

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou

Faculté de génie de la construction

Département de génie civil



Mémoire de Master

En vue de l'obtention du diplôme de master (2) professionnel en génie civil

Option : construction civil industrielle



Thème :
**Calcul d'un bâtiment à usage d'hébergement et commercial
contreventement mixte (portiques/ voiles)
avec l'application « ETABS »**

Etudié par :

Melle :TAGZIRT Thilleli

Dirigé par :

Mr : BOUAFIA Youcef

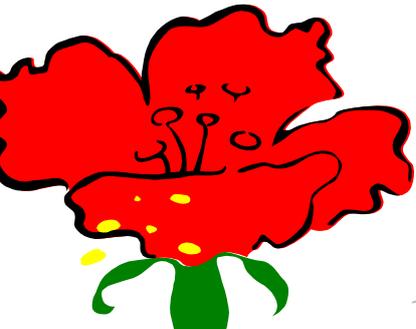
Promotion 2018-2019



Remerciment

- ✓ Au terme de ce modeste travail, je remercie avant tout ma famille pour leur aide, leur patience, leurs encouragements et pour tous les sacrifices qu'ils ont fait pour me voir réussir.
- ✓ Je tiens à témoigner mes profonds remerciements et ma profonde considération à mon promoteur M^{er} : BOUAFIA YUCEF, pour ses encouragements qui ont été pour moi une source constante de motivation pour achever ce travail.
- ✓ Un grand remerciement à M^{er} : MARKITOU qui a su me guider, et qui m'a donné l'opportunité d'apprendre davantage ; en vue de mon stage pratique.
- ✓ Mes remerciements s'adressent aussi aux membres du jury qui me feront l'honneur de juger mon travail ainsi qu'aux enseignants qui ont contribué à notre formation et tout le personnel du département de génie civil.
- ✓ Que toute personne ayant contribué de près ou de loin à la réalisation de ce mémoire retrouve ici l'expression de mes plus profonds remerciements.





DEDICACE

Je dédie ce modeste travail à :

❖ **Mes très chers parents :**

Qui ont tous donné pour me voir réussir, et qui ont été toujours présent pour moi, m'ont Encouragés et soutenus. Que Dieu les protège et m'aide à les honorer.

❖ **A mon frère et ma sœur**

Qui mon montré qu'ils serraient toujours la pour moi.

❖ **A l'ingénieur M^{er} (Markitou)**

Qui ma ouvert les portes de son bureaux d'étude et m'a permise d'évoluer et d'acquérir d'avantage de connaissance dons mon domaine.

❖ **A tout mes amis :**

Pour leur aide si priseuse et tous les meilleurs moments qu'on a passés ensemble durant ces 5 années.

❖ **A Toute la promotion 2018/2019.**

A toutes les personnes qui m'ont soutenue et crus en moi lors de mon parcours et à tout ceux qui m'ont aidé de près ou de loin, je leur dédie ce travail espérant avoir répondu à leurs souhaits de me voir réussir.

THILLELI

Liste des figures

Figure 1-1 : Vue 3D de la structure

Figure 1-2 : vue en plan du RDC

Figure 1-3 Vue en plan des étages

Figure 1-4 : Vue 3D de la structure

Figure1-5 : Vue en plan sur le RDC

Figure 1-6 : Vue en plan sur les étages

Figure 1-7 : Diagramme contraintes- déformation du béton à l'E.L.U.R

Figure 1-8: Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELS.

Figure 1-9 : Diagramme contrainte déformation de l'acier.

Figure2-1 : coupe de voile en élévation

Figure2-2: coupe du voile en plan selon les conditions de rigidité à l'extrémité.

Figure 2-3: Coupe transversale plancher terrasse

Figure 2-4: Coupe transversale du plancher d'étage courant

Figure 2-5 : Coupe verticale d'un mur extérieur

Figure 2-6 : Coupe verticale d'un mur intérieur

Figure 2-7 : Coupe verticale de la Dalle pleine

Figure 2-8 : Coupe verticale de l'acrotère

Figure 2-9 : Position du poteau le plus sollicité (8-c)

Figure 2-10 Position du poteau le plus sollicité (7-c)

Figure 2-11:Dimensionnement d'un nœud poutre-poteau

Figure 3-1-1 : Coupe verticale d'un plancher en corps creux

Figure 3-1-2 : Treillis soudés

Figure 3-1-3 : Poutrelles

Figure 3-1-4 : Schéma statique de la poutrelle

Figure 3-1-5 : Section d'étude de la poutrelle

Figure 3-1-6 : Surface revenant aux poutrelles

Figure 3-1-7: Schéma statique de calcul

Figure 3-2-1: Coupe verticale de l'acrotère

Figure 3-2-2 : Coupe verticale de l'acrotère et son schéma statique

Figure 3-2-3 : Schéma statique de calcul et diagrammes des efforts

Figure 3-2-4: Schéma statique de calcul

Figure 3-2-5: position du centre de pression

Figure 3-2-6 : Appliquer à une barre un effort de traction F

Figure 3-2-7 : Schéma de ferrailage de l'acrotère

Figure 3-3-1 : Salle machine

Figure 3-3-2 : Schéma statique de la salle machine.

Figure 3-3-3 : Distribution des moments sur le panneau

Figure 3-3-4 : Ferrailage de la dalle pleine de la salle machine

Figure 3-4-1: Schéma statique de l'escalier

Figure 3-4-2: Vue en plans de l'escalier

Figure 3-4-3 : Schéma statique de l'escalier

Figure 3-4-4 : Schéma statique des escaliers sous charges q_u^p et q_u^v

Figure 3-4-5 : Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants à L'ELU

Figure 3-4-6 : Schéma statique de ferrailage d'escalier.

Figure 3-4-7 : Schéma statique des escaliers sous charges q_s^p et q_s^v

Figure 3-4-8 : Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants à L'ELS

Figure 3-4-9: Mode de ferrailage des marches

Figure 3-5-1 : Schéma statique de la poutre

Figure 3-5-2 : Diagramme des efforts tranchants et les moments fléchissant

Figure 3-5-3: Diagramme des efforts tranchants et les moments fléchissant

Figure 3-5-4 : Ferrailage de la poutre palière

Figure 3-6-1: Schéma statique du chargement des balcons

Figure 3-6-2 : Bande d'un mètre de longueur

Figure 5-1 : Disposition des armatures verticales dans les voiles

Figure 6-1-1 : Délimitation de la zone nodale

Figure 6-3-1 : Disposition des armatures verticales dans les voiles

Figure 7-1 : Semelle isolée sous poteau

Figure 7-2 : Semelle filante sous voile

Figure 7-3 : Disposition des poteaux

Figure 7-3 : Le portique le plus sollicité

Figure 7-4 : Répartition trapézoïdale

Figure 7-7 : diagramme des moment fléchissant sur la travée la plus sollicité a L'ELU

Figure 7-8 : diagramme des moments fléchissant sur la travée la plus sollicité a L'ELS

Liste des Tableaux

Tableau 2-1 : Vérification des conditions exigées par le RPA

Tableau2-2 : Charges permanentes (G) revenant au plancher terrasse

Tableau 2-3 : Charges permanentes (G) revenant au plancher terrasse

Tableau 2-4 : charges permanentes (G) revenant au plancher étage

Tableau 2-5 : Charges permanentes (G) revenant aux murs extérieurs.

Tableau2-6 : Charges permanentes (G) revenant aux murs intérieurs.

Tableau 2-7 : Charges permanentes (G) de la dalle pleine.

Tableau 2-8 : charges permanentes des planchers

Tableau 2-9: charges permanentes des poutres

Tableau 2-10 : valeurs des coefficients de dégression des surcharges

Tableau 2-11 : tableau récapitulatif de la descente des charges

Tableau 2 -12 :Vérification relative au coffrage , (RPA99 version 2003 A et. 7.4.1)

Tableau 2-13 : les valeurs de λ

Tableau 2-14 : les dimensions des sections trouvées

Tableau 3-6-1 : La charge permanente revenant au poteaux-a-faux

Tableau 6-1-2 : Tableau récapitulatif du choix des armatures des poteaux

Tableau 6-1-3 : Tableau récapitulatif des vérifications des choix des armatures a L'ELS

Tableau 6.2.1 : ferrailage des armatures en travées des poutres principales

Tableau 6.2.2 : ferrailage des armatures aux appuis des poutres principales

Tableau 6.2.3 : ferrailage des armatures en travées des poutres secondaires

Tableau 6.2.4 : ferrailage des armatures en appuis des poutres secondaires

Tableau 6.2.5 : vérifications du ferrailage des armatures en travées des poutres principales

Tableau 6.2.6 : vérifications du ferrailage des armatures en appuis des poutres principales

Tableau 6.2.7 : vérifications du ferrailage des armatures en travées des poutres secondaires

Tableau 6.2.8 : vérifications du ferrailage des armatures en appuis des poutres secondaires

Tableau 6-3-1 : Ferrailages des voiles longitudinaux (VL1 VL2 VL3 VL4 VL5 VL6 VL7 VL8 VL9 VL10 VL11 VL12 VL13 VL14 VL15 VL16)

Tableau 6-3-2 : Ferrailages des voiles Transversaux (VT1 VT2 VT3 VT4 VT5 VT6 VT7 VT8 VT9 VT10 VT11 VT12 VT13 VT14 VT15 VT16)

Tableau 7-1 : ferrailage de la fondation aux appuis

Tableau 7-2 : ferrailage de la fondation en travées

Tableau 7-3 : vérification du ferrailage de la fondation aux appuis

Tableau 7-4 : vérification du ferrailage de la fondation en travées

Sommaire

Introduction

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage	1-12
Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments.	13-52
• Prédimensionnement des éléments du bloc (1).....	13-34
• Prédimensionnement des éléments du bloc(2).....	35-52
Chapitre III : Calcul des éléments :	
• III-1-plancher.....	53-72
• III-2-l'acrotère.....	73-82
• III-3-salle machine.....	83-96
• III-4-les escalier	97-116
• III-5-la poutre palier	117-125
• III-6-les portes a faux	126-133
Chapitre IV : modélisation de la structure	134-182
• Modélisation du bloc (1)	134-162
• Modélisation du bloc (2).....	163-182
Chapitre V : vérification des condition du RPA	183-212
• Vérification du bloc (1)	183-198
• Vérification du bloc (2).....	199-212
Chapitre VI : ferrailage de la structure (bloc 1)	
• VI-1-poteaux	213-229
• VI-2- poutres	230-240
• VI-3-voile.....	241-252
Chapitre VII : Etude de l'infrastructure.....	253-271

Conclusion

Coefficient

A : Coefficient d'accélération de zone (%)

C_p : Facteur de force horizontale

C_T : Coefficient de période

D : Facteur d'amplification dynamique moyen

E : Réponse totale, action sismique

F : force

f_e : limite d'élasticité de l'acier utilisé

M_t : moments en travées

M_a : moments aux appuis

T_u : efforts tranchant

C : distance d'enrobage des armatures

ϕ : diamètre de l'armature utilisée

F_t : Partie de l'effort tranchant à la base, appliquée au niveau « n »

G : Action des charges permanentes (KN)

L : Longueur de bâtiment, dimension de plancher perpendiculaire à la direction de l'action Sismique (m).

N_d : effort normal max dans les poteaux

f_{c28} : La résistance caractéristique du béton

ν : Coefficient de POISSON

$\bar{\sigma}_{bc}$: La contrainte limite MPA

γ_b : Coefficient de sécurité MPA

a : épaisseur du voile

S_n : Section nette

S_b : Section brute

i : rayon de giration

L_x, L_y : Largeur et longueur de bâtiment dans la direction « x » ou « y »

P : Poids total de la structure et des charges d'exploitation

P_q : Pénalité à retenir dans la détermination du coefficient Q

Q : Facteur de qualité ; action des charges d'exploitation

R : Coefficient de comportement

S_i ($i=1,2,3,4$) : Symboles désignant les différentes catégories de site

T : Période fondamentale de la structure (sec)

V_2 : c'est l'effort repris par les voiles transversaux dans chaque étage suivant le sens yy

V_y : c'est l'effort repris par chaque étage (poteau et voile) dans le sens yy

V_x : c'est l'effort qui est repris par chaque étage (poteau et voile) dans le sens XX

CH_x : charges horizontal reprises par les voiles dans le sens xx .

CH_y : charges horizontal reprises par les voiles dans le sens yy .

C_v : charges vertical reprises par les voiles.

C_T : Coefficient fonction du système de contreventement du type de remplissage

W : poids total de la structure

d_{min} : Largeur minimale d'un joint sismique

e_x, e_y : Excentricités de la charge sismique dans les directions

f : Forces horizontales

g : Accélération de la pesanteur

h : hauteur des niveaux

β : Coefficient de pondération

δ_i : Flèche horizontale due à f_i

δ_k : Déplacement horizontal au niveau « k »

δ_{ek} : Déplacement horizontal du aux forces F_i

λ : élancement du poteau.

δ_N : Déplacement horizontal au sommet de la structure, niveau n

Δ_k : Déplacement horizontal relatif au niveau « k » par rapport au niveau « $k-i$ »

ξ, ξ_i, ξ_j : Pourcentage d'amortissement critique global, relatif aux modes « i » et « j »

η : Facteur de correction d'amortissement

θ : Facteur d'instabilité

HA : haute adhérences

L_f : longueur de flambement

I : moment d'inertie.

σ_{sol} : Contrainte du sol

Ψ_s : Coefficient scellement

α : Coefficient fonction de la zone sismique et de catégorie de site considéré.

Introduction

Le développement économique des pays industrialisés dont fait partie l'Algérie ; privilégie la construction verticale dans un souci d'économie d'espace .Après de nombreuses catastrophes naturelles dont les séismes, comme le dernier séisme du 21 mai 2003 qui a touché les régions de BOUMERDES, ALGER et TIZI-OUZOU ; cet exemple réel qui a engendré d'énorme perte humaines et matérielles.

C'est pour cela que des nouvelles mesures parasismiques ont été actualisées afin de faire face aux dangers sans cesse grandissant que représente la haute sismicité du sol algérien.

