  $A_1$  et  $A_1'$

On calcule :

$$M_r = \mu_1 b \times d^2 \times f_{bu}$$

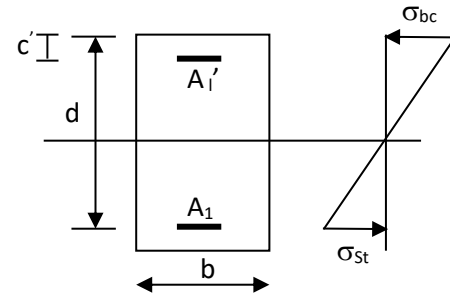
$$\Delta M = M_f - M_r$$

Avec :  $M_r$  : moment ultime pour une section simplement armée.

$$A_1 = \frac{M_r}{\beta_r \times d \times \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c) \times \sigma_s}$$

$$A_1' = \frac{\Delta M}{(d - c) \times \sigma_s} \text{ avec : } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ [MPa]}$$

La section réelle d'armature est  $A_s = A_1'$  ;  $A_s = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s}$



6

► Si l'inégalité (\*) n'est pas vérifiée, donc la section est entièrement comprimée ; il faut donc vérifier l'inégalité suivante :

$$N_u(d - c) - M_f > (0,5h - c) \times b \times h \times f_{bc} \Rightarrow (**)$$

► Si l'inégalité (\*\*) est vérifiée ; donc la section a besoin d'armatures comprimées.

$$A_{sup} = \frac{M_f - (d - 0,5h) \times b \times h \times f_{bc}}{\sigma_s \times (d - c)}$$

$$A_{inf} = \frac{N_u - \Psi \times b \times h \times f_{bc}}{\sigma_s} - A_{sup}$$

► Si l'inégalité (\*\*) n'est pas vérifiée, la section n'a pas besoin d'armatures comprimées.

$$A_{inf} = \frac{N_u - \Psi \times b \times h \times f_{bc}}{\sigma_s} \text{ et } A_{sup} = 0$$

$$\Psi = \frac{0,357 + \frac{N_u(d - c) - M}{b \times h^2 \times f_{bc}}}{0,857 - \frac{c}{h}}$$

$$f_{bc} = \frac{0,8 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b}$$

$\gamma_b = 1,5$  En situation durable

$\gamma_b = 1,15$  En situation accidentelle

$N_u$  : effort de compression

**VI-1-5 Ferraillage des poteaux :**

**On fait le ferraillage des poteaux avec SOCOTEC:**

On introduit les caractéristiques de nos matériaux et nos efforts dans logiciel.

Le ferraillage des poteaux se fait par zone tel que:

Zone I : Du SS au RDC ;

Zone II : Du 1<sup>er</sup> au 3<sup>ème</sup> étage ;

Zone III : Du 4<sup>ème</sup> au 6<sup>ème</sup> étage;

Zone V : Du 7<sup>ème</sup> au 9<sup>ème</sup> étage;

Zone V : Du 10<sup>ème</sup> étage;

Zone	Sollicitations	N (KN)	M (KN.m)	NATURE	A <sub>sup</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>inf</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adop</sub> (cm <sup>2</sup> )	Ferraillage
Zone I (50x50)	N <sub>max</sub> -M <sub>corr</sub>	-3189,54	-42,761	SEC	0	0	20	20.6	4HA20 +4HA16
	N <sub>min</sub> -M <sub>corr</sub>	2319,73	9,525	SEC	0	0			
	N <sub>corr</sub> -M <sub>max</sub>	1071,28	103,506	SEC	0	0			
Zone II (45x45)	N <sub>max</sub> -M <sub>corr</sub>	-1760,5	0,685	SEC	0	0	16.2	20.6	4HA20 +4HA16
	N <sub>min</sub> -M <sub>corr</sub>	1009,9	2,476	SEC	0	0			
	N <sub>corr</sub> -M <sub>max</sub>	-1096,97	-125,01	SEC	0	0			
Zone III (40x40)	N <sub>max</sub> -M <sub>corr</sub>	-1148,02	1.75	SEC	0	0	12.8	16.08	8HA16
	N <sub>min</sub> -M <sub>corr</sub>	412,99	50,061	SEC	0	0			
	N <sub>corr</sub> -M <sub>max</sub>	-614,55	-123,778	SPC	0	2.44			
Zone IV (35x35)	N <sub>max</sub> -M <sub>corr</sub>	-573,86	2,175	SEC	0	0	9.8	12.32	8HA14
	N <sub>min</sub> -M <sub>corr</sub>	99,84	3,578	SEC	0	0			
	N <sub>corr</sub> -M <sub>max</sub>	-185,42	-106,963	SPC	0	7.22			
Zone V (30x30)	N <sub>max</sub> -M <sub>corr</sub>	-182,52	4,582	SEC	0	0	7.2	9.03	8HA12
	N <sub>min</sub> -M <sub>corr</sub>	1,42	21,013	SPC	0	1.98			
	N <sub>corr</sub> -M <sub>max</sub>	-27,97	53,623	SPC	0	5.03			

**Tableaux VI-5:** Ferraillage des poteaux à l'ELU dans le Sens longitudinal

Zone	Sollicitations	N (KN)	M (KN.m)	NATURE	A <sub>sup</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>inf</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adop</sub> (cm <sup>2</sup> )	Ferraillage
Zone I (50x50)	N <sub>max</sub> -M <sub>corr</sub>	-3189,54	-5,189	SEC	0	0	20	20.6	4HA20 +4HA16
	N <sub>min</sub> -M <sub>corr</sub>	2319,73	1,283	SEC	0	0			
	N <sub>corr</sub> -M <sub>max</sub>	-1690,44	-105,09	SEC	0	0			
Zone II (45x45)	N <sub>max</sub> -M <sub>corr</sub>	-1760,5	-0,337	SEC	0	0	16.2	20.6	4HA20+ 4HA16
	N <sub>min</sub> -M <sub>corr</sub>	1009,9	9,849	SEC	0	0			
	N <sub>corr</sub> -M <sub>max</sub>	-972,09	-119,03	SEC	0	0			
Zone III (40x40)	N <sub>max</sub> -M <sub>corr</sub>	-1148,02	0,491	SEC	0	0	12.8	16.08	8HA16
	N <sub>min</sub> -M <sub>corr</sub>	412,99	31,112	SEC	0	0			
	N <sub>corr</sub> -M <sub>max</sub>	-591,9	-96,476	SPC	0	0.22			
Zone IV (35x35)	N <sub>max</sub> -M <sub>corr</sub>	-573,86	0,869	SEC	0	0	9.8	12.32	8HA14
	N <sub>min</sub> -M <sub>corr</sub>	99,84	2,283	SEC	0	0			
	N <sub>corr</sub> -M <sub>max</sub>	-117,98	77,193	SPC	0	5.05			
Zone V (30x30)	N <sub>max</sub> -M <sub>corr</sub>	-182,52	0,247	SEC	0	0	7.2	9.03	8HA12
	N <sub>min</sub> -M <sub>corr</sub>	1,42	8,576	SPC	0	0.78			
	N <sub>corr</sub> -M <sub>max</sub>	-67,4	-38,964	SPC	0	2.97			

**Tableaux VI-6 :** Ferraillage des poteaux à l'ELU dans le Sens transversal

**VI-6 Vérification à l' ELS :**

- **Vérification de la quantité d'armatures transversales :**

La quantité d'armatures transversales est donnée comme suite :  $\lambda_g = \frac{l_f}{a}$  ;  $l_f = 0.707l_0$

-Si  $\lambda_g \geq 5$  .....  $A_t^{min} = 0,3\% . S_t . b_1$

-Si  $\lambda_g \leq 3$  .....  $A_t^{min} = 0,8\% . S_t . b_1$

-Si :  $3 \leq \lambda_g \leq 5$ .....interpoler entre les deux valeurs précédentes.

Avec :  $b_1$  : Dimension de la section droite du poteau dans la direction considère.

$\lambda_g$  : Elancement géométrique du poteau tel que  $\lambda_g = \frac{l_f}{a}$  ;  $l_f = 0,707 l_0$

$L_f = 0,7.L_0$  : Longueur de flambement du poteau.

$L_0$  : Longueur libre du poteau.

**- Poteau de 50x50 :**

-Pour le S-sol1 et S-sol2 :

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a} = \frac{1}{50} . 0.7 \times 306 = 6.12$$

-pour le RDC :

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a} = \frac{1}{50} . 0.7 \times 375 = 5.25$$

**- Poteau de 45x45 :**

-Pour l'étage1 :

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a} = \frac{1}{45} . 0.7 \times 306 = 4.76$$

-Pour l'étage1 et 2 :  $\lambda_g = \frac{L_f}{a} = \frac{1}{45} . 0.7 \times 300 = 4.67$

- Poteau de 40×40 :  $\lambda g = \frac{L_f}{a} = \frac{1}{40} \cdot 0.7 \times 300 = 5.25$

- Poteau de 35×35 :  $\lambda g = \frac{L_f}{a} = \frac{1}{35} \cdot 0.7 \times 300 = 6$

- Poteau de 30×30 :  $\lambda g = \frac{L_f}{a} = \frac{1}{30} \cdot 0.7 \times 300 = 7$

$\lambda g \geq 5$  donc :  $A_t^{min} = 0,3\% \cdot S_t \cdot b_1$

$3 \leq \lambda g \leq 5$  par interpolation :  $A_t^{min} = 0,43\% \cdot S_t \cdot b_1$

Poteaux	$A_t^{min} [cm^2]$		$A_{adoptée} [cm^2]$	Observation	
	Zone courante $S_t = 15cm$	Zone nodale $S_t = 10cm$		Zone courante	Zone nodale
50×50	2,25	1,5	3,14	CV	CV
45×45	2,903	1,94	3,14	CV	CV
40×40	1,8	1,2	3,14	CV	CV
35×35	1.575	1.05	3,14	CV	CV
30×30	1.35	0.9	3,14	CV	CV

**Tableau VI.7:** Quantité minimale d'armatures transversales

**Remarque :**

On adopter **4HA10= 3.14 cm<sup>2</sup> ≥ At min** Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets de 135° ayant une longueur droite minimum de **10Ø t=100mm=10cm**.

• **Longueur minimale des recouvrements :**

**Selon le RPA :** la longueur minimale de recouvrement pour la zone II<sub>a</sub> est:  $L=40 \times \varnothing$ .

Pour les 4 HA 20 :  $L_R = 40 \times \varnothing = 40 \times 2,0 = 80 \text{ cm} \Rightarrow$  soit :  $L_R = 80 \text{ cm}$ .

Pour les 8 HA 16 :  $L_R = 40 \times \varnothing = 40 \times 1,6 = 64 \text{ cm} \Rightarrow$  soit :  $L_R = 65 \text{ cm}$ .

Pour les 8HA 14:  $L_R = 40 \times \varnothing = 40 \times 1,4 = 56 \text{ cm} \Rightarrow$  soit :  $L_R = 60 \text{ cm}$ .

Pour les 8HA 12:  $L_R = 40 \times \varnothing = 40 \times 1,2 = 48 \text{ cm} \Rightarrow$  soit :  $L_R = 48 \text{ cm}$ .

• **Longueur d'ancrage (B.A.E.L.91Art .A.6.1.221):**

$$l_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_s} ; \overline{\tau_s} = 0,6 \cdot \Psi_s^2 ; f_{t28} = 0,6 \cdot (1,5)^2 \cdot 2,1 = 2,835 \text{ MPa} .$$

$$\text{Pour les 4 HA 20 : } l_s = \frac{\phi \times f_e}{4\tau_{su}} = \frac{2 \times 40000}{4(0,6 \times 1,5^2 \times 210)} = 70,55 \Rightarrow \text{soit : } l_s = 70,55 \text{ cm}$$

$$\text{Pour les 8 HA 16 : } l_s = \frac{\phi \times f_e}{4\tau_{su}} = \frac{1,6 \times 40000}{4(0,6 \times 1,5^2 \times 210)} = 56,44 \Rightarrow \text{soit : } l_s = 56,44 \text{ cm}$$

$$\text{Pour les 8 HA 14 : } l_s = \frac{\phi \times f_e}{4\tau_{su}} = \frac{1,4 \times 40000}{4(0,6 \times 1,5^2 \times 210)} = 49,38 \Rightarrow \text{soit : } l_s = 49,38 \text{ cm}$$

$$\text{Pour les 8 HA 12 : } l_s = \frac{\phi \times f_e}{4\tau_{su}} = \frac{1,2 \times 40000}{4(0,6 \times 1,5^2 \times 210)} = 42,33 \Rightarrow \text{soit : } l_s = 42,33 \text{ cm}$$

• **Vérification au cisaillement (RPA Art 7-4-3-2):**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \overline{\tau_u} = \rho d \cdot f_{t28}$$

Avec:  $\begin{cases} \rho d = 0,075 & \text{Si } \lambda g \geq 5 \\ \rho d = 0,04 & \text{Si } \lambda g < 5 \end{cases}$

Zone	Section	Vu (KN)	B (cm)	d (cm)	λg	ρd	τ <sub>u</sub> (MPa)	τ̄ <sub>u</sub> (MPa)	vérification
I	50x50	11.31	50	47	5.25	0,075	0.048	1	vérifiée
II	45x45	29.42	45	42	4.76	0,04	0.156	1	vérifiée
III	40x40	36.42	40	37	5.25	0,075	0.246	1	vérifiée
IV	35x35	37.43	35	32	6	0,075	0.334	1	vérifiée
V	30x30	10.02	30	27	7	0,075	0.124	1	vérifiée

**Tableau VI-8** : Vérification des efforts tranchants dans les poteaux.

• **Condition de non fragilité :**

La condition de non fragilité dans le cas de la flexion composée est:

$$A_s \geq A_{min} = \frac{0,23 \cdot f_{t28}}{f_e} \cdot \frac{e_s - 0,455 \cdot d}{e_s - 0,185 \cdot d} \cdot b \cdot d$$

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

Zone	Sollicitations	N <sub>s</sub> (KN)	M <sub>s</sub> (KN.m)	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adop</sub> (cm <sup>2</sup> )	Observation
Zone I (50x50)	N <sub>max</sub> -M <sub>corr</sub>	-1752,44	-0,022	6.99	20.6	vérifiée
	N <sub>min</sub> -M <sub>corr</sub>	-40,27	10,535	4.55		vérifiée
	N <sub>corr</sub> -M <sub>max</sub>	-82,38	41,171	3.96		vérifiée
Zone II (45x45)	N <sub>max</sub> -M <sub>corr</sub>	-1266,16	0.477	5.60	20.6	vérifiée
	N <sub>min</sub> -M <sub>corr</sub>	-181,19	2.105	5.42		vérifiée
	N <sub>corr</sub> -M <sub>max</sub>	-855,39	-39,103	6.71		vérifiée
Zone III (40x40)	N <sub>max</sub> -M <sub>corr</sub>	-826,43	1.233	4.38	16.08	vérifiée
	N <sub>min</sub> -M <sub>corr</sub>	-100,23	-0,542	4.48		vérifiée
	N <sub>corr</sub> -M <sub>max</sub>	-487,45	-44,091	6.89		vérifiée

Zone IV (35x35)	N <sub>max</sub> -M <sub>corr</sub>	-414,52	1.538	3.29	12.32	vérifiée
	N <sub>min</sub> -M <sub>corr</sub>	-9,52	-0.473	4.05		vérifiée
	N <sub>corr</sub> -M <sub>max</sub>	-152,74	-43,93	2.21		vérifiée
Zone V (30x30)	N <sub>max</sub> -M <sub>corr</sub>	-133,02	3.299	2.24	9.03	vérifiée
	N <sub>min</sub> -M <sub>corr</sub>	-27,42	-8,433	1.18		vérifiée
	N <sub>corr</sub> -M <sub>max</sub>	-41.4	17,546	1.41		Vérifiée

**Tableau VI-9 :** Vérification des ferrillages à l'ELS dans le Sens longitudinal:

Zone	Sollicitations	Ns (KN)	Ms (KN.m)	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adop</sub> (cm <sup>2</sup> )	Observation
Zone I (50x50)	N <sub>max</sub> -M <sub>corr</sub>	-1752,44	-0.52	2.84	20.6	vérifiée
	N <sub>min</sub> -M <sub>corr</sub>	-40,27	6,531	2.96		vérifiée
	N <sub>corr</sub> -M <sub>max</sub>	-450,43	-12,652	2.82		vérifiée
Zone II (45x45)	N <sub>max</sub> -M <sub>corr</sub>	-1266,16	-0.314	2.28	20.6	vérifiée
	N <sub>min</sub> -M <sub>corr</sub>	-181,19	1.219	2.29		vérifiée
	N <sub>corr</sub> -M <sub>max</sub>	-240,18	-18,71	2.23		vérifiée
Zone III (40x40)	N <sub>max</sub> -M <sub>corr</sub>	-826,43	0.29	1.79	16.08	vérifiée
	N <sub>min</sub> -M <sub>corr</sub>	-100,23	3,276	1.80		vérifiée
	N <sub>corr</sub> -M <sub>max</sub>	-122,02	-21,209	1.70		vérifiée
Zone IV (35x35)	N <sub>max</sub> -M <sub>corr</sub>	-414,52	0.563	1.35	12.32	vérifiée
	N <sub>min</sub> -M <sub>corr</sub>	-9,52	4.321	1.50		vérifiée
	N <sub>corr</sub> -M <sub>max</sub>	-25,87	-22,292	0.98		vérifiée
Zone V (30x30)	N <sub>max</sub> -M <sub>corr</sub>	-133,02	0.191	0.98	9.03	vérifiée
	N <sub>min</sub> -M <sub>corr</sub>	-27,42	0.733	0.99		vérifiée
	N <sub>corr</sub> -M <sub>max</sub>	-34.99	-5,919	0.93		vérifiée

**Tableaux VI-10 :** Vérification des ferrillages à l'ELS dans le Sens transversal:

- **État limite d'ouverture des fissurations (contrainte dans l'acier) :**

$$\sigma_{sup} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{N_{ser}(e_s - X_G) \times (\frac{h}{2} - X_G)}{I} \quad \text{Sur la fibre supérieure}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{N_{ser}(e_s - X_G) \times (\frac{h}{2} - X_G)}{I} \quad \text{Sur la fibre inférieure}$$

Nous vérifions que :

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

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

- Contrainte admissible de l'acier :  $\overline{\sigma}_{st} = 384 \text{ MPa}$

Les sections adoptées seront vérifiées à l'ELS, pour cela on détermine les contraintes maximales du béton et de l'acier afin de les comparer aux contraintes admissibles.

A l'aide de logiciel [SOCOTEC], la vérification à l'ELS nous donne les résultats présentés dans les tableaux suivants :

- Sens longitudinal:

Zone	Ns (KN)	Ms (KN.m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	σ <sub>b c</sub>	σ <sub>b adm</sub>	σ <sub>s</sub>	σ <sub>st</sub>	Observation
Zone I (50x50)	-1752,44	-0,022	20.6	8.02	15	74.5	384	vérifiée
	-40,27	10,535		0.7	15	5.91	384	vérifiée
	-82,38	41,171		2.49	15	34.2	384	vérifiée
Zone II (45x45)	-1266,16	0.477	20.6	7.3	15	62.4	384	vérifiée
	-181,19	2.105		1.16	15	7.76	384	vérifiée
	-855,39	-39,103		7.12	15	20	384	vérifiée
Zone III (40x40)	-826,43	1.233	16.08	6.08	15	51.4	384	vérifiée
	-100,23	-0,542		0.77	15	5.92	384	vérifiée
	-487,45	-44,091		7.19	15	7.22	384	vérifiée
Zone IV (35x35)	-414,52	1.538	12.32	4.09	15	32.9	384	vérifiée
	-9,52	-0.473		0.15	15	0.19	384	vérifiée
	-152,74	-43,93		7.85	15	84.1	384	vérifiée
Zone V (30x30)	-133,02	3.299	9.03	2.34	15	9.29	384	vérifiée
	-27,42	-8,433		2.37	15	28.6	384	vérifiée
	-41.4	17,546		4.78	15	65.9	384	vérifiée

Tableau VI.11 : Vérification des contraintes(X-X).

- Sens transversal:

Zone	Ns (KN)	Ms (KN.m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	σ <sub>b c</sub>	σ <sub>b adm</sub>	σ <sub>s</sub>	σ <sub>st</sub>	Observation
Zone I (50x50)	-1752,44	-0.52	20.6	8.04	15	74.3	384	vérifiée
	-40,27	6,531		0.48	15	1.98	384	vérifiée
	-450,43	-12,652		2.59	15	13.5	384	vérifiée
Zone II (45x45)	-1266,16	-0.314	20.6	7.29	15	62.5	384	vérifiée
	-181,19	1.219		1.11	15	8.27	384	vérifiée
	-240,18	-18,71		2.44	15	1.12	384	vérifiée
Zone III (40x40)	-826,43	0.29	16.08	6.01	15	52.2	384	vérifiée
	-100,23	3,276		0.99	15	3.71	384	vérifiée
	-122,02	-21,209		1.15	15	5.09	384	vérifiée
Zone IV (35x35)	-414,52	0.563	12.32	3.97	15	34.1	384	vérifiée
	-9,52	4.321		0.73	15	9.82	384	vérifiée
	-25,87	-22,292		3.59	15	57.7	384	vérifiée
Zone V (30x30)	-133,02	0.191	9.03	1.73	15	15	384	vérifiée
	-27,42	0.733		0.49	15	1.82	384	vérifiée
	-34.99	-5,919		1.81	15	14.3	384	vérifiée

Tableau VI.12 : Vérification des contraintes (Y-Y).

- Conclusion :

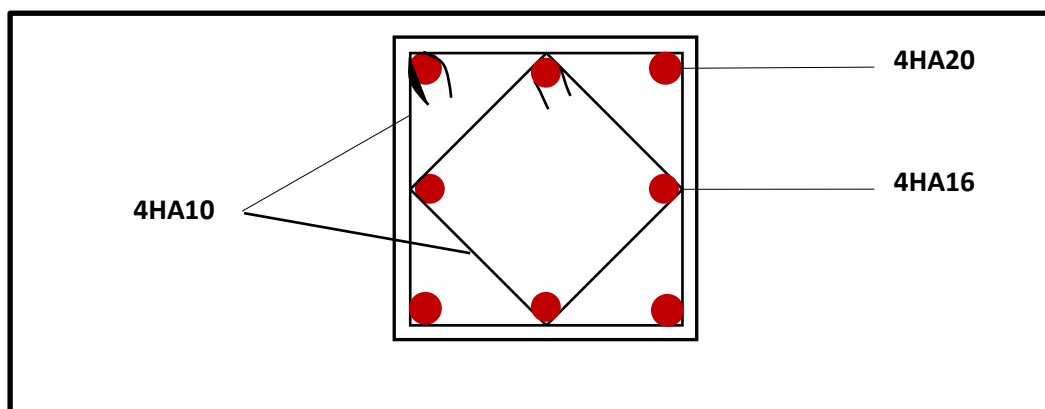
Les conditions à l'ELS sont vérifiées donc on opte le ferrailage calculé à l'ELU.

Schéma de ferrailage des poteaux :

➤ **Poteaux (50x50) :**

-Les armatures longitudinales :  $4HA20 + 4HA16 = 20,6\text{cm}^2$

-Les armatures transversales :  $4HA10 = 3,14\text{cm}^2$

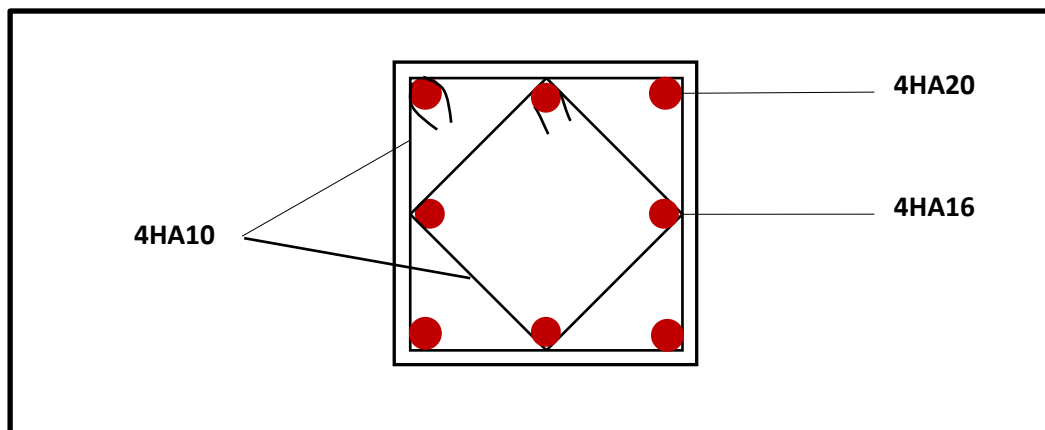


**Figure VI.4:** Schéma de ferrailage du poteau 50x50.

➤ **Poteaux (45x45) :**

-Les armatures longitudinales :  $4HA20 + 4HA16 = 20,6\text{cm}^2$

-Les armatures transversales :  $4HA10 = 3,14\text{cm}^2$

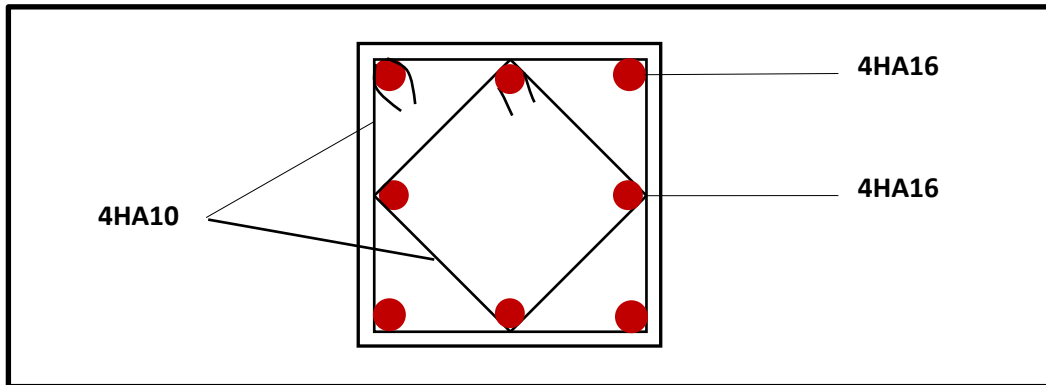


**Figure VI.5** : Schéma de ferrailage du poteau 45x45.

➤ **Poteaux (40x40) :**

-Les armatures longitudinales :  $4HA16 + 4 HA16 = 16,08 \text{ cm}^2$

-Les armatures transversales :  $4HA10 = 3,14\text{cm}^2$ .

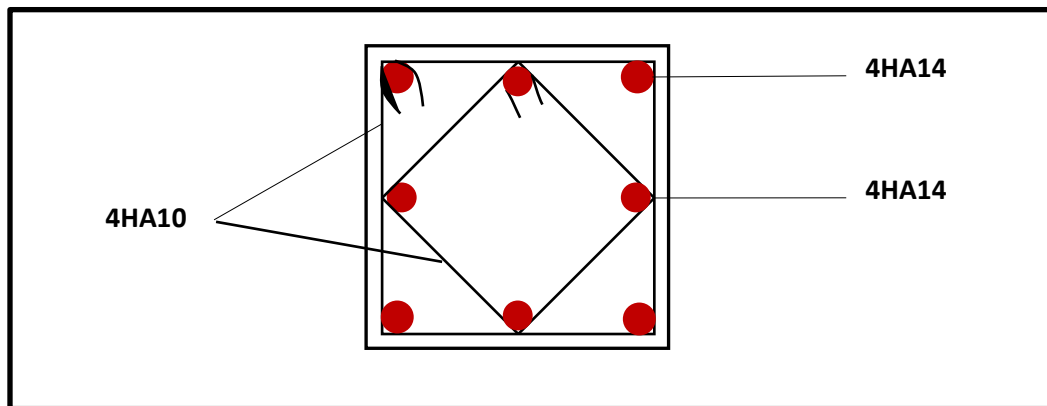


**Figure VI.6** : Schéma de ferrailage du poteau 40x40

➤ **Poteaux (35×35) :**

-Les armatures longitudinales :  $4HA14 + 4HA14 = 12,32\text{cm}^2$

-Les armatures transversales :  $4HA10 = 3,14\text{cm}^2$

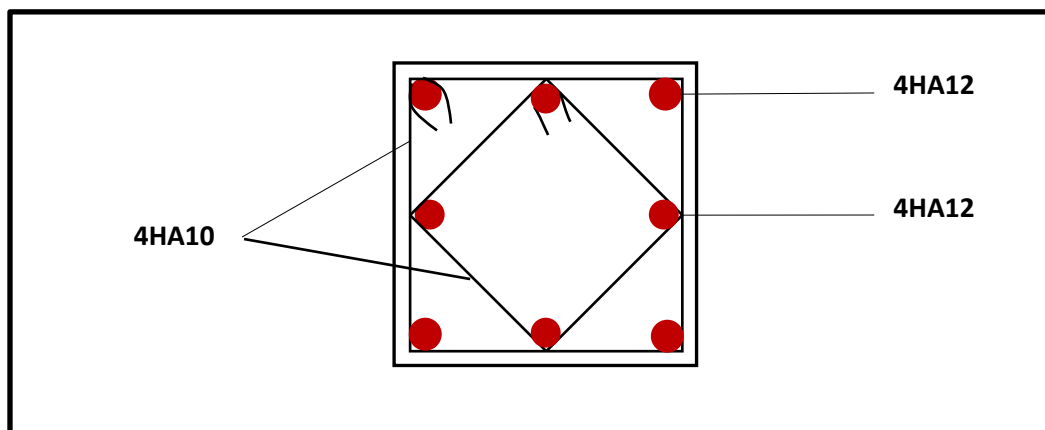


**Figure VI.7:** Schéma de ferrailage du poteau 35x35.

➤ **Poteaux (30×30) :**

-Les armatures longitudinales :  $4HA12 + 4HA12 = 9,03\text{cm}^2$

-Les armatures transversales :  $4HA10 = 3,14\text{cm}^2$



**Figure VI.8 :** Schéma de ferrailage du poteau 30x30.

**VI-2 Ferraillage des poutres :**

Les poutres seront calculées en flexion simple, leur ferraillage sera fait en utilisant les moments les plus défavorables extraits du logiciel Etabs.

➤ **Les combinaisons de calcul :**

Ils seront ferrailés en flexion simple sous les combinaisons les plu défavorables, et vérifiées à L'ELS. Les sollicitations maximales sont déterminées par les combinaisons suivantes :

- 1,35G+1,5Q .....à l'ELU.
- G+Q.....à l'ELS.
- G+Q± E.....RPA 99 version 2003.
- 0,8G ± E.....RPA 99version 2003.

**VI-2-1 Recommandations du RPA version 2003 pour le ferraillage des poutres :**

**VI-2-1 -1 Armatures longitudinales.**

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de **0,5%** en toute section.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
  - 4% en zone courante
  - 6% en zone de recouvrement
- La longueur minimale de recouvrement est de : **40 Ø** en **zone IIa**
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à **90°**.
- On doit avoir un espacement maximum de **10 cm** entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœud.

Les sections des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du **RPA 99/version 2003** sont rapportées dans le tableau suivant:

	0.5% bh	4%bh	6%bh
<b>Poutre principale (30× 40)</b>	6	48	72
<b>Poutre secondaire (30x35)</b>	5.25	42	63

**Tableau VI.13 :** Section des armatures longitudinales.

**VI-2-1-2 Armatures transversales :**

- La quantité minimale des armatures transversales est donnée par :

$$A_t = 0,003.S_t.b$$

- L'espace maximal entre les armatures transversales est de :

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t^{\max} = \min\left(\frac{h}{4}; 12\emptyset\right) : \text{En zone nodale.} \\ S_t \leq \frac{h}{2} : \text{En zone de recouvrement.} \end{array} \right.$$

Avec  $\emptyset$  : Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures transversales, et dans le cas d'une section en travée avec des armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

- Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

**VI-2-2 Etape de calcul des armatures longitudinales**

Dans le cas d'une flexion simple, on a les étapes de calcul suivantes :

$$\mu = \frac{M_u}{b.d^2 f_{bu}}$$

Pour les aciers FeE400

Si  $\mu < \mu_l = 0,392 \rightarrow$  Section simplement armée ( $A_{s'} = 0$ )

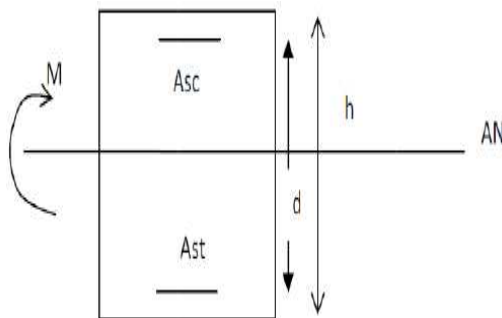
Si  $\mu > \mu_l = 0,392 \rightarrow$  Section doublement armée

**1<sup>er</sup> cas : Section simplement armée :**

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaire ( $A_{sc} = 0$ )

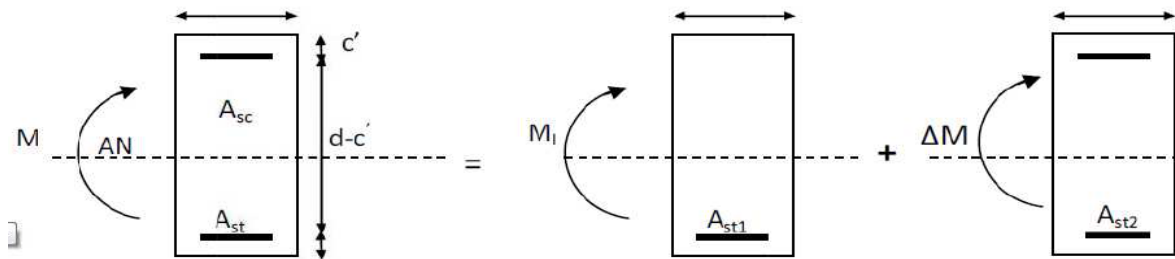
La section d'armatures tendues est égale à :

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta.d.f_{bu}.\sigma_{st}}$$



**Figure VII.9 :** Disposition des armatures tendus S.S.A

2<sup>ème</sup> cas : Section doublement armée.



**Figure.VII.10.** : Disposition des armatures S.D.A

$$M_{fl} = \mu_l \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{bc}$$

$$\Delta M = M_u - M_{fl} \quad \text{Avec: } \Delta M \leq 40\% \cdot M_u$$

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{st} = A_1 + A_2 \quad \text{Avec} \quad A_1 = \frac{M_{fl}}{\beta_1 \cdot d \cdot \sigma_{st}} \quad A_2 = \frac{\Delta M}{(d-c') \cdot \sigma_{st}} \\ A_{sc} = \frac{\Delta M}{(d-c') \cdot \sigma'_{st}} \quad , \quad \text{avec : } \sigma'_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} \end{array} \right.$$

**VI-2-3 Exemple de calcul :**

On se propose de calculer la section d'armatures de la poutre principale en travée:

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{96.3 \cdot 10^6}{300 \cdot 370^2 \cdot 14,2} = 0,165$$

$\mu < \mu_l = 0,392 \rightarrow$  Section simplement armée ( $A_{sc} = 0$ )

$$\mu = 0,165 \rightarrow \beta = 0,909$$

$$A_{st} = \frac{96.3 \cdot 10^4}{0,909 \cdot 0,37 \cdot 348 \cdot 10^3} = 8.22 \text{ cm}^2.$$

On opte pour **3HA16+2HA12 = 8.29 cm<sup>2</sup>.**

➤ **Ferraillage des poutres principales (30x40) :**

Localisation	Mu (KN.m)	$\mu$	Obs	$\beta$	A cal (cm <sup>2</sup> )	Amin (cm <sup>2</sup> )	A adoptée (cm <sup>2</sup> )
Travée	96.3	0.165	SS.A	0.909	8.22	6,00	<b>3HA16+2HA12 = 8.29</b>
Appui	126.72	0.217		0.876	11.23		<b>3HA16+3HA16 = 12.06</b>

**Tableau VI-14** : Résumé de calcul des poutres principales

➤ **Ferraillage des poutres secondaires (30X35) :**

Localisation	Mu (KN.m)	$\mu$	Obs	$\beta$	A cal (cm <sup>2</sup> )	Amin (cm <sup>2</sup> )	A adoptée (cm <sup>2</sup> )
Travée	42.60	0.097	SSA	0.948	4.03	5.25	<b>3HA14 = 4.62</b>
Appui	78.23	0.179		0.900	7.8		<b>3HA14+3HA12= 8.01</b>

**Tableau VI-15** : Résumé de calcul des poutres secondaires.

**VI-2-4 Vérifications des conditions du RPA :**

**-Vérification des Armatures transversales (Art 7.5.2.2 RPA 99/ version 2003) :**

➤ **Espacement des armatures transversales :**

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t^{\max} \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l; 30\text{cm}\right). \quad \text{En zone nodale.} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \quad \text{En zone courante.} \end{array} \right.$$

		Calcul de $S_t$ (cm)		$A_t = 0,003 \times S_t \times b$
Poutre principale	Zone nodale $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi, 30\right)$	Min [10 ; 14,4 ; 30]	<b><math>S_t = 10</math></b>	0,90
	Zone courante $S_t \leq \frac{h}{2}$	$S_t \leq 20$ cm	<b><math>S_t = 15</math></b>	1,35
Poutre secondaire	Zone nodale $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi\right)$	Min [8.75;14,4]	<b><math>S_t = 10</math></b>	0,9
	Zone courante $S_t \leq \frac{h}{2}$	$S_t \leq 17.5$ cm	<b><math>S_t = 15</math></b>	1,35

**Tableau VI.16 :** Vérifications armatures transversales à l'ELU.

➤ **Le diamètre minimale :**  $\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi_{l\max}; \frac{b}{10}\right)$

• **Poutre principale :**

$$\phi_t \leq \text{Min}\left(\frac{40}{35}; 1.6; \frac{30}{10}\right) = \min(1.14; 1.6; 3) = 1.14\text{cm} = 11.4\text{mm}$$

On prend :  $\phi_t = 8\text{mm}$

✓ Soit  **$A_t = 4HA8 = 2,01\text{cm}^2$** (un cadre et un étrier)

• **Poutre principale :**

$$\phi_t \leq \text{Min}\left(\frac{35}{35}; 1.4; \frac{30}{10}\right) = \min(1; 1.4; 3) = 1\text{cm} = 10\text{mm}$$

On prend :  $\phi_t = 8\text{mm}$

✓ Soit  **$A_t = 4HA8 = 2,01\text{cm}^2$** (un cadre et un étrier)

➤ **Armatures transversales minimales:**

La quantité d'armatures minimales est donnée par la formule suivante :

$$A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times b$$

$$A_t^{\min} = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2$$

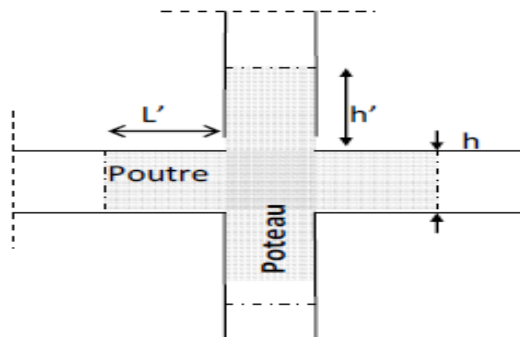
$$A_t^{\text{adop}} = 2.01 > A_t^{\min} = 1.35 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

• **Délimitation de la zone nodale :**

$L' = 2.h$  ;  $h$  : La hauteur de la poutre.

$L' = 2.h = 2 \cdot 40 = 80 \text{ cm}$  ; pour les poutres principales.

$L' = 2.h = 2 \cdot 35 = 70 \text{ cm}$  ; pour les poutres secondaires



**VI-2-5 Vérifications à l'ELU :**

a) **Condition de non fragilité du béton (BAEL91-art.B.6.4):**

$$A_{ad} \geq A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = 0,23 \cdot 30 \cdot 37 \cdot \frac{2,1}{400} = 1,34 \text{ cm}^2 \quad ; \text{ pour les poutres principales.}$$

$$A_{\min} = 0,23 \cdot 30 \cdot 32 \cdot \frac{2,1}{400} = 1,159 \text{ cm}^2 \quad ; \text{ pour les poutres secondaires.}$$

La section d'armature choisie est supérieure à  $A_{\min}$ , donc la condition est vérifiée.

b) **Influence de l'effort tranchant sur le béton au niveau des appuis (BAEL91/art.A.5.1.32):**

$$T_u \leq \overline{T_u} = 0,40 \cdot \frac{0,9 \cdot d \cdot b \cdot f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$T_{U_{PP}} = 307,39 \text{ KN} < \overline{T_u} = 0,40 \cdot \frac{0,9 \cdot 0,37 \cdot 0,30 \cdot 25 \cdot 10^3}{1,5} = 666 \text{ KN.}$$

$$T_{U_{PS}} = 137,2 \text{ KN} < \overline{T_u} = 0,40 \cdot \frac{0,9 \cdot 0,32 \cdot 0,30 \cdot 25 \cdot 10^3}{1,5} = 576 \text{ KN.}$$

$$T_u < \overline{T_u} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**c) Vérification d'adhérence et d'entraînement des barres (BAEL 91 modifiée 99 Art 6.1.3) :**

La valeur limite de la contrainte d'adhérence pour l'ancrage des armatures est :

$$\overline{\tau_{se}} = \Psi \cdot f_{t28} = 3,15 \text{ MPa} \quad ; \text{ Avec: } \Psi = 1,5 \quad f_{t28} = 2,1 \text{ MPa.}$$

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

**➤ Poutres Principales :**

$$\Sigma U_i = n \times \pi \times \phi = 6 \times 3.14 \times 1.6 = 30.14 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_U}{0,9 \cdot d \cdot \Sigma U_i} = \frac{307.39 \cdot 10^3}{0,9 \times 370 \times 301.4} = 3.063 \text{ MPa} ; \text{ pour les poutres principales.}$$

$$\tau_{se} < \overline{\tau_{se}} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**➤ Poutres Secondaires**

$$\Sigma U_i = n \times \pi \times \phi = 3 \times 3.14 \times 1.4 + 3 \times 3.14 \times 1.2 = 24.49 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_U}{0,9 \cdot d \cdot \Sigma U_i} = \frac{137.2 \cdot 10^3}{0,9 \times 320 \times 244.9} = 0.19 \text{ MPA} ; \text{ pour les poutres secondaires.}$$

$$\tau_{se} < \overline{\tau_{se}} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**d) Encrage des armatures (longueur de scellement) (Art 6.1.22 BAEL 91 modifiée 99) :**

Condition d'équilibre :

Sur une longueur d'ancrage, la contrainte d'adhérence est supposé constante et égale à sa valeur ultime :

$$\overline{\tau_{se}} = 0,6 \cdot \Psi_s^2 \cdot f_{t28}$$

$$\tau_{se} = 0,6 \cdot 1,5^2 \cdot 2,1 = 2,835 \text{ MPA.}$$

**e) Calcul de la longueur de scellement droit des barres :**

Elle correspond à la longueur d'acier, adhérent au béton, nécessaire pour la transmission des efforts :  $L_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_s}$

- Pour  $\phi = 12$ :  $L_s = 42,32 \text{ cm.}$
- Pour  $\phi = 14$ :  $L_s = 49,38 \text{ cm.}$
- Pour  $\phi = 16$ :  $L_s = 56,43 \text{ cm.}$

Les règles du BAEL admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la partie ancrée, mesurée hors crochet, soit au moins égale à  $0,4.L_s$  pour les aciers à haute adhérence.

$$L_c = 0,4 L_s$$

- Pour  $\varnothing = 12$ :  $L_c = 16,93 \text{ cm}$
- Pour  $\varnothing = 14$ :  $L_c = 19,75 \text{ cm}$ .
- Pour  $\varnothing = 16$ :  $L_c = 22,57 \text{ cm}$ .

**f) Vérification aux cisaillements (Art 5.1.1 BAEL 91 modifiée 99) :**

Pour justifier les armatures transversales droites, on doit vérifier ce qui suit :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} < \overline{\tau}_u$$

$$\overline{\tau}_u = \min \left( \frac{0,2 \times 25}{1,5} ; 5 \text{ MPA} \right) = \min (3,33 \text{ MPA} ; 5 \text{ MPA}) = 3,33 \text{ MPA} \Rightarrow \text{Fissuration non préjudiciable.}$$

- **Poutre principale :**

$$\tau_u = \frac{307,39 \cdot 10^3}{300 \cdot 370} = 2,77 \text{ MPA.}$$

- **Poutre principale :**

$$\tau_u = \frac{137,2 \cdot 10^3}{300 \times 320} = 1,43 \text{ MPA}$$

$$\tau_u < \overline{\tau}_u \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

**VI-2-6 Vérification à l'ELS :**

Les états limites de service sont définis compte tenu des exploitations et de la durabilité de la construction, les vérifications qui leur sont relatives sont :

- Etat limite d'ouverture des fissures ;
- Etat limite de résistance du béton en compression ;
- Etat limite de déformation.

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

La fissuration étant considérée peu nuisible, alors la vérification de l'état limite des fissures n'est pas nécessaire.

**- Etat limite de résistance du béton à la compression :**

La contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte limite admissible.

$$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPA.} \quad K=1/k_1.$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s}; \quad A_s : \text{Section d'armatures adoptée à l'ELU};$$

$\sigma_s$  : Contrainte dans les aciers.

On calcul  $\rho = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d}$

Les résultats de vérifications à l'ELS, et les observations faites pour chaque cas sont résumés dans les tableaux qui suivent :

Zone	Ms (KN.m)	As (cm <sup>2</sup> )	$\rho_1$	$\beta_1$	$k_1$	$\sigma_{st}$ (MPa)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$	Observation
En travées	30.13	8.29	0,747	0,875	25	112.26	4.49	15	<b>vérifiée.</b>
Aux appuis	41.65	12.06	1.086	0,856	19.72	109.04	5.53	15	<b>vérifiée.</b>

**Tableau VI-17** : Vérification du ferrailage des poutres principales l'ELS.

Zone	Ms (KN.m)	As (cm <sup>2</sup> )	$\rho_1$	$\beta_1$	$k_1$	$\sigma_s$ (MPa)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$	Observation
travée	12.49	4,62	0,481	0,895	32.62	94.39	2.89	15	<b>vérifiée.</b>
appuis	17.79	8,01	0,834	0,870	23,46	83.22	3.54	15	<b>vérifiée.</b>

**Tableau VI-18**: Vérification du ferrailage des poutres secondaires à l'ELS.

**-Etat limite de déformation :**

Les valeurs des différentes flèches sur l'ensemble des travées sont obtenues à l'aide du logiciel ETABS.

**- Poutres principales :**

La valeur maximale de la flèche se trouve au niveau de la travée de longueur  $l=6.34m$ .

$$f = -0,009cm < \bar{f} = \frac{L_{max}}{500} = \frac{634}{500} = 1.268 \text{ cm.}$$

**- Poutres secondaires :**

La plus grande valeur de la flèche est en travée de longueur  $l = 5.54m$ .

$$f = 0,0219 \text{ cm} < \bar{f} = \frac{L_{max}}{500} = \frac{554}{500} = 1.108 \text{ cm.}$$

**Conclusion :**

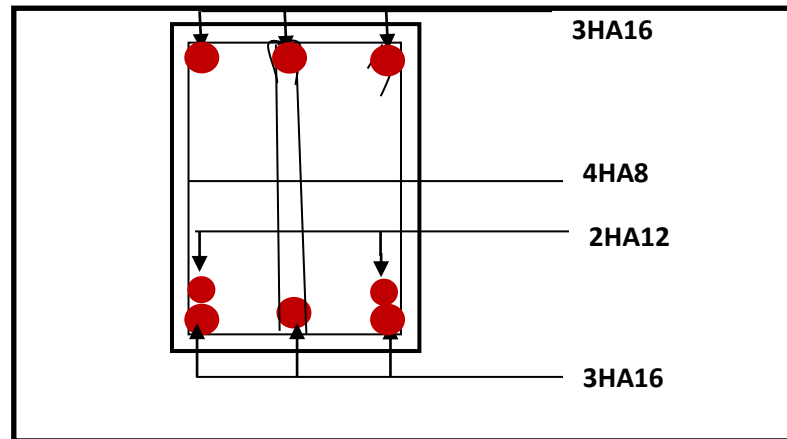
La flèche développée au niveau des poutres est suffisamment petite par rapport à la flèche admissible.

Donc, la condition de l'état limite de déformation est vérifiée.

➤ Poutres principales :

• En travée :

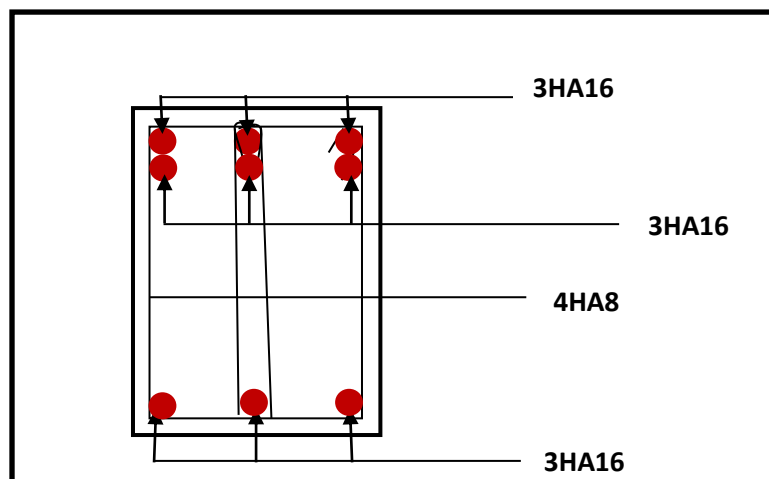
- Armatures longitudinales : **3HA16 (filantes) + 2HA12 (chapeaux)**
- Armatures transversales : **1 cadre en HA8+ étrier en HA8 = 4HA8**



**Figure VI.11:** Schéma de ferraillage en travée d'une poutre principale.

• Aux appuis :

- Armatures longitudinales : **3HA16 (filantes)+ 3HA16 (chapeaux).**
- Armatures transversales : **1 cadre en HA8+ étrier en HA8 = 4HA8**

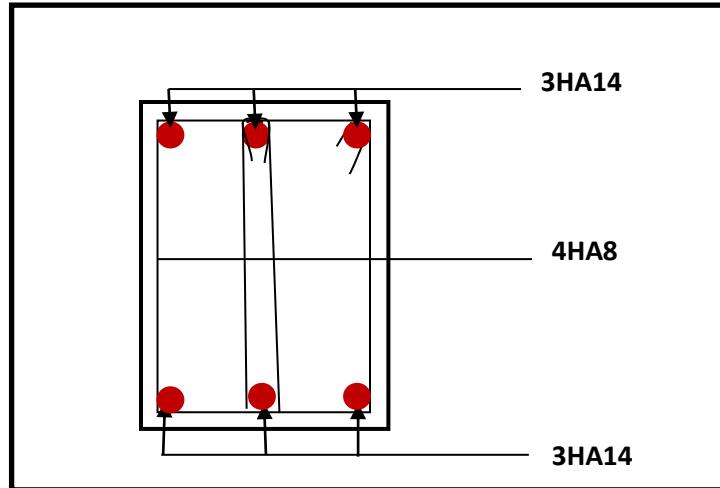


**Figure VI.12:** Schéma de ferraillage aux appuis d'une poutre principale

➤ Poutres secondaires :

• En travée :

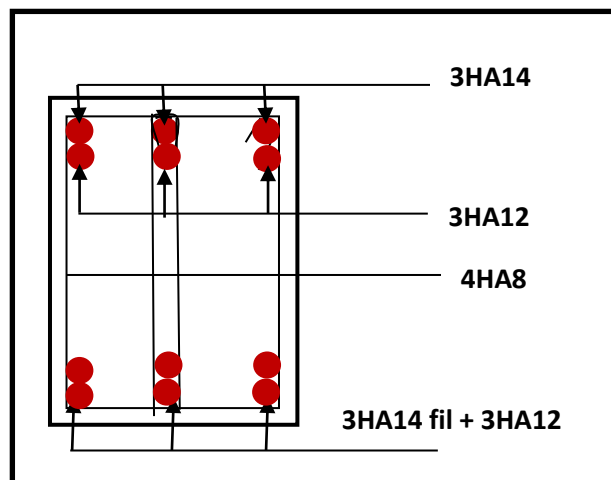
- Armatures longitudinales : **3HA14 (filantes)**
- Armatures transversales : **1 cadre en HA8+ étrier en HA8 = 4HA8**



**Figure VI.13:** Schéma de ferrailage en travée d'une poutre secondaire.

• Aux appuis:

- Armatures longitudinales : **3HA14 (filantes) + 3HA12 (chapeaux)**
- Armatures transversales : **1 cadre en HA8+ étrier en HA8 = 4HA8**



**Figure VI.14 :** Schéma de ferrailage aux appuis d'une poutre secondaire.

**VI-3.Ferraillage des voiles :****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

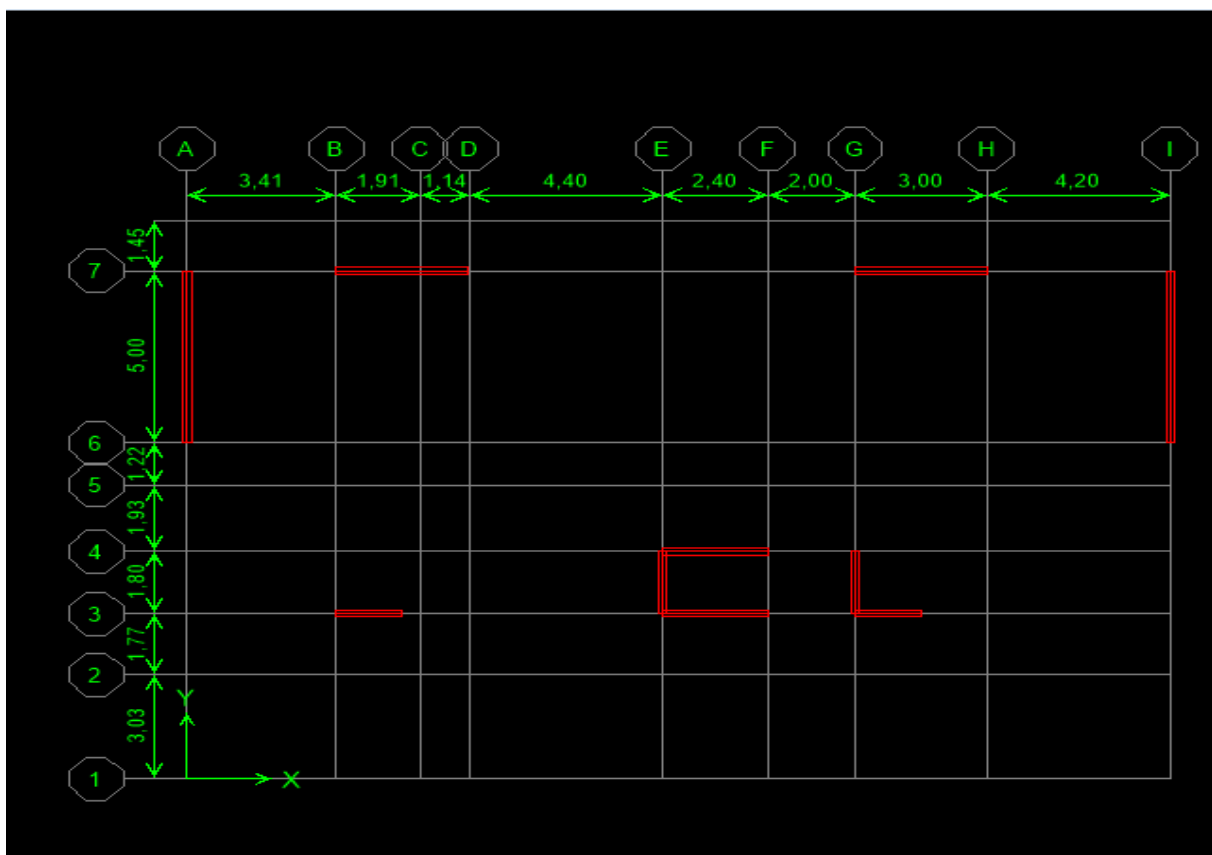
Pour faire face à ces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures :

- Armatures verticales
- Armatures horizontales
- Armatures de montages

Comme pour les poteaux nous allons dans ce cas subdiviser le Bâtiment en 3 zones :

- **Zone I** : S-SOL1, S-SOL2, RDC
- **Zone II** : 1, 2, 3 ème étage
- **Zone III** : 4,5,6 ème étage
- **Zone IV** : 7, 8,9 ème étage

Dans notre projet on a introduit les voiles dans les deux directions :



**Figure VI.15:** La disposition des voiles.

**VI-3-1. 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) :

$$d \leq \min \left( \frac{h_e}{2}, \frac{2}{3} L_c \right) \text{ [Art 7.7.4 RPA99/mod2003]}$$

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-3-2. 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 :

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.19 :** Tableau des efforts normaux

**VI-3-3 Détermination des armatures :**

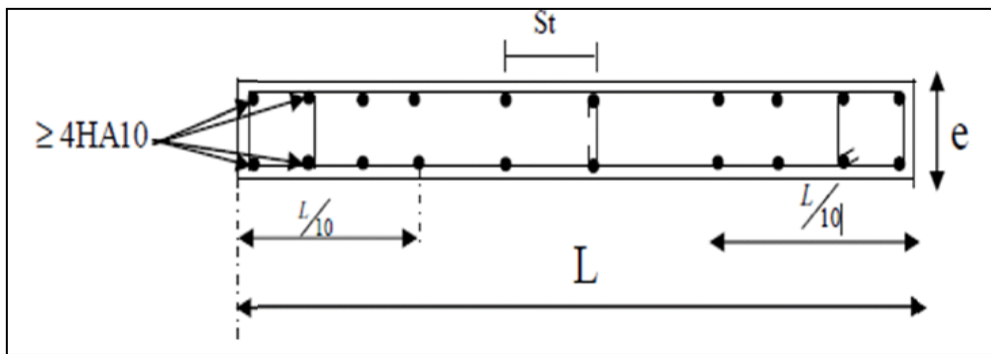
a) **Armatures verticales :**

	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	$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$

**Tableau VI-20:** Tableau des armatures verticales

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.16** : 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.

- **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.

$$\text{▪ } 0,2\% \leq \frac{A_{min}}{B} \leq 0,5\%$$

Avec :

B : section du béton comprimée.

• **Traction simple (Art A.4.2.1/ BAEL91 modifié99):**

$$\text{▪ } A_{min} \geq \frac{B \times f_{t28}}{f_e}$$

Avec :

B : section du béton tendue       $B = d \times e$

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**).

$$\text{▪ } A_{min} \geq 0.2\%B$$

**- 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 10 $\emptyset$ . (Art 7.7.4.2 RPA99/2003).

Les armatures horizontales sont disposées vers l'extérieur dans chaque nappe d'armatures.

**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 :

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq 1,5a \text{ Avec : } a=20\text{cm : épaisseur du voile.} \\ S_t \leq 30\text{cm} \end{array} \right.$$

- **Longueur de recouvrement**

Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

- 40 $\emptyset$  pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
- 20 $\emptyset$  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.

$$\emptyset \leq 0,1a = 0,1 \times 200 = 20\text{mm.}$$

**-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  $m^2$ ), dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression.

**-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 :  $V = 1,4 T$

$T$  : 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.

**2.5- 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):**

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec :

$\bar{\tau}_u$  : Contrainte limite de cisaillement  $\bar{\tau}_u = \min\left(0,15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPA}\right)$

- **D'après (Art 7.7.2 RPA 99/2003):**

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0,2 f_{c28}$$

Avec :

$$V = 1,4T$$

$T$  : 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-3-4 Calcul de ferraillage :****-Exemple de calcul:**

Soit à calculer le ferraillage du voile VL1 de la zone I :

$$L = 3 \text{ m} , e = 0,20 \text{ m}$$

$$\sigma_{\max} = 6989.24 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = -12307.18 \text{ KN/m}^2$$

⇒ La section est partiellement comprimée

**- Calcul de la longueur comprimée :**

Pour ce calcul il faut qu'on détermine la contrainte max et min (courbe enveloppe) dans le voile V sont comme suites :

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times L$$

$$L_c = \frac{6989.24}{6989.24 + 12307.18} \times 3$$

Donc :  $L_c = 1,087 \text{ m} \Rightarrow L_t = L - L_c = 1,913 \text{ m}$

**- Détermination de la longueur de la bande « d » :**

$$d \leq \min \left( \frac{h_e}{2} ; \frac{2}{3} L_c \right)$$

$$h_e = h_{s-sol} - h_{poutre} ; h_e = 3.06 - 0.4 = 2.66 \text{ m}$$

$$d \leq \min \left( \frac{2.66}{2} ; \frac{2}{3} \times 1.087 \right) ; d \leq \min (1.33 ; 0.72) ; d = 0.72$$

- bande 1 de longueur  $d_1 = 0.72 \text{ m}$  (bande extrême)
- bande 2 de longueur  $d_2 = L_t - d_1 = 1.193 \text{ m}$  (bande centrale)

**-Détermination de N :**

$$\sigma_{\max} = 6989.24 \text{ KN/m}^2$$

$$d_1 = 0.72 \text{ m} \text{ et } e = 0,2 \text{ m}$$

$$\sigma_1 = \frac{(L_t - d)\sigma_{\max}}{L_t} = \frac{(1.913 - 0.72)6989.24}{1.913} = 4358.68 \text{ KN/m}^2$$

$$N_1 = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d_1 \times e = \frac{6989.24 + 4358.68}{2} \times 0.72 \times 0.2 = \mathbf{817.05 \text{ KN}}$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \times d_2 \times e = \frac{4358.68}{2} \times 1.193 \times 0.2 = \mathbf{519.99KN}$$

### -Calcul des armatures :

#### Armatures verticales :

$$A_{V1} = \frac{N_1}{\sigma_S} = \frac{817.05 \times 10}{348} = \mathbf{23.48 \text{ cm}^2}$$

$$A_{V2} = \frac{N_2}{\sigma_S} = \frac{519.99 \times 10}{348} = \mathbf{14.94 \text{ cm}^2}$$

#### ➤ Armatures minimales :

Le pourcentage minimal exigé par le RPA pour chaque bande tendue est de 0,2, Par conséquent chaque maille (d) devrait être ferraillée avec une section d'armature supérieur à

$$A_{\min} \geq \max \left( 0,20 \% B ; \frac{B \times f_{t28}}{f_e} \right)$$

Tel que  $B=d \times e$

$$B_1= d_1 \times e = 1440 \text{ cm}^2 \rightarrow A_{\min} = \max (2.88 ; 7.56) ; A_{\min} = 7.56 \text{ cm}^2$$

$$B_2= d_2 \times e = 2386 \text{ cm}^2 \rightarrow A_{\min} = \max (4.77 ; 12.53) ; A_{\min} = 4.77 \text{ cm}^2$$

#### ➤ Armature de couture :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{\bar{V}}{f_e} \text{ avec } \bar{V} = 1.4V$$

$$A_{vj} = 1.1 \times \frac{1.4 \times 695.92 \times 10}{400}$$

$$A_{vj} = 26.79 \text{ cm}^2$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus calculée

#### ➤ Armature total :

- Bande 1 :  $A_{\text{totl}} = A_{V1} + \frac{A_{vj}}{4} = \mathbf{30.18 \text{ cm}^2}$  On adopte : **2x8HA16=32.14 cm<sup>2</sup> avec espacement de 10cm**
- Bande 2 :  $A_{\text{totl}} = A_{V2} + \frac{A_{vj}}{4} = 21.64 \text{ cm}^2$  On adopte : **2x8HA14=24.64cm<sup>2</sup> avec espacement de 15cm**

**VI-3-5 Vérifications à L'ELU:**➤ **Armatures horizontales :**

$$A_H = \max(A_V/4 ; 0,15\% B) \rightarrow A_H = \max(14,20; 9)$$

$$A_H = 14,20 \text{ cm}^2$$

**On adopte: AH= 10 HA14 = 15,4 cm<sup>2</sup>**

➤ **Armature transversales :**

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles par mètre carré.