Notre projet de fin d'étude a pour objectif de dimensionner les éléments structuraux d'un bâtiment en béton armé constitué de deux blocs .le premier bloc est un R+3 , quand au deuxième bloc est un R+5 avec sous-sol et entre-sol , sont a usages d'hébergement et commercial.

Notre bâtiment est en cours de réalisation a la commune de a Tizirt ; wilaya de Tizi-Ouzou.

Après avoir réunie les plans d'architectures et le rapport de l'étude du sol, nous classerons le site d'implantation dans sa catégorie ; d'après le RPA99 vs 2003.

Le Prédimensionnement des éléments résistants, s'appuie sur les règles techniques de conception et de calcul de structure en béton armé (CBA 93), ainsi que, le BAEL91 et le Règlement parasismique Algérien (RPA 99 vs 2003).

L'étude du point de vue dynamique se fera avec le logiciel de calcul ETABS qui est basé sur la méthode des éléments finis, après le calcul des efforts ; on prenant en considération les efforts maximaux, on établira les plans de ferrailage des différents éléments, suivant les différentes combinaisons de charges (plus défavorable), et en considérons les vérifications aux états limites (L'ELU et L'ELU).

Pour conclure nous passerons au ferrailage de l'infrastructure afin de faire une vérification ultime sur la stabilité de la structure.

1. Description de l'ouvrage.

L'ouvrage faisant l'objet de la présente étude d'une structure a (2) blocs distincts ; le bloc (1) (R+3), et le bloc (2) (R+5 avec sous-sol et entre sol) le bâtiment est à usage d'hébergement et commercial, Le projet sera implanté à la commune de IFLISSEN dans la wilaya de Tizi-Ouzou (daïra : Tigzirt) lieu dit : AGOULMIM. Cette région est classée comme zone de moyenne sismicité(IIa), selon le Règlement Parasismique Algérien (RPA 99/version 2003).

Le bâtiment comporte :

Pour le bloc (1)

- 02 étages à usage d'hébergement et commercial
- Une cage d'escalier
- Une cage d'assesseure
- Un RDC a usage commerciale (sale de restaurant :café)

pour le bloc (2)

- Un sous sol à usage commercial et espace de stockage
- Un rez-de-chaussée (RDC) avec mezzanine à usage commercial (salle de restaurant : café)
- 03 étages à usage d'hébergement,
- Une terrasse accessible au 3ème étage

2. Caractéristiques géométriques du bâtiment

- ✓ Largeur totale du bâtiment13.5m
 - Bloc (1)13.5m
 - Bloc (2).....13.5m
- ✓ Longueur totale du bâtiment33.75m
 - Bloc (1).....18.75m
 - Bloc (2).....15m
- ✓ Hauteur totale du bâtiment
 - Bloc(1)14.99m
 - Bloc(2).....18.23
- ✓ Hauteur du sous-sol du bloc (2).....3.24m

- ✓ Hauteur de l'entre sol du bloc (2).....2.72m
- ✓ Hauteur du RDC
 - Bloc(1).....5.27m
 - Bloc
 - (2).....2.55m
- ✓ Hauteur étage courant pour les deux blocs.....3.24 m

Cette étude se fera en considérant le paramètre suivant:

- ✓ L'ouvrage est de groupe d'usage 2 (importance moyenne)

Vue en perspective du bloc (1)

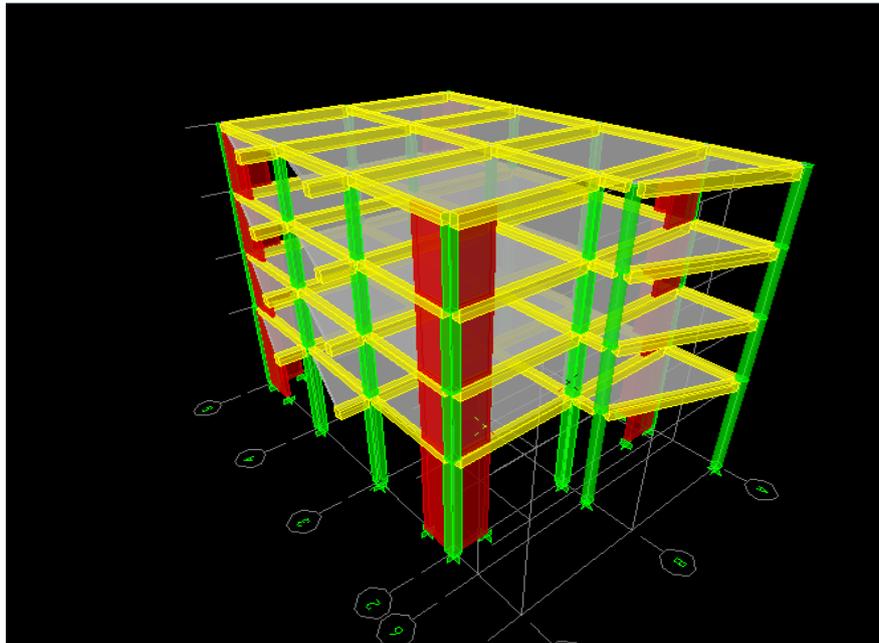


Figure 1-1 : Vue 3D de la structure

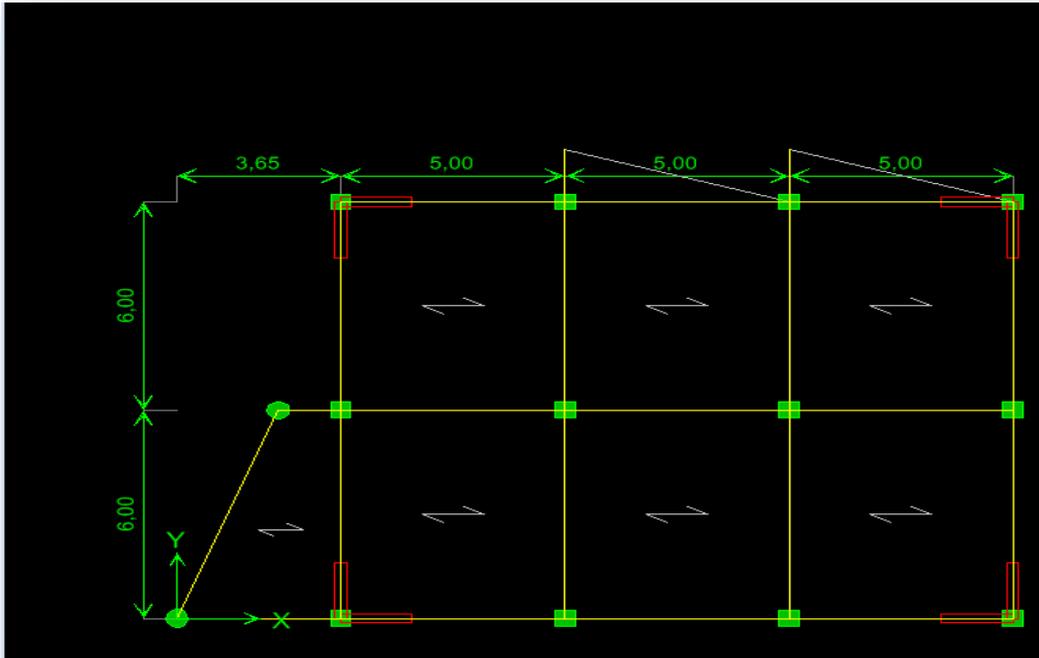


Figure 1-2 Vue en plan du RDC

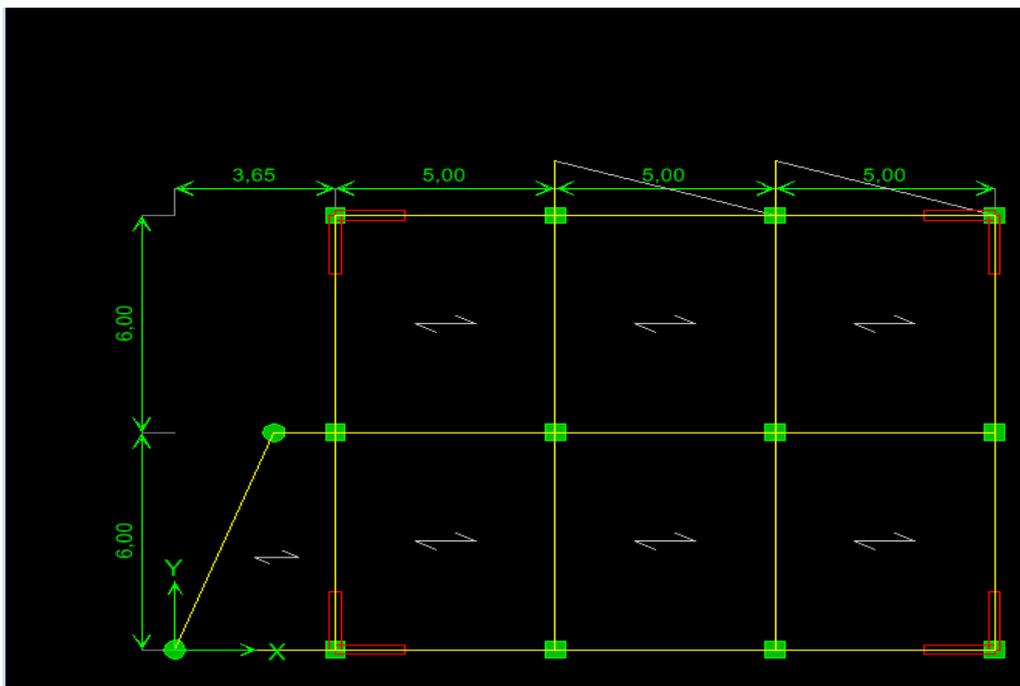


Figure 1-3 Vue en plan des étages

Vue en perspective du bloc (2)

Figure 1-4 : vue 3D de la structure

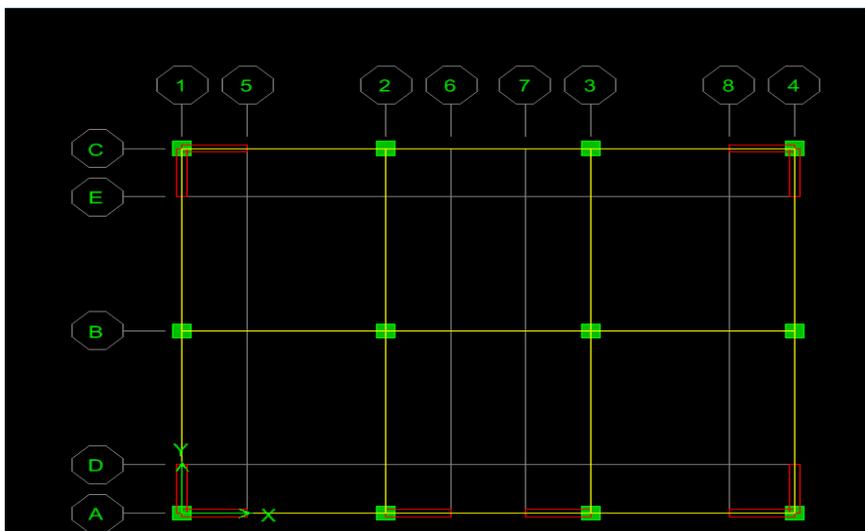
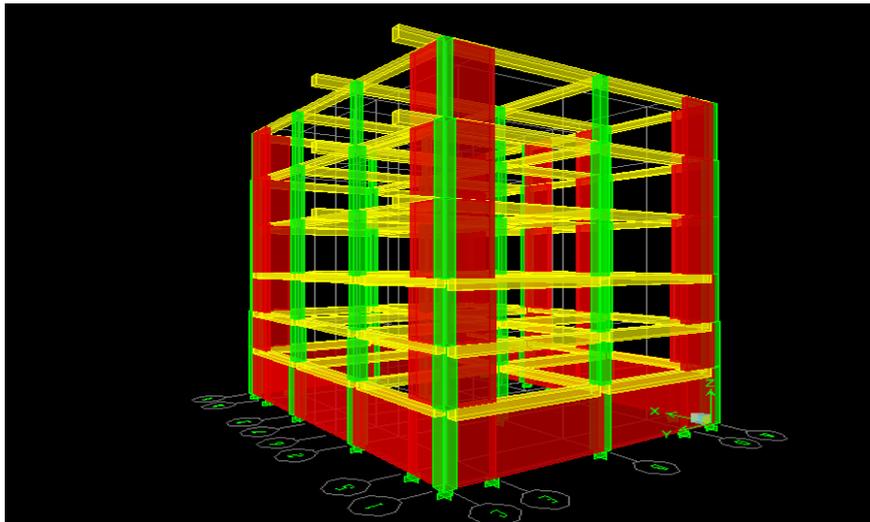
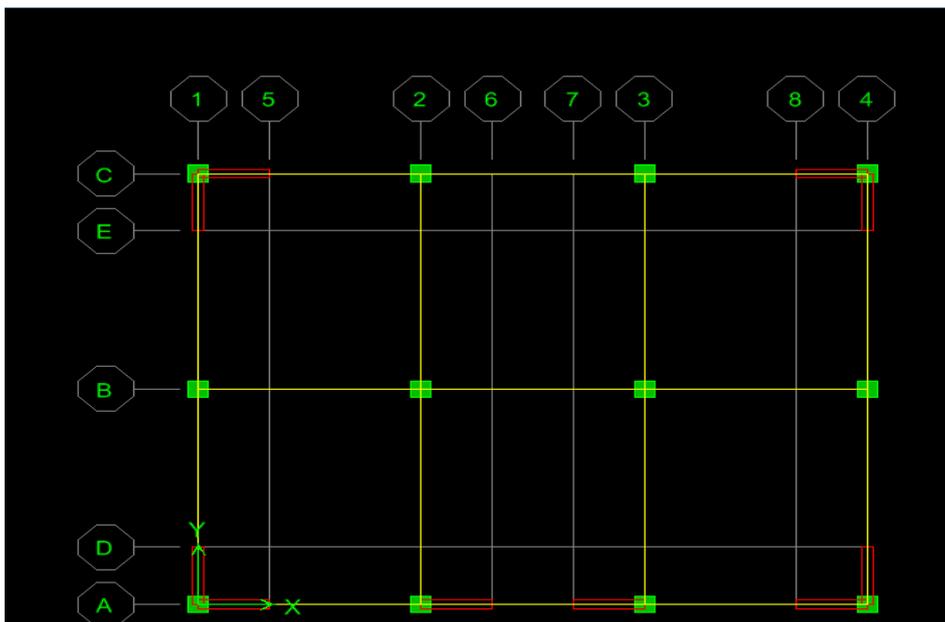


Figure 1-5 : vue en plan, sur le RDC



3. Les éléments constitutifs de l'ouvrage

3.1.L'infrastructure

a) Les fondations :

La fondation est l'élément qui est situé à la base de la structure. Elle assure la transmission des charges et surcharges au sol, par sa liaison directe avec ce dernier.