✓ On adopte 4HA8 (2,01 cm<sup>2</sup>) par m<sup>2</sup>

➤ **Pour les potelets :**

Vu que la section d'armatures doivent dans les poteaux est supérieure à celle du voile, alors on adopte le même ferraillage que celui du poteau.

**VI-3-6 Vérification à l'ELS :**➤ **Vérification des contraintes de cisaillement :**• **BAEL 91 :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{695,92 \times 10^3}{200 \times 0,9 \times 3060} = 1,263 \text{ MPA}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ Mpa} \right\} = \min \left\{ 0,15 \frac{25}{1,15} ; 4 \text{ Mpa} \right\} = 3,26 \text{ Mpa (Fissuration préjudiciable)}$$

$$\tau_u = 1,263 \text{ MPA} < \bar{\tau}_u = 3,26 \text{ MPA} \longrightarrow \text{CV}$$

• **RPA 2003 :**

$$\bar{\tau}_b = 0,2 f_{c28} = 5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_b = \frac{1,4 \times V_u}{b \times d} = \frac{1,4 \times 695,92 \times 10^3}{200 \times 0,9 \times 3060} = 1,769 \text{ MPA}$$

$$\tau_b = 1,769 \text{ MPA} < \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPA} \longrightarrow \text{CV}$$

➤ **Vérification de la contrainte du béton :**

$$\bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_b = \frac{N_S}{B + 15A} ; \sigma_b = \frac{2050,46 \times 10^3}{0,6 \times 10^6 + 15 \times 32,14 \times 10^2} = 3,16 \text{ MPA}$$

$$\sigma_b = 3,16 \text{ MPA} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPA} \longrightarrow \text{CV}$$

## VII-4 Les résultats de calcul se résument dans les tableaux

➤ Ferraillage des Voiles longitudinaux VL1 :

:Caractéristiques géométriques		Zone I	Zone II	zone III	zone IV		
Caractéristiques géométriques	L (m)	3	3	3	3		
	e (m)	0,2	0,2	0,2	0,2		
	B (m)	0,6	0,6	0,6	0,6		
Sollicitations de calcul	$\sigma_{max}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	6989,24	2648,87	1126,89	4165,44		
	$\sigma_{min}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	-12307,18	-7142,52	-4609,02	-4923,72		
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	SPC		
	V <sub>u</sub> (kN)	695,92	571,31	401,33	249		
	L <sub>t</sub> (m)	1,91	2,19	2,41	1,63		
	L <sub>c</sub> (m)	1,09	0,81	0,59	1,37		
	d (m)	0,724	0,541	0,393	0,917		
	$\sigma_1$ [KN/m <sup>2</sup> ]	4343,117	1993,965	943,209	1816,147		
	N (kN)	N <sub>1</sub>	820,92	251,21	81,34	548,26	
		N <sub>2</sub>	516,388	328,475	190,310	128,686	
	A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>v1</sub>	23,59	7,22	0,23	1,58	
		A <sub>v2</sub>	14,84	9,44	0,55	0,37	
	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )		26,79	22,00	15,45	9,59	
	A (cm <sup>2</sup> )	A <sub>1</sub> =A <sub>v1</sub> +A <sub>vj</sub> /4	30,29	12,72	4,10	3,97	
		A <sub>2</sub> =A <sub>v2</sub> +A <sub>vj</sub> /4	21,54	14,94	4,41	2,77	
	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )		7,61	5,68	4,13	9,62	
	A <sub>v</sub> adopté (cm <sup>2</sup> )	Bonde1	32,14	24,64	18,06	18,04	
		Bonde 2	24,1	18,48	13,54	13,53	
	Ferraillage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2 x 8HA16	2 x 8HA14	2 x8HA12	2x8HA12
			Bonde 2	2x 6HA16	2 x 6HA14	2 x 6HA12	2X6HA12
S <sub>t</sub> (cm)		Bonde1	10 cm	10cm	10 cm	10cm	
		Bonde 2	15cm	15cm	15cm	15cm	
A <sub>Hmin</sub> =0.0015*B (cm <sup>2</sup> )/bande		9,00	9,00	9,00	9,00		
A <sub>H</sub> /nappe (cm <sup>2</sup> )		14,20	10,78	3,38	7,89		
Choix des barres/nappe (cm <sup>2</sup> )		10HA14/nappe	10HA12/nappe	8HA12/nappe	8HA12/nappe		
ep =10cm		(A=15.4cm <sup>2</sup> )	(A=11.3cm <sup>2</sup> )	(A=9.03cm <sup>2</sup> )	(A=9.03cm <sup>2</sup> )		
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m <sup>2</sup>				
	contrainte	$\tau_u$ (MPa)	1,289	1,058	0,743	0,461	
		$\tau_b$ (MPa)	1,804	1,481	1,040	0,646	
	ELS	N <sub>s</sub> (kN)	2050,46	1778,43	1287,64	689,19	
		$\sigma_b$ (MPa)	2,99	2,75	2,08	1,06	

**Tableau VI.21:** Ferrailage des Voiles longitudinaux VL1➤ **Ferrailage des Voiles longitudinaux VL2**

Caractéristiques géométriques		Zone I	Zone II	zone III	zone IV		
Caractéristiques géométriques	L (m)	1,5	1,5	1,5	1,5		
	e (m)	0,2	0,2	0,2	0,2		
	B (m)	0,3	0,3	0,3	0,3		
Sollicitations de calcul	$\sigma_{max}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	6135,29	2082,03	2410,3	6319,43		
	$\sigma_{min}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	-10803,59	-5753,27	-5776,6	-7049,19		
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	SPC		
	V <sub>u</sub> (kN)	221,63	273,56	255,24	191,33		
	L <sub>t</sub> (m)	0,96	1,10	1,06	0,79		
	L <sub>c</sub> (m)	0,54	0,40	0,44	0,71		
	d (m)	0,362	0,266	0,294	0,473		
	$\sigma_1$ [KN/m <sup>2</sup> ]	3812,495	1579,724	1739,831	2542,618		
	N (kN)	N <sub>1</sub>	360.31	97.30	122,18	418.91	
		N <sub>2</sub>	226,651	132,016	132,919	80,915	
	A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>v1</sub>	<b>10,35</b>	<b>2,80</b>	<b>0,35</b>	<b>1,20</b>	
		A <sub>v2</sub>	<b>6,51</b>	<b>3,79</b>	<b>0,38</b>	<b>0,23</b>	
	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )		8,53	10,53	9,83	7,37	
	A (cm <sup>2</sup> )	A <sub>1</sub> =A <sub>v1</sub> +A <sub>vj</sub> /4	<b>12,49</b>	<b>5,43</b>	<b>2,81</b>	<b>3,05</b>	
		A <sub>2</sub> =A <sub>v2</sub> +A <sub>vj</sub> /4	<b>8,65</b>	<b>6,43</b>	<b>2,84</b>	<b>2,07</b>	
	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )		3,80	2,79	3,09	4,96	
	A <sub>v</sub> adopté (cm <sup>2</sup> )	Bonde1	<b>16,06</b>	<b>16,06</b>	<b>12,32</b>	<b>12,32</b>	
		Bonde 2	<b>9,24</b>	<b>9,24</b>	<b>6,76</b>	<b>6,76</b>	
	Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	<b>2x4HA16</b>	<b>2x4HA16</b>	<b>2x4HA14</b>	<b>2x4HA14</b>
			Bonde 2	<b>2x3HA14</b>	<b>2x3HA14</b>	<b>2 x3HA12</b>	<b>2X3HA12</b>
S <sub>t</sub> (cm)		Bonde1	10 cm	10cm	10cm	10cm	
		Bonde 2	15cm	15cm	15cm	15cm	
A <sub>Hmin</sub> =0.0015*B (cm <sup>2</sup> )/bande		4,50	4,50	4,50	4,50		
A <sub>H</sub> /nappe (cm <sup>2</sup> )		6,16	6,16	4,52	4,52		
Choix des barres/nappe (cm <sup>2</sup> )		<b>6HA12/nappe</b>	<b>6HA12/nappe</b>	<b>6HA12/nappe</b>	<b>6HA12/nappe</b>		
ep =20cm		(A=6,77cm <sup>2</sup> )	(A=6,77cm <sup>2</sup> )	(A=6,77cm <sup>2</sup> )	(A=6,77cm <sup>2</sup> )		
Vérification des contraintes	Armature transversal		<b>4 Epingles HA8/m<sup>2</sup></b>				
	contrainte	$\tau_u$ (MPa)	0,821	1,013	0,945	0,709	
		$\tau_b$ (MPa)	1,149	1,418	1,323	0,992	
	ELS	N <sub>s</sub> (kN)	852,26	708,69	523,73	285,8	
$\sigma_b$ (MPa)		<b>2,53</b>	<b>2,10</b>	<b>1,60</b>	<b>0,87</b>		

**Tableau VI.22:** Ferrailage des Voiles longitudinaux VL2

➤ **Ferraillage de Voiles longitudinal VL3:**

Caractéristiques géométriques		Zone I	Zone II	zone III	zone IV		
Caractéristiques géométriques	L (m)	2,4	2,4	2,4	2,4		
	e (m)	0,2	0,2	0,2	0,2		
	B (m)	0,48	0,48	0,48	0,48		
Sollicitations de calcul	$\sigma_{max}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	7400,34	1448,24	1259,16	1381,71		
	$\sigma_{min}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	-11251,88	-4525,79	-2870,31	-2399,88		
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	SPC		
	V <sub>u</sub> (kN)	416,53	371,26	358,62	280,48		
	L <sub>t</sub> (m)	1,45	1,82	1,67	1,52		
	L <sub>c</sub> (m)	0,95	0,58	0,73	0,88		
	d (m)	0,635	0,388	0,488	0,585		
	$\sigma_1$ [KN/m <sup>2</sup> ]	4155,547	1139,285	890,911	851,372		
	N (kN)	N <sub>1</sub>	733,57	100,36	104,90	130,55	
		N <sub>2</sub>	337,840	162,953	105,156	79,900	
	A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>v1</sub>	<b>21,08</b>	<b>2,88</b>	<b>0,30</b>	<b>0,38</b>	
		A <sub>v2</sub>	<b>9,71</b>	<b>4,68</b>	<b>0,30</b>	<b>0,23</b>	
	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )		16,04	14,29	13,81	10,80	
	A (cm <sup>2</sup> )	A <sub>1</sub> =A <sub>v1</sub> +A <sub>vj</sub> /4	<b>25,09</b>	<b>6,46</b>	<b>3,75</b>	<b>3,07</b>	
		A <sub>2</sub> =A <sub>v2</sub> +A <sub>vj</sub> /4	<b>13,72</b>	<b>8,26</b>	<b>3,75</b>	<b>2,93</b>	
	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )		6,67	4,07	5,12	6,14	
	A <sub>v</sub> adopté (cm <sup>2</sup> )	Bonde1	<b>32,14</b>	<b>24,64</b>	<b>18,06</b>	<b>18,06</b>	
		Bonde 2	<b>15,4</b>	<b>15,4</b>	<b>11,3</b>	<b>11,3</b>	
	Ferraillage des voiles	Choix des barres	Bonde1	<b>2x8HA16</b>	<b>2x8HA14</b>	<b>2x8HA12</b>	<b>2x8HA12</b>
			Bonde 2	<b>2x5HA14</b>	<b>2x5HA14</b>	<b>2 x5HA12</b>	<b>2X5HA12</b>
S <sub>t</sub> (cm)		Bonde1	10 cm	10cm	10 cm	10cm	
		Bonde 2	15cm	15cm	15cm	15cm	
A <sub>Hmin</sub> =0.0015*B (cm <sup>2</sup> )/bande		7,20	7,20	7,20	7,20		
A <sub>H</sub> /nappe (cm <sup>2</sup> )		10,78	10,78	7,91	7,91		
Choix des barres/nappe (cm <sup>2</sup> )		<b>7HA14/nappe</b>	<b>7HA14/nappe</b>	<b>7HA14/nappe</b>	<b>7HA14/nappe</b>		
ep =15cm		(A=10,78cm <sup>2</sup> )	(A=10,78cm <sup>2</sup> )	(A=10,78cm <sup>2</sup> )	(A=10,78cm <sup>2</sup> )		
Vérification des contraintes	Armature transversal		<b>4 Epingles HA8/m<sup>2</sup></b>				
	contrainte	$\tau_u$ (MPa)	0,964	0,859	0,830	0,649	
		$\tau_b$ (MPa)	1,350	1,203	1,162	0,909	
	ELS	N <sub>s</sub> (kN)	1133,93	888,46	613,68	324,75	
		$\sigma_b$ (MPa)	<b>2,08</b>	<b>1,63</b>	<b>1,16</b>	<b>0,62</b>	

**Tableau VI.23:** Ferraillage de Voile longitudinal VL3 :

➤ **Ferraillage de Voiles longitudinal VT1:**

Caractéristiques géométriques		Zone I	Zone II	zone III	zone IV		
Caractéristiques géométriques	L (m)	5	5	5	5		
	e (m)	0,2	0,2	0,2	0,2		
	B (m)	1	1	1	1		
Sollicitations de calcul	$\sigma_{max}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	9765,12	5711	2956,51	4528,29		
	$\sigma_{min}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	-13347,35	-8611,61	-4871,04	-4882,9		
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	SPC		
	V <sub>u</sub> (kN)	1300	1131,04	851,79	497,86		
	L <sub>t</sub> (m)	2,89	3,01	3,11	2,59		
	L <sub>c</sub> (m)	2,11	1,99	1,89	2,41		
	d (m)	1,408	1,329	1,259	1,604		
	$\sigma_1$ [KN/m <sup>2</sup> ]	5002,249	3186,074	1760,194	1728,668		
	N (kN)	N <sub>1</sub>	2079,76	1182,54	593,84	1003,53	
		N <sub>2</sub>	739,898	534,357	326,068	171,195	
	A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>v1</sub>	<b>59,76</b>	<b>33,98</b>	<b>1,71</b>	<b>2,88</b>	
		A <sub>v2</sub>	<b>21,26</b>	<b>15,36</b>	<b>0,94</b>	<b>0,49</b>	
	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )		50,05	43,55	32,79	19,17	
	A (cm <sup>2</sup> )	A1=A <sub>v1</sub> +A <sub>vj</sub> /4	<b>72,28</b>	<b>44,87</b>	<b>9,90</b>	<b>7,68</b>	
		A2=A <sub>v2</sub> +A <sub>vj</sub> /4	<b>33,77</b>	<b>26,24</b>	<b>9,14</b>	<b>5,28</b>	
	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )		14,79	13,96	13,22	16,84	
	A <sub>v</sub> adopté (cm <sup>2</sup> )	Bonde1	<b>72,34</b>	<b>72,34</b>	<b>55,44</b>	<b>55,44</b>	
		Bonde 2	<b>36,16</b>	<b>36,16</b>	<b>27,72</b>	<b>27,72</b>	
	Ferraillage des voiles	Choix des barres	Bonde1	<b>2x18HA16</b>	<b>2x18HA16</b>	<b>2x18HA14</b>	<b>2x18HA14</b>
			Bonde 2	<b>2x 9HA16</b>	<b>2x9HA16</b>	<b>2x9HA14</b>	<b>2X9HA14</b>
S <sub>t</sub> (cm)		Bonde1	10 cm	10cm	10 cm	10cm	
		Bonde 2	15cm	15cm	15 cm	15cm	
A <sub>Hmin</sub> =0.0015*B (cm <sup>2</sup> )/bande		15,00	15,00	15,00	9,00		
A <sub>H</sub> /nappe (cm <sup>2</sup> )		27,13	27,13	20,79	20,79		
Choix des barres/nappe (cm <sup>2</sup> )		<b>14HA16/nappe</b>	<b>14HA16/nappe</b>	<b>14HA16/nappe</b>	<b>14HA16/nappe</b>		
ep =10cm		(A=28,13cm <sup>2</sup> )	(A=28,13cm <sup>2</sup> )	(A=28,13cm <sup>2</sup> )	(A=28,13cm <sup>2</sup> )		
Vérification des contraintes	Armature transversal		<b>4 Epingles HA8/m<sup>2</sup></b>				
	contrainte	$\tau_u$ (MPa)	1,444	1,257	0,946	0,553	
		$\tau_b$ (MPa)	2,022	1,759	1,325	0,774	
	ELS	N <sub>s</sub> (kN)	2124,6	1682,23	1184,17	614,32	
		$\sigma_b$ (MPa)	<b>1,83</b>	<b>1,45</b>	<b>1,05</b>	<b>0,55</b>	

**Tableau VI.24:** Ferraillage de Voile longitudinal VT1:

➤ **Ferraillage des Voiles transversaux VT2**

Caractéristiques géométriques		Zone I	Zone II	zone III	zone IV	
Caractéristiques géométriques	L (m)	1,8	1,8	1,8	1,8	
	e (m)	0,2	0,2	0,2	0,2	
	B (m)	0,36	0,36	0,36	0,36	
Sollicitations de calcul	$\sigma_{max}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	4732,95	1896,22	611,38	713,4	
	$\sigma_{min}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	-8872,42	-4799,14	-2702,27	-1963,25	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	SPC	
	V <sub>u</sub> (kN)	307,14	266,21	256,18	198,21	
	L <sub>t</sub> (m)	1,17	1,29	1,47	1,32	
	L <sub>c</sub> (m)	0,63	0,51	0,33	0,48	
	d (m)	0,417	0,340	0,221	0,320	
	$\sigma_1$ [KN/m <sup>2</sup> ]	3049,770	1396,735	519,165	540,578	
	N (kN)	N <sub>1</sub>	324,89	111,91	25,03	40,11
		N <sub>2</sub>	230,678	132,740	64,713	54,080
	A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>v1</sub>	<b>9,34</b>	<b>3,22</b>	<b>0,07</b>	<b>0,12</b>
		A <sub>v2</sub>	<b>6,63</b>	<b>3,81</b>	<b>0,19</b>	<b>0,16</b>
	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )		11,82	10,25	9,86	7,63
	A (cm <sup>2</sup> )	A1=A <sub>v1</sub> +A <sub>vj</sub> /4	<b>12,29</b>	<b>5,78</b>	<b>2,54</b>	<b>2,02</b>
		A2=A <sub>v2</sub> +A <sub>vj</sub> /4	<b>9,58</b>	<b>6,38</b>	<b>2,65</b>	<b>2,06</b>
	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )		4,38	3,57	2,32	3,36
	A <sub>v</sub> adopté (cm <sup>2</sup> )	Bonde1	<b>12,32</b>	<b>12,32</b>	<b>9,02</b>	<b>9,02</b>
		Bonde 2	<b>12,32</b>	<b>12,32</b>	<b>9,02</b>	<b>9,02</b>
Ferraillage des voiles	Choix des barres	Bonde1	<b>2x4HA14</b>	<b>2x4HA14</b>	<b>2x4HA12</b>	<b>2x4HA12</b>
		Bonde 2	<b>2x4HA14</b>	<b>2x4HA14</b>	<b>2x4HA12</b>	<b>2x4HA12</b>
	S <sub>t</sub> (cm)	Bonde1	10 cm	10cm	10 cm	10cm
		Bonde 2	15 cm	15cm	15cm	15cm
	A <sub>Hmin</sub> =0.0015*B (cm <sup>2</sup> )/bande		5,40	5,40	5,40	5,40
	A <sub>H</sub> /nappe (cm <sup>2</sup> )		6,16	6,16	4,51	4,51
	Choix des barres/nappe (cm <sup>2</sup> )		<b>6HA12/nappe</b>	<b>6HA12/nappe</b>	<b>6HA12/nappe</b>	<b>6HA12/nappe</b>
ep =20cm		(A=6,77cm <sup>2</sup> )	(A=6,77cm <sup>2</sup> )	(A=6,77cm <sup>2</sup> )	(A=6,77cm <sup>2</sup> )	
Vérification des contraintes	Armature transversal		<b>4 Epingles HA8/m<sup>2</sup></b>			
	contrainte	$\tau_u$ (MPa)	0,948	0,822	0,791	0,612
		$\tau_b$ (MPa)	1,327	1,150	1,107	0,856
	ELS	N <sub>s</sub> (kN)	1029,4	829,92	594,99	337,93
$\sigma_b$ (MPa)		<b>2,59</b>	<b>2,09</b>	<b>1,54</b>	<b>0,87</b>	

**Tableau VI.25** : Ferraillage des voiles transversaux VT2

**VII-1 Introduction :**

Les fondations sont des éléments de la structure ayant pour objet la transmission des efforts apportés par la structure au sol. Ces efforts consistent en :

- **Un effort normal** : charges et surcharges verticales centrées ;
- **Une force horizontale** : résultante de l'action sismique ;
- **Un moment** qui peut être de valeur variable qui s'exerce dans les plans différents.

Nous pouvons classer les fondations en :

- **Fondations superficielles** : Utilisées pour des sols de bonne capacité portante.

Elles sont réalisées près de la surface, (semelles isolées, semelles filantes et radier).

- **Fondations profondes** : Utilisées lorsque le bon sol est assez profond (pieux, puits).

**VII-2 Étude géotechnique du sol :**

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude détaillée du sol qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier. Les résultats de cette étude sont :

- La contrainte admissible du sol est  $\sigma_{\text{sol}} = 2$  bars à 1m de profondeur.
- Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux.

**VII-3-Choix du type de fondation :**

Le choix du type de fondation dépend du type de la superstructure ainsi que les caractéristiques topographiques et géologiques du terrain.

Ce choix est défini par :

- La stabilité de l'ouvrage ;
- La facilité de l'exécution ;
- La capacité portante du sol ;
- L'importance de la superstructure ; l'économie.

**VII-3-1 Semelles isolées sous poteaux :**

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal  $N_{s \text{ max}}$  qui est obtenu à la base de tous les poteaux du sous-sol.

$$A \cdot B \geq \frac{N_{\text{ser}}}{\sigma_{\text{sol}}}$$

**Homothétie des dimensions** :  $\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K = 1$

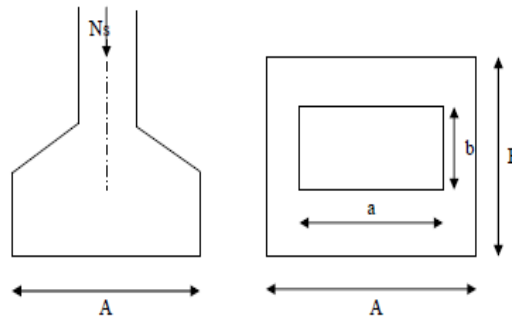
$$D'ou B \geq \sqrt{\frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}}$$

**Exemple de calcul :**

$$N_{ser} = 1852.39 \text{ KN.}$$

$$\sigma_{sol} = 0,20 \text{ MPa.}$$

$$B \geq \sqrt{\frac{1852.39}{200}} = 3.04\text{m} \text{ Donc } A = B = 3.05\text{m.}$$



On a la section des semelles sous poteau totale est:  $S=n B^2=26 \times 3.05^2=241.865\text{m}^2$

**Avec:**

-n: nombre des poteaux

La section totale à la base est :  $S_t=301.08 \text{ m}^2$

**Donc :**

$$S_t=241.865 \text{ m}^2 > 50S_{bat}=150.54 \text{ m}^2$$

**Remarque :**

On remarque que la surface occupée par les semelles sous poteaux dépasse **50** de la surface totale du bâtiment, ce qui revient à dire que ce type de semelles ne convient pas à notre cas. Alors il faut opter pour des semelles filantes

**VII-3-2 Semelles filantes :**

**VII-3-2.1) Semelles filantes sous voiles :**

$$\frac{N_s}{S} \leq \sigma_{sol} \quad \frac{N_s}{BXL} \leq \sigma_{sol}$$

$$B= \frac{N_s}{\sigma_{sol} \times l}$$

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.

Voiles	N <sub>s</sub>	L(m)	B(m)	S=B.L
Vl <sub>1</sub>	1761.98	3	2.93663333	8.8099
Vl <sub>2</sub>	1852.39	3	3.08731667	9.26195
Vl <sub>3</sub>	1104.92	1.5	3.68306667	5.5246
Vl <sub>4</sub>	1615.96	1.5	5.38653333	8.0798
Vl <sub>5</sub>	1527.46	2.4	3.18220833	7.6373
Vl <sub>6</sub>	988.75	2.4	2.05989583	4.94375
<b>ΣS</b>				<b>44.2573</b>

**Tableau VII-1 :** Surface des semelles filantes sous voiles (sens longitudinal).

Voiles	G+Q	L(m)	B(m)	S=B.L
Vt <sub>1</sub>	1448.63	5	1.44863	7.24315
Vt <sub>2</sub>	1611.94	5	1.61194	8.0597
Vt <sub>3</sub>	1527.46	1.8	4.242944444	7.6373
Vt <sub>4</sub>	1615.95	1.8	4.48875	8.07975
<b>ΣS</b>				<b>31.0199</b>

**Tableau VII-2 :** Surface de semelles filantes sous voiles (sens transversal).

La surface totale des semelles filantes sous voiles

$$S_t = 44.2573 + 31.0199 = 75.2772 \text{ m}^2.$$

### **VII-3-2 -2 Semelles filantes sous poteaux :**

#### **a) Hypothèses de calcul :**

La semelle 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 leurs centres de gravité coïncident avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

#### **b) Étape du calcul :**

- Détermination de la résultante des charges :  $R = \sum N_i$ .

Avec:

**R** : réaction du sol donnée en fonction de la contrainte  $\sigma_{\text{sol}}$ .

$\sum N_i$  : charges verticales totales à la base de la fondation (charges permanentes et d'exploitation).

- 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 (ml) de semelle :

Si :  $e \leq \frac{L}{6}$  → Répartition trapézoïdale.

$e > \frac{L}{6}$  → Répartition triangulaire.

**Avec :**

L : longueur du bâtiment.

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \left( 1 + \frac{6e}{L} \right) \quad q_{\min} = \frac{R}{L} \left( 1 - \frac{6e}{L} \right) \quad \text{et} \quad q\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{R}{L} \left( 1 + \frac{3e}{L} \right)$$

- Détermination de largeur B de la semelle :  $B \geq \frac{q\left(\frac{L}{4}\right)}{\sigma_{sol}}$

Avec: L : distance entre nus des poteaux.

### c) Exemple de calcul :

Dimensionnement des semelles filantes sous poteaux : fil de poteaux le plus sollicité.

Donc on fera le calcul sur le portique transversal. Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Poteaux	N <sub>s</sub> (kn)	M <sub>s</sub> (kn.m)	e <sub>i</sub> ( m)	N <sub>s</sub> . e <sub>i</sub> (kn.m)
4	1581.11	12.993	7.375	11660.686
3	1590.29	-8.382	2.575	4094.9968
2	1527.46	3.737	-2.575	-3933.21
1	604.53	-12.54	-7.375	-4458.409
Total	5303.39	-4.192	/	7364.0648

**Tableau VII-3 :** Surface de semelles filantes sous poteaux.

Coordonnées de la résultante des forces par rapport au centre de gravité de la semelle :

$$e = \frac{7364.0648 - 4.192}{5303.39} = 1.388 \text{ m}$$

Distribution des sollicitations par mètre linéaire des semelles :

$$e = 1.388 \text{ m} \leq \frac{L}{6} = \frac{14.75}{6} = 2.458 \text{ m} \rightarrow \text{Répartition trapézoïdale.}$$

$$q_{\min} = \frac{N_s}{L} \left( 1 - \frac{6.e}{L} \right) = \frac{5303.39}{14.75} \left( 1 - \frac{6.1.388}{14.75} \right) = 156.55 \text{ kN/m.}$$

$$q_{\max} = \frac{N_s}{L} \left( 1 + \frac{6.e}{L} \right) = \frac{5303.39}{14.75} \left( 1 + \frac{6.1.388}{14.75} \right) = 562.56 \text{ kN/m.}$$

$$q_{(L/4)} = \frac{N_s}{L} \left( 1 + \frac{3.e}{L} \right) = \frac{5303.39}{14.75} \left( 1 + \frac{3.1.388}{14.75} \right) = 461.055 \text{ kN/m.}$$

**d) Détermination de la largeur de la semelle :**

$$B \geq \frac{q\left(\frac{L}{4}\right)}{\sigma_{sol}} = \frac{461.055}{200} = 2.305 \text{ m.}$$

On prend  $B = 2.35 \text{ m.}$

On aura donc,  $S_p = (2,35.14,75.3) = 103,988 \text{ m}^2$ .

$$S_v = 75.2772 \text{ m}^2.$$

$$S_t = 103.988 + 75.2772 = 179.265 \text{ m}^2.$$

La surface totale du bâtiment est : 301.08

$$\frac{179.265}{301.08} = 59.55\%$$

**Remarque :**

Les semelles présentent de grandes largeurs provoquant un chevauchement entre elles ; occupant ainsi une superficie supérieure à **50 %** de la surface totale du bâtiment, pour cela nous opterons pour un radier général.

**VII-4 Etude du radier nervuré :**

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 présente les avantages suivants :

- ✓ Grande rigidité en son plan horizontal.
- ✓ Bonne répartition des charges.
- ✓ Evite les tassements différentiels importants.
- ✓ Facilité de coffrage et la mise en œuvre du béton.
- ✓ Rapidité d'exécution.

**VII-4-1 Pré dimensionnement du radier :**

**a) Selon la condition d'épaisseur minimale :**

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm (  $h_{\min} \geq 25 \text{ cm}$  )

**b) Selon la condition forfaitaire :**

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5} ; h : \text{épaisseur du radier.}$$

$L_{\max}$  : distance entre deux voiles successifs.

$$L_{\max} = 5\text{m} \rightarrow 62,50 \text{ cm} \leq h \leq 100 \text{ cm} \rightarrow \text{On prend : } h = 100 \text{ cm.}$$

**c) Condition de vérification de la longueur élastique :**

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{K \cdot b}} \geq \frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} \cdot L_e \rightarrow \text{Ce qui conduit à } \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}\right)^4 \frac{3 \cdot K}{E}}$$

Avec :

$L_e$  : Largeur du radier présentant une bande de 1m;

$K$  : Module de raideur du sol, rapporté a l'unité de surface

- 5MPa Très mauvais sol
- 40 MPa sol moyen
- 120 MPa Très bon sol

Dans notre cas on a un sol moyen alors  $K=40 \text{ MPa}$

$I$  : L'inertie de la section du radier (bande de 1m) ;

$E$  : Module de déformation longitudinale déferée

$$E_{vj} = 37000 \sqrt[3]{f_{c28}} \dots \dots \dots \text{ (BAEL91/ Art A.2.1, 2)}$$

Pour  $f_{c28} = 25 \text{ MPA}$                        $E_{vj} = 10818,86 \text{ MPA}$

$L_{\max}$  : Distance maximale entre deux voiles successifs ou poteaux.

$$\text{D'ou: } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \cdot 5\right)^4 \frac{3 \cdot 40}{10818,86}} = 1,04 \text{ m.}$$

D'après ces conditions de la vérification de la longueur élastique ; On opte pour  **$h=110\text{cm}$**

**La dalle :**

La dalle du radier doit satisfaire la condition suivante :

$$h_d > \frac{L_{\max}}{20}, \text{ avec un minimum de 25cm.}$$

$$h_d > \frac{500}{20} = 0,25\text{m Soit } h_d = \mathbf{40\text{cm.}}$$

**Nervure (poutre) :**

Elle doit vérifier la condition suivante :

$$h_n > \frac{L_{\max}}{10} = \frac{500}{10} = 50 \text{ cm Soit } h_n = \mathbf{110\text{cm.}}$$

La nervure du radier doit avoir une largeur :

$$0,4h \leq b_n \leq 0,7 h_n \rightarrow 40 \leq b_n \leq 70 \text{ Soit } b_n = \mathbf{55 \text{ cm.}}$$

**Dalle flottante :**

$$\frac{L_{\max}}{50} \leq h_t \leq \frac{L_{\max}}{40}$$

$$\frac{500}{50} \leq h_t \leq \frac{500}{40} \rightarrow 10\text{cm} \leq h_t \leq 12,50 \text{ cm soit } h_t = \mathbf{12\text{cm.}}$$

**Remarque :**

On adoptera pour une épaisseur constante sur toute l'étendue du radier :

- La dalle :  $h_d = \mathbf{40 \text{ cm.}}$

- La nervure :  $h_n = \mathbf{110 \text{ cm.}}$

$$b_n = \mathbf{55 \text{ cm.}}$$

- La dalle flottante :  $h_t = \mathbf{12 \text{ cm.}}$

**VII-4-2 détermination des sollicitations :**

Charge du bâtiment  $G_{\text{bat}} = 27748.02 \text{ KN.}$

Charge d'exploitation  $Q = 7336.55 \text{ KN.}$

**Combinaison d'actions :**

A l'ELU:  $N_u = 1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q = 48464.652 \text{ KN.}$

A l'ELS :  $N_s = G + Q = 35084.57 \text{ KN.}$

**VII-4-3 Détermination de la surface du radier :**

$$\text{A l'ELU : } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_u}{1,33 \cdot \sigma_{\text{sol}}} = \frac{48464,652}{1,33 \cdot 200} = 182,198 \text{ m}^2$$

$$\text{A l'ELS : } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_s}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{35084,57}{200} = 175,42 \text{ m}^2$$

D'où :  $S_{\text{bat}} > \max(S_1, S_2)$

$$S_{\text{bat}} = 301,08 \text{ m}^2 > S_{\text{radier}} = 182,198 \text{ m}^2.$$

**Remarque :**

Étant donné que la surface du bâtiment est supérieure à celle du radier, donc on n'aura pas de débord. Les règles du BAEL, nous imposent un débord minimal qui sera calculé comme suit :

$$L_{\text{déb}} \geq \max\left(\frac{h}{2}; 30 \text{ cm}\right) = \left(\frac{110}{2}; 30 \text{ cm}\right) = 55 \text{ cm}.$$

On prend:  $L_{\text{déb}} = 55 \text{ cm}$ .

$$S_{\text{radier}} = S_{\text{bat}} + S_{\text{déb}}$$

$$S_{\text{radier}} = 301,08 + 35,255 = 336,335 \text{ m}^2.$$

Donc on aura une surface totale du radier :  $S_{\text{radier}} = 336,335 \text{ m}^2$ .

**VII-4-4 Détermination des efforts à la base du radier :**

- **Poids du radier :**

$G_{\text{rad}} = \text{Poids de la dalle} + \text{poids de la nervure} + \text{poids de (T.V.O)} + \text{poids de la dalle flottante}$

- **Poids de la dalle**

$$\text{Poids de la dalle} = S_{\text{radier}} \times h_d \times \rho_b = 25 \times 0,4 \times 336,335 = 3363,35 \text{ KN}$$

- **Poids des nervures**

$$\text{Poids des nervures} = \{b_n \times (h_n - h_d) \times (L_x \times n + L_y \times m)\} \rho_b$$

$$= 0,55 \times (1,1 - 0,4) \times (22,46 \times 6 + 14,75 \times 3) \times 25 = 1722,97 \text{ KN}$$

- **Poids de T.V.O**

$$P_{\text{TVO}} = (S_{\text{rad}} - S_{\text{ner}}) \cdot (h_n - h_d) \cdot \rho$$

$$P_{\text{TVO}} = (336,335 - 36,69) \times (1,1 - 0,4) \times 25 = 5243,79 \text{ KN}$$

Sachant que :  $S_{\text{ner}} = b \cdot l_x \cdot n + b \cdot l_y \cdot m = 0,55 \times 22,46 \times 6 + 0,55 \times 14,75 \times 3 = 36,69 \text{ m}^2$

- **Poids de la dalle flottante**

Poids de la dalle flottante =  $S_{rad} \times ep \times pb$

Poids de la dalle flottante =  $336.335 \times 0,1 \times 25 = 840.84$  KN

$G_{rad} = 3363.35 + 1722.97 + 5243.79 + 840.84 = 5927.16$  KN

- **Poids total de la structure :**

$G_{tot} = G_{rad} + G_{bat} = 5927.16 + 27748.02 = 33675.18$  KN

$Q_{tot} = Q_{bat} + Q_{rad} = 6643,30 + (4 \times 336,335) = 7988.64$  KN

- **Combinaison d'actions :**

- A l'état limite ultime :  $N_u = 1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q = 57444.453$  KN

- A l'état ultime de service :  $N_s = G + Q = 41663.82$  KN.

#### **VII-4-5 Vérification :**

- **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

Il faut vérifier que  $\tau_u < \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \cdot d} < \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = 2,25 \text{ MPa.}$$

$b = 100 \text{ cm}$  ;  $d = 0,9 \cdot h_d = 0,9 \cdot 40 = 36 \text{ cm}$

$$T_u^{max} = q_u \cdot \frac{L_{max}}{2} = \frac{N_u \cdot b}{S_{rad}} \cdot \frac{L_{max}}{2}$$

$$T_u^{max} = \frac{57444.453}{336.335} \cdot \frac{5}{2} = 426.988 \text{ KN.m}$$

$$\tau_u = \frac{426.988 \cdot 10^{-3}}{1 \cdot 0,36} = 1,19 \text{ MPa.} < \bar{\tau}_u = 2,25 \text{ MPa.} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Vérification de la stabilité du radier :**

a) **Calcul du centre de gravité du radier :**

$$X_G = \frac{22.46}{2} = 11.23 \text{ m} ; Y_G = \frac{14.75}{2} = 7.375 \text{ m}$$

b) **Moment d'inertie du radier :**

$$I_{xx} = \frac{bh^3}{12} = 6006.27 \text{ m}^4 ; I_{yy} = \frac{hb^3}{12} = 13926.44 \text{ m}^4$$

La stabilité du radier consiste en la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- Effort normal (N) dû aux charges verticales.
- Moment de renversement (M) dû au séisme dans le sens considéré.

$$M = M_0 + T_0 \times h$$

Avec :  $M_0$  : Moment sismique à la base du bâtiment (tiré à partir du logiciel).

$T_0$  : Effort tranchant à la base du bâtiment (tiré à partir du logiciel).

$h$  : Profondeur de l'infrastructure (dalle + nervure).

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne :

$$\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

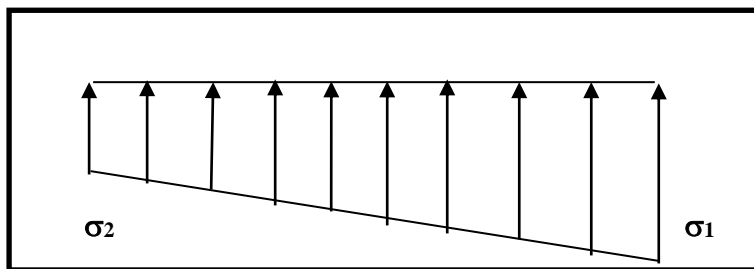
Ainsi ; nous devons vérifier que :

A l'ELU :  $\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1,33 \sigma_{SOL}$  (d'après le DTU 13.12/2,31)

A l'ELS :  $\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{SOL}$  (d'après le DTU 13.12/2,31)

avec :  $\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \times V$

Tel que V c'est la distance entre le centre de gravité du radier et la fibre la plus éloignée de ce dernier



**Figure VII.1** : Diagramme des contraintes sous le radier

Effort normal :  $N_u = 57444.453 \text{ KN}$  ;  $N_s = 41663.82 \text{ KN}$

Calcul des moments :  $M = M_0 + T_0 \times h$

$M_x = 2963.798 + (2706.43 \times 1,1) = 5940.871 \text{ kN.m}$

$M_y = 2887.311 + (2860.64 \times 1,1) = 6034.015 \text{ kN}$

➤ Sens longitudinal :

A P'ELU :

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{xx}} \times V = \frac{57444.453}{336.335} + \frac{5940.871}{6006.27} \times 11.23 = 181.90 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{xx}} \times V = \frac{57444.453}{336.335} - \frac{5940.871}{6006.27} \times 11.23 = 159.68 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\text{D'où : } \begin{cases} \sigma_m = \frac{3 \times 181.90 + 159.68}{4} = 176.345 \text{ KN} / \text{m}^2 \\ 1,33\sigma_{sol} = 1,33 \times 200 = 266 \text{ KN} / \text{m}^2 \end{cases} \Rightarrow \sigma_m < 1,33\sigma_{sol}$$

➔ (Condition vérifiée)

A P'ELS :

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{xx}} \times V = \frac{41663.82}{336.335} + \frac{5940.871}{6006.27} \times 11.23 = 134.98 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{xx}} \times V = \frac{41663.82}{336.335} - \frac{5940.871}{6006.27} \times 11.23 = 115.47 \text{ N} / \text{m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 134.98 + 115.47}{4} = 130.10 \text{ KN} / \text{m}^2 \Rightarrow \sigma_m < \sigma_{sol}$$

$$\sigma_{sol} = 200 \text{ KN} / \text{m}^2$$

➔ (Condition vérifiée)

➤ Sens transversal :

A P'ELU:

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{yy}} \times V = \frac{41663.82}{336.335} + \frac{6034.015}{13926.44} \times 7.375 = 127.07 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{yy}} \times V = \frac{41663.82}{336.335} - \frac{6034.015}{13926.44} \times 7.375 = 120.68 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\text{D'où : } \begin{cases} \sigma_m = \frac{3 \times 127.07 + 120.68}{4} = 125.47 \text{ KN} / \text{m}^2 \\ \sigma_m < 1,33\sigma_{SOL} \end{cases} ; 1,33\sigma_{SOL} = 1,33 \times 200 = 266 \text{ kN} / \text{m}^2$$

➔ Condition vérifiée.

A l'ELS:

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \times V = \frac{41663.82}{336.335} + \frac{6034.015}{13926.44} \times 7.375 = 127.07 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \times V = \frac{41663.82}{336.335} - \frac{6034.015}{13926.44} \times 7.375 = 120.68 \text{ KN} / \text{m}^2$$

D'où :

$$\begin{cases} \sigma_m = \frac{3 \times 127.07 + 120.68}{4} = 125.47 \text{ KN} / \text{m}^2 & ; \quad \sigma_{sol} = 200 \text{ KN} / \text{m}^2 \\ \sigma_m < \sigma_{sol} \end{cases}$$

➔ Condition vérifiée.

• **Vérification au poinçonnement BAEL91 [Art.A.5.2.42] :**

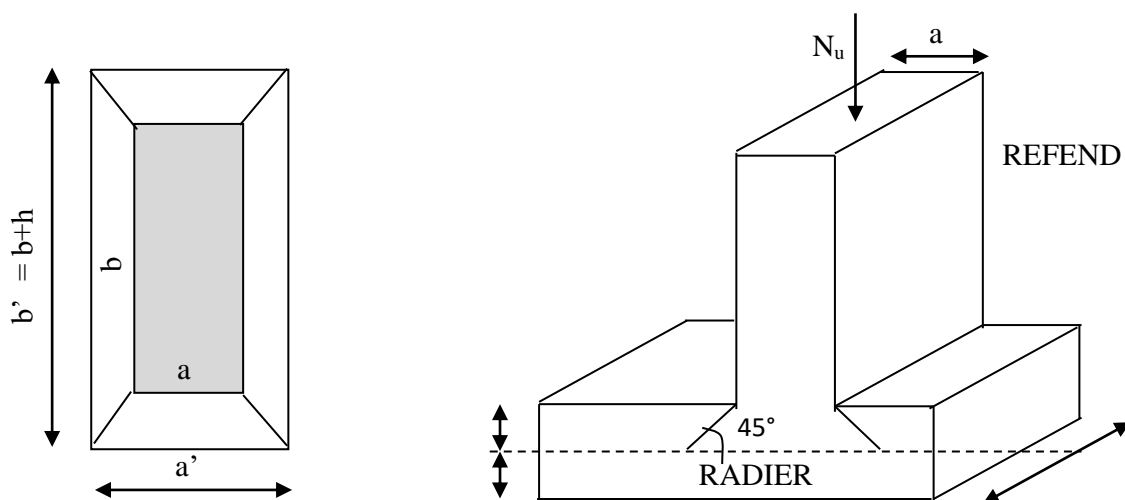
Aucun calcul au poinçonnement n'est exigé si la condition suivante est satisfaite :

$$N_u \leq \frac{0.045 \mu_c \cdot h \cdot f_{c28}}{\gamma_b}$$

$N_u$  : Charge de calcul à l'ELU pour le poteau ou le voile

$\mu_c$  : Périmètre du contour cisailé sur le plan du feuillet moyen du radier.

$a$  : Epaisseur du voile ou du poteau.



**Figure VII-2 :** Périmètre utile des voiles et des poteaux.

**Calcul du périmètre utile  $\mu_c$  :**• **Poteaux :**

$$\mu_c = 2.(a'+b') = 2(a+b+2.h) = 2(0,5+0,5+2.1,10) = 6,4 \text{ m.}$$

$$N_u = 2209.684 \text{ KN.}$$

$$N_u < \frac{0,045 \times 6,40 \times 1,10 \times 25 \times 10^3}{1,5} = 5280 \text{ KN .}$$

$$N_u = 2209.684 \text{ KN} < N_u = 5280 \text{ KN} . \dots \text{Condition vérifiée}$$

• **Voile (pour une bande de 1m):**

$$\mu_c = 2.(a'+b') = 2(a+b+2.h) = 2(0,20+1+2.1,1) = 6,80 \text{ m.}$$

$$N_u = 2554.0705 \text{ KN.}$$

$$N_u < \frac{0,045 \times 6,80 \times 1,10 \times 25 \times 10^3}{1,5} = 5610 \text{ KN .}$$

**e).Vérification de la stabilité au renversement :(Art A.10.1.5 RPA99/Version 2003) :**

Quel que soit le type de fondations (superficielles ou profondes), on doit vérifier que l'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de fondation résistant au

$$\text{renversement : } (e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4})$$

$$e_x = \frac{M_x}{N_s} = \frac{5940.871}{41663.82} = 0.14 \text{ m} < 5.615 \text{ m} \rightarrow \text{C.V}$$

$$e_y = \frac{M_y}{N_s} = \frac{6034.015}{41663.82} = 0.14 \text{ m} < 3.687 \text{ m} \rightarrow \text{C.V}$$

**VII-4-6 Ferrailage du radier :**

Pour le calcul du ferrailage du radier on utilise les méthodes exposées dans le BEAL91 pour les dalles continues constituées de panneaux rectangulaires.

**Panneaux encastrés sur 4 appuis :**

✓ On distingue deux cas :

**1<sup>er</sup> Cas :** Si  $\alpha < 0,4$  le panneau travaille suivant la petite portée.

$$M_{ox} = q_u \cdot \frac{L_x^2}{8} \text{ et } M_{oy} = 0$$

2<sup>ème</sup> Cas : Si  $\alpha \leq 0,4 \leq 1$  le panneau travaille suivant les deux directions.

- Dans le sens de la petite portée  $L_x$  :  $M_{ox} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2$ .
- Dans le sens de la grande portée  $L_y$  :  $M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox}$ .

Les coefficients  $\mu_x, \mu_y$  sont donnés par les tables de PIGEAUD.

Avec :  $\rho = \frac{L_x}{L_y}$ ;  $L_x < L_y$

**Remarque :**

Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en œuvre, il leur sera donc adopté la même section d'armatures, en faisant les calculs pour le panneau le plus sollicité.

- **Identification du panneau le plus sollicité :**

$L_x = 4,4 \text{ m}$  ;  $L_y = 5,00 \text{ m}$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4,4}{5,00} = 0,88$$

$0,4 < \rho \leq 1 \implies$  La dalle travaille dans les deux directions.

Pour le calcul du ferrailage, soustrait de la contrainte  $\sigma_m^{MAX}$ , la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

**ELU :**  $q_{um} = \sigma_m (\text{ELU}) - \frac{G_{rad}}{s_{rad}} = (176.345 - \frac{5927.16}{336.335}) \times 1 \text{ m} = 158.72 \text{ kN/ml}$

**ELS :**  $q_{sm} = \sigma_m (\text{ELS}) - \frac{G_{rad}}{s_{rad}} = (130.1 - \frac{5927.16}{336.335}) \times 1 \text{ m} = 112.48 \text{ kN/ml}$

- **Calcul à l'ELU :**

➤ Evaluation des moments  $M_x$  ,  $M_y$

$$\rho = 0,88 \implies \begin{cases} \mu_x = 0,0476 \\ \mu_y = 0,7438 \end{cases}$$

On aura donc :

$$\begin{cases} M_x = 0,0476 \times 158.72 \times 4,4^2 = 146.27 \text{ kN.m} \\ M_y = 0,7438 \times 146.27 = 108.79 \text{ kN.m} \end{cases}$$

**Remarque**

Si le panneau considéré est continu au-delà de ses appuis, alors :

- Moment en travée :  $0,75M_{0x}$  ou  $0,75M_{0y}$
- Moment sur appuis :  $0,5M_{0x}$  .

**a) Ferraillage aux appuis :****➤ Sens xx :**

Moments en appuis à L'ELU :  $M_{a-x} = 146.27 \times 0,5 = 73.135\text{kN.m}$ .

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{73.135 \times 10^3}{100 \times 37^2 \times 14,2} = 0,038 < 0,392 \dots \dots \text{SSA}$$

⇒ Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0,038 \quad \beta_u = 0,981$$

$$A_{app} = \frac{M_{ua}}{\beta_u d \sigma_s} = \frac{73.135 \times 10^3}{0,981 \times 37 \times 348} = 5,79 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{app} = 5.79 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit: **5HA14/ml = 7.69 cm<sup>2</sup>/ml**

Avec : **St = 20cm**

**Sens yy**

Moments en appuis à L'ELU :  $M_{a-y} = 108.79 \times 0,5 = 54.395\text{kN.m}$ .

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{54.395 \times 10^3}{100 \times 37^2 \times 14,2} = 0,028 < 0,392 \dots \dots \text{SSA}$$

⇒ Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0,028 \quad \beta_u = 0.986$$

$$A_{app} = \frac{M_{ua}}{\beta_u d \sigma_s} = \frac{54.395 \times 10^3}{0,986 \times 37 \times 348} = 4.42 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{app} = 4.42 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit: **5HA12/ml = 5.65 cm<sup>2</sup>/ml**

Avec : **St = 20cm**

**b) Ferraillage en travée:****➤ Sens xx**

Moments en travée à L'ELU :  $M_{t-x} = 146.27 \times 0,75 = 109.7 \text{ kN.m}$

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{109.7 \times 10^3}{100 \times 37^2 \times 14,2} = 0,056 < 0,392 \dots \dots \text{SSA}$$

⇒ Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0,056 \quad \beta_u = 0,971$$

$$A_t = \frac{M_{ut}}{\beta_u d \sigma_s} = \frac{109.7 \times 10^3}{0,956 \times 37 \times 348} = 8.77 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_t = 8.77 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit: **5HA16/ml = 10.05 cm<sup>2</sup>/ml**

Avec : **St = 20 cm**

**➤ Sens yy**

Moments en travée à L'ELU :  $M_{t-y} = 108.79 \times 0,75 = 81.59 \text{ kN.m}$

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{81.59 \times 10^3}{100 \times 37^2 \times 14,2} = 0,042 < 0,392 \text{SSA}$$

⇒ Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0,042 \quad \beta_u = 0,979$$

$$A_t = \frac{M_{ut}}{\beta_u d \sigma_s} = \frac{81.59 \times 10^3}{0,979 \times 37 \times 348} = 6.47 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_t = 6.47 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit: **5HA14/ml = 7.69 cm<sup>2</sup>/ml**

Avec : **St = 20cm**

**Remarque :**

Les armatures en travée constituent le lit supérieur, et les armatures en appuis le lit inférieur.

**VII-4-7 Vérification à l'E.L.U :****• Vérification de la condition de non fragilité :**

$$\text{Avec : } A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 37 \times 2,1}{400} = 4,46 \text{ cm}^2$$

		A (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	Observation
appuis	x-x	7.69	4,46	Condition Vérifiée
	y-y	5.65		Condition Vérifiée
Travée	x-x	10.05	4,46	Condition Vérifiée
	y-y	7.69		Condition Vérifiée

**Tableau VII.4** : vérification de la section minimale

• **Vérification des espacements : (BAEL91/A8.2, 42) :**

L'espacement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs ci-dessous, dans lesquels h désigne l'épaisseur totale de la dalle.

• **Dans le sens xx :**

$$S_t \leq \min \{3h; 33\text{cm}\} = \min \{3 \times 45; 33\text{cm}\} = 33\text{cm}$$

$$S_t = 20 \text{ cm} < 33\text{cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

• **Dans le sens yy :**

$$S_t \leq \min \{4h; 45\text{cm}\} = \min \{4 \times 45; 45\text{cm}\} = 45\text{cm}$$

$$S_t = 20 \text{ cm} < 45\text{cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

**VII-4-8 Calcul et vérification à l'E.L.S :**

Evaluation des moments  $M_x$  ,  $M_y$

$$\rho = 0,88 \quad \Rightarrow \quad \begin{cases} \mu_x = 0,0546 \\ \mu_y = 0,8216 \end{cases}$$

$$\text{On aura donc : } \begin{cases} M_x = 0,0546 \times 112,48 \times 4,4^2 = 118,898 \text{ kN.m} \\ M_y = 0,8216 \times 118,898 = 97,69 \text{ kN.m} \end{cases}$$

• **Aux appuis**

Moments en appuis à l'ELS :  $M_{a-x} = 118,898 \times 0,5 = 59,45 \text{ kN.m.}$

• **En travée**

Moments en travée à l'ELS :  $M_{t-x} = 118,898 \times 0,75 = 89,17 \text{ kN.m.}$

Moments en travée à l'ELS :  $M_{t-y} = 97,69 \times 0,75 = 73,27 \text{ kN.m}$

**Vérification des contraintes dans le béton et l'acier :**

La contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible.

Il faut vérifier que  $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

- **Aux appuis :**  $A_s = 7.69 \text{ cm}^2$  (section adoptée)

$$\rho = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 7.69}{100 \times 37} = 0,207 \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} \beta = 0,9265 \\ K1 = 53.03 \end{array} \right.$$

$$\sigma_s = \frac{M_{sa}^{ser}}{\beta_1 \times d \times A_{st}}$$

$$\sigma_s = \frac{59.45 \times 10^3}{0,9265 \times 37 \times 7.69} = 225.52 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_s = 4.25 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

- **En travées :**

- **Dans le sens xx :**  $A_s = 10.05 \text{ cm}^2$  (section adoptée)

$$\rho = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 10.05}{100 \times 37} = 0,272 \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} \beta = 0,91 \\ K1 = 45.24 \end{array} \right.$$

$$\sigma_s = \frac{89.17 \times 10^3}{0,917 \times 37 \times 10.05} = 261.506 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_s = 5.78 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

- **Dans le sens yy :**  $A_s = 7.69 \text{ cm}^2$  (section adoptée)

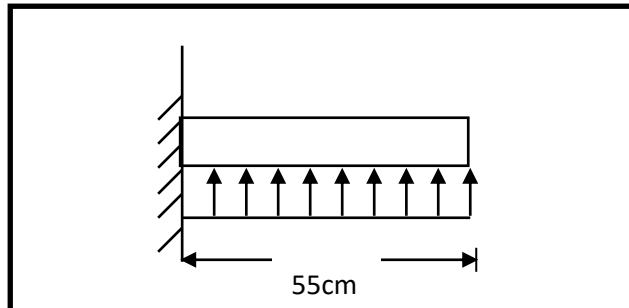
$$\rho = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 7.69}{100 \times 37} = 0,21 \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} \beta = 0,926 \\ K1 = 52.57 \end{array} \right.$$

$$\sigma_s = \frac{73.27 \times 10^3}{0,926 \times 37 \times 7.69} = 278.09 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_s = 5.28 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

**VII-5 Ferrailage du débord :**

Le débord est assimilé à une console soumise à une charge uniformément répartie.



**Figure VII.3 :** Schéma statique du débord.

**a) Sollicitations de calcul :**

**A l'ELU :**

$$q_u = 158.72 \text{ KN/ml}$$

$$M_u = -\frac{q_u \times l^2}{2} = -\frac{158,72 \times 0,55^2}{2} = -24.006 \text{ KN.m}$$

**A l'ELS :**

$$q_s = 112.48 \text{ KN /ml}$$

$$M_s = -\frac{q_s \times l^2}{2} = -\frac{112,48 \times 0,55^2}{2} = -17.013 \text{ KN.m}$$

**b) Calcul des armatures :**

- **Armatures principales :**

$$b = 1 \text{ m} ; d = 37 \text{ cm} ; f_{bc} = 14,2 \text{ MPA} ; \sigma_s = 348 \text{ MPA}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{24.006 \times 10^6}{1000 \times 370^2 \times 14,2} = 0,012 \leq 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_u = 0,012 \rightarrow \beta_u = 0,994$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta_u \times d \times \sigma_s} = \frac{24.006 \times 1000}{0,994 \times 37 \times 348} = 1,88 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_s = 1,88 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

**VII-5-1 Vérification à l'ELU:**

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

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 37 \times 2,1}{400} = 4,46 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_s = 6\text{HA}12 = 6,79 \text{ cm}^2$  avec un espacement de **17 cm**

- **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{6,79}{4} = 1,69 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_r = 4\text{HA}10 = 3,14 \text{ cm}^2$  avec un espacement de **25 cm**

**VII-5-2 Vérification à l'ELS :**

- **Vérification de la contrainte de compression dans le béton :**

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 6,79}{100 \times 37} = 0,183$$

$$\rho_1 = 0,183 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta_1 = 0,931 ; K_1 = 57,46$$

$$K = \frac{1}{K_1} = 0,0174$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s^{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{17,013 \times 10^6}{0,931 \times 370 \times 6,79 \times 10^2} = 72,27 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} = 0,0174 \times 72,27 = 1,266 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Vérification de la contrainte dans les aciers :**

$$\sigma_{st} = 72,27 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{st}} = 348 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

**Remarque :**

Les armatures de la dalle sont largement supérieures aux armatures nécessaires au débord, afin d'homogénéiser le ferrailage, les armatures de la dalle seront prolongées et constitueront ainsi le ferrailage du débord.

**VII-6 Ferrailage des nervures :**

Afin d'éviter tout risque de soulèvement du radier (vers le haut), celui-ci sera muni de nervures (raidisseurs) dans les deux sens.

Pour le calcul des sollicitations, la nervure sera assimilée à une poutre continue sur plusieurs appuis et les charges revenant à chaque nervure seront déterminées en fonction du mode de transmission des charges (triangulaires ou trapézoïdales) vers celle-ci.

**a) Chargement simplifié admis :**

Les nervures seront considérées comme des poutres doublement encastées à leurs extrémités.

Afin de ramener les charges appliquées sur les nervures à des charges uniformément réparties on doit calculer le chargement simplifié et cela consiste à trouver la largeur de la dalle correspondante à un diagramme rectangulaire qui donnerait le même moment (largeur  $l_m$ ) et le même effort tranchant (largeur  $l_t$ ) que le diagramme trapézoïdal/triangulaire.

Pour la détermination des efforts, on utilise le logiciel ETABS.

**Remarque :**

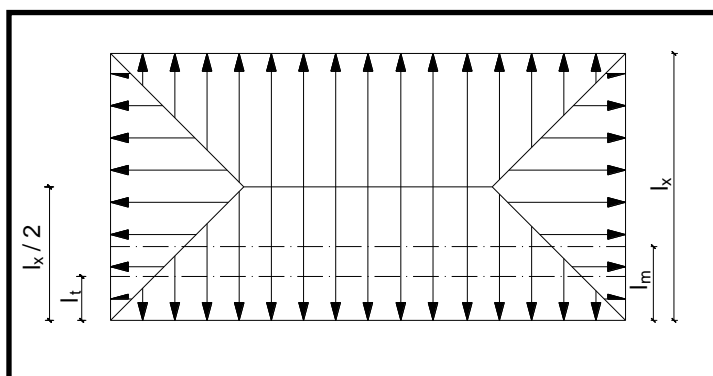
Les réactions du sol sont transmises aux nervures sous forme de charge triangulaire et trapézoïdale.