Le choix du type de fondation dépend des caractéristiques mécaniques du sol d'implantation et de l'importance de l'ouvrage.

La contrainte admissible du sol $\sigma_{\text{sol}}=2,5 \text{ bars}$ (Conformément au rapport géotechnique)

3.2.La Superstructure

a) L'ossature

Le bâtiment est composé de (3) étages pour le bloc (1) , et de (5) étages pour le bloc(2) et il est situé en zone (IIa) il y a lieu donc de prévoir des voiles, dans l'ossature.

- Les portiques transversaux et longitudinaux (poutres et poteaux) reprennent essentiellement les charges et les surcharges verticales.
- Les voiles en béton armé disposés dans les deux sens (longitudinal et transversal) reprennent essentiellement les charges horizontales (séisme, vent)

b. Les planchers

Les planchers sont des aires limitant les différents niveaux d'un bâtiment. Ils ont pour fonction essentielles :

- La fonction de résistance mécanique : ils supportent et transmettent aux éléments porteurs (poteaux-poutres-voiles) les charges permanentes et les surcharges.
- La fonction d'isolation thermique et acoustique des différents étages.

Dans notre bâtiment, nous avons deux types de planchers :

- Plancher à corps creux portés par des poutrelles et une dalle de compression.

Ce plancher assure la transmission des charges aux éléments horizontaux (poutre) puis aux éléments verticaux (poteaux).

Les poutrelles sont disposées suivant le sens de la plus petite portée.

❖ Avantage du plancher à corps creux

- Facilité de réalisation.
- Minimiser le coût du coffrage
- Réduire le poids du plancher et par conséquent, l'effet sismique.
- Plancher en dalle pleine coulée sur place pour les balcons, de par leur forme irrégulière

❖ Avantage des dalles pleines

Minimiser le temps et le coût nécessaire pour la réalisation des poutrelles adaptées à ces zones.

c) Maçonnerie

- Murs extérieur : Ils seront réalisés en double cloison de briques creuses dont l'épaisseur du mur est égale à 25 cm.
 - Brique creuse de 10 cm d'épaisseur.
 - L'âme d'air de 5 cm d'épaisseur.
 - Brique creuse de 10 cm d'épaisseur.

- Murs intérieurs : Ils seront réalisés en simple cloison de briques creuses de 10cm d'épaisseur.

d) Les Joints : La disposition des joints sismiques peut coïncider avec les joints de dilatation ou de rupture. Ils doivent assurer l'indépendance complète des blocs qu'ils délimitent et empêcher leur entrechoquement.

Ils sont disposés de façon :

- A limiter des longueurs de bâtiments trop importantes
- A séparer les blocs de bâtiments ou ouvrages accolés de géométrie et /ou de rigidités et de masses inégales.
- A simplifier les formes en plan de bâtiments présentant des configurations complexes (forme en T, U, L, H,...).

e) Revêtements

Les revêtements seront comme suit :

- Mortier de ciment pour les murs des façades extérieures.
- Enduits pour tous les murs intérieurs et plafonds.
- Carrelage pour les planchers courants, les balcons et les escaliers.
- Céramique pour les salles d'eaux.

f) L'escaliers

Notre bâtiment est composé d'une cage d'escalier qui relie tous les différents étages du sous-sol au RDC jusque au dernier étage.

g) La cage d'ascenseur

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

4. Caractéristiques mécaniques des matériaux

Dans notre ouvrage, nous allons utiliser deux matériaux essentiels à savoir : le béton et l'acier qui doivent répondre aux Règles Parasismiques Algériennes (RPA 99 version 2003) ainsi que les règles du Béton Armé aux Etats Limites (BAEL 91 modifié 99)

4.1. Béton :

Le béton est un composite hétérogène qui résulte du mélange de ciment, granulats, sable, d'eau et éventuellement d'adjuvants. Ces constituants sont dosés de manière à obtenir, après durcissement, un produit solide. Il est le matériau de construction le plus utilisé au monde et il est le meilleur matériau de construction à meilleur rapport qualité /prix.

Le béton possède les qualités suivantes :

- ❖ La résistance mécanique, essentiellement résistant à la compression.
- ❖ La résistance aux agents agressifs (eau de mer, acides...)
- ❖ Sa mise en œuvre est aisée et ne nécessite que l'utilisation d'une main-d'œuvre rapidement formée.
- ❖ Il permet une adaptation facile aux formes les plus variées puisque, mis en place dans des moules ou coffrages, il épouse les volumes, aussi complexes soient-ils, permettant ainsi les plus grandes audaces architecturales (la maniabilité).
- ❖ Son prix de revient fait du béton le matériau irremplaçable dans le domaine de la construction.

La composition du béton sera déterminée en laboratoire, de façon à avoir une résistance caractéristique de 25MPa au minimum.

L'étude de la composition consiste à définir le mélange optimal des granulats dont on dispose, ainsi que le dosage en ciment et eau, afin de réaliser un béton dont les propriétés soient celles recherchées pour la réalisation de l'ouvrage désiré. La composition du béton doit être conforme aux règles du BAEL

4.1.1 Résistance caractéristique du béton :

a) Résistance caractéristique à la compression :

Le béton présente une bonne résistance à la compression. Les résistances obtenues Dépendent de sa composition. En général, les essais de compression axiale sont réalisés sur des éprouvettes normalisées, de formes cylindriques de hauteur 32 cm et de diamètre 16cm (Aire de 200 cm²).

Le béton est défini par la valeur caractéristique de sa résistance à la compression, à l'âge de 28 jours dite (f_{c28}).

Lorsque la sollicitation s'exerce sur un béton à l'âge $j < 28$ jours, sa résistance à la compression est calculée selon les formules ci-dessous :

- $f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83j} \times f_{c28}$ en MPa ; pour $f_{c28} \leq 40 \text{MPa}$,
- $f_{cj} = \frac{j}{1.40+0.95j} \times f_{c28}$ en MPa ; pour $f_{c28} \geq 40 \text{MPa}$.

Pour l'étude de ce projet, nous adoptons une valeur de $f_{c28} = 25 \text{MPa}$.

b) Résistance caractéristique à la traction

La résistance caractéristique à la traction à « j » jours notée f_{tj} est conventionnellement définie en fonction de la résistance à la compression, par la formule suivante:

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06f_{cj} \text{ en MPa}$$

$$\text{Or on a } f_{c28} = 25 \text{MPa} \quad \text{d'où } f_{t28} = 2.1 \text{MPa}$$

1-1) Module de déformation longitudinal du béton

- Selon la durée des sollicitations, on distingue deux types de modules :

a) Module de déformation longitudinale instantané du béton

Lorsque la durée de la contrainte appliquée est inférieure à 24h, il en résulte un module de déformation donné comme suit:

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} \text{ en MPa}$$

$$\text{Pour } f_{c28} = 25 \text{MPa} \quad \longrightarrow \quad E_{ij} = 32164.1 \text{MPa.}$$

b) Module de déformation longitudinale différée du béton :

Lorsque la contrainte normale appliquée est de longue durée et afin de tenir compte de l'effet du fluage du béton, nous prendrons un module de déformation égal à :

$$E_{vj} = \frac{E_{ij}}{3} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ en MPa.}$$

$$\text{Pour } f_{c28} = 25 \text{MPa} \quad \longrightarrow \quad E_v = 10819 \text{MPa}$$

4.1.2. Module de déformation transversale du béton (G)

Il est donné par la formule suivante : $G = \frac{E}{2(1+\nu)}$ [MPa]

Coefficient de POISSON ν : c'est le rapport entre la déformation relative transversale et la déformation relative longitudinale

$$\nu = 0 \quad \text{pour des sollicitations à ELU}$$

$\nu = 0,2$ pour le calcul des déformations à ELS

E : module de Young (module d'élasticité)

4.1.3. Contraintes limites

La contrainte limite que le béton pourra supporter est donnée par la formule :

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

a) Contraintes limite de résistance à la compression « f_{bu} »

Celle -ci est donnée par la formule ci-dessous :

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

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

Pour $\gamma_b = 1.5$ et $\theta = 1$, on aura $f_{bu} = 14.2$ MPa

Pour $\gamma_b = 1.15$ et $\theta = 0.85$, on aura $f_{bu} = 21.74$ MPa.

✚ θ : coefficient de durée d'application des l'actions considérées,

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

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

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

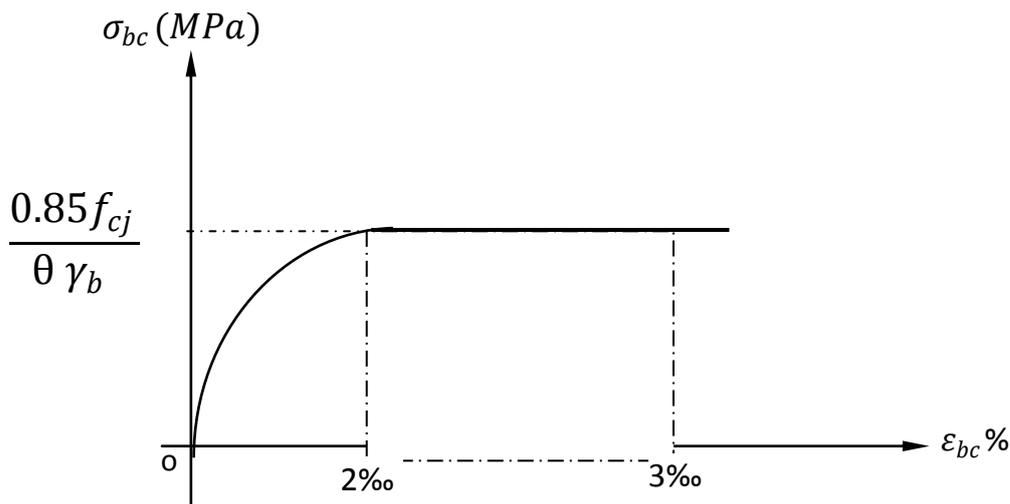


Figure 1-7 : Diagramme contraintes déformation di béton a L'ELU

Ce diagramme présente la contrainte du béton en fonction de son raccourcissement.

b) Contrainte limite de service à la compression

C'est l'état au delà duquel ne sont plus satisfaites les conditions normales d'exploitation et de durabilité. Cette limite vise à empêcher l'ouverture des fissures.

$$\bar{\sigma}_{bc} = C_s \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \text{ à 28 jours} \quad \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \quad \text{avec } f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

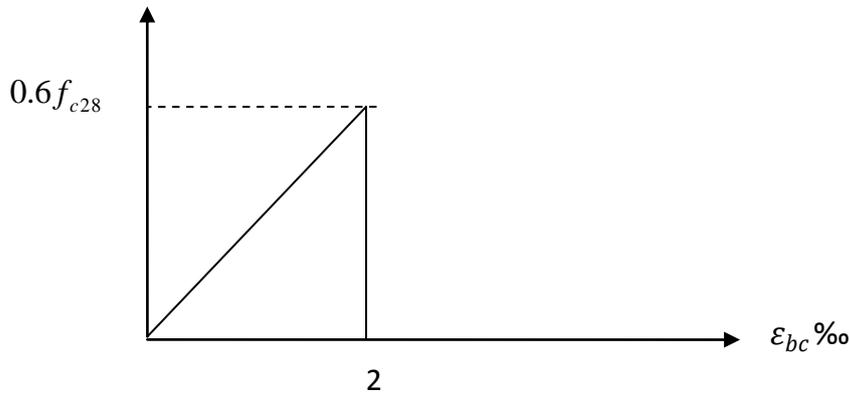


Figure 1-8 : diagramme contraintes –déformation du béton a l'ELS

c) contrainte limite de cisaillement

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \quad ; \quad \text{Avec } V_u : \text{effort tranchant dans la section étudiée.}$$

b : largeur de la section cisailée.

d : hauteur utile.

Cette contrainte ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

- pour une fissuration peu nuisible $\tau_u = \min \left\{ \frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\}$
- pour une fissuration préjudiciable ou très préjudiciable $\tau_u = \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\}$.

2. Acier

Les aciers se distinguent par leur nuance et leur état de surface, ils sont utilisés pour équilibrer les efforts de traction auxquels le béton ne résiste pas

Dans le présent projet, on utilisera 2 types d'aciers (HA : haute adhérence et TS : treillis soudé)

- Les aciers à haute adhérence (HA) : Fe 400 et Fe500 correspondant à des limites d'élasticité garanties respectivement de 400 (MPa) et 500 (MPa)
- Treillis soudé : quadrillage en fils écrouis soudés électriquement, de type Fe500

2-1. Module de déformation longitudinale

Sa valeur est constante, quelque soit la nuance de l'acier $E_s = 2 \times 10^5 \text{ MPa}$

2-2. Contraintes limites

a) Contrainte limite ultime

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

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

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

γ_s : Coefficient de sécurité tel que : $\begin{cases} \gamma_s = 1.15 \mapsto \text{situation courante} \\ \gamma_s = 1 \mapsto \text{situation accidentelle} \end{cases}$

$$\bar{\sigma}_{st} = 434.7 \text{ MPa pour les HA}$$

b) Contrainte limite de service

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

➤ Fissurations peu nuisibles

Cas des armatures intérieures ou aucune vérification n'est nécessaire (la contrainte n'est soumise à aucune limitation) : $\bar{\sigma}_{st} = f_e$

➤ Fissurations préjudiciables

Cas des éléments importants ou exposés aux agressions sévères (exposés à l'intempérie)

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

➤ Fissurations très préjudiciables

La fissuration est considéré comme très préjudiciable lorsque les éléments en cause sont exposés à un milieu agressif ou doivent assurer une étanchéité

Dans ce cas là, on note :

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

✚ η : coefficient de fissuration.