- **Charge trapézoïdale :**

Cas de chargement trapézoïdal :

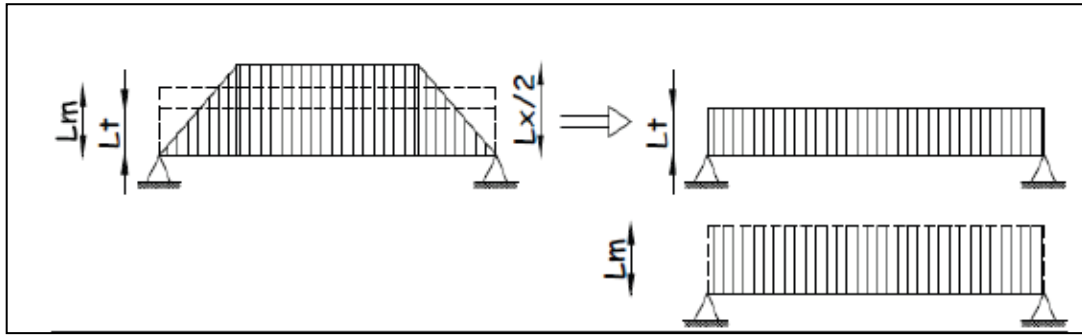
$$\text{Moment fléchissant : } I_m = I_x \left( 0.5 - \frac{\rho^2}{6} \right)$$

$$\text{Effort tranchant : } I_t = I_x \left( 0.5 - \frac{\rho^2}{4} \right)$$



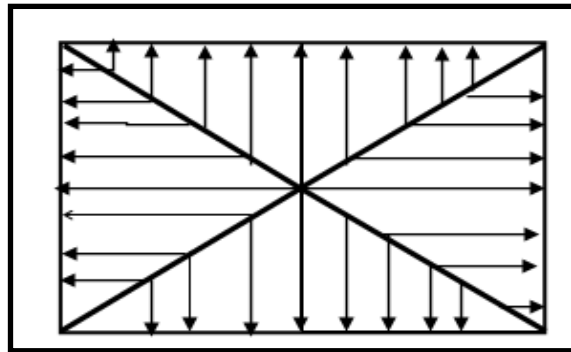
**Figure VII.4:** Répartition trapézoïdale

- **Le Chargement simplifié**



**Figure VII.5** : Présentation du chargement simplifié.

- **Charge triangulaire :**



**Figure VII.6**: Répartition triangulaire

Moment fléchissant :  $I_m = 0.333x I_x$

Effort tranchant :  $I_t = 0.25x I_x$

**c) Détermination des charges :**

**L'ELU :**

$$q_u = \left( \sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \frac{G_{ner}}{S_{ner}} \right)$$

$$q_u = \left( 176.345 - \frac{5927.16}{336.335} - \frac{1722.97}{36.69} \right) = 111.76 \text{ KN/m}^2$$

**L'ELS :**

$$q_s = \left( \sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \frac{G_{ner}}{S_{ner}} \right)$$

$$q_s = \left( 130.1 - \frac{5927.16}{336.335} - \frac{1722.97}{36.69} \right) = 65.52 \text{ KN/m}^2$$

**Remarque :**

Pour calculer ces poutres, on va choisir la file la plus sollicitée dans les deux sens.

Sens longitudinale:

travée	panneau	Lx	Ly	ρ	Charge	Lm	Lt	qu	qs	Moment fléchissant			Effort tranchant				
										Qum	somme Qum	Qsm	somme Qsm	Qut	somme Qut	Qst	somme Qst
a-b	1	3.41	5	0.682	triangulaire	1.136	0.853	111.76	65.52	126.91	253.814	74.3999	148.8	95.2754	190.551	55.8558	111.712
	2	3.41	4.95	0.689	triangulaire	1.136	0.853	111.76	65.52	126.91		74.3999		95.2754		55.8558	
b-c	1	3.05	5	0.61	triangulaire	1.016	0.763	111.76	65.52	113.51	227.018	66.5454	133.091	85.217	170.434	49.959	99.918
	2	3.05	4.95	0.616	triangulaire	1.016	0.763	111.76	65.52	113.51		66.5454		85.217		49.959	
C-D	1	4.4	5	0.88	triangulaire	1.465	1.1	111.76	65.52	163.75	327.502	95.9999	192	122.936	245.872	72.072	144.144
	2	4.4	4.95	0.889	triangulaire	1.465	1.1	111.76	65.52	163.75		95.9999		122.936		72.072	
D-E	1	4.4	5	0.88	triangulaire	1.465	1.1	111.76	65.52	163.75	327.502	95.9999	192	122.936	245.872	72.072	144.144
	2	4.4	4.95	0.889	triangulaire	1.465	1.1	111.76	65.52	163.75		95.9999		122.936		72.072	
E-F	1	3	5	0.6	triangulaire	0.999	0.75	111.76	65.52	111.65	223.296	65.4545	130.909	83.82	167.64	49.14	98.28
	2	3	4.95	0.606	triangulaire	0.999	0.75	111.76	65.52	111.65		65.4545		83.82		49.14	
F-G	1	4.2	5	0.84	triangulaire	1.399	1.05	111.76	65.52	156.31	312.615	91.6363	183.273	117.348	234.696	68.796	137.592
	2	4.2	4.95	0.848	triangulaire	1.399	1.05	111.76	65.52	156.31		91.6363		117.348		68.796	

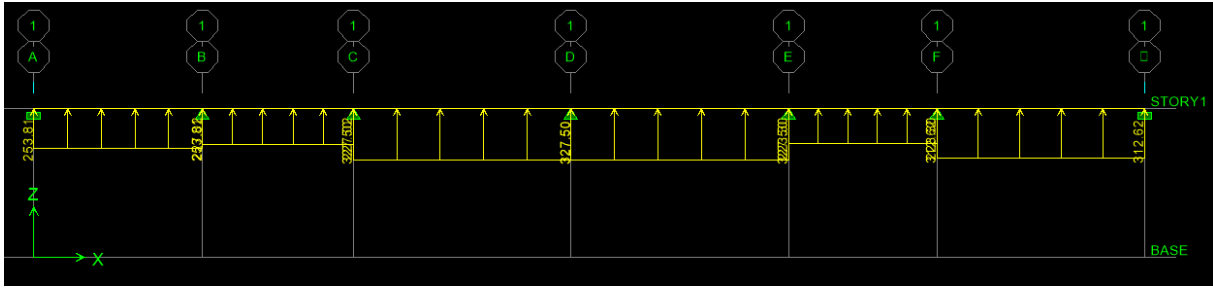
**Tableau VII.5 :** Charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens longitudinale)

Sens transversal : Nervure

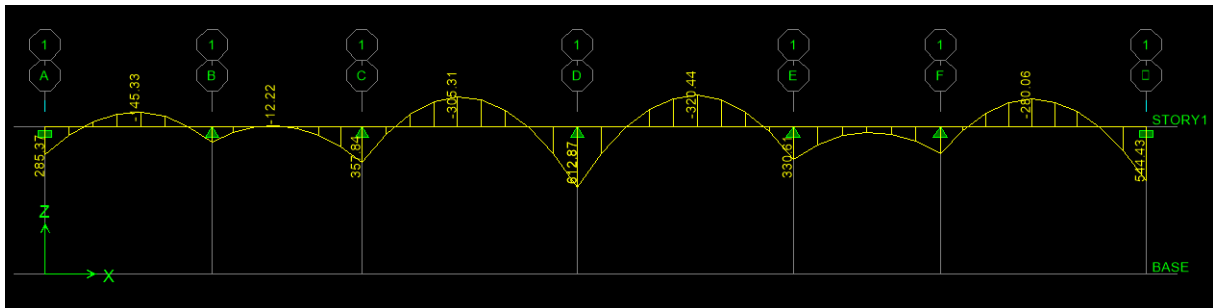
										Moment fléchissant			Effort tranchant				
travée	panneau	Lx	Ly	$\rho$	Charge	lm	lt	qu	qs	Qum	somme Qum	Qsm	somme Qsm	Qut	somme Qut	Qst	somme Qst
a-b	1	4.4	5	0.88	trapézoïdale	1.632	1.3482	111.76	65.52	182.404	364.808	106.9356	213.871	150.6704	301.341	88.3314	176.6629
	2	4.4	5	0.88	trapézoïdale	1.632	1.3482	111.76	65.52	182.404		106.9356		150.6704		88.3314	
b-c	1	4.4	5	0.89	trapézoïdale	1.62	1.3306	111.76	65.52	181.099	362.199	106.1707	212.341	148.7131	297.426	87.184	174.368
	2	4.4	5	0.89	trapézoïdale	1.62	1.3306	111.76	65.52	181.099		106.1707		148.7131		87.184	
c-d	1	4.4	4.8	0.92	trapézoïdale	1.583	1.275	111.76	65.52	176.955	353.91	103.741	207.482	142.4965	284.993	83.5394	167.0789
	2	4.4	4.8	0.92	trapézoïdale	1.583	1.275	111.76	65.52	176.955		103.741		142.4965		83.5394	

**Tableau VII.6** : Charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens transversal).

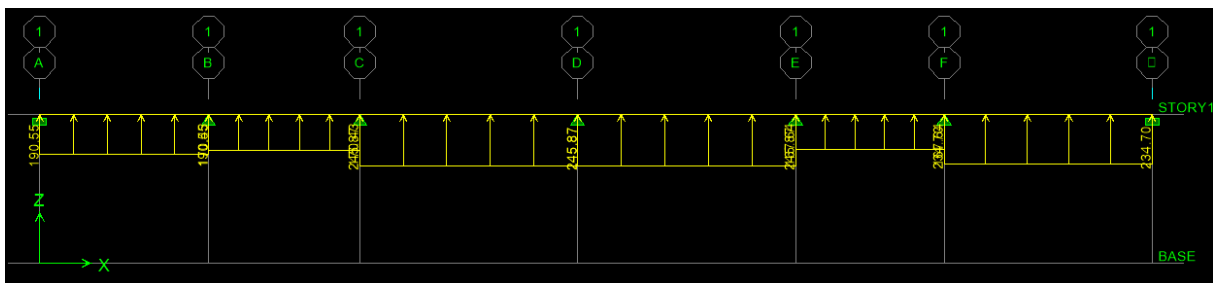
- Les diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchants :
- Sens longitudinale :



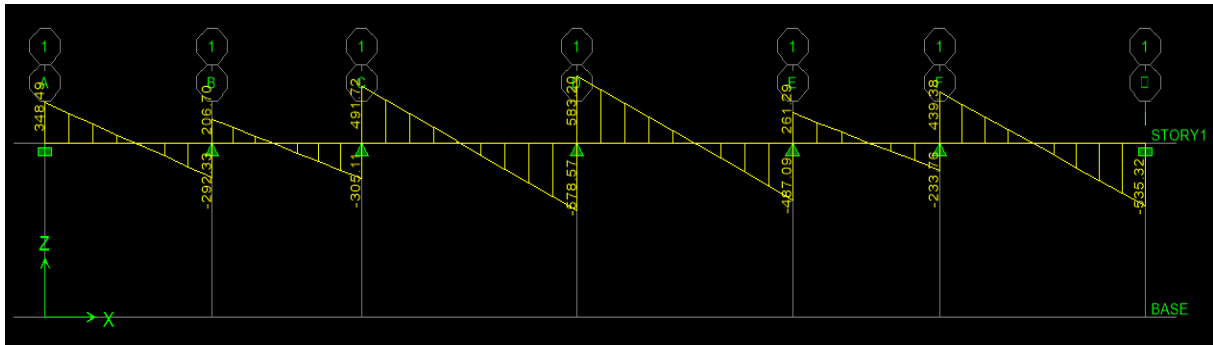
**Figure VII.7 :** Schéma statique de la nervure à l'ELU (utilisé pour le calcul des moments fléchissants).



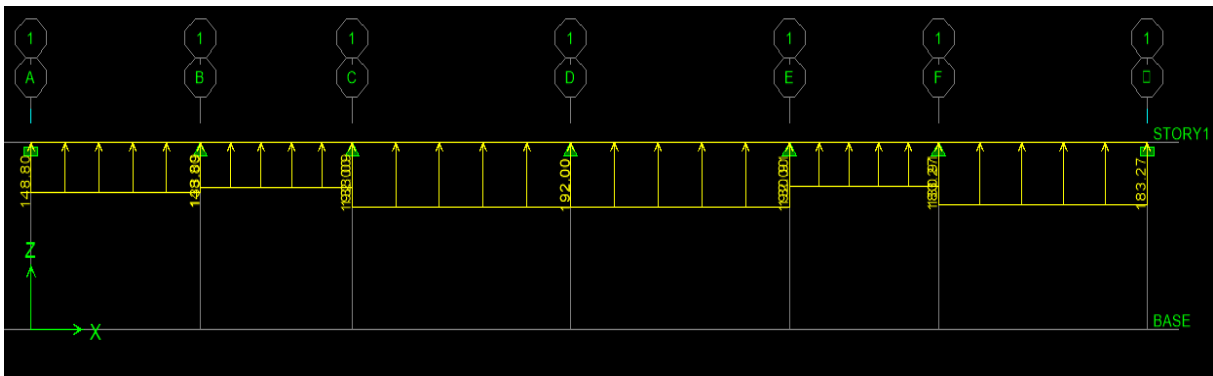
**Figure VII.8:** Diagramme des moments fléchissants à l'ELU (sens xx).



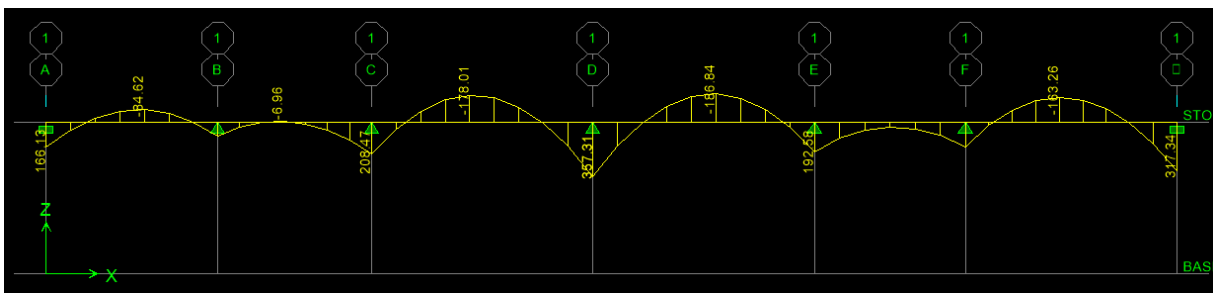
**Figure VII.9 :** Schéma statique de la nervure à l'ELU (utilisée pour le calcul des efforts tranchants) (sens xx).



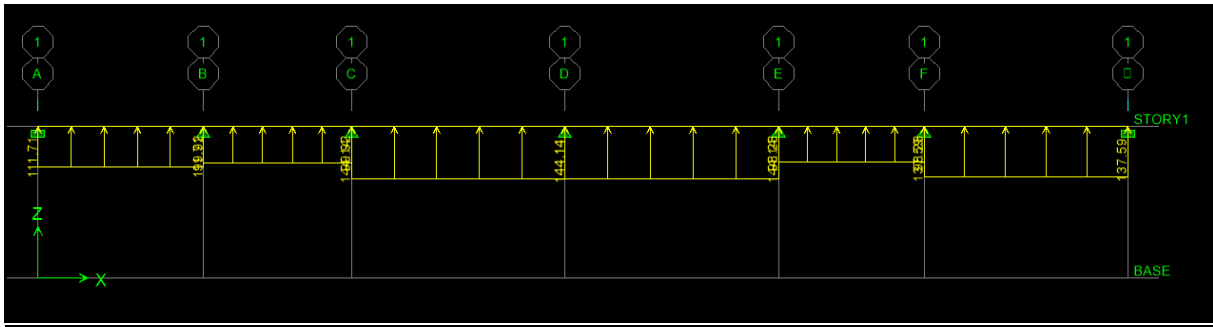
**Figure VII.10** : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU (sens xx).



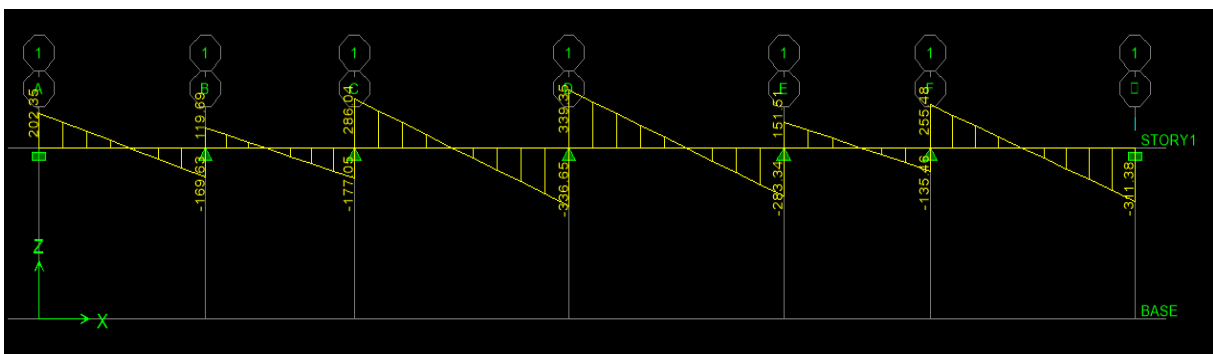
**Figure VII.11** : Schéma statique de la nervure à l'ELS (utilisé pour le calcul des moments fléchissants) (sens xx).



**Figure VII.12** : Diagramme des moments fléchissants à l'ELS (sens xx).

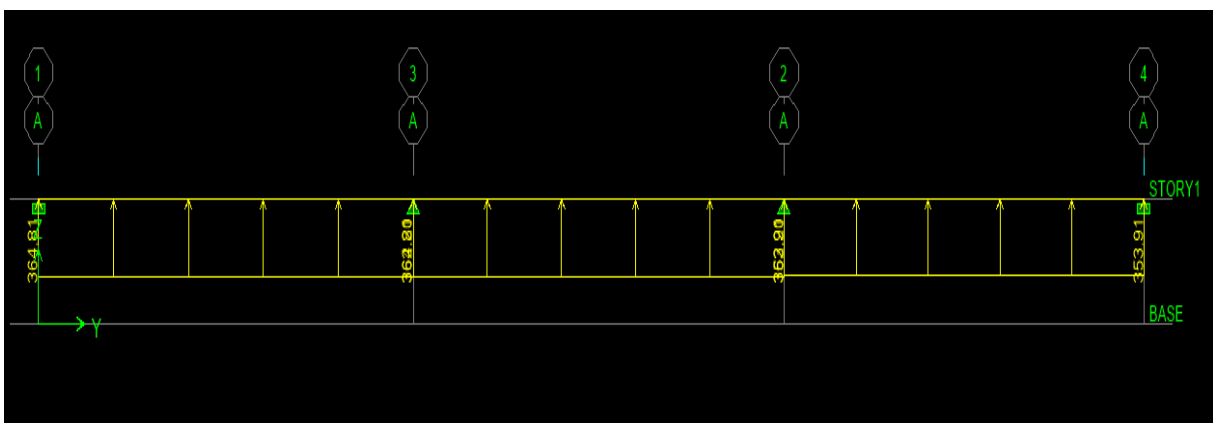


**Figure VII.13** : Schéma statique de la nervure à l'ELS (utilisé pour le calcul des efforts tranchants) (sens xx).

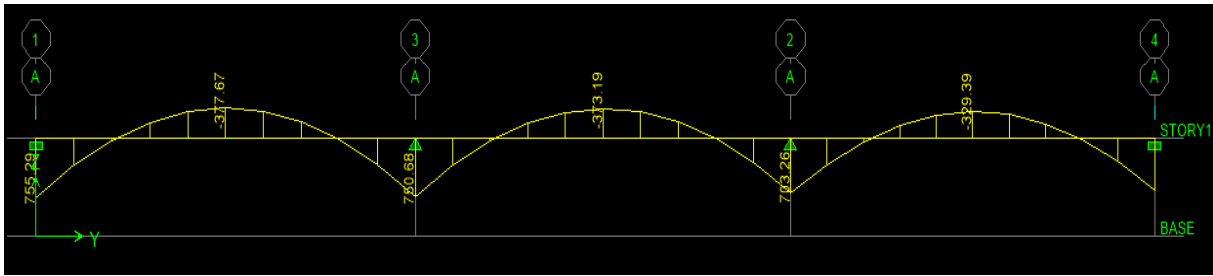


**Figure VII.14** : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS (sens xx).

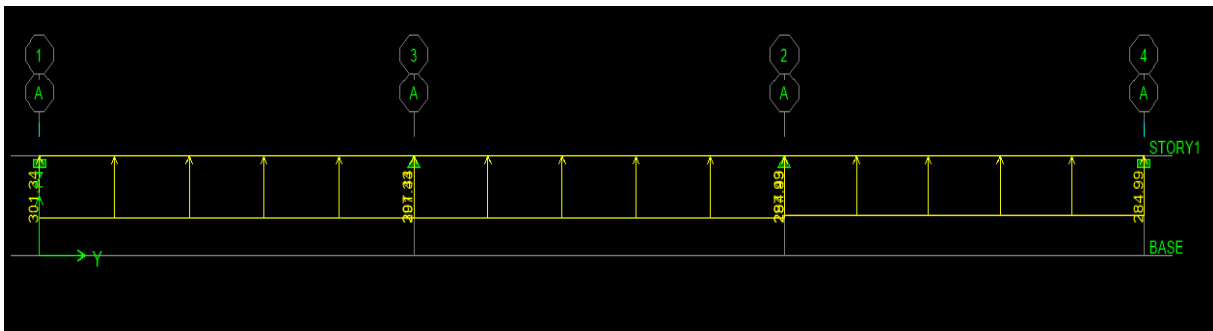
- Sens transversale :



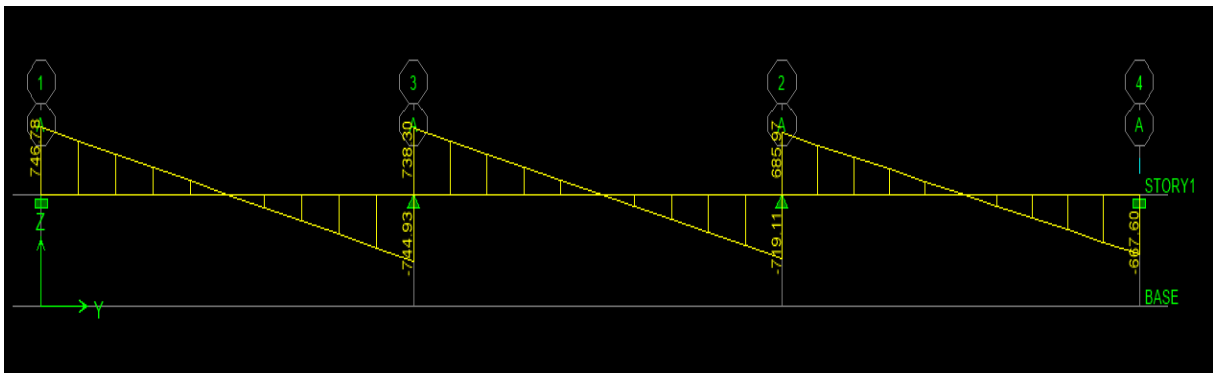
**Figure VII.15** : Schéma statique de la nervure à l'ELU (utilisé pour le calcul des moments fléchissants) (sens yy)



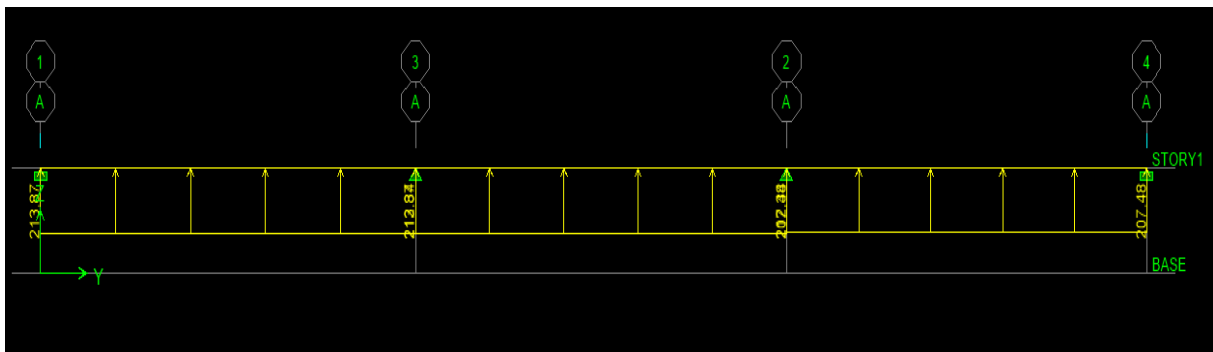
**Figure VII.16** : Diagramme des moments fléchissants à l'ELU (sens yy).



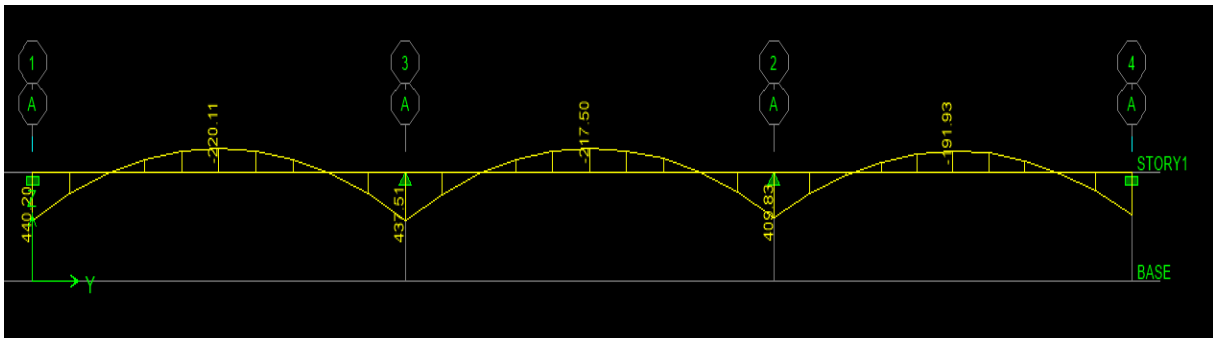
**Figure VII.17** : Schéma statique de la nervure à l'ELU (utilisé pour le calcul des efforts tranchants) (sens yy).



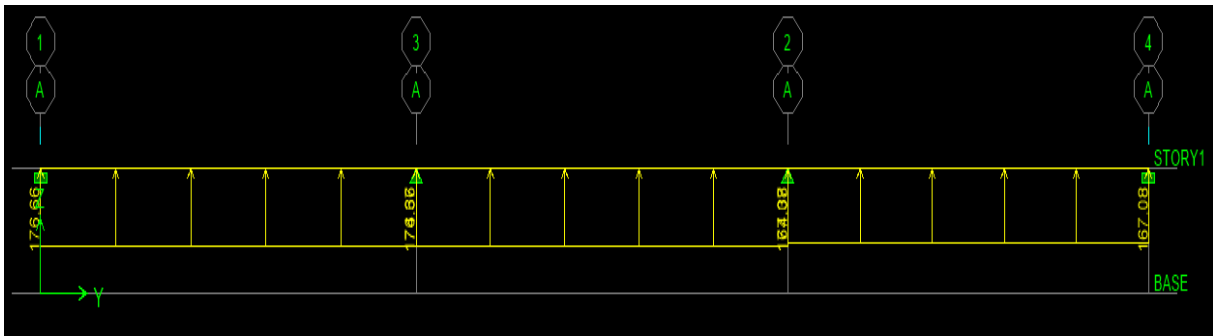
**Figure VII.18** : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU (sens yy).



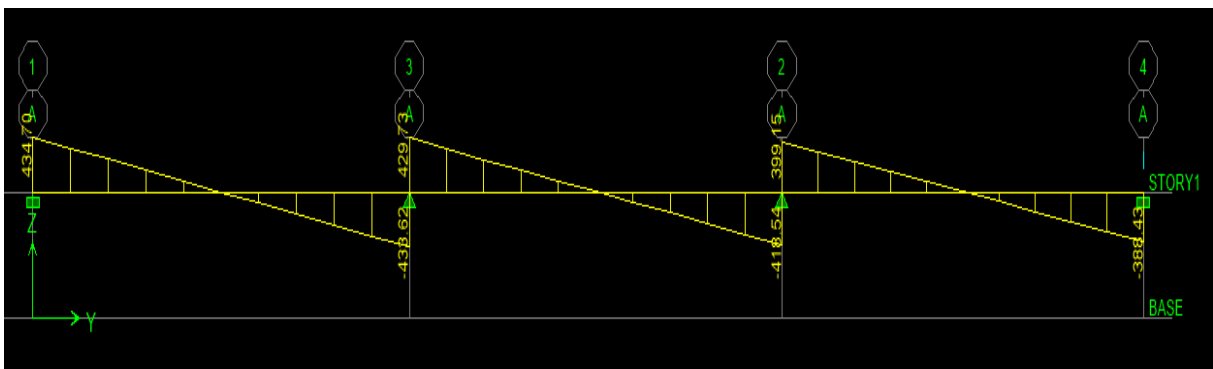
**Figure VII.19:** Schéma statique de la nervure à l'ELS (utilisé pour le calcul des moments fléchissants) (sens yy).



**Figure VII.20:** Diagramme des moments fléchissant à l'ELS (sens yy).



**Figure VII.21:** Schéma statique de la nervure à l'ELS (utilisé pour le calcul des efforts tranchants) (sens yy).



**Figure VII.22 :** Diagramme des efforts tranchants à l'ELS (sens yy)

	Sens longitudinal		Sens transversal	
	ELU	ELS	ELU	ELS
$M_{\max}$ (KN.m)	544.43	317.34	755.29	440.2
$M_{t\max}$ (KN.m)	320.44	186.84	377.67	220.11
$T_{\max}$ (KN)	583.20	339.35	746.78	434.70

**Figure VII.22** : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS (sens yy)

**d) Calcul des armatures :**

- **Armatures longitudinales** :  $b=55\text{ cm}$   $d=110\text{ cm}$

Le ferrailage adopté pour la nervure dans les deux sens est donné dans le tableau ci-dessous :

**Tableau VII.8** : Le ferrailage adopté pour la nervure.

Sens	zone	$M_u$ (KN.m)	$\mu_u$	$\beta$	Section	A (cm <sup>2</sup> )	$A_{\text{adoptée}}$ (cm <sup>2</sup> )
xx	Appuis	544.43	0,058	0,97	SSA	14.66	<b>4HA20 (filante) + 2HA16 (chap) = 16.58</b>
	Travée	320.44	0,034	0,983	SSA	8.15	<b>4HA20 (filante) = 12.56</b>
yy	Appuis	755.29	0,08	0.958	SSA	20.595	<b>4HA16 (filante) + 4HA16 (chap) = 20.6</b>
	travée	377.67	0,0399	0,980	SSA	10.067	<b>4HA16 (filante) + 2HA14 (chap) = 11.12</b>

**Tableau VII.8** : Le ferrailage adopté pour la nervure.

- **Armatures transversales (Art A.7.2.2/ BAEL 91 modifiée 99) :**

Diamètre des armatures transversales :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_{1\max}}{3} = \frac{20}{3} = 6,66\text{ mm} \quad \text{Soit : } \phi = 8\text{ mm}$$

- **Espacement des armatures :**

En zone nodale :

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi_{1\max} \right\} = \min \left\{ \frac{110}{4}; 12 \times 2 \right\} = \min \{ 27,5 ; 24 \} = 24\text{ cm}$$

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

En zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{110}{2} = 60\text{cm} \quad \text{Soit :} \quad S_t = 20\text{ cm}$$

- **Armatures transversales minimales (Art 7.5.2.2 RPA 99/ version 2003) :**

$$A_{\min} = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 10 \times 55 = 1,65\text{cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_t = 4\text{HA8} = 2,01\text{cm}^2 \text{ (un cadre et un étrier)}$$

- **Armatures de peau (Art 4.5.34/ BAEL 91 modifiée 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 dehors des zones armées.