$\eta = 1.6$ pour les adhérence (HA) de diamètre $\geq 6\text{mm}$.

$\eta = 1.3$ pour les HA $< 6\text{mm}$

2-3. Protection des armatures

Afin d'éviter les problèmes de corrosion des aciers, il convient de les enrober par une épaisseur de béton suffisante. Cette épaisseur d'enrobage dépend des conditions d'exposition de l'ouvrage. On adoptera les prescriptions suivantes :

- $c \geq 5$ cm, pour les éléments exposés à la mer, aux brouillards, ainsi que ceux exposés aux atmosphères très agressives.
- $c \geq 3$ cm, pour les parois soumises à des actions agressives, intempéries, condensations et éléments en contact avec un liquide (réservoirs, tuyaux, canalisations).
- $c \geq 1$ cm, pour les parois situées dans les locaux couverts et clos.

Dans notre structure, on prend un enrobage $c=2$ cm

2-4. Diagramme contraintes déformations de l'acier

Dans le calcul relatif aux états limites, nous utilisons le diagramme simplifié suivant :

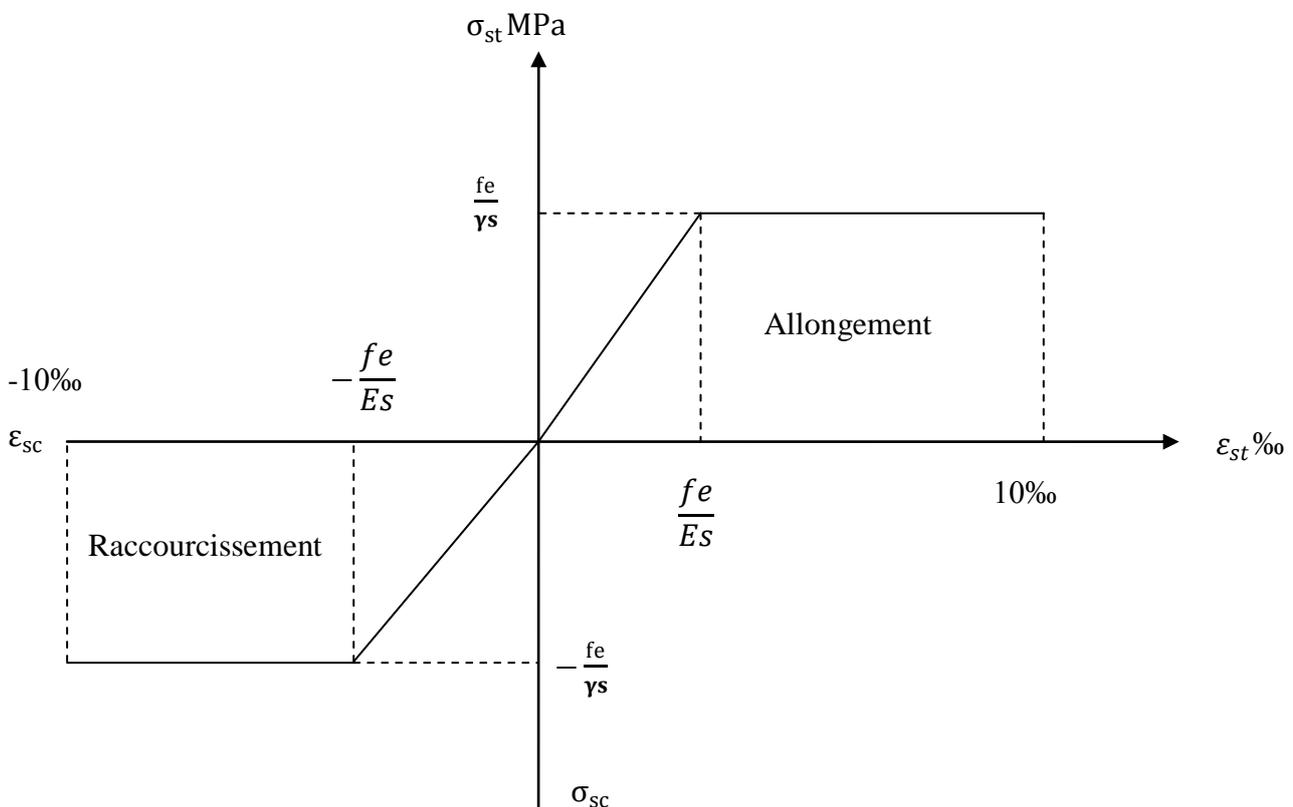


Figure 1-9 : Diagramme contrainte déformation de l'acier

Prédimensionnement des éléments pour le bloc (1)

I. Introduction

Après la présentation de l'ouvrage et des caractéristiques des matériaux et avant d'entamer tout calcul des éléments, il faut passer par le dimensionnement des planchers, des poutres (principales et secondaires), des poteaux, et enfin des voiles; afin d'assurer la résistance et la stabilité de l'ouvrage et des personnes pendant et après la réalisation. Pour cela, on prend comme référence des prescriptions réglementaires données par le **RPA 2003** le **BAEL 91** ainsi que le **DTR-B.C.2.2** (charges permanentes et charges d'exploitation)

II. Prédimensionnement

1. plancher en corps creux

Dans notre projet, les planchers sont constitués de corps creux reposant sur des poutrelles préfabriquées. Ces dernières sont disposées suivant la plus petite portée, pour réduire la flèche, le tout est complété par une dalle de compression armée d'un treillis soudé d'épaisseur de 4 à 5cm.

Les planchers assurent la transmission des charges aux différents éléments, comme elles constituent une séparation entre les différents niveaux.

La hauteur du plancher est calculée par la formule suivante :

$$\frac{h_t}{L_{\max}} \geq \frac{1}{22.5} \Rightarrow h_t \geq \frac{L_{\max}}{22.5} \quad (\text{Art B 6-8-423/BAEL91 modifié 99}).$$

Avec :

- L_{\max} : la portée libre maximale de la plus grande travée, dans le sens des poutrelles.
- h_t : hauteur totale du plancher à corps creux est donnée par la relation suivante :

$$h_t = e_p + e_c$$

Avec : e_p : épaisseur du corps creux.

e_c : épaisseur de la dalle de compression.

Dans notre cas : $L_{\max} = 510 \text{ cm} \Rightarrow h_t \geq \frac{510}{22.5} = 22.6 \text{ cm}$

Nous adopterons un plancher $h_t = 25 \text{ cm}$

Avec :

- Epaisseur du corps creux : **20cm**
- Epaisseur de la dalle de compression : **5 cm**.

Remarque

Dans un premier temps, on prend la section minimale exigée par le (RPA 99 version 2003) pour un poteau en Zone II_a qui est de (25x 25) cm

2. Les poutres

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux réalisés en béton armé .Ils assurent la transmission des charges et surcharges aux éléments verticaux (poteaux, voiles).

On distingue dans les constructions en béton armé :

- les poutres principales qui servent comme appuis aux poutrelles
- les poutres secondaires qui assurent le chaînage.

Les dimensions des poutres sont définies en fonction de leur portée L, Ces dimensions sont données par les relations suivantes :

- h_t : La hauteur de la poutre est comprise entre $\frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10}$ (BAEL 91/Art A-4.14)
- b : largeur de la poutre est comprise entre $0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t$
- L_{\max} : portée libre entre nus d'appuis.

De plus ces dimensions seront vérifiées suivent le règlement de **RPA 99/ version 2003**

- $b \geq 20\text{cm}$
 - $h \geq 30\text{cm}$
 - $\frac{h}{b} \leq 4$
- } (Art 7.5.1 RPA 99/Version 2003).

2-1.Poutre principales

$$L_{\max} = 600\text{cm}$$

✚ La hauteur :

$$\frac{600}{15} \leq h_t \leq \frac{600}{10} \quad \Rightarrow \quad 40\text{cm} \leq h_t \leq 60\text{cm}$$

On prend $h=45\text{cm}$

✚ La largeur :

$$0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t \quad \Rightarrow \quad 0,4 \times 45 \leq b \leq 0,7 \times 45$$

$$20\text{cm} \leq b \leq 35\text{cm}$$

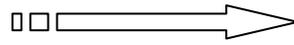
On prend $b=35\text{cm}$

2.2. Poutre secondaires

✚ La hauteur

$$\frac{510}{15} \leq h_t \leq \frac{510}{10}$$

$$L_{max} = 510\text{cm}$$

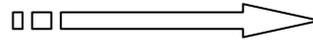


$$34\text{cm} \leq h_t \leq 51\text{cm}$$

On prend $h=40\text{cm}$

✚ La largeur

$$0.4h_t \leq b \leq 0.7h_t$$



$$0.4 \times 40 \leq b \leq 0.7 \times 40$$

$$16 \leq b \leq 30$$

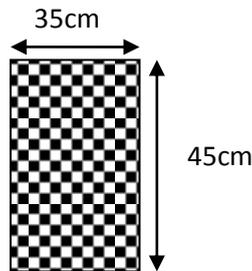
On prend $b=30\text{cm}$

Condition	Poutre principale	Poutre secondaire	Vérification
$h \geq 30\text{cm}$	45	40	Vérifiée
$b \geq 20\text{cm}$	35	30	Vérifiée
$h/b \leq 4\text{cm}$	1.28	1.33	Vérifiée

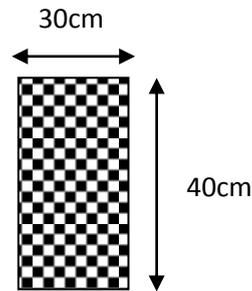
Tableau 2-1) : Vérification des conditions exigées par le RPA

Conclusion : les sections (b x h) adoptées pour les poutres sont comme suit :

- Poutres principales : (35x45) cm²
- Poutre secondaires : (30x40) cm²



Poutre principales



Poutre secondaires

3. Les voiles

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulé sur place. Ils sont destinés à assurer :

- La fonction de contreventement : assurer la stabilité de l'ouvrage, sous l'effet des charges horizontales
- La fonction porteuse : reprendre une partie des charges verticales et les transmettre à la fondation.

D'après le RPA99 version 2003

le pré dimensionnement doit satisfaire les conditions suivantes

3.1.L'épaisseur du voile

Il n'est considéré comme voiles que les éléments satisfaisant la condition $L \geq 4a$. Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires

Avec :

- L : portée min des voiles.
- a : épaisseur des voiles.

L'épaisseur minimale est de 15cm.

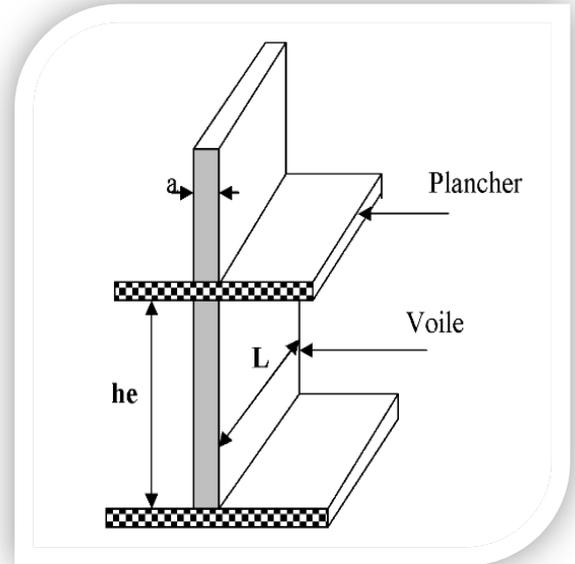


Figure2-2 : coupe de voile en élévation

De plus l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage (h_e) et des conditions de rigidité à l'extrémité.

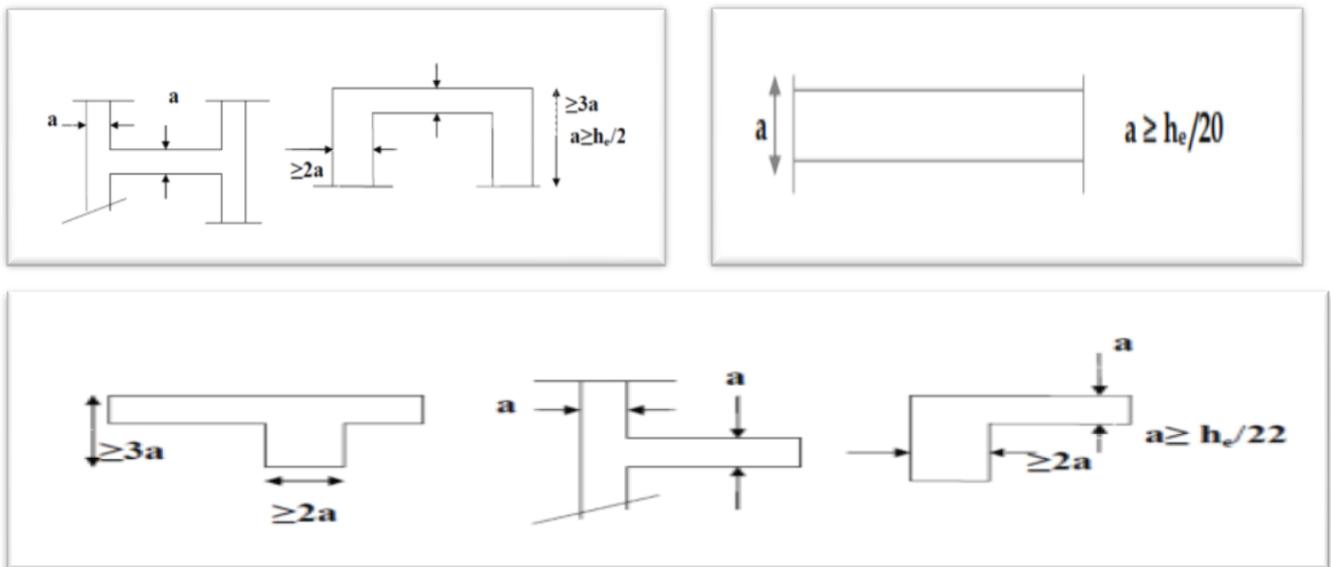


Figure 2-3 : coupe du voile en plan selon les conditions de rigidité à l'extrémité

Dans notre cas, $a \geq \frac{he}{20}$

$h_e = h_{\text{étage}} - \text{épaisseur de la dalle}$

	RDC	Etage(1)	Etage(2)	Etage(3)
$h_{\text{étage}} \text{ (cm)}$	527	324	324	324
$e \text{ (cm)}$	25			
$h_e \text{ (cm)}$	502	299	299	299
$a \text{ (cm)}$	25.1	14.95	14.95	14.95

On opte pour des voiles d'épaisseur : $a = 25\text{cm}$ pour le sous sol , l'étage RDC .

$a = 18 \text{ cm}$ pour l'entre sol (mezzanine) 1^{er} le 2^{eme} et le 3^{eme} étage.

3.2. Longueur minimal du voile:(vérification des exigences du RPA 99Art 7.7.1)

Pour que les voiles puissent assurer une fonction de contreventement, sa longueur L doit satisfaire la condition suivante : $L_{\min} \geq 4a$

On a :

$$\left. \begin{array}{l} - 4a = 4 \times 25 = 100 \text{ cm} \\ - L_{\min} \geq 100 \text{ cm} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

$$\left. \begin{array}{l} - 4a = 4 \times 18 = 72 \text{ cm} \\ - L_{\min} \geq 100 \text{ cm} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

4. Les dalles pleines

Notre structure contient des dalles pleines (porte-à-faux, vide ascenseur...), dans notre cas on prend le cas le plus défavorable .Le pré dimensionnement des dalles pleines se fait selon trois critères

4.1. Résistance à la flexion

L'épaisseur de la dalle du vide ascenseur est donnée par la formule sui $e_p \geq \frac{L_0}{10}$

Avec L_0 : portée libre

$$\text{Dans notre cas : } e_p \geq \frac{175}{10} = 17.5\text{cm}$$

4.2. Résistance au feu

Pour 2h d'exposition au feu, l'épaisseur minimale d'une dalle pleine doit être $> 11 \text{ cm}$

4.3. Isolation acoustique

Pour assurer un minimum d'isolation acoustique, il est exigé d'avoir une masse surfacique minimale de 350Kg/m^2

$$M_p = \rho_{\text{béton}} \cdot e_p \geq 350 \text{kg/m}^2 \implies e_p \geq \frac{350}{\rho_{\text{béton}}} = \frac{350}{2500} = 0.14 \text{m} \implies e_p \geq 14 \text{cm}$$

$\rho_{\text{béton}}$: Poids volumique du béton armé qui est égal à $25 \text{KN/m}^3 = 2500 \text{Kg/m}^3$

On opte pour une épaisseur de 20cm pour la dalle pleine

5. Les poteaux

Les poteaux sont des éléments verticaux en béton armé, ils constituent les points d'appuis pour les poutres.

Les poteaux travaillent en flexion composée et seront pré-dimensionnés à l'état limite de service (l'ELS), en considérant un effort de compression simple $N_s = G + Q$ qui devra être repris uniquement par le béton.

La section du poteau est obtenue par la formule suivante :

$$B \geq \frac{N_s}{\sigma_{bc}}$$

Avec :

- **B** : la section du poteau.
- **$N_s = G + Q$** effort normal de compression a l'ELS
 - **G** : Charge permanente.
 - **Q** : Surcharge d'exploitation en tenant compte de la dégression des charges.
- **σ_{bc}** : contrainte admissible du béton à la compression.
 - **$\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$**

Remarque

- ✓ L'effort normal « Ns » sera déterminé à partir de la descente de charge. Donc on aura à déterminer d'abord les charges et les surcharges des différents niveaux du bâtiment.
- ✓ Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions données par le RPA 99VERSION 2003
 - $\text{Min}(b, h) \geq 25\text{cm}$en zone I et IIa
 - $\text{Min}(b, h) \geq 30\text{cm}$en zone IIB et III
 - $\text{Min}(b, h) \geq \frac{h_e}{20}$

5.1. Détermination des charges et surcharges

Afin de pré-dimensionner les éléments (acrotère, planchers, poteaux) on doit d'abord déterminer le chargement.

5.1.1. les charges permanentes G

La charge permanente comprend non seulement le poids propre des éléments porteurs, mais aussi le poids des éléments incorporés aux éléments porteurs tels que : les plafonds, les enduits et les revêtements.

+ plancher terrasse inaccessible :

N°	Désignation de l'élément	L'épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
1	Couche de gravillon (Protection lourde)	0.05	17	0.85
2	Étanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3	Isolation thermique	0.04	4	0.16
4	Feuille papier kraft	0.5	0.02	0.01
5	Forme de pente	0.07	22	1.54
6	Plancher en corps creux	0.20	14	2.80
7	Enduit plâtre	0.02	10	0.2
Charge permanente totale Gt = 5.68 KN/m²				

Tableau 2-2 : charges permanentes (G) revenant au plancher terrasse

 **Plancher terrasse accessible**

N°	Désignation de l'élément	L'épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
1	carrelages(anti-dérapant)	0.025	20	0.50
2	Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3	Isolation thermique	0.04	4	0.16
4	Feuille papier kraft	0.5	0.02	0.01
5	Forme de pente	0.07	22	1.54
6	Plancher en corps creux	0.20	14	2.80
7	Enduit plâtre	0.02	10	0.2
Charge permanente totale Gt = 5.33 KN/m²				

Tableau 2-3 : Charges permanentes (G) revenant au plancher

 **Plancher d'étage**

N°	Désignation de l'élément	L'épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
1	Revêtement de carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	22	0.44
3	Couche de sable	0.02	18	0.36
4	Plancher en corps creux	0.20	14	2.80
5	Cloisons intérieur	0.1	9	0.9
6	Enduit plâtre	0.02	10	0.2
Charge permanente totale Gt = 5.14 KN/m²				

Tableau 2.4 : charges permanentes (G) revenant au plancher étage courant

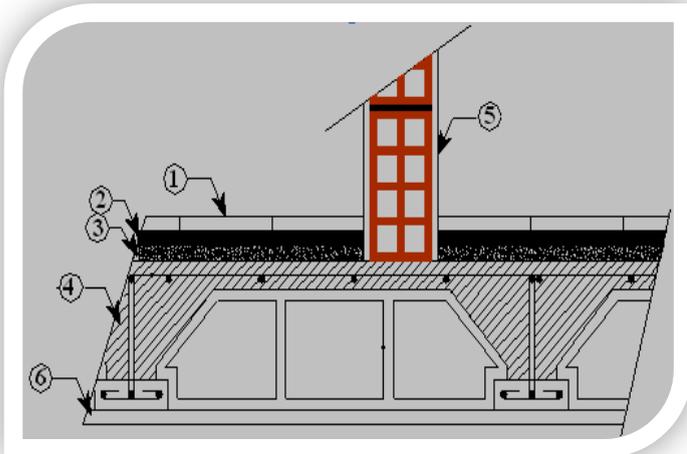


Figure 2-5: Coupe transversale du plancher d'étage courant

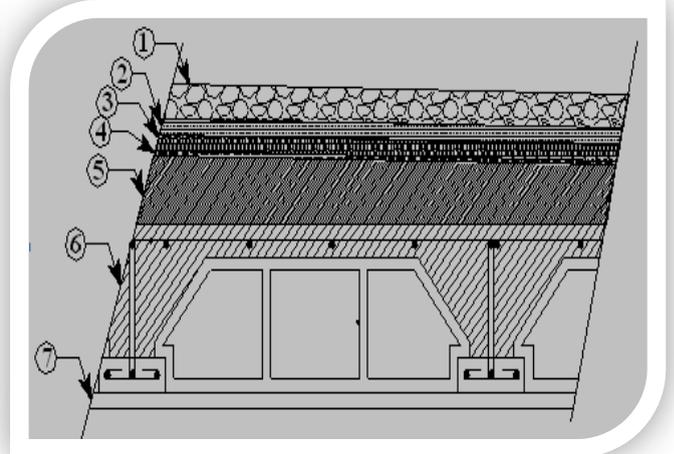


Figure 2-4: Coupe transversale plancher terrasse

Maçonnerie

➤ Murs extérieurs :

N°	Désignation de l'élément	L'épaisseur (m)	Poids volumique [KN / m ³]	Poids surfacique [KN / m ²]
1	Enduit ciment	0.02	22	0.44
2	Brique creuse	0.10	9	0.9
3	Lame d'air	0.05	/	/
4	Brique creuse	0.10	9	0.9
5	Enduit plâtre	0.02	10	0.2
Charge permanente totale Gt= 2.44KN/m²				

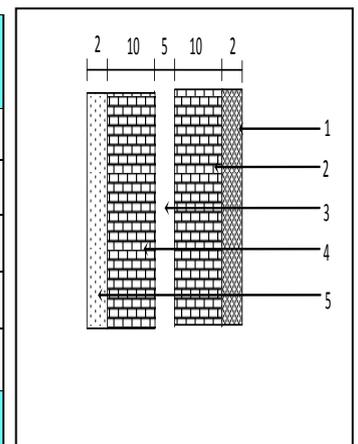


Tableau 2-5 : Charges permanentes (G) revenant aux murs extérieurs.

Figure 2-6 : Coupe verticale d'un mur extérieur

➤ Murs intérieur :

N°	Désignation de l'élément	L'épaisseur (m)	Poids volumique (kN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
1	Enduit plâtre	0.02	10	0.2
2	Brique creuse	0.10	9	0.9
3	Enduit plâtre	0.02	10	0.2
Charge permanente totale Gt= 1.3 KN/m²				

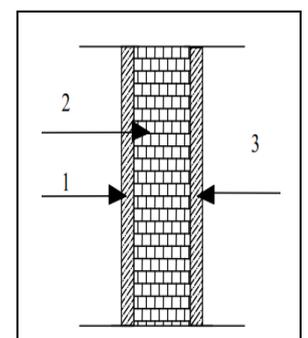


Figure 2-7 : Coupe verticale d'un mur intérieur

Tableau 2-6 : Charges permanentes (G) revenant aux murs

Dalle plein pour le vide ascenseur

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

$$E_p \geq \frac{175}{10} = 17.5\text{cm} \quad \text{Soit } E_p = 20\text{cm}$$

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids Volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	22	0.44
3	Couche de sable	0.02	18	0.36
4	Dalle pleine en Béton armé	0.15	25	3.75
5	Enduit plâtre	0.02	10	0.2
Charge permanente totale Gt= 5.19 KN/m²				

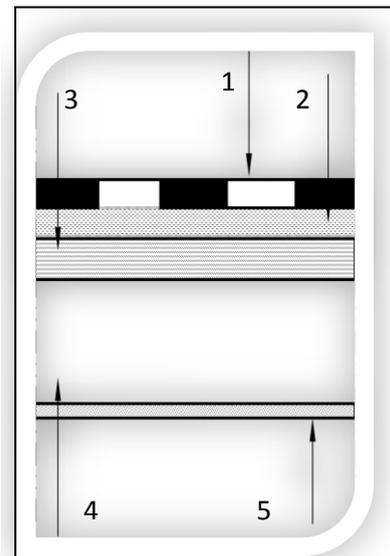


Tableau 2-6 : Charges permanentes (G) de la dalle pleine.

Figure 2-8 Coupe verticale de la Dalle pleine

L'acrotère

Calcul de son poids propre

Avec : $\rho = 25 \text{ KN/m}^3$ (masse volumique du béton)

S : section longitudinale de l'acrotère

$$G = \rho_b \times S$$

$$G = 25 \left[(0.6 \times 0.1) + (0.1 \times 0.1) - \left(0.03 \times \frac{0.1}{2} \right) \right]$$

$$G = 1.7125 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}$$

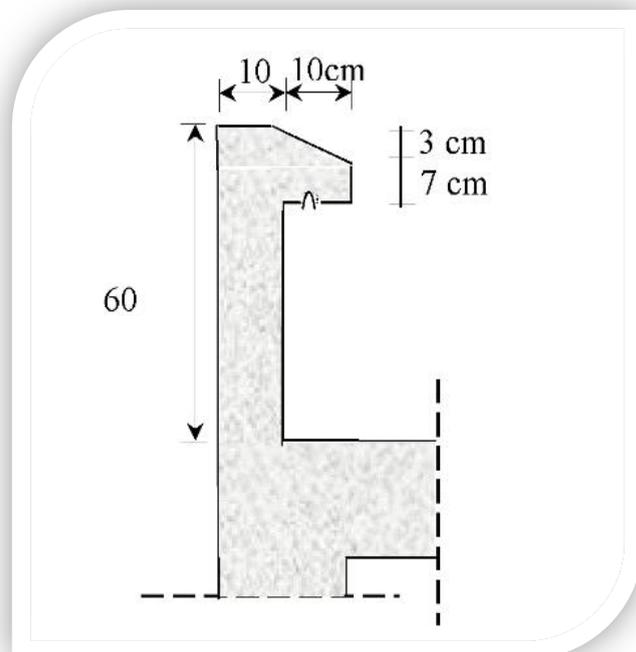


Figure 2-9 Coupe verticale de l'acrotère

5.1.2. Surcharges d'exploitation

Le DTR B.C.2.2 nous donne les charges d'exploitation

Q :