Dans notre cas, la hauteur de la poutre est de 110cm, 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 cm<sup>2</sup>.

**e) Vérification à l'ELU:**

- **Condition de non fragilité (Art. A.4.2.1/ BAEL91 modifiées 99) :**

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 55 \times 107 \times \frac{2,1}{400} = 7,10\text{ cm}^2$$

- **Sens longitudinal :**

**Aux appuis :**

$$A_a = 16,58\text{ cm}^2 > A_{\min} = 7,10\text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

**En travées :**

$$A_{t_x} = 12,56\text{ cm}^2 > A_{\min} = 7,10\text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Sens transversal :**

**Aux appuis :**

$$A_a = 20,6\text{ cm}^2 > A_{\min} = 7,10\text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

**En travées :**

$$A_t = 11,12\text{ cm}^2 > A_{\min} = 7,10\text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

- **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 longitudinal :**  $T_u^{\max} = 583.37\text{KN}$

$$\tau_u = \frac{583.2 \cdot 10^3}{550 \times 1070} = 0.99 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

**Sens transversal:**  $T_u^{\max} = 746.78\text{KN}$

$$\tau_u = \frac{746.77 \cdot 10^3}{550 \times 1070} = 1.269 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

**f) Vérification à l'ELS :**

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

2.  $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1}$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times A_s \times d} ; \rho = \frac{100 \times A_s}{b \times d}$$

Sens	Zone	M <sub>s</sub>	A <sub>(ELU)</sub>	ρ	K <sub>1</sub>	β <sub>1</sub>	σ <sub>bc</sub>	σ̄ <sub>bc</sub>	obs
x-x	Appuis	317.34	16.08	0.266	45.98	0.918	4.3696	15	vérifié
	Travée	186.84	14.19	0.235	49.1	0.922	2.7183	15	vérifié
y-y	Appuis	440.2	20.6	0.341	39.95	0.909	5.4994	15	vérifié
	Travée	220.11	14.19	0.235	49.1	0.922	3.2023	15	vérifié

**Tableau VII.9 :** Vérification des contraintes à l'ELS.

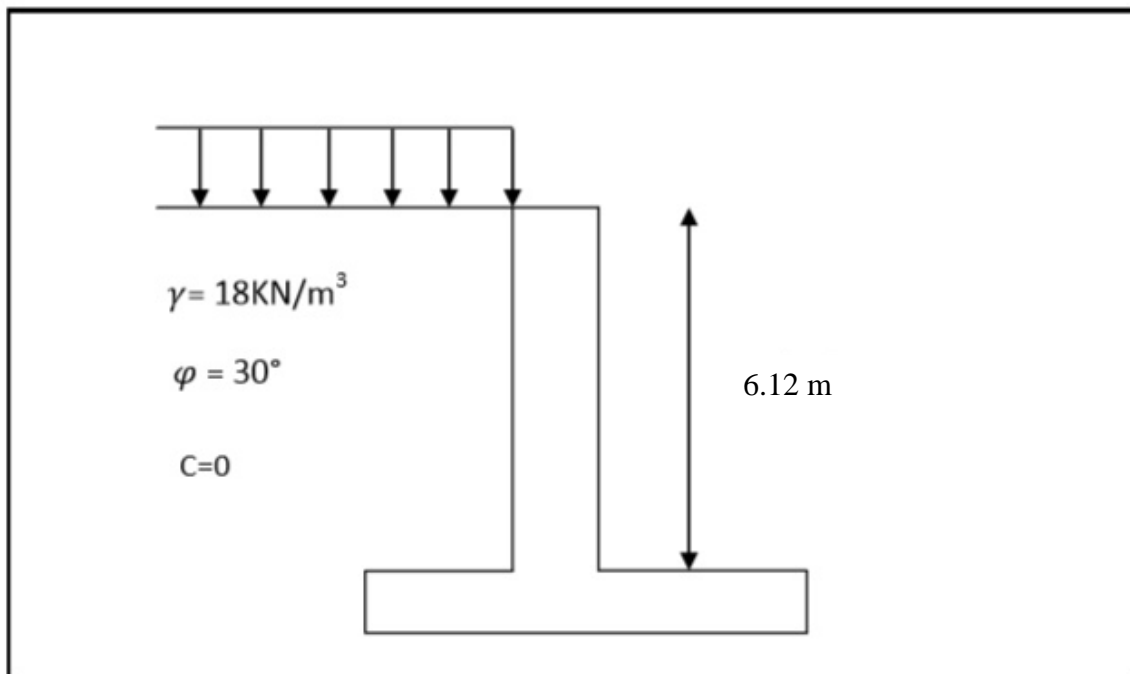
**VIII.1.Introduction:**

Afin de relier la structure à la superstructure dans le sol, il est nécessaire de prévoir un Mur de soutènement qui reprendra les charges verticales et horizontales provenant du séisme et des poussées des terres. Le mur plaque assure un chaînage de la structure et forme un caisson rigide et indéformable il permet de remplir les fonctions suivantes :

- Reprendre les charges et surcharges des terres.
- Limiter les déplacements horizontaux relatifs des fondations

**VIII.2.Pré-dimensionnement de mur plaque :**

L'épaisseur minimale imposée par le RPA99-version 2003 est de 15 cm ; on adopte pour une épaisseur de 20cm. Le mur sera calculé comme un plancher renversé encastré au niveau de la semelle (radier) et appuyé doublement au niveau du plancher de Sous-sol, pour une bande de 1m de largeur.



**Figure VIII.1.** : Schéma statique du Mur plaque

- Surcharge éventuelle :  $q = 10 \text{ kN/m}^2$ .
- Poids volumique des terres :  $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$ .
- Angle de frottement interne :  $\varphi = 30^\circ$ .
- Cohésion :  $C = 0$
- La contrainte admissible de sol :  $\sigma_{\text{sol}} = 2 \text{ bars}$ .
- angle de la surface du remblai horizontal :  $\beta = 0$
- $\lambda = 0$  : la paroi de mur est verticale.
- $\delta = 0$  : obliquité nulle de la force de poussée (Rankine est applicable).
- Les contraintes qui s'exercent sur la face du mur sont :

- L'épaisseur minimale imposée par le RPA doit être supérieure ou égale à 15 cm.  
On opte pour une épaisseur de **20 cm**.

**VIII.2.2.Détermination des sollicitations :**

On détermine les contraintes qui s'exercent sur la face du mur.

- Les contraintes qui s'exercent sur la face du mur sont :

H : contrainte horizontale.

V : contrainte verticale.

$$\sigma_H = K_0 \times \sigma_V$$

$$K_0 = 1 - \sin\varphi = 1 - 0.5 \longrightarrow K_0 = 0.5$$

Avec :  $K_0$  : coefficient de poussée des terres

$\varphi$  : Angle de frottement interne

**VIII .2.3.Calcul des sollicitations :**

$$0 < h < H \Rightarrow 0 < h < 6.12 \text{ m}$$

- A l'ELU :

$$K_0 = 0.5$$

$$\sigma_H = K_0 \times \sigma_V = K_0 \times (1,35 \times \gamma \times h + 1,5 \times q)$$

$$h=0 \rightarrow \sigma_H = 0,5 \times (1,5 \times 10) = 7,5 \text{ KN/m}^2$$

$$h=4,50 \rightarrow \sigma_H = 0,5 \times (1,35 \times 18 \times 3,06 + 1,5 \times 10) = 89,36 \text{ KN/m}^2$$

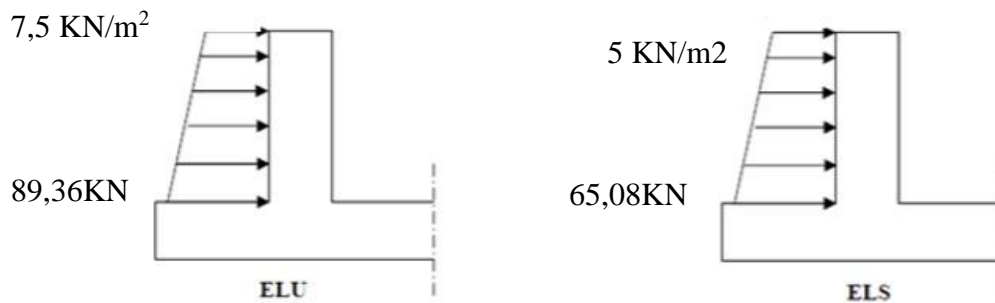
- A l'ELS:

$$\sigma'H = K_0 \times \sigma'V = K_0 \times (\gamma \times h + q)$$

$$h = 0 \rightarrow \sigma'H = 0,5 \times 10 = 5 \text{ KN/m}^2$$

$$h = 6.12 \text{ m} \rightarrow \sigma'H = 0,5 \times (10 + 18 \times 3,06) = 65,08 \text{ KN/m}^2$$

**VIII.2.4. Diagrammes des contraintes :**



**Figure VIII.2:** Diagramme des contraintes.

**VIII.2.5. calcul de la charge moyenne :**

La charge moyenne à considérer dans le calcul d'une bonde de 1 mètre est :

- A l'ELU :

$$Q_u = \frac{3 \sigma_1 + \sigma_2}{4} \times 1m = \frac{3 \times 7,5 + 89,36}{4} \times 1m = 27,965 \text{KN/m}$$

- A l'ELS :

$$Q_s = \frac{3 \sigma_1 + \sigma_2}{4} \times 1m = \frac{3 \times 5 + 65,08}{4} \times 1m = 20,02 \text{KN/m}$$

**VIII.3. Ferrailage de mur plaque :**

**VIII.3.1. Méthode de calcul :**

Le mur plaque sera considéré comme un ensemble de dalles continues encastrées au niveau des fondations et simplement appuyées au niveau des poteaux et des poutres. Le panneau considéré est un panneau intermédiaire et pour tenir compte de la continuité de la dalle on affecte les moments sur appuis par les coefficients suivants : Moment en travée 0,75 et moment aux appuis 0,5

**VIII.3.2. Identification des panneaux :**

$$L_x = 3,06m$$

$$L_y = 4,95m$$

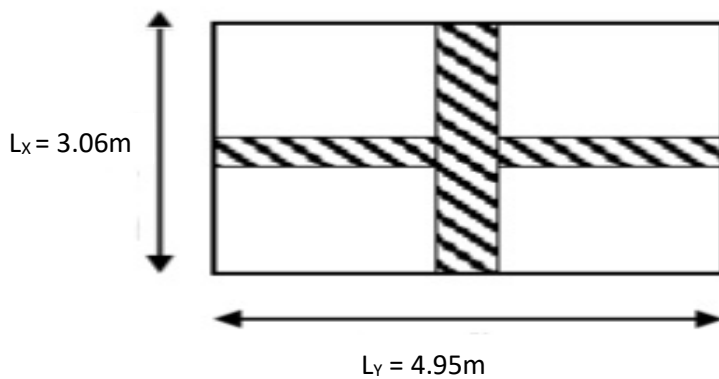
$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3,06}{4,95} = 0,62 \longrightarrow 0,4 < \rho < 1 \longrightarrow \text{le panneau travaille dans les deux sens}$$

- A L' ELU :

$$\rho = 0.62 \longrightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0794 \\ \mu_y = 0.3205 \end{cases}$$

$$M_{0x} = \mu_x \text{ qu } l_x^2 = 0.0794 \times 27.965 \times 3.06^2 = 20.79 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y M_{0x} = 0.3205 \times 20.79 = 6.66 \text{ KN.m}$$



- Correction des moments :

- Sens x-x :  
 $M_a = -0.5 \times 20.79 = -10.395 \text{ KN.m}$   
 $M_t = 0.75 \times 20.79 = 15.593 \text{ KN.m}$
- Sens y-y :  
 $M_a = -0.5 \times 6.66 = -3.33 \text{ KN.m}$   
 $M_t = 0.75 \times 6.66 = 4.995 \text{ KN.m}$

A l'ELS:

$$\rho = 0.62 \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0.0844 \\ \mu_y = 0.4892 \end{array} \right.$$

$$M_{0x} = \mu_x \text{ qu } l_x^2 = 0.0844 \times 20.02 \times 3.06^2 = 15.82 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y M_{0x} = 0.4892 \times 15.82 = 7.74 \text{ KN.m}$$

➤ **Correction des moments :**

- Sens x-x :  
 $M_a = -0.5 \times 15.82 = -7.91 \text{ KN.m}$   
 $M_t = 0.75 \times 15.82 = 11.865 \text{ KN.m}$
- Sens y-y :  
 $M_a = -0.5 \times 7.74 = -3.87 \text{ KN.m}$   
 $M_t = 0.75 \times 7.74 = 5.805 \text{ KN.m}$

**VIII.3.3. Calcul de section d'armature**

sens	zone	Mu (KN.m)	$\mu_u$	$\mu_l$	section	$\beta$	A (cm <sup>2</sup> )	Amin (cm <sup>2</sup> )	Aadop	St (cm)
Xx	Appuis	10.395	0.023	0.392	SSA	0.988	1.68	2.17	4HA12=4.52	25
	Travée	15.593	0.034	0.392	SSA	0.983	2.53	2.17	4HA12=4.52	25
Yy	Appuis	3.33	0.007	0.392	SSA	0.996	0.53	2.17	4HA12=4.52	25
	Travée	4.995	0.011	0.392	SSA	0.994	0.80	2.17	4HA12=4.52	25

**Tableau VIII.1 :** ferrailage de mur plaque

**VIII.4. Recommandations du RPA 99 :**

Le mur doit avoir les caractéristiques suivantes :

- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0,10 B dans les deux sens (horizontal et vertical).

$$A \geq 0.001 bh = 0.001 \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2$$

- Les deux nappes sont reliées par 4 épingles de HA8 par m<sup>2</sup>

**VIII.5. Vérification à l'ELS :**

**VIII.5.1. Vérification des contraintes du béton et de l'acier :**

Le mur plaque étant exposé aux eaux emmagasinées dans le sol, de ce fait elles constituent un état de fissuration préjudiciable, les contraintes sont limitées alors :

**Dans les aciers :**

$$\sigma_{st} \leq \sigma_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} \times f_e ; 110 \sqrt{n f_{t28}} \right\} \quad \text{avec } n = 1.6$$

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

**Dans le béton :**

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

**Avec :**

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} ; \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} ; \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1}$$

- Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

sens	zone	As (cm <sup>2</sup> )	Ms	$\rho_1$	$\beta$	$K_1$	$\sigma_{st}$	$\sigma_{st}$	$\sigma_{bc}$	$\sigma_{bc}$	Obs
Xx	Appuis	4.52	7.91	0.251	0.920	47.50	105.68	201.63	2.22	15	CV
	Travée	4.52	11.865	0.251	0.920	47.50	105.68	201.63	2.22	15	CV
Yy	Appuis	3.14	3.87	0.174	0.932	58.53	73.47	201.63	1.25	15	CV
	Travée	3.14	5.805	0.174	0.932	58.53	73.47	201.63	1.25	15	CV

**Tableau VIII.2:** vérification des contraintes à l'ELS

**VIII.5.2.Vérification de la flèche :**

Nous devons justifier l'état limite de déformation par un calcul de flèche, cependant nous pouvons se dispenser de cette vérification si les deux conditions suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h}{L_x} \geq \frac{M_t}{20M_0} ; \frac{A}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

**h** : hauteur totale **20cm**

**Lx** : portée entre nus d'appuis

**Mt** : Moment max a l'ELS

**M0** : Moment max de la travée isostatique

**As** : Section des armatures **4.52 cm<sup>2</sup>**

**b** : largeur de la section **100cm**

**d** : hauteur utile de la section droite **18cm**

**AN :**

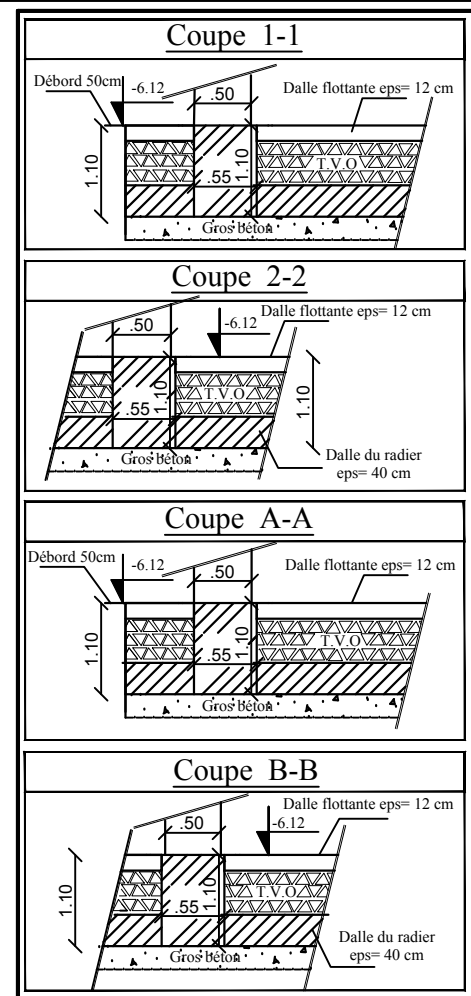
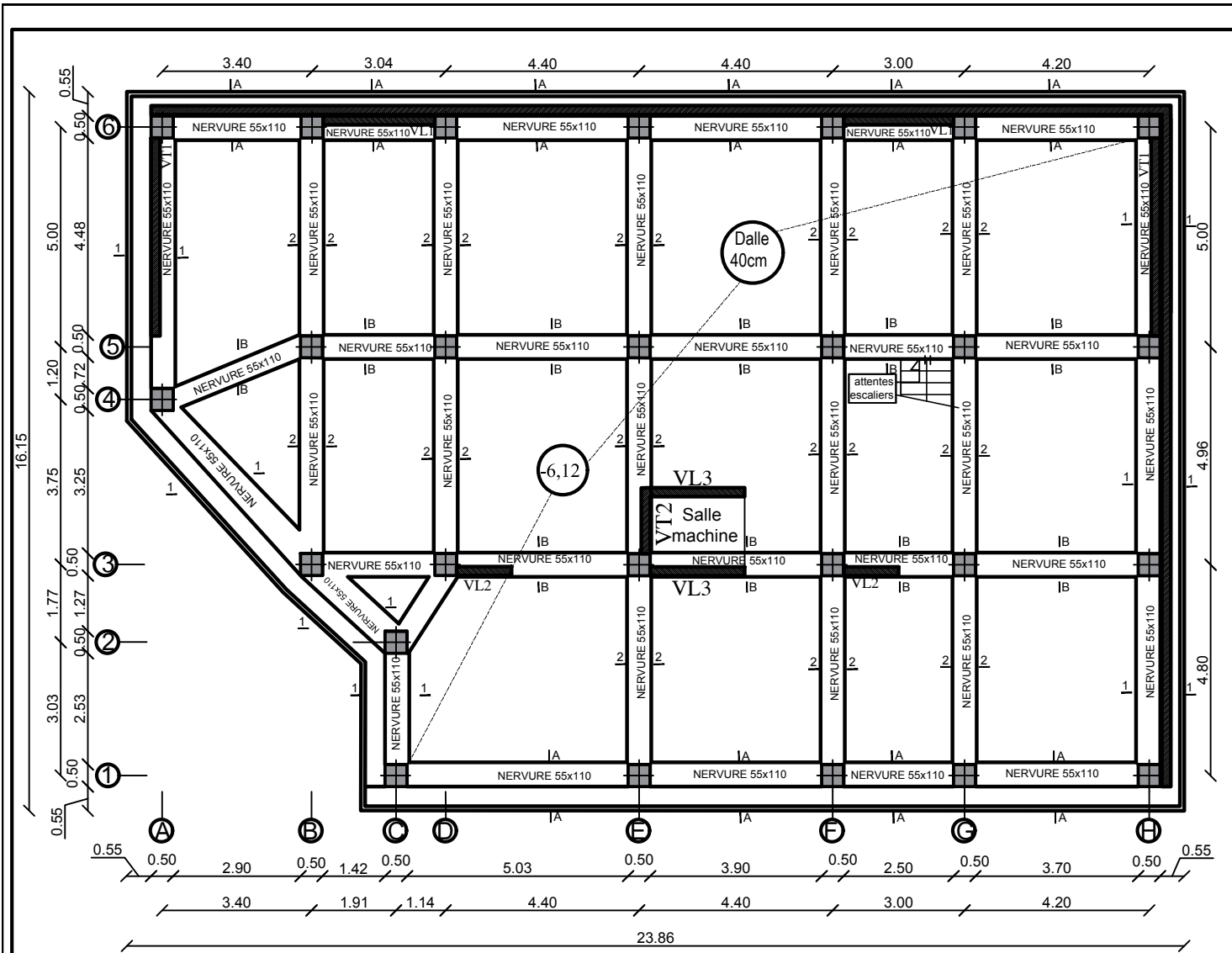
- $\frac{h}{L_x} = 0.065 \geq \frac{11.865}{20 \times 61.32} = 0.0096$  ..... condition vérifiée
- $\frac{A}{bd} = \frac{4.52}{100 \times 18} = 0.0025 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105$  .....condition vérifiée

Les deux conditions sont vérifier donc, il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche.

**VIII.6.Conclusion :**

L'épaisseur de mur plaque et de 20cm.

Le calcul de mur plaque se fait pour une bande de 1m

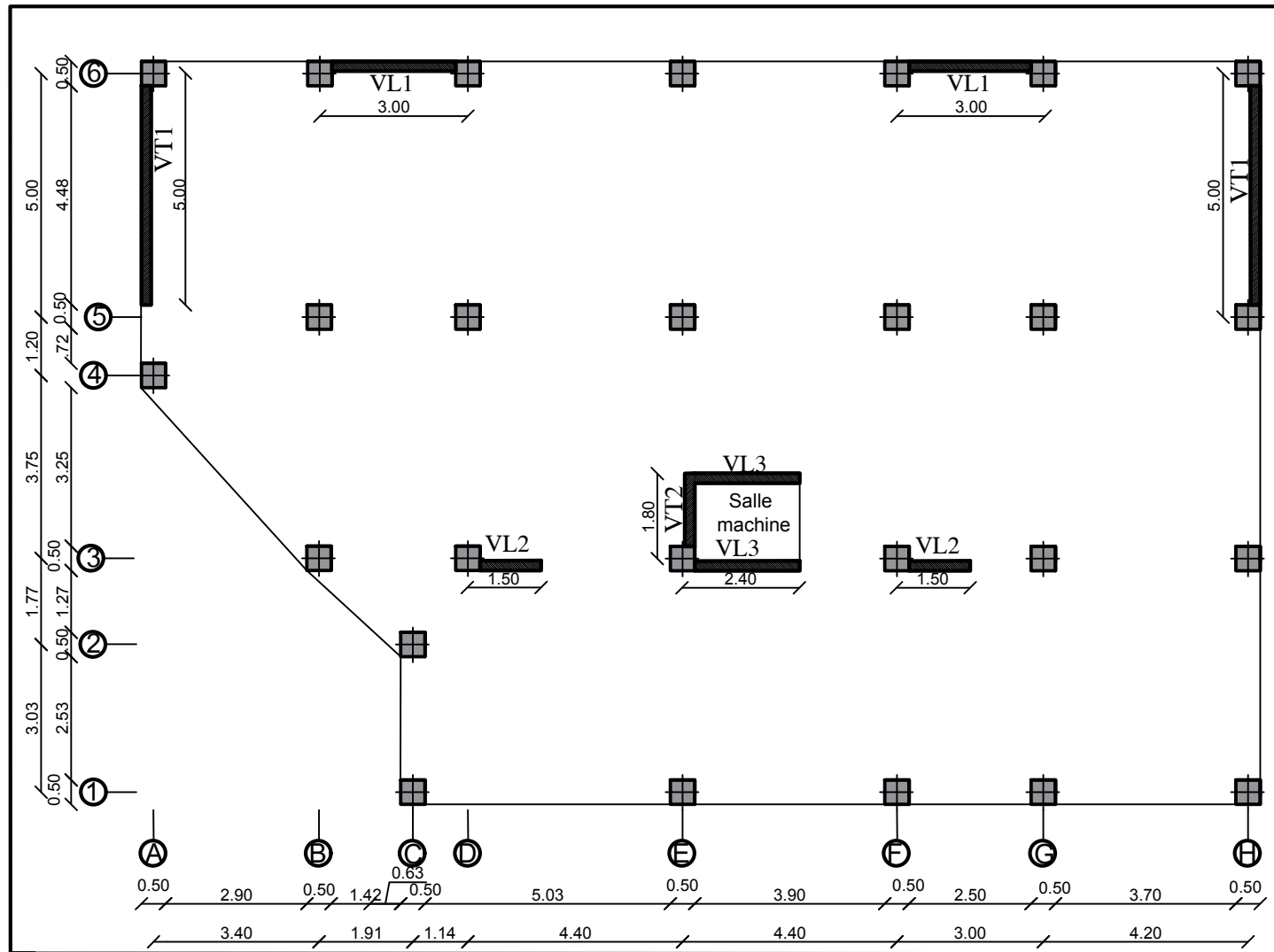


**Zone: (I)**

- Poteaux: (50X50)
- Nervure :(55X110)
- Débord :55Cm
- Dalle flottante: ep=12cm
- Dalle de radier: ep=40cm

**PLAN DE FONDATIONS**  
**NIV :-6.12**  
**SOUS-SOL 02**

<b>REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE</b>		
Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil		
<i>Etudié par :</i>	<i>Titre :</i>	<i>Echelle°:1/50</i>
-M <sup>elle</sup> BENOUCHEF Kheloudja -M <sup>elle</sup> BENINI Nawal		<i>Plan N°:01</i>
<i>Dirigé par :</i>	<b>PLAN DE FONDATIONS</b>	<i>Promotion:</i>
-M <sup>r</sup> MANSOURIA	NIV :-6.12 SOUS-SOL 02	2019



**\*Les Voiles Longitudinaux:**

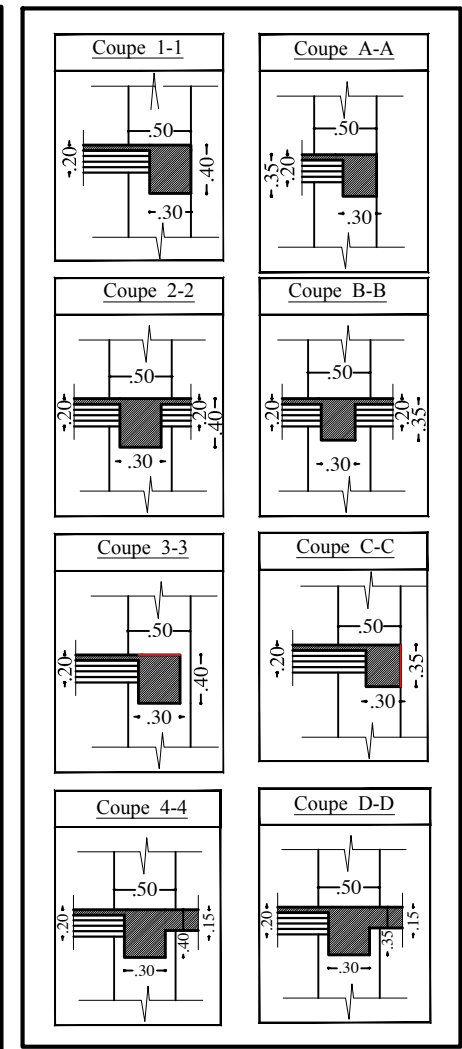
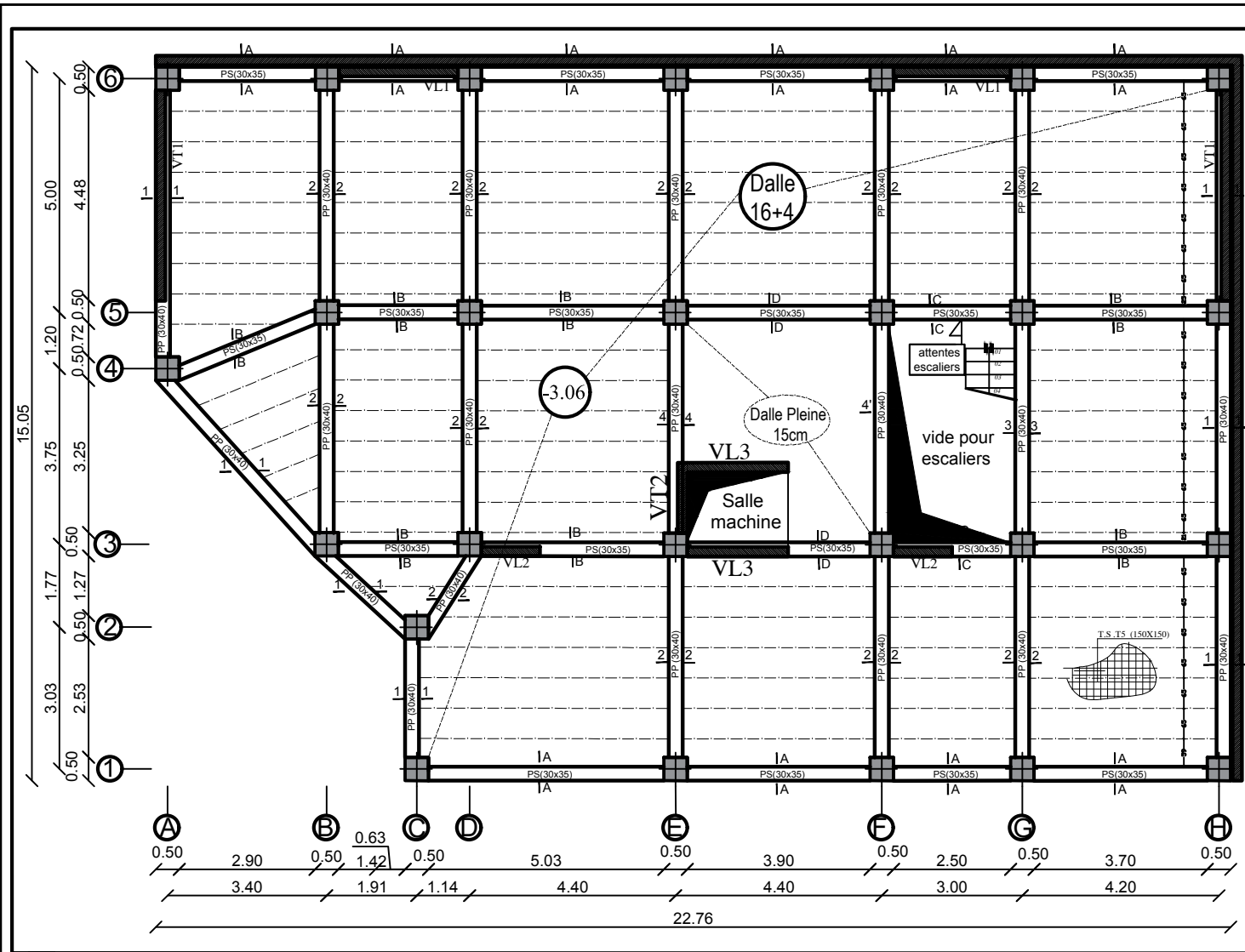
- VL 01 = 3.00m
- VL 02 = 1.50 m
- VL 03 = 2.40 m