- Plancher terrasse accessible2.5KN/m²
- Plancher terrasse inaccessible.....1KN/m²
- Plancher d'étage courant à usage d'hébergement1.50 KN/m²
- Plancher RDC (salle de restaurant : café)2.5 KN/m²
- Potes –a-faux.....3.5 KN/m²
- Escalier .../.....2.5 KN/m²
- Acrotère1KN/ml

6. Localisation du poteau le plus sollicité

Dans notre cas le poteau ayant la plus grande portée est le poteau (8-C) il est donc le plus sollicité vis-à-vis de la descente de charge

Surface d'influence

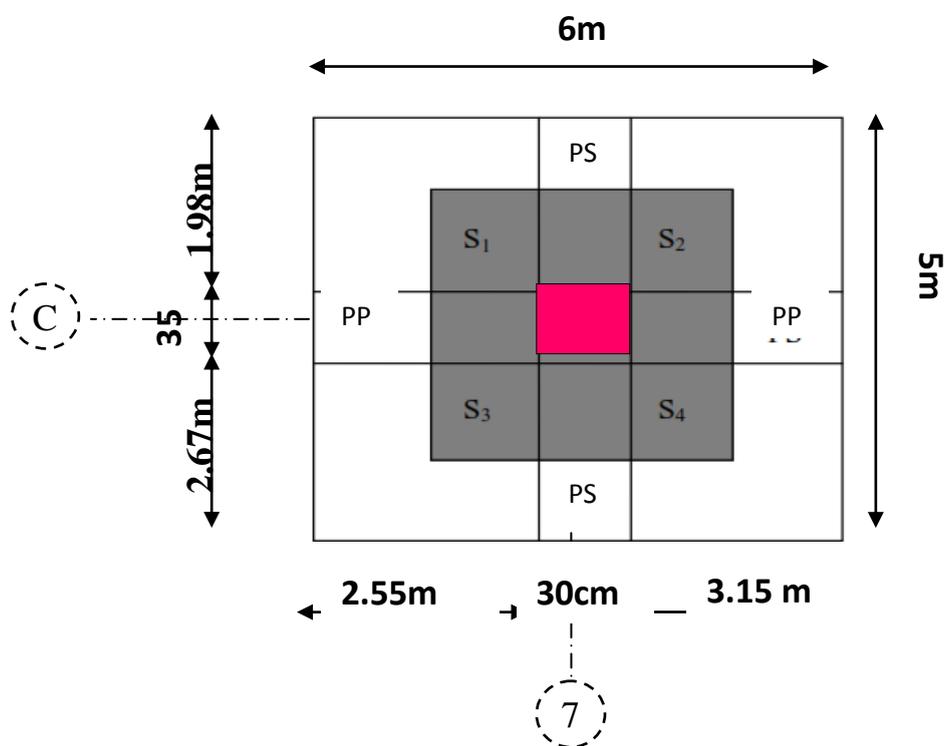


Figure 2-10 Position du poteau le plus sollicité (7-c)

Remarque

Le RPA minimise la section des poteaux à (25x25) cm² pour la zone IIa. On impose donc, cette section donnée par le règlement.

La surface d'influence :

- **Section nette**

La surface revenant aux poteaux :

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

$$S_n = (0.987 \times 1.237) + (0.987 \times 1.412) + (1.337 \times 1.237) + (2.337 \times 1.412) = 6.16 \text{ m}^2$$

- **Section brute**

$$S_b = \left(\frac{2.67}{2} + 0.35 + \frac{1.98}{2} \right) \times \left(\frac{2.55}{2} + 0.30 + \frac{3.15}{2} \right) = 2.675 \times 3.15 = 8.42 \text{ m}^2$$

6.1. Descente de charge

La descente de charges est obtenue en déterminant le cheminement des efforts dans la structure, depuis leurs points d'application jusqu'aux fondations.

6.1.1. Détermination du poids propre des éléments

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

➤ **Poids revenant à chaque plancher $p=G \times S$**

Plancher	Surface d'influence S(m)	Charges G (KN/m ²)	Charges permanentes du plancher P(KN)
Terrasse accessible	6.16	5.33	$P=S \times G = 32.83$
Terrasse inaccessible	6.16	5.68	$P= S \times G = 34.98$
étage courant	6.16	5.14	$P= S \times G = 31.66$

Tableau 2-7 : Charges permanentes des planchers

- **Poids des poutres**

Poutres	Charges permanentes des poutres P $G = b \times h \times L \times \rho$	Charges permanentes totales des poutres (KN) $P_{totale} = G_{pp} + G_{ps}$
principales	$G_{pp} = (0.35 \times 0.45) \times (1.237 + 1.412) \times 25 = 10,43$	$P_{totale} = 17,40$
secondaires	$G_{ps} = (0.30 \times 0.40) \times (1.337 + 0.987) \times 25 = 6.10$	

Tableau2-8 : charges permanentes des poutres

- **Poids propre des poteaux**

Pour calculer le poids des poteaux, nous avons fixé les dimensions des poteaux à (25 x25) cm² qui est la section minimale donnée par le RPA pour la zone IIa.

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

$$PP_{\text{poteaux}} = b \times h \times h_e \times \rho \text{ (KN)}$$

- **Poids propre**

- Entre sol : $P = 0.25 \times 0.25 \times 2.72 \times 25 = 4.25 \text{KN}$
- RDC : $P = 0.25 \times 0.25 \times 5.27 \times 25 = 8.234 \text{KN}$
- Etage courant : $P = 0.25 \times 0.25 \times 3.24 \times 25 = 5.062 \text{KN}$
- Sous -sol : $P = 0.25 \times 0.25 \times 3.24 \times 25 = 5.062 \text{KN}$

6.1.2. Détermination des surcharges d'exploitation des éléments

- **Plancher terrasse inaccessible** $Q_0 = 1 \times 8.025 = 8.025 \text{KN}$
- **plancher terrasse accessible** $Q_0 = 2.5 \times 8.025 = 20.062 \text{KN}$
- **Plancher d'étage courant** $Q_{\text{etage}} = 1.50 \times 8.025 = 12.037 \text{KN}$
- **Plancher RDC** $Q_{\text{RDC}} = 2.5 \times 8.025 = 20.062 \text{KN}$

6.1.3. Décente de charge

- $Q_{\text{terrasse}} = Q_0 = 8.025 \text{ KN}$
- $Q_2 = Q_0 + Q_1 = 28.087 \text{ KN}$
- $Q_1 = Q_0 + (Q_1 + Q_2) = 40.08 \text{ KN}$
- $Q_{\text{RDCI}} = Q_0 + (Q_1 + Q_2 + Q_3) = 48.113 \text{ KN}$

Avec :

- Q_0 : surcharge d'exploitation de la terrasse.
- Q_1 : surcharge d'exploitation du deuxième étage
- Q_2 : surcharge d'exploitation du premier étage
- Q_{RDC} : surcharge d'exploitation de l'étage RDC

NIVEAU U	Charges permanentes [kN]					Surcharges d'exploitation [kN]		Efforts normaux $N = G_c + Q_c$ [kN]	Section du poteau [cm ²]	
	Poids des planchers	Poids des poutres	Poids des poteaux	G_{totale}	$G_{cumulée}$	$Q_{planche}$	$Q_{cumulée}$		Section trouvée $S \geq \frac{N}{\sigma_{bc}}$ [cm ²]	Section adoptée
3	34.98	16.49	5.062	56.532	56.532	8.025	8.025	64.557	43.038	30x30
2	31.66	16.49	5.062	53.212	109.74	12.037	20.062	129.802	86.53	40x40
1	31.66	16.49	5.062	53.212	162.95	12.037	32.099	195.049	130.032	40x40
RDC	31.66	16.49	8.234	56.384	219.34	20.062	52.161	270.501	156.43	45x45

Tableau 2-10 : Tableau récapitulatif de la descente des charges

7. Vérification

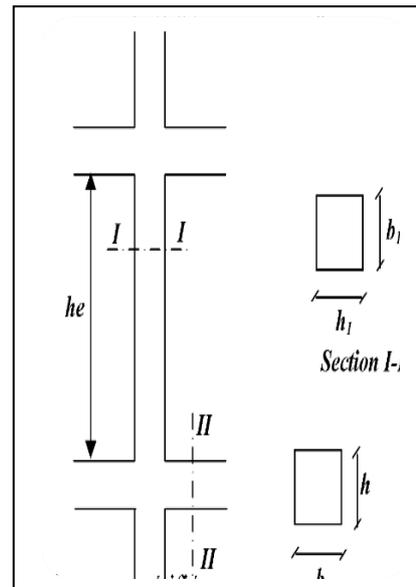
7.1. vérifications relatives aux exigences du RPA

Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions données par le RPA 99 version 2003

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

Avec : b_1 et h_1 les dimensions des poteaux

h_e : haute d'étage



Niveaux	Section	Min (b ₁ ,h ₁)	Min(b ₁ ,h ₁) ≥ 25cm	h _e	$\frac{h_e}{20}$	Min (b ₁ , h ₁) ≥ $\frac{h_e}{20}$	$\frac{b_1}{h_1}$	$\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4$
03	30x30	30	OK	324	16.2	OK	1	OK
02	40x40	40	OK	324	16.2	OK	1	OK
01	40x40	40	OK	324	16.2	OK	1	OK
RDC	45x45	45	OK	5.27	26.3	OK	1	OK

Tableau 2-11 : Vérification relative au coffrage, (RPA99 version 2003 A et 7.4.1

- Les poteaux doivent être coulés sur toute leur hauteur en une seule fois

7.2. Vérification de la résistance des poteaux au flambement

Le flambement est un phénomène d’instabilité de forme qui peut survenir dans les éléments comprimés. La vérification consiste à calculer l’élancement λ qui doit satisfaire la condition suivante :

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

Cette condition doit être respectée, afin d’éviter tous risque de flambement du poteau. (BAEL 99 B.8.4.1)

Avec :

λ : élancement du poteau.

L_f : longueur de flambement $L_f = 0.7 L_0$

L_0 : distance entre les faces supérieures de deux planchers consécutifs

i : rayon de giration

$i = \sqrt{\frac{I}{B}}$ Avec $I = \frac{bh^3}{12}$ =Moment d’inertie de la section du poteau

$B = bh$ = Section transversale du poteau.

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{0.7L_0}{\sqrt{\frac{I}{B}}} = \frac{0.7L_0}{\sqrt{\frac{bh^3}{12}} \frac{1}{bh}} = \frac{0.7L_0\sqrt{12}}{h}$$

Niveaux	L_0 (m)	L_f (m)	B (cm ²)	$\lambda = \frac{0.7L_0\sqrt{12}}{h}$	Observation
03	3.24	2.268	30x30	31.42	Pas de risque de flambement
02-01	3.24	2.268	40x40	23.28	Pas de risque de flambement
RDC	5.27	3.689	45x45	28.39	Pas de risque de flambement

Tableau 2-12 : les valeurs de λ

Les valeurs de λ sont inférieurs à 50 donc il n’ya aucun risque de flambement.

7.3. Vérification de l'effort normal réduit (Art 7.1.3 RPA99 version 2003).

Pour éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous les sollicitations d'ensemble.

L'effort normal de compression de calcul doit être limité par la condition suivante :

$$V = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.3 \quad (7.1.3.RPA99 VERSION 2003)$$

B_c : section du poteau.

N_d : effort normal max dans les poteaux sous : (à ELS)

N_d : 1737,73 (KN) (déterminé par l'Etabs)

f_{c28} : La résistance caractéristique du béton

7.3.1. Pour les poteaux de (45x45)

$$V = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} = \frac{1737,73}{45 \times 45 \times 25} \times 10^1 = 0.3 \leq 0.3 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

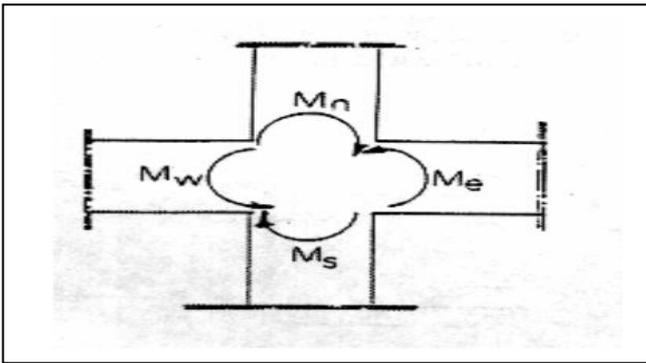
7.3.2. Pour les poteaux de (40x40)

$$V = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} = \frac{1289.5}{40 \times 40 \times 25} \times 10^1 = 0.3 \leq 0.3 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

7.3.3. Pour les poteaux de (30x30)

$$V = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} = \frac{468.72}{30 \times 30 \times 25} \times 10^1 = 0.2 \leq 0.3 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

7.4.L'article 7.6.2 du RPA99révisé en 2003 relatif à la rotule plastique.



$$|M_n| + |M_s| \geq 1.25 (|M_w| + |M_e|)$$

$M_n ; M_s$: sont les moments fléchissant résistants dans les poteaux

$M_w ; M_e$: sont les moments fléchissant résistants dans les poutres

Figure 2-11:Dimensionnement d'un nœud poutre-poteau

Le dimensionnement du nœud vis-à-vis des moments fléchissant tend à faire en sorte que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux. Néanmoins, cette vérification est facultative pour les maisons individuelles et les deux (2) derniers niveaux des bâtiments supérieurs à R+2.