**\*Les Voiles Transversaux:**

- VT 01 = 5.00 m
- VT 02 = 1.80 m

**LA DISPOSITION DES VOILES**

<b>REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE</b>		
<b>Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil</b>		
<b>Etudié par :</b>	<b>Titre :</b>	<b>Echelle°:1/50</b>
-M <sup>elle</sup> BENYOUCEF Kheloudja -M <sup>elle</sup> BENINI Nawal		<b>Plan N°:02</b>
<b>Dirigé par :</b>	<b>LA DISPOSITION DES VOILES</b>	<b>Promotion:</b>
-M <sup>r</sup> MANSOURIA		<b>2019</b>

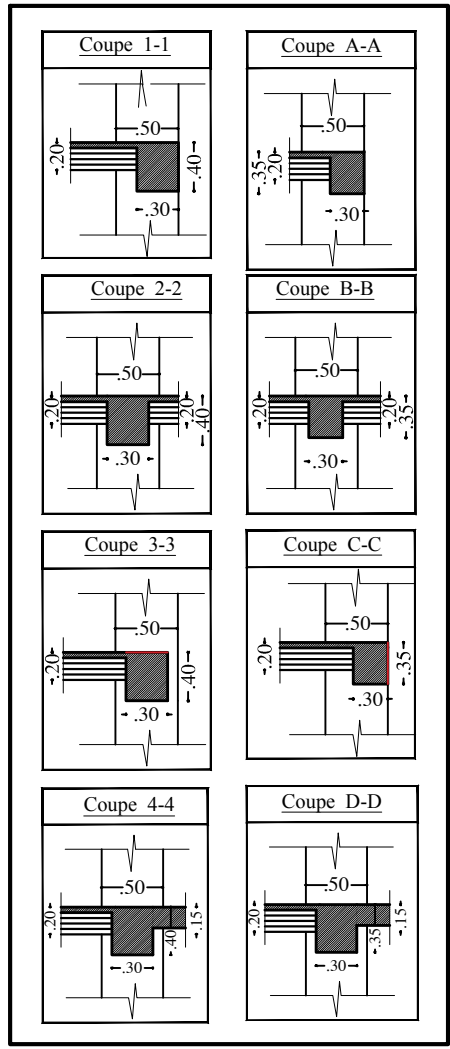
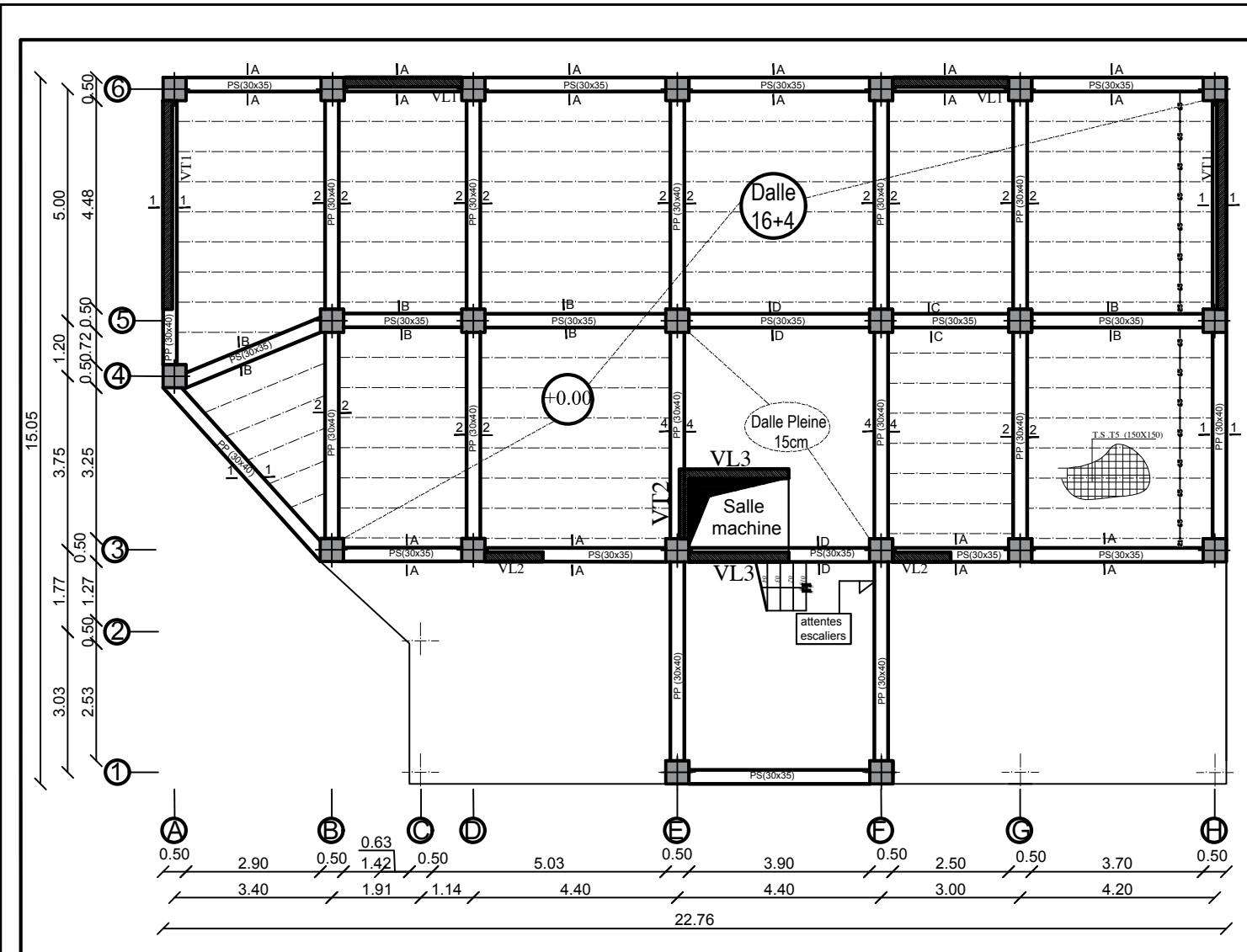


**Zone: (I)**

- Poteaux: (50X50)
- Poutres principales:(30X40)
- Poutres secondaires:(30X35)
- Dalle(CC):ep=20cm

**PLAN DE COFFRAGE**  
**NIV: -3.06(SOUS-SOL)**

<b>REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE</b> Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil		
Etudié par : -M <sup>elle</sup> BENYOUCEF Kheloudja -M <sup>elle</sup> BENINI Nawal	Titre : <b>PLAN DE COFFRAGE</b> NIV: -3.06(SOUS-SOL)	Echelle°: 1/50 Plan N°: 03 Promotion: 2019
Dirigé par : -M <sup>r</sup> MANSOURIA		



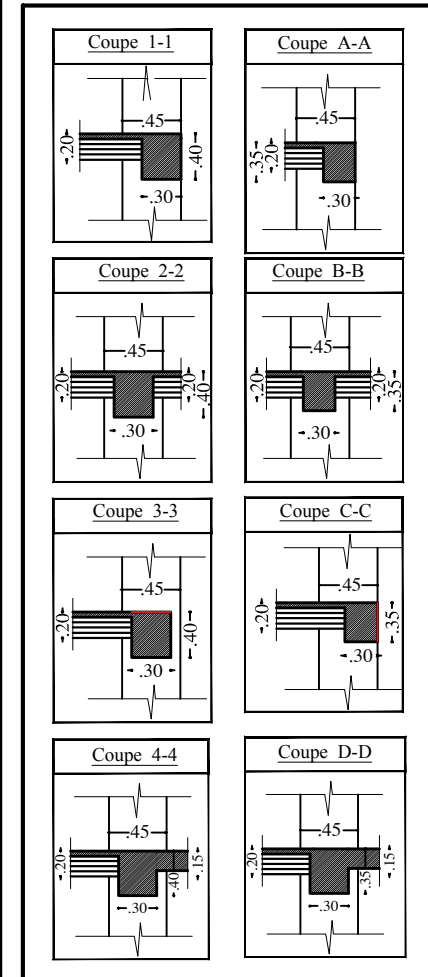
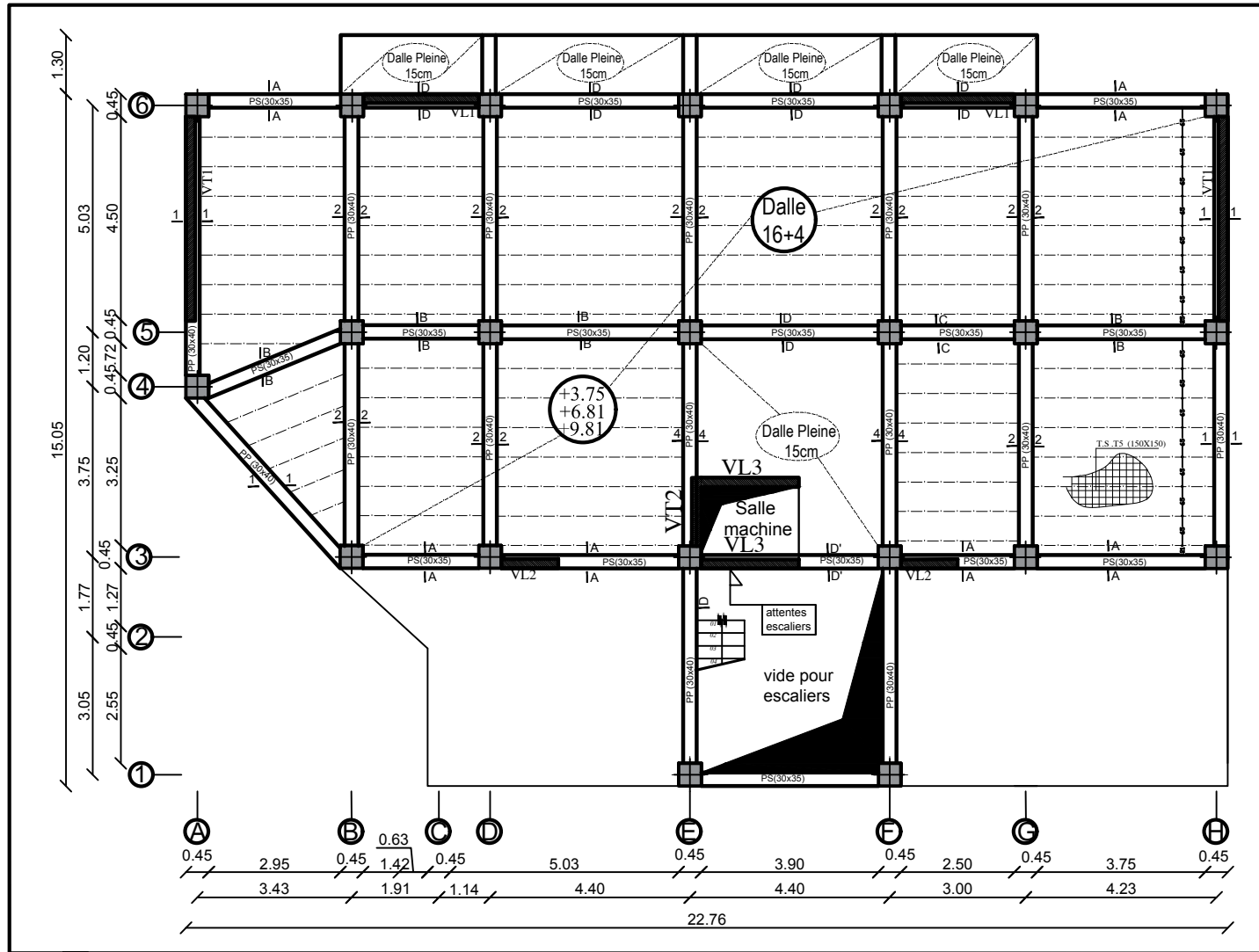
**Zone:(I)**

- Poteaux: (50X50)
- Poutres principales:(30X40)
- Poutres secondaires:(30X35)
- Dalle(CC):ep=20cm

**PLAN DE COFFRAGE**  
**NIV: +0.00 (RDC )**

**REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE**  
 Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

Etudié par : -M <sup>elle</sup> BENYOUCEF Kheloudja -M <sup>elle</sup> BENINI Nawal	Titre : <b>PLAN DE COFFRAGE</b> NIV: +0.00 (RDC )	Echelle°:1/50 Plan N°:04 Promotion: 2019
Dirigé par : -M <sup>r</sup> MANSOURIA		



Zone:(II)

- Poteaux: (45X45)
- Poutres principales:(30X40)
- Poutres secondaires:(30X35)
- Dalle(CC):ep=20cm

## PLAN DE COFFRAGE

NIV: +3.75 ;+6.81 ET +9.81  
(1<sup>er</sup> ;2<sup>eme</sup> et 3<sup>eme</sup> ETAGE)

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

Étudié par :

-M<sup>elle</sup> BENYOUSSEF Kheloudja

-M<sup>elle</sup> BENINI Nawal

Dirigé par :

-M<sup>r</sup> MANSOURIA

Titre :

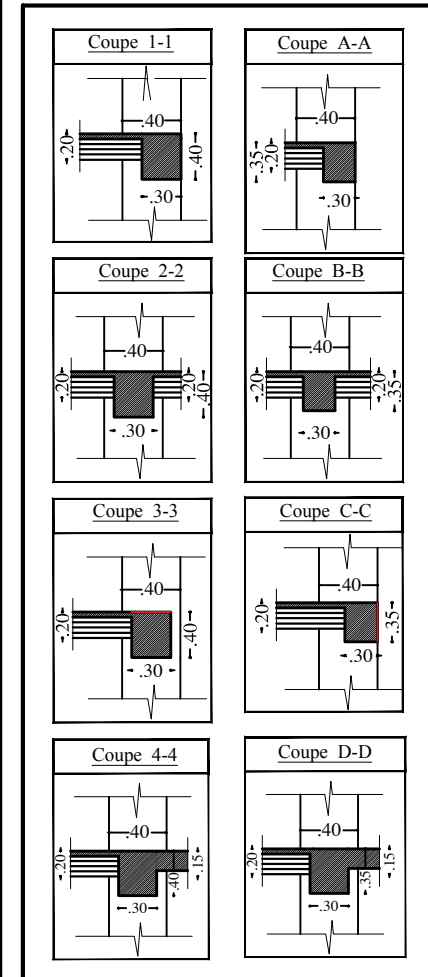
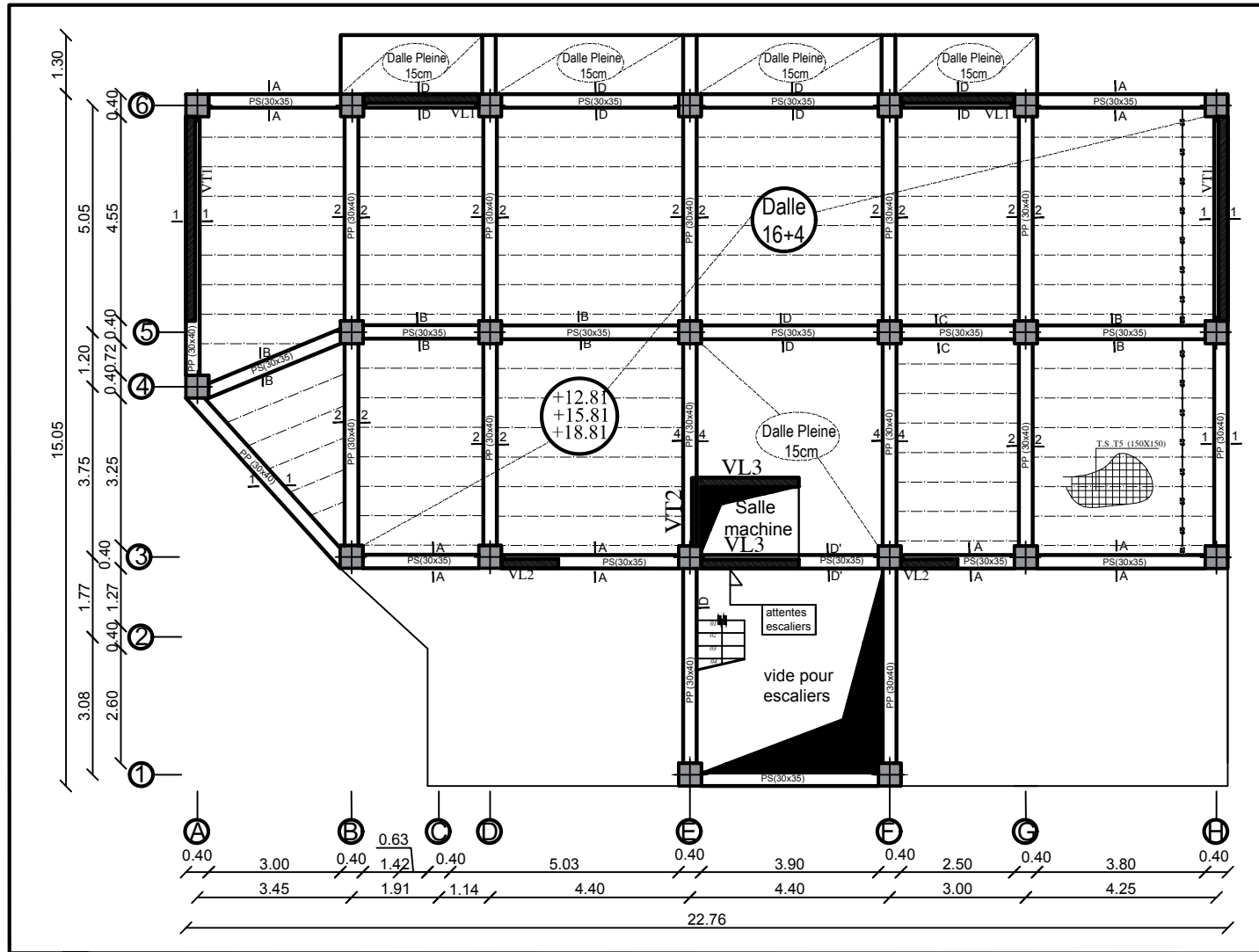
PLAN DE COFFRAGE

NIV: +3.75 ;+6.81 ET +9.81  
(1<sup>er</sup> ;2<sup>me</sup> et 3<sup>me</sup> ETAGE)

Echelle: 1/50

Plan N°:05

Promotion:  
2019



Zone:(III)

- Poteaux: (40X40)
- Poutres principales:(30X40)
- Poutres secondaires:(30X35),
- Dalle(CC):ep=20cm

## PLAN DE COFFRAGE

NIV: +12.81 ;+15.81 ET +18.81  
(4<sup>eme</sup> ;5<sup>eme</sup> et 6<sup>eme</sup> ETAGE)

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

Etudié par :

-M<sup>elle</sup> BENYOUSSEF Kheloudja  
-M<sup>elle</sup> BENINI Nawal

Dirigé par :

-M<sup>r</sup> MANSOURIA

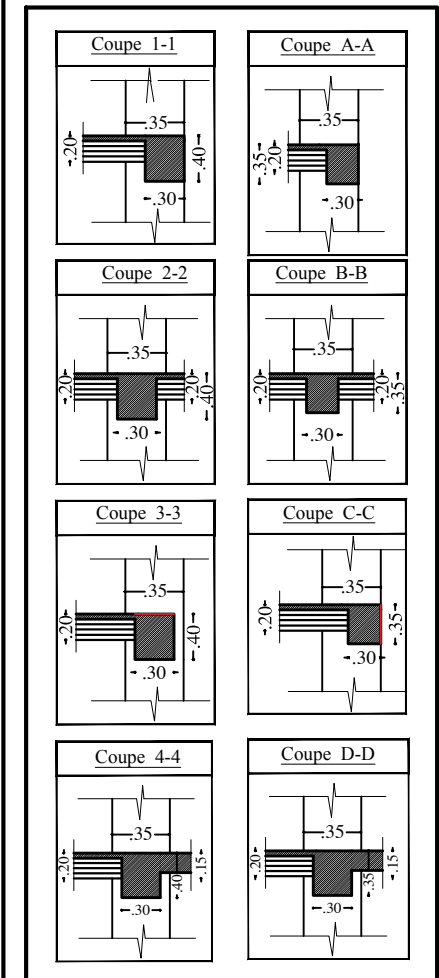
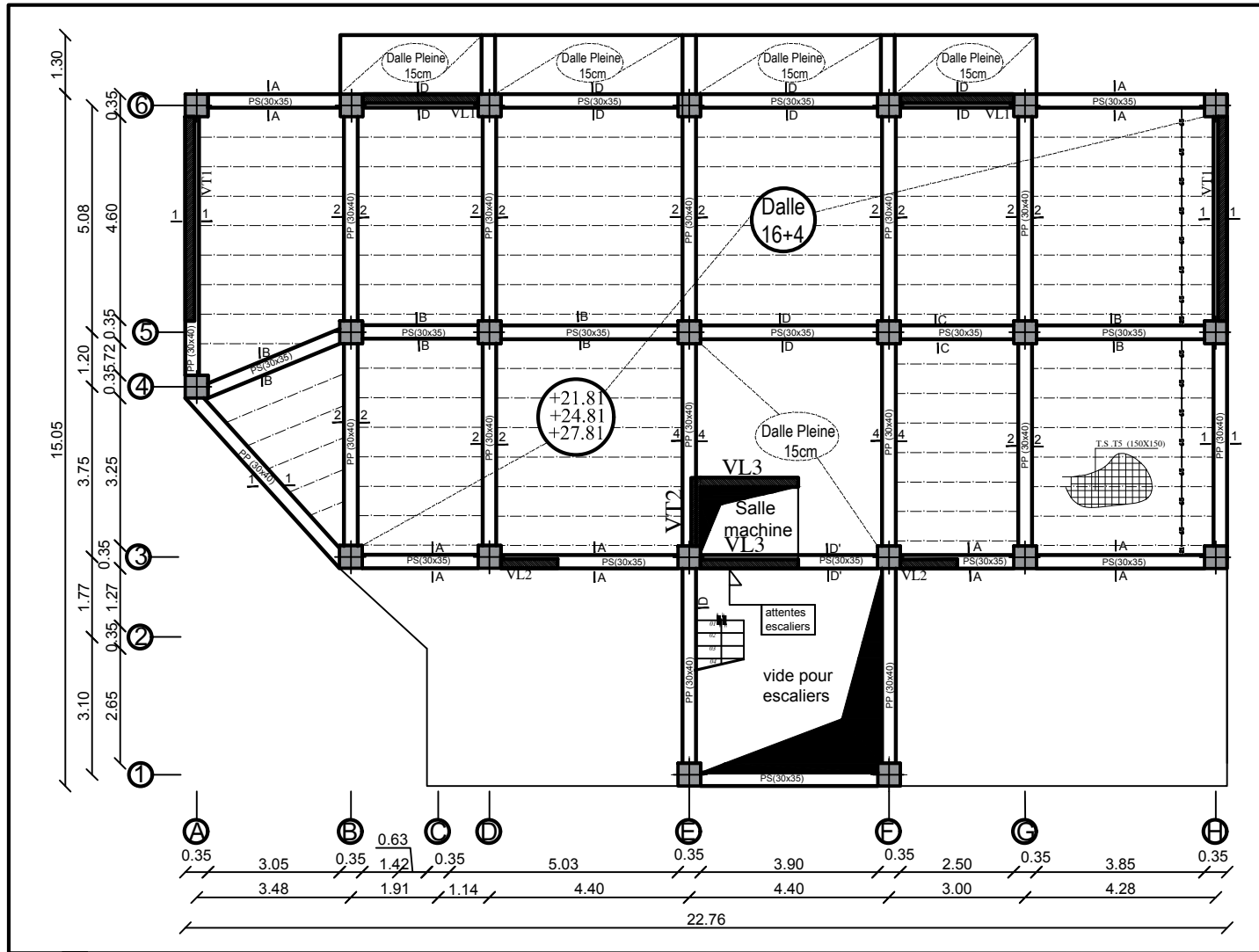
Titre :

**PLAN DE COFFRAGE**  
NIV: +12.81 ;+15.81 ET +18.81  
(4<sup>eme</sup> ;5<sup>eme</sup> et 6<sup>eme</sup> ETAGE)

Echelle: 1/50

Plan N°:06

Promotion:  
2019

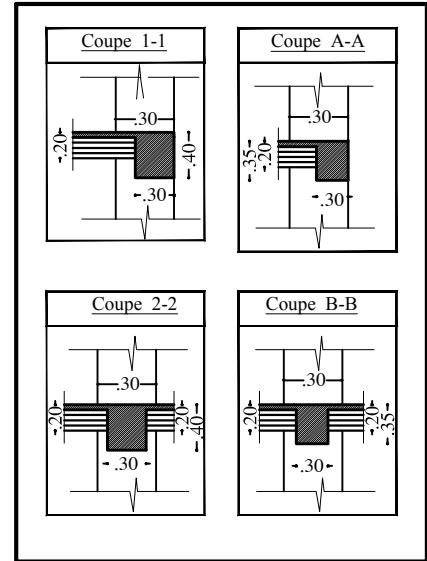
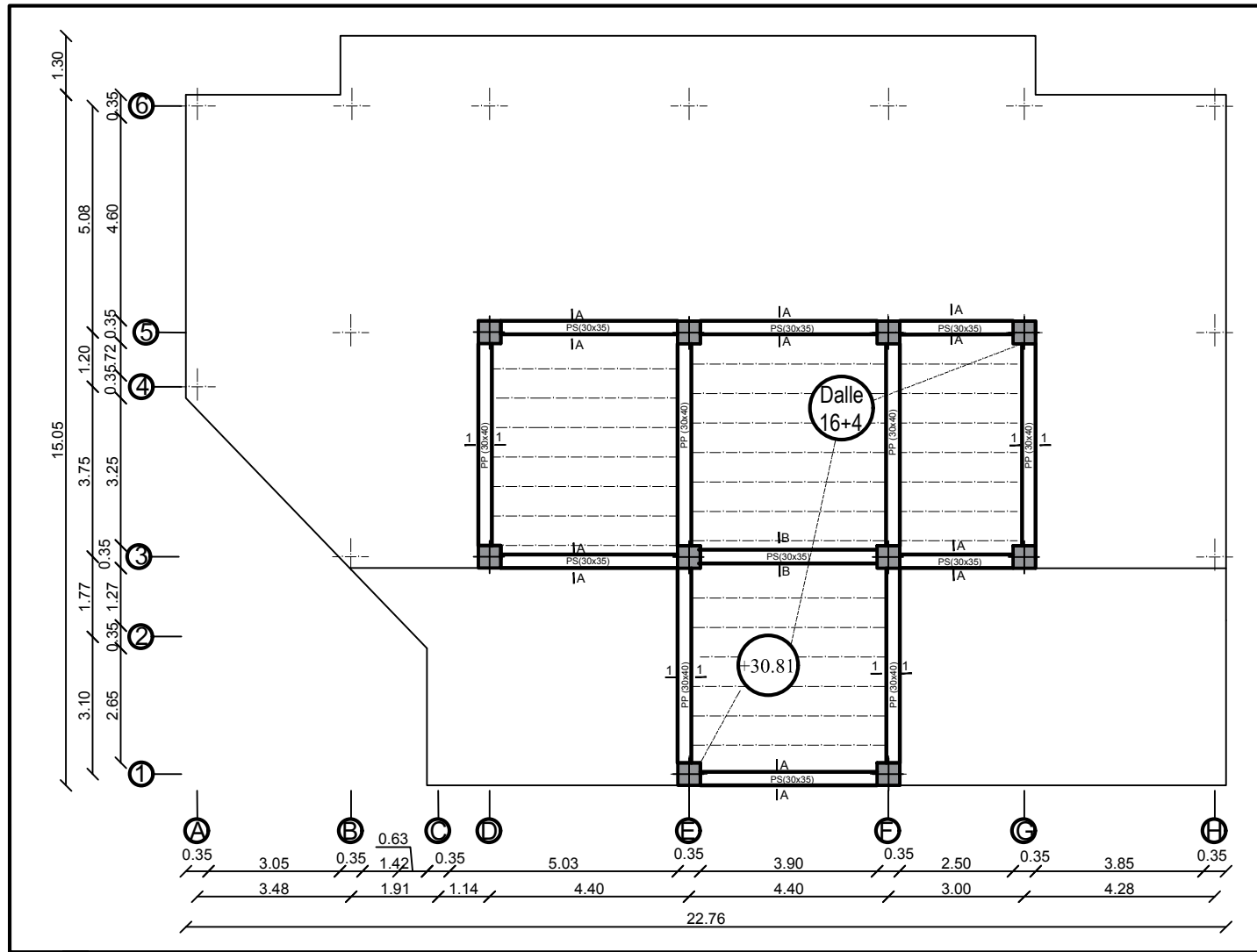


**Zone:(IV)**

- Poteaux: (35X35)
- Poutres principales:(30X40)
- Poutres secondaires:(30X35)
- Dalle(CC):ep=20cm

**PLAN DE COFFRAGE**  
**NIV: +21.81 ;+24.81 ET 27.81**  
**(7<sup>eme</sup> ;8<sup>eme</sup> et 9<sup>eme</sup> ETAGE)**

<b>REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE</b>		
Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil		
<i>Étudié par :</i>	<i>Titre :</i>	<i>Echelle: 1/50</i>
-M <sup>elle</sup> BENYUCEF Kheloudja	<b>PLAN DE COFFRAGE</b>	<i>Plan N°:07</i>
-M <sup>elle</sup> BENINI Nawal	<b>NIV: +21.81 ;+24.81 ET 27.81</b>	<i>Promotion: 2019</i>
<i>Dirigé par :</i>	<b>(7<sup>eme</sup> ;8<sup>eme</sup> et 9<sup>eme</sup> ETAGE)</b>	
-M <sup>r</sup> MANSOURIA		



Zone:(V)

- Poteaux: (30X30)
- Poutres principales:(30X40)
- Poutres secondaires:(30X35)
- Dalle(CC): $ep=20cm$

**PLAN DE COFFRAGE**  
**NIV: +30.81 (COMBLE)**

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

Etudié par :

-M<sup>elle</sup> BENYUCEF Kheloudja

-M<sup>elle</sup> BENINI Nawal

Dirigé par :

-M<sup>r</sup> MANSOURIA

Titre :

**PLAN DE COFFRAGE**  
**NIV: +30.81 (COMBLE)**

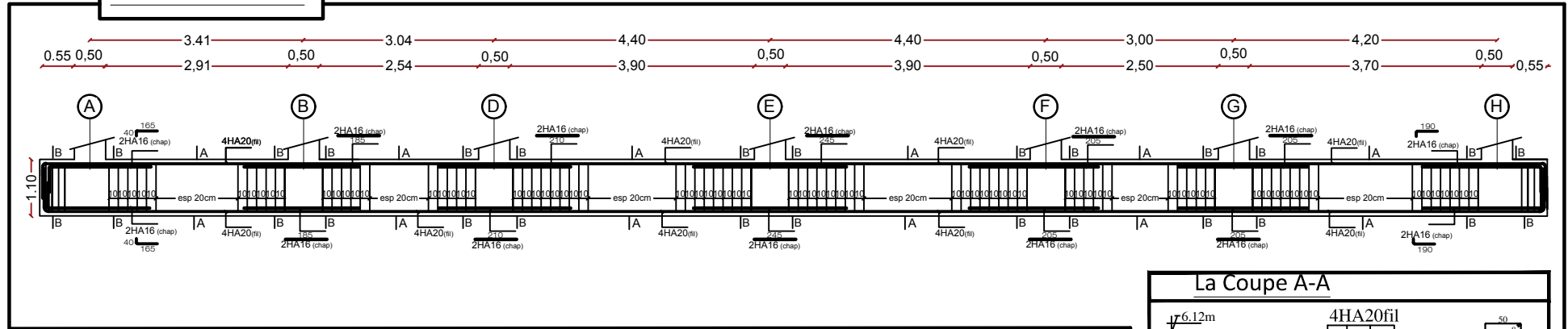
Echelle: 1/50

Plan N°: 08

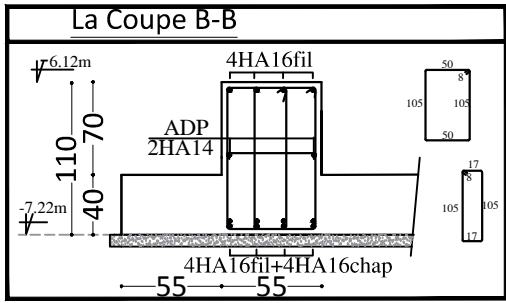
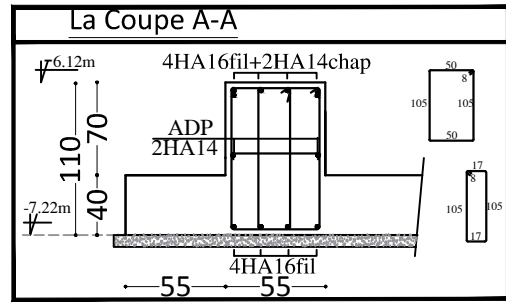
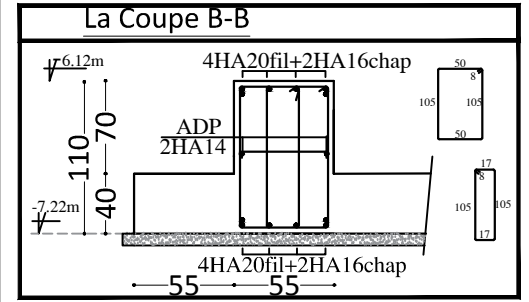
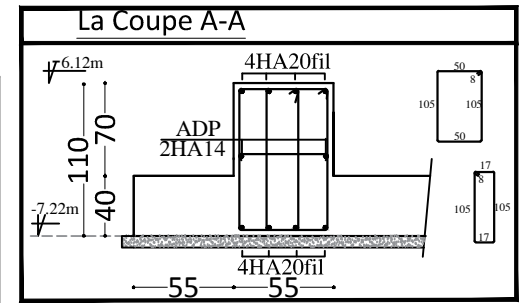
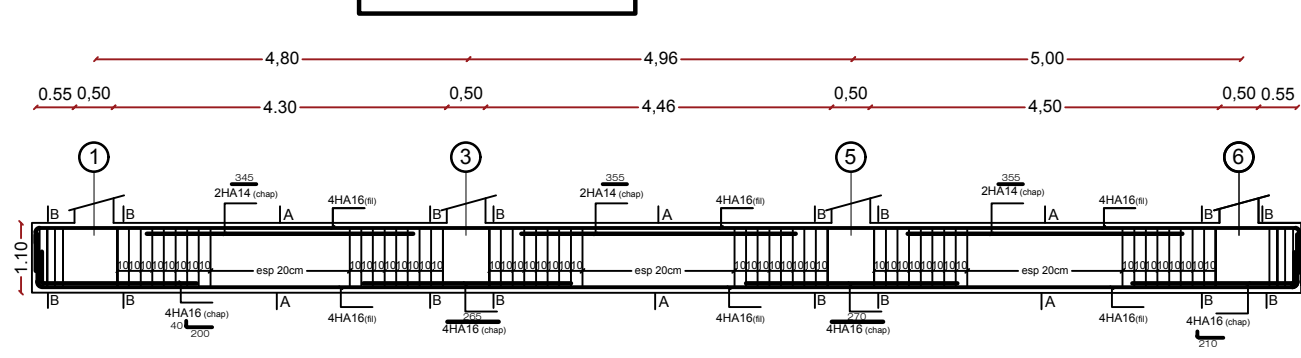
Promotion:  
 2019

# FERRAILLAGE DE LA NERVURE (55X110)cm<sup>2</sup>

**-Sens X-X**



**-Sens Y-Y**



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

Etudié par :  
-M<sup>elle</sup> BENOUCHEF Kheloudja  
-M<sup>elle</sup> BENINI Nawal

Titre :  
-Ferrailage de la nervure

Echelle: 1/50

Plan N°: 09

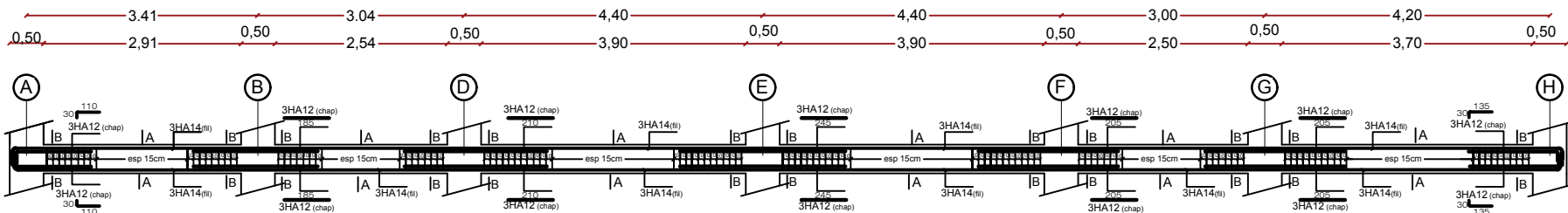
Dirigé par :  
-M<sup>r</sup> MANSOURIA

Promotion:  
2019

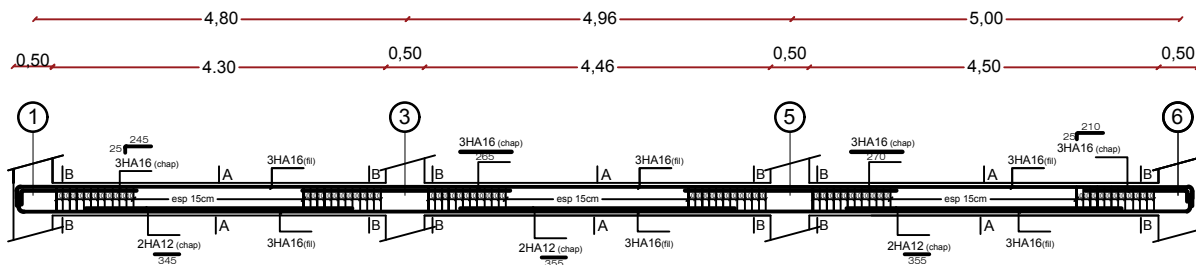


# -Ferrailage des poutres

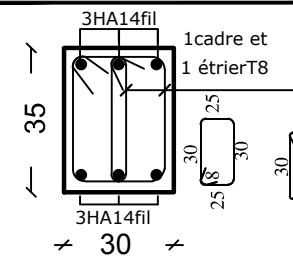
## Ferrailage des poutres secondaires (30x35)cm<sup>2</sup>:axe 1 ; 2; 3;4;5 et 6



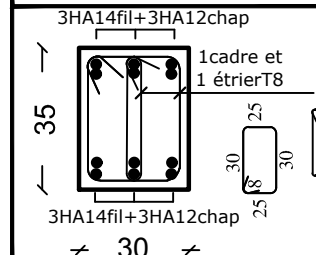
## Ferrailage des poutres principales (30x40)cm<sup>2</sup>:axe A,B,C,D,E,F,G et H



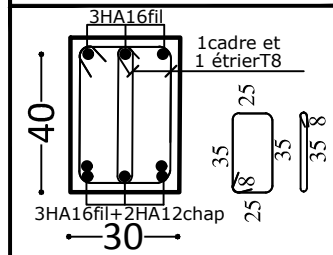
Coupe A-A/Travée



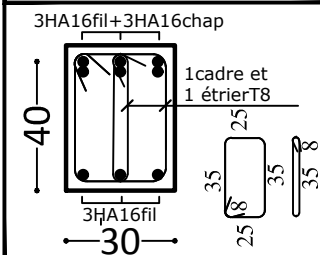
Coupe B-B/Appui



Coupe A-A/Travée



Coupe B-B/Appui



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

Etudié par :

-M<sup>lle</sup> BENYOUCEF Kheloudja  
-M<sup>lle</sup> BENINI Nawal

Dirigé par :

-M<sup>r</sup> MANSOURIA

Titre :

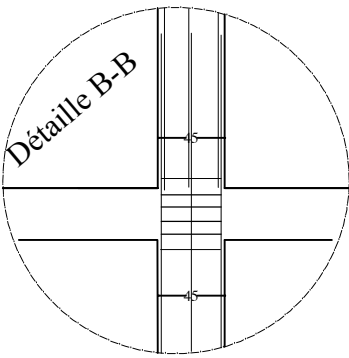
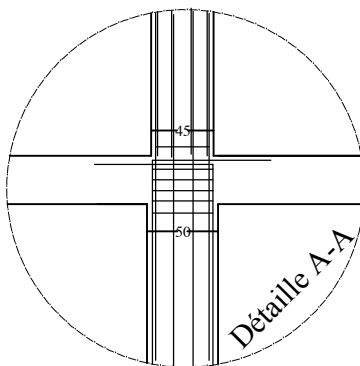
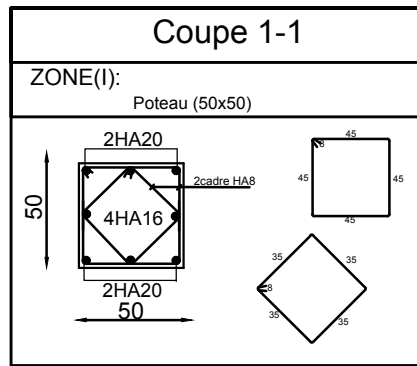
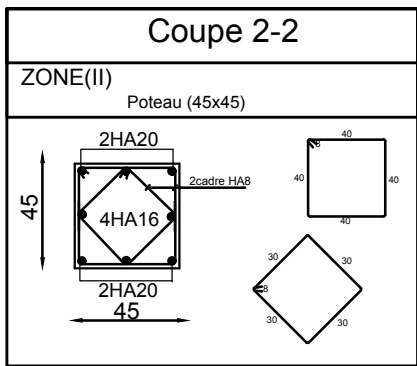
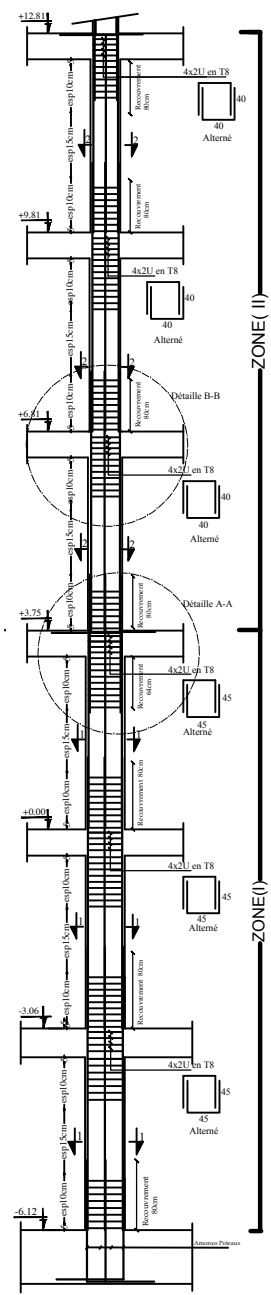
-Ferrailage des poutres

Echelle<sup>o</sup>: 1/50

Plan N<sup>o</sup>: 11

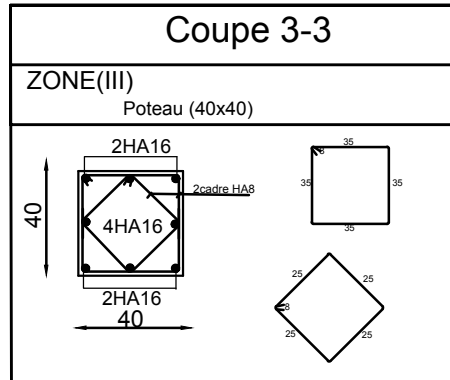
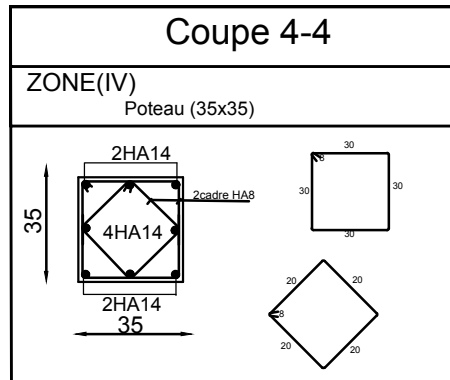
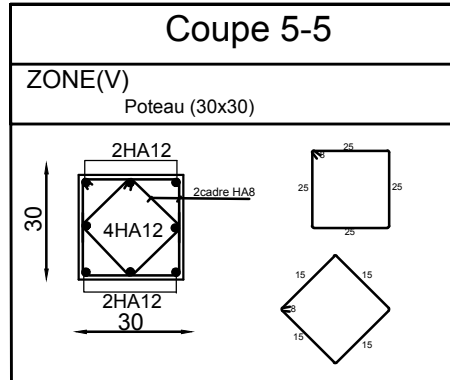
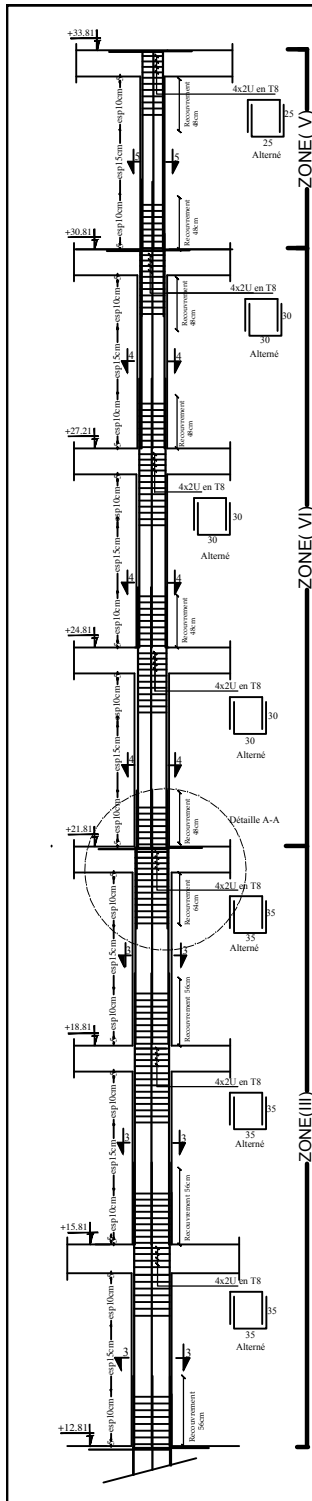
Promotion:  
2019

**FERRAILAGE DES POTEAUX**  
 Pour les : Zone (I) ,Zone (II)

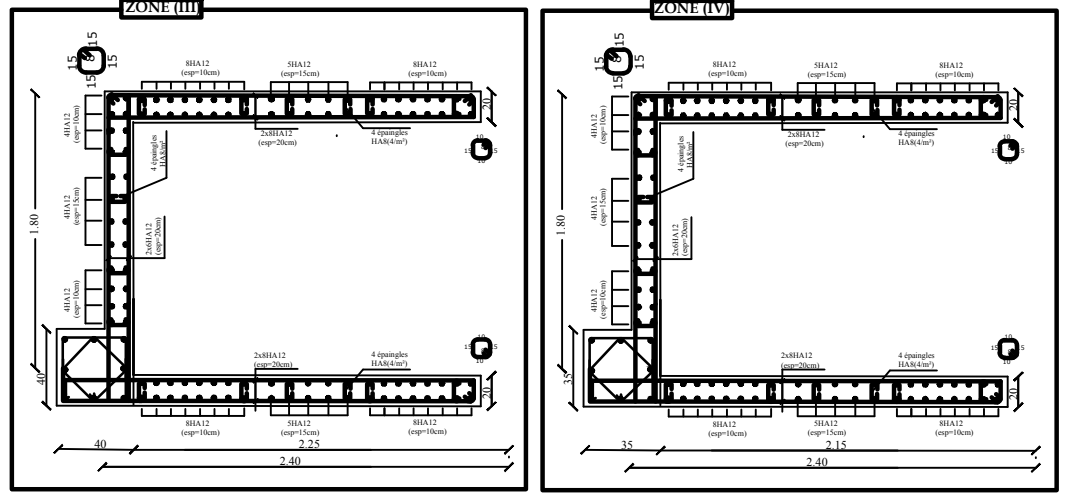
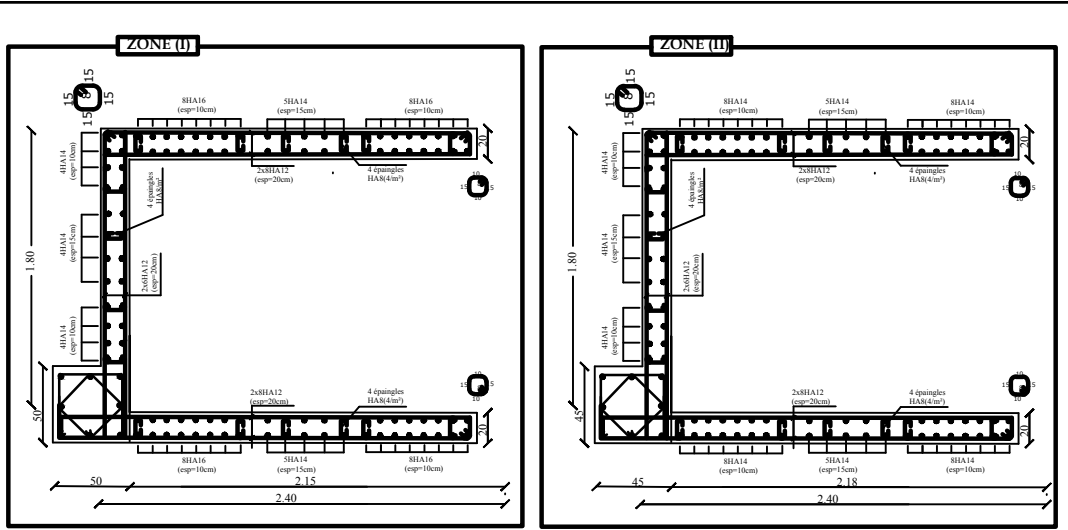


<b>REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE</b>		
Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil		
<i>Etudié par :</i> -M <sup>lle</sup> BENOUCHEF Kheloudja -M <sup>lle</sup> BENINI Nawal	<i>Titre :</i> <b>FERRAILAGE DES POTEAUX</b> Pour les : Zone (I) ,Zone (II)	<i>Echelle:</i> 1/50 <i>Plan N°:</i> 12
<i>Dirigé par :</i> -M <sup>r</sup> MANSOURIA		<i>Promotion:</i> 2019

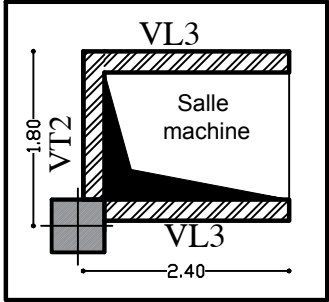
**FERRAILLAGE DES POTEAUX**  
 Pour : Zone (III); Zone (IV) et Zone (V)



<b>REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE</b>		
Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil		
<i>Etudié par :</i> -M <sup>lle</sup> BENOUCHEF Kheloudja	<i>Titre :</i> FERRAILLAGE DES POTEAUX	<i>Echelle:</i> 1/50
-M <sup>lle</sup> BENINI Nawal	Pour : Zone (III); Zone (IV) et Zone (V)	<i>Plan N°:</i> 13
<i>Dirigé par :</i> -M <sup>r</sup> MANSOURIA		<i>Promotion:</i> 2019

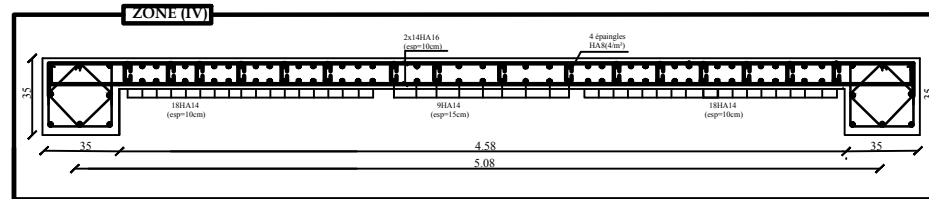
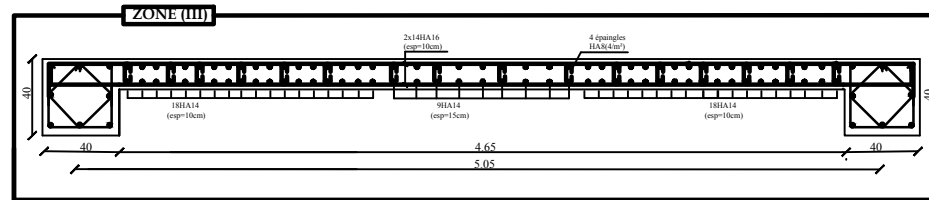
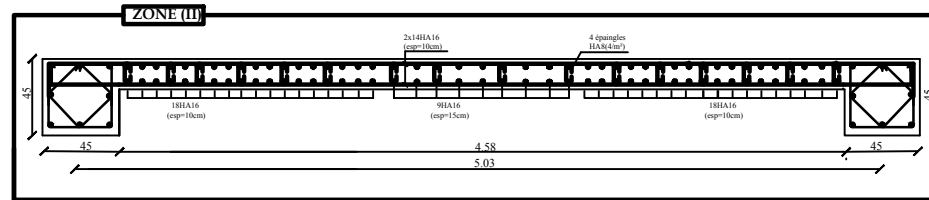
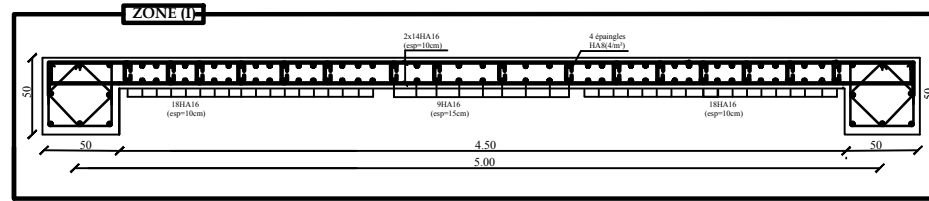


**Plan de Ferrailage  
des voiles (salle machine)  
Zone (I) , (II) , (III) et (IV)**



<b>REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE</b>		
<i>Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil</i>		
<i>Etudié par :</i> -M <sup>elle</sup> BENYOUCEF Kheloudja -M <sup>elle</sup> BENINI Nawal	<i>Titre :</i> Plan de Ferrailage des voiles (salle machine) Zone (I) , (II) , (III) et (IV)	<i>Echelle°: 1/50</i>  <i>Plan N°: 14</i>
<i>Dirigé par :</i> -M <sup>r</sup> MANSOURIA		<i>Promotion:</i> 2019

Voile Transversal : VT01  
-L=5.00m



**FERRAILLAGE DES VOILES  
TRANSVERSAUXVT01**

*Pour les: Zone (I) , (II) , (III) et (IV)*

**REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE**

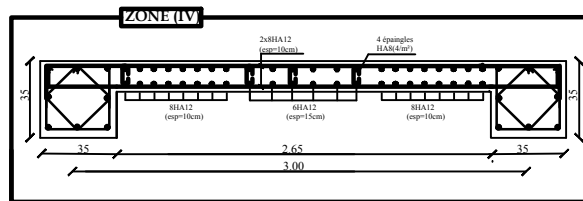
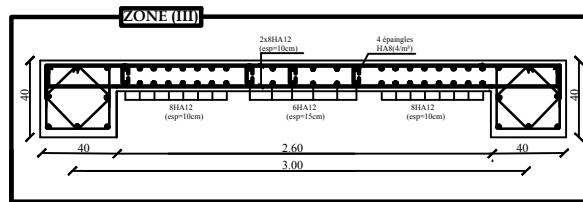
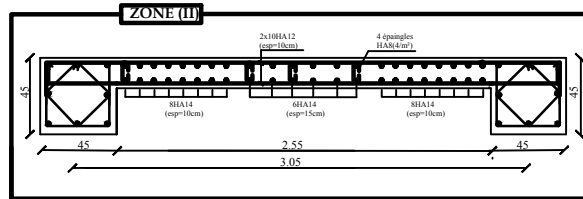
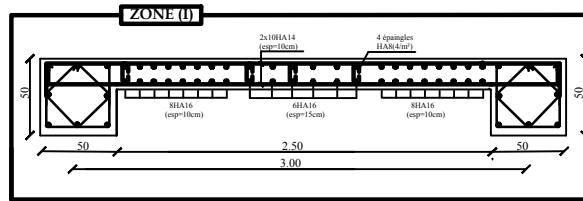
*Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil*

*Etudié par :*  
-M<sup>elle</sup> **BENYOUCEF** Kheloudja  
-M<sup>elle</sup> **BENINI** Nawal  
*Dirigé par :*  
-M<sup>r</sup> **MANSOURI** A

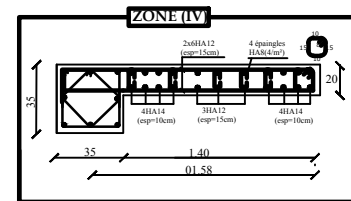
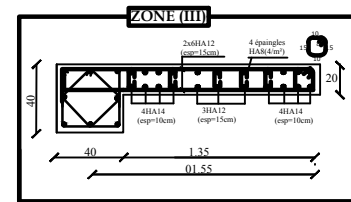
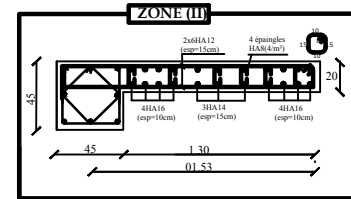
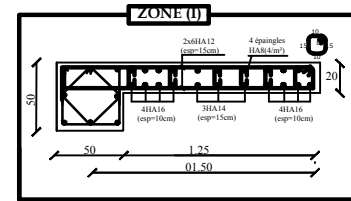
*Titre :*  
**FERRAILLAGE DES VOILES  
TRANSVERSAUXVT01**  
*Pour les: Zone (I) , (II) , (III) et (IV)*

*Echelle°:1/50*  
*Plan N°:15*  
*Promotion:*  
2019

Voile Longitudinal: VL1  
-L=3,00m



Voile Longitudinal: VL02  
-L=1,50m



**FERRAILLAGE DES VOILES  
LONGITUDINAUX  
VT01 ET VL02  
Pour les: Zone (I) , (II) , (III) et (IV)**

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

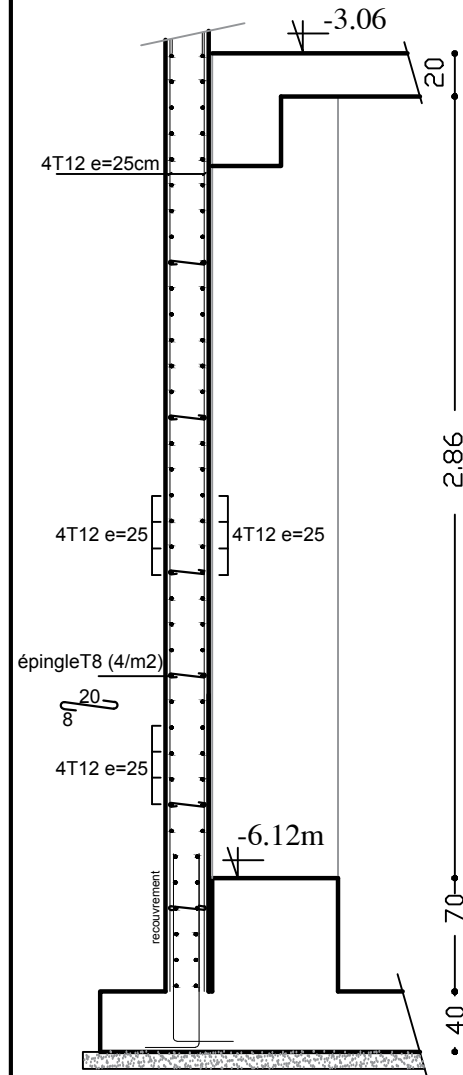
Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

Etudié par :  
-M<sup>elle</sup> BENYOUCEF Kheloudja  
-M<sup>elle</sup> BENINI Nawal  
Dirigé par :  
-M<sup>l</sup> MANSOURIA

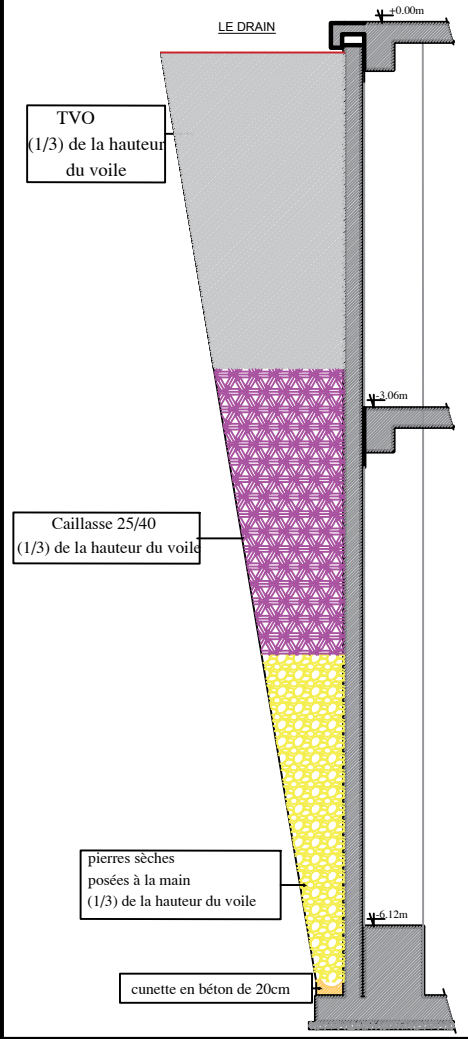
Titre :  
**FERRAILLAGE DES VOILES  
LONGITUDINAUX  
VT01 ET VL02**  
Pour les: Zone (I) , (II) , (III) et (IV)

Echelle°: 1/50  
Plan N°: 16  
Promotion:  
2019

**Détails de ferrailage le voile plaque**



**Détails de drainage derrière le voile plaque**



**FERRAILLAGE DE VOILE PLAQUE**

**REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE**  
 Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

*Etudié par :*  
 -M<sup>lle</sup> BENYOUCEF Kheloudja  
 -M<sup>lle</sup> BENINI Nawal  
*Dirigé par :*  
 -M<sup>r</sup> MANSOURIA

*Titre :*  
 -FERRAILLAGE DE VOILE  
 PLAQUE

*Echelle°: 1/50*  
*Plan N°: 17*  
*Promotion:*  
 2019

# Bibliographie



BAEL 91 règles techniques de conception et de calcul des ouvrages de construction en béton armé suivant la méthode des états limitent (Henry TONIER..)



Règle parasismiques Algérienne (RPA 99 Version 2003).



DTR B-C 2-2 charges permanentes et charges d'exploitation.



Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (C.B.A 93).



Tables de Pigeaud et table de calcule a l'ELU et l'ELS.