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

$$\sigma = \frac{M \times V}{I} \quad \Longrightarrow \quad M = \frac{\sigma \times I}{V}$$

$$|M_n| + |M_s| \geq 1.25 (|M_w| + |M_e|)$$

$$\frac{\sigma \times I_n \text{ pot}}{V} + \frac{\sigma \times I_s \text{ pot}}{V} \geq 1.25 \left(\frac{\sigma \times I_w \text{ pout}}{V} + \frac{\sigma \times I_e \text{ pout}}{V} \right)$$

- $I_n = I_s = I_{\text{pot}}$
- $I_w = I_e = I_{\text{pout}}$
- $\sigma = 15 \text{ MPa}$ Contrainte du béton
- $V = \frac{h}{2}$ Distance par rapport à l'axe neutre
- $I = \frac{bh^3}{12}$ Moment d'inertie

$$\frac{I_{\text{pot}}}{V_{\text{pot}}} \geq 1.25 \times \frac{I_{\text{pout}}}{V_{\text{pout}}}$$

➤ Pour les poteaux qui sont de section carrée :

$$\left. \begin{aligned} I_{pot} &= \frac{bh^3}{12} = \frac{h^4}{12} \\ V_{pot} &= \frac{h_{pot}}{2} \end{aligned} \right\} \frac{I_{pot}}{V_{pot}} = \frac{h^4}{12 \times \frac{h_{pot}}{2}} = \frac{h^3}{6}$$

➤ On a la section de la poutre secondaire qui est de (30x40) cm² :

$$\left. \begin{aligned} I_{poutre} &= \frac{bh^3}{12} = \frac{0.30 \times 0.40^3}{12} = 1.6 \times 10^{-3} m^4 \\ V_{pout} &= \frac{h_{pout}}{2} = \frac{0.40}{2} = 0.2 m \end{aligned} \right\} 1.25 \times \frac{I_{pout}}{V_{pout}} = 1.25 \times \frac{1.6 \times 10^{-3}}{0.2} = 0.01$$

Donc :

$$\frac{I_{pot}}{V_{pot}} = \frac{h^3}{6} \geq 1.25 \times \frac{I_{pout}}{V_{pout}} = 0.01$$

$$h_{pot} \geq 0.28$$

➤ On a la section de la poutre principale qui est de (35x45) cm² :

$$\left. \begin{aligned} I_{poutre} &= \frac{bh^3}{12} = \frac{0.35 \times 0.45^3}{12} = 2.65 \times 10^{-3} m^4 \\ V_{pout} &= \frac{h_{pout}}{2} = \frac{0.45}{2} = 0.225 m \end{aligned} \right\} 1.25 \times \frac{I_{pout}}{V_{pout}} = 1.25 \times \frac{2.65 \times 10^{-3}}{0.225} = 0.0147$$

Donc :

$$\frac{I_{pot}}{V_{pot}} = \frac{h^3}{6} \geq 1.25 \times \frac{I_{pout}}{V_{pout}} = 0.0147$$

$$h_{pot} \geq 0.36$$

8. Prédimensionnement des poteaux circulaires

8.1. Calcul du diamètre du poteau.

Pour ce faire en prend le poteau le plus sollicité comme étant le poteau circulaire du RDC, on procède a une descente de charge.

- $P_{RDC} = \frac{3.65}{2} + \frac{6.24}{2} = 4.904 \text{ KN}$
- $P_{ET1} = \frac{3.65}{2} + \frac{6.24}{2} = 4.904 \text{ KN}$
- $P_{ET2} = \frac{3.65}{2} + \frac{6.24}{2} = 4.904 \text{ KN}$
- $P_{ET3} = \frac{3.65}{2} + \frac{6.24}{2} = 4.904 \text{ KN}$

$$N_{ser} = \sum_{rdc}^{et3} P = 19.78 \text{ KN}$$

8.2. Calcul du rayon du Poteau

8.2.1. Calcul de la surface du poteau

$$S = \frac{N}{\sigma_{sol}} = \frac{19.78 \times 10^3}{15 \times 10^3} = 1.31 \text{ m}^2$$

avec :

$$S = \pi \times R^2 \quad \Rightarrow \quad R = \sqrt{\frac{1.31}{3.14}} = 0.64 \text{ m} \quad \mathbf{R = 6.4 \text{ cm}}$$

8.2.3. Calcul du diamètre du poteau

- **Condition de flambement**

L_f : longueur de flambement $L_f = 0.7 L_0$

L_0 : distance entre les faces supérieures de deux planchers consécutifs

On a :

$$h = \frac{4L_f}{D_{min}} \leq 35 \quad \text{avec } L_f = 0.7 \times 5.27 = 3.68 \text{ m}$$

$$D_{min} \geq \frac{4 \times 3.68}{35} = 0.42 \text{ m} \quad D_{min} = 0.42 \text{ m}$$

On adopte pour notre section un diamètre $\mathbf{D = 0.50 \text{ m}}$

8.2.4. Vérification de l'effort normal réduit pour les poteaux circulaires (Art 7.1.3 RPA99 version 2003)

Pour les poteaux circulaires de diamètre $\mathbf{D = 0.50 \text{ m}}$:

$$\text{On a : } S = \frac{\pi \times D^2}{4} = \frac{3.14 \times 0.50^2}{4} = 0.19625 \text{ m}^2$$

$$V = \frac{N_d}{S \times f_{c28}} = \frac{509.41}{0.19625 \times 25} \times 10^1 = 0.10 \leq 0.3 \dots \dots \dots \text{ condition vérifiée.}$$

Conclusion

On a redimensionné tout les éléments structuraux de notre ouvrage, mais les sections trouvées ne sont pas définitives car on peut les changer. Après l'étude dynamique les différentes règles, lois et document technique nous ont permis de pré-dimensionner les éléments de notre structure comme suit :

Eléments	Les dimensions	
Plancher	(20+5) cm	
Voiles	e=25 cm (sous-sol, RDC) e=18 cm (entre-sol, 1 ^{er} , 2 ^{eme} , 3 ^{eme} étages)	
Poutre principales	(35x45) cm ²	
Poutre secondaires	(30x40) cm ²	
Poteaux	Etage -03	(30x30)cm ²
	Etages -02-01	(40x40) cm ²
	RDC	(45x45) cm ²
Poteaux circulaires		D=0.50cm ²

Tableau 2-13 : Les dimensions des sections trouvées

Ces résultats nous serviront de base dans la suite de nos calculs.

I. Prédimensionnement

1. plancher en corps creux

Dans notre projet, les planchers sont constitués de corps creux reposant sur des poutrelles préfabriquées. Ces dernières sont disposées suivant la plus petite portée, pour réduire la flèche, le tout est complété par une dalle de compression armée d'un treillis soudé d'épaisseur de 4 à 5cm.

Les planchers assurent la transmission des charges aux différents éléments, comme elles constituent une séparation entre les différents niveaux.

La hauteur du plancher est calculée par la formule suivante :

$$\frac{h_t}{L_{\max}} \geq \frac{1}{22.5} \Rightarrow h_t \geq \frac{L_{\max}}{22.5} \quad (\text{Art B 6-8-423/BAEL91 modifié 99}).$$

Avec :

- L_{\max} : la portée libre maximale de la plus grande travée, dans le sens des poutrelles.
- h_t : hauteur totale du plancher à corps creux est donnée par la relation suivante :

$$h_t = e_p + e_c$$

Avec : e_p : épaisseur du corps creux.

e_c : épaisseur de la dalle de compression.

$$\text{Dans notre cas : } L_{\max} = 500 \text{ cm} \Rightarrow h_t \geq \frac{500}{22.5} = 22.2 \text{ cm}$$

Nous adopterons un plancher $h_t=25\text{cm}$

Avec :

- Epaisseur du corps creux : **20cm**
- Epaisseur de la dalle de compression : **5 cm**.

Remarque :

Dans un premier temps, on prend la section minimale exigée par le (RPA 99 version 2003) pour un poteau en Zone Π_a qui est de (25x 25) cm

2. Les poutres

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux réalisés en béton armé .Ils assurent la transmission des charges et surcharges aux éléments verticaux (poteaux, voiles).

On distingue dans les constructions en béton armé :

- les poutres principales qui servent comme appuis aux poutrelles
- les poutres secondaires qui assurent le chaînage.

Les dimensions des poutres sont définies en fonction de leur portée L, Ces dimensions sont données par les relations suivantes :

- h_t : La hauteur de la poutre est comprise entre $\frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10}$ (BAEL 91/Art A-4.14)
- b : largeur de la poutre est comprise entre $0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t$
- L_{max} : portée libre entre nus d'appuis.

De plus ces dimensions seront vérifiées suivent le règlement de **RPA 99/ version 2003**

- $b \geq 20\text{cm}$
 - $h \geq 30\text{cm}$
 - $\frac{h}{b} \leq 4$
- (Art 7.5.1 RPA 99/Version 2003).

2.1. Poutre principales :

✚ La hauteur : $L_{max} = 600\text{cm}$

$$\frac{600}{15} \leq h_t \leq \frac{600}{10}$$

□ □ $40\text{cm} \leq h_t \leq 60\text{cm}$
On prend $h=45\text{cm}$

✚ La largeur :

$$0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t$$

□ □ $0.4 \times 50 \leq b \leq 0.7 \times 50$
 $20\text{cm} \leq b \leq 35\text{cm}$
On prend $b=35\text{cm}$

2.2. Poutre secondaires

✚ La hauteur $L_{max} = 500\text{cm}$

$$\frac{500}{15} \leq h_t \leq \frac{500}{10}$$

□ □ $33,33\text{cm} \leq h_t \leq 50\text{cm}$
On prend $h=40\text{cm}$

✚ La largeur

$$0.4h_t \leq b \leq 0,7h_t$$

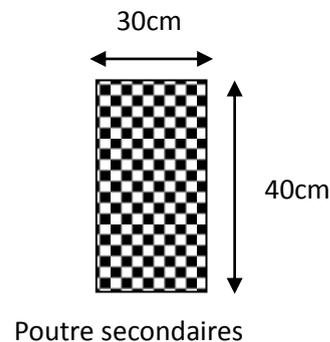
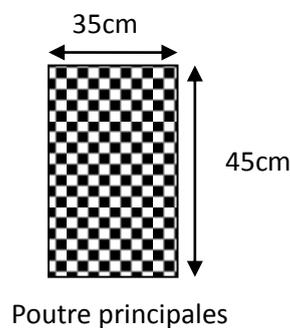
□ □ $0.4 \times 40 \leq b \leq 0.7 \times 40$
 $16 \leq b \leq 30$
On prend $b=30\text{cm}$

Condition	Poutre principale	Poutre secondaire	Vérification
$h \geq 30\text{cm}$	45	40	Vérifiée
$b \geq 20\text{cm}$	35	30	Vérifiée
$h/b \leq 4\text{cm}$	1.28	1.33	Vérifiée

Tableau 2-1 : Vérification des conditions exigées par le RPA

Conclusion : les sections (b x h) adoptées pour les poutres sont comme suit :

- **Poutres principales : (35x45) cm²**
- **Poutre secondaires : (30x40) cm²**



3. Les voiles

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulé sur place. Ils sont destinés à assurer :

- La fonction de contreventement : assurer la stabilité de l'ouvrage, sous l'effet des charges horizontales
- La fonction porteuse : reprendre une partie des charges verticales et les transmettre à la fondation.

D'après le RPA99 version 2003

Le pré dimensionnement doit satisfaire les conditions suivantes

3.1.L'épaisseur du voile

Il n'est considéré comme voiles que les éléments satisfaisant la condition $L \geq 4a$. Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires

Avec :

- L : portée min des voiles.
- a : épaisseur des voiles.

L'épaisseur minimale est de 15cm.

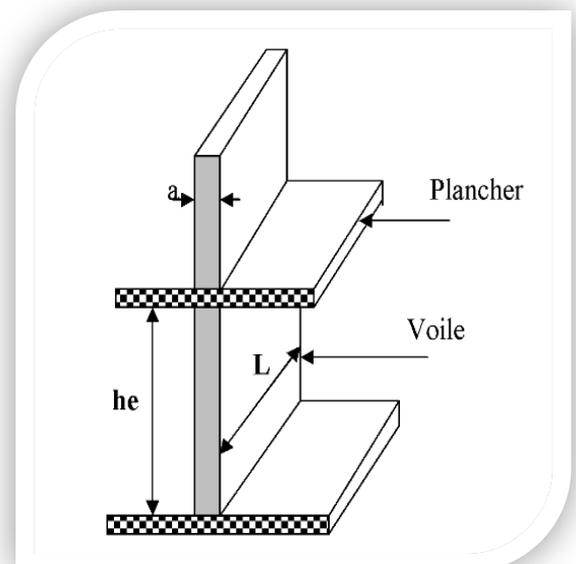


Figure2-2 : coupe de voile en élévation

De plus l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage (h_e) et des conditions de rigidité à l'extrémité.

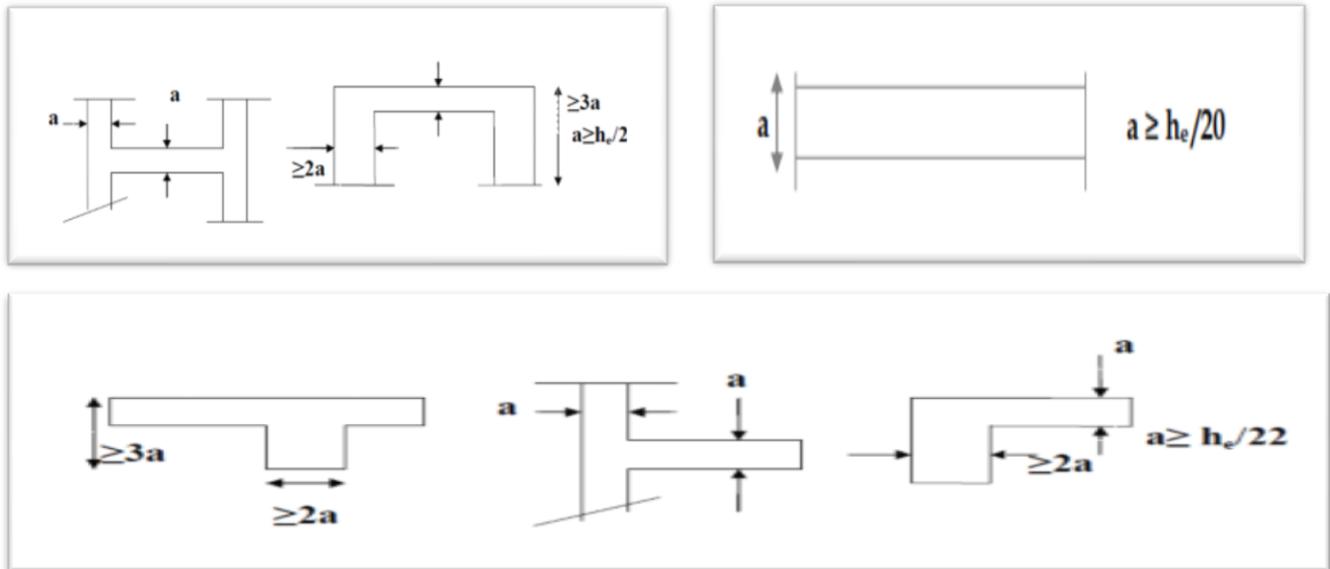


Figure 2-3 : Coupe du voile en plan, selon les conditions de rigidités a l'extrémité

Dans notre cas, $a \geq \frac{he}{20}$

$h_e = h_{\text{étage}}$ - épaisseur de la dalle

	Entre sol (mezzanine)	RDC	Etages	Sous-sol
$h_{\text{étage}}$ (cm)	272	527	324	324
e (cm)	25			
h_e (cm)	247	502	299	299
a (cm)	12.35	25.1	14.95	14.95

On opte pour des voiles d'épaisseur :

$a = 25\text{cm}$ pour le sous sol, l'étage RDC.

$a = 18\text{ cm}$ pour l'entre sol (mezzanine) 1^{er} le 2^{eme} et le 3^{eme} étage.

3.2. Longueur minimal du voile:(vérification des exigences du RPA 99Art 7.7.1)

Pour que les voiles puissent assurer une fonction de contreventement, sa longueur L doit satisfaire la condition suivante : $L_{\text{min}} \geq 4a$

On a :

$$\left. \begin{array}{l} - 4a = 4 \times 25 = 100 \text{ cm} \\ - L_{\text{min}} \geq 100 \text{ cm} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

$$\left. \begin{array}{l} - 4a = 4 \times 18 = 72 \text{ cm} \\ - L_{\text{min}} \geq 100 \text{ cm} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

4. Les dalles pleines

Notre structure contient des dalles pleines (porte-à-faux, vide ascenseur...), dans notre cas en prend le cas le plus défavorable. Le pré dimensionnement des dalles pleines se fait selon trois critères

4.1. Résistance à la flexion

L'épaisseur de la dalle du vide ascenseur est donnée par la formule suivante $e_p \geq \frac{L_0}{10}$

Avec L_0 : portée libre

Dans notre cas : $e_p \geq \frac{175}{10} = 17.5 \text{ cm}$

4.2. Résistance au feu

Pour 2h d'exposition au feu, l'épaisseur minimale d'une dalle pleine doit être $> 11 \text{ cm}$

4.3. Isolation acoustique

Pour assurer un minimum d'isolation acoustique, il est exigé d'avoir une masse surfacique minimale de 350 Kg/m^2

$$M_p = \rho_{\text{béton}} \cdot e_p \geq 350 \text{ kg/m}^2 \implies e_p \geq \frac{350}{\rho_{\text{béton}}} = \frac{350}{2500} = 0.14 \text{ m} \implies e_p \geq 14 \text{ cm}$$

$\rho_{\text{béton}}$: Poids volumique du béton armé qui est égal à $25 \text{ KN/m}^3 = 2500 \text{ Kg/m}^3$

On opte pour une épaisseur de 20cm pour la dalle pleine

5. Les poteaux

Les poteaux sont des éléments verticaux en béton armé, ils constituent les points d'appuis pour les poutres.

Les poteaux travaillent en flexion composée et seront pré-dimensionnés à l'état limite de service (l'ELS), en considérant un effort de compression simple $N_s = G + Q$ qui devra être repris uniquement par le béton.

La section du poteau est obtenue par la formule suivante :

$$B \geq \frac{N_s}{\sigma_{bc}}$$

Avec :

- **B** : la section du poteau.
- **$N_s = G + Q$** effort normal de compression à l'ELS
- **G** : Charge permanente.
- **Q** : Surcharge d'exploitation en tenant compte de la dégression des charges.
- **σ_{bc}** : contrainte admissible du béton à la compression.
- **$\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$**

Remarque

- ✓ L'effort normal «Ns» sera déterminé à partir de la descente de charge. Donc on aura à déterminer d'abord les charges et les surcharges des différents niveaux du bâtiment.
- ✓ Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions données par le RPA 99VERSION 2003
 - $\text{Min}(b, h) \geq 25\text{cm}$en zone I et IIa
 - $\text{Min}(b, h) \geq 30\text{cm}$en zone IIB et III
 - $\text{Min}(b, h) \geq \frac{h_e}{20}$

5.1. Détermination des charges et surcharges

Afin de pré-dimensionner les éléments (acrotère, planchers, poteaux) on doit d'abord déterminer le chargement.

5.1.1. les charges permanentes G

La charge permanente comprend non seulement le poids propre des éléments porteurs, mais aussi le poids des éléments incorporés aux éléments porteurs tels que : les plafonds, les enduits et les revêtements.

+ plancher terrasse inaccessible.

N°	Désignation de l'élément	L'épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
1	Couche de gravillon (Protection lourde)	0.05	17	0.85
2	Étanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3	Isolation thermique	0.04	4	0.16
4	Feuille papier kraft	0.5	0.02	0.01
5	Forme de pente	0.07	22	1.54
6	Plancher en corps creux	0.20	14	2.80
7	Enduit plâtre	0.02	10	0.2
Charge permanente totale Gt = 5.68 KN/m²				

Tableau2-2 : Charges permanentes (G) revenant au plancher terrasse

✚ Plancher terrasse accessible

N°	Désignation de l'élément	L'épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
1	carrelages(anti-déparent)	0.025	20	0.50
2	Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3	Isolation thermique	0.04	4	0.16
4	Feuille papier kraft	0.5	0.02	0.01
5	Forme de pente	0.07	22	1.54
6	Plancher en corps creux	0.20	14	2.80
7	Enduit plâtre	0.02	10	0.2
Charge permanente totale Gt = 5.33 KN/m²				

Tableau 2-3 : Charges permanentes (G) revenant au plancher terrasse

✚ Plancher d'étage

N°	Désignation de l'élément	L'épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
1	Revêtement de carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	22	0.44
3	Couche de sable	0.02	18	0.36
4	Plancher en corps creux	0.20	14	2.80
5	Cloisons intérieur	0.1	9	0.9
6	Enduit plâtre	0.02	10	0.2
Charge permanente totale Gt = 5.14 KN/m²				

Tableau 2-4 : charges permanentes (G) revenant au plancher étage

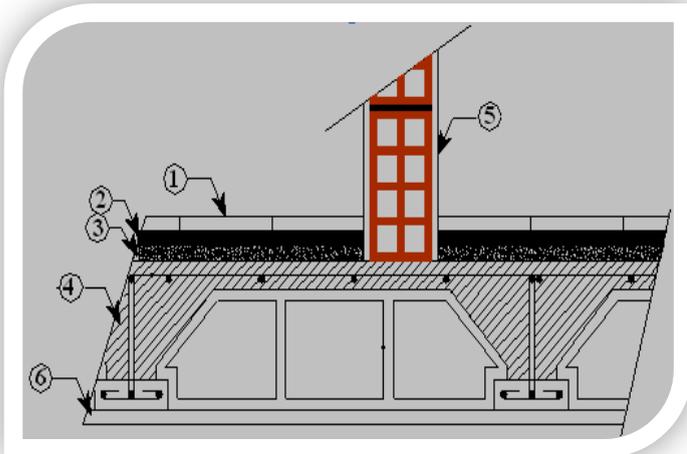


Figure 2-5: Coupe transversale du plancher d'étage courant

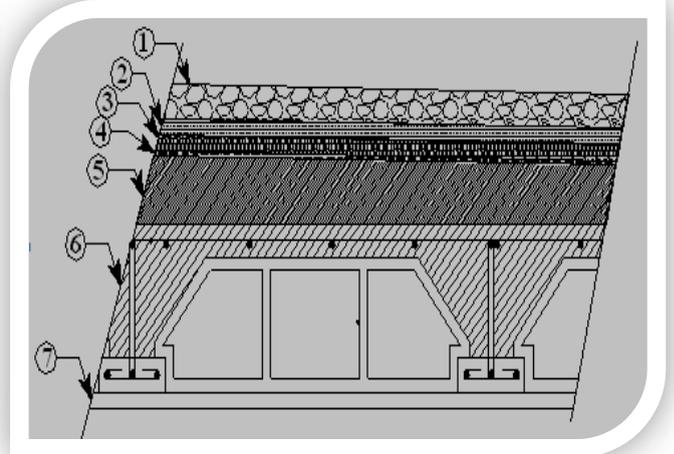


Figure 2-4: Coupe transversale plancher terrasse

Maçonnerie

➤ Murs extérieurs :

N°	Désignation de l'élément	L'épaisseur (m)	Poids volumique [KN / m ³]	Poids surfacique [KN / m ²]
1	Enduit ciment	0.02	22	0.44
2	Brique creuse	0.10	9	0.9
3	Lame d'air	0.05	/	/
4	Brique creuse	0.10	9	0.9
5	Enduit plâtre	0.02	10	0.2
Charge permanente totale Gt= 2.44KN/m²				

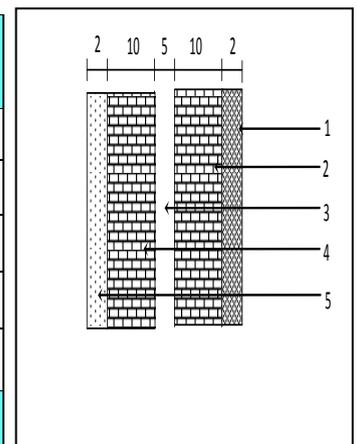


Tableau 2-5 : Charges permanentes (G) revenant aux murs extérieurs.

Figure 2-6 : Coupe verticale d'un mur extérieur

➤ Murs intérieur :

N°	Désignation de l'élément	L'épaisseur (m)	Poids volumique (kN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
1	Enduit plâtre	0.02	10	0.2
2	Brique creuse	0.10	9	0.9
3	Enduit plâtre	0.02	10	0.2
Charge permanente totale Gt= 1.3 KN/m²				

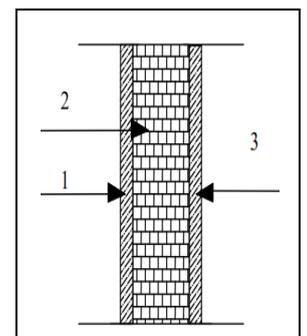


Tableau 2-6 : Charges permanentes (G) revenant aux murs intérieurs.

Figure 2-7 : Coupe verticale d'un mur intérieur

Dalle plein pour le vide ascenseur

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

$$E_p \geq \frac{175}{10} = 17.5\text{cm} \quad \text{Soit } E_p = 20\text{cm}$$

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids Volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	22	0.44
3	Couche de sable	0.02	18	0.36
4	Dalle pleine en Béton armé	0.15	25	3.75
5	Enduit plâtre	0.02	10	0.2
Charge permanente totale $G_t = 5.19 \text{ KN/m}^2$				

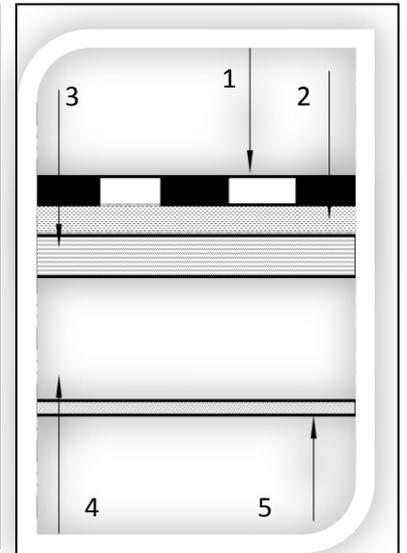


Tableau 2-7 : Charges permanentes (G) de la dalle pleine.

Figure 2-8 Coupe verticale de la Dalle pleine

L'acrotère

Calcul de son poids propre

Avec : $\rho = 25 \text{ KN/m}^3$ (masse volumique du béton)

S : section longitudinale de l'acrotère

$$G = \rho_b \times S$$

$$G = 25 \left[(0.6 \times 0.1) + (0.1 \times 0.1) - \left(0.03 \times \frac{0.1}{2} \right) \right]$$

$$G = 1.7125 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}$$

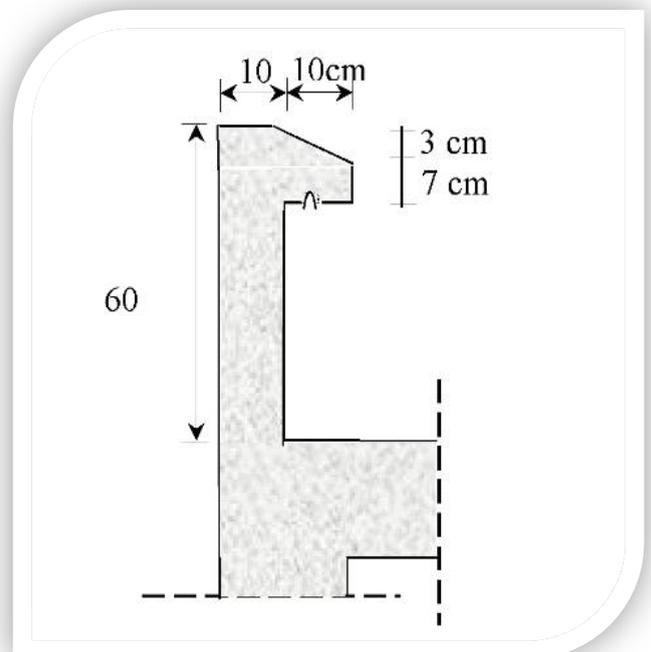


Figure 2-9 Coupe verticale de l'acrotère

5.1.2. Surcharges d'exploitation

Le DTR B.C.2.2 nous donne les charges d'exploitation

Q :

- Plancher terrasse accessible2.5KN/m²
- Plancher terrasse inaccessible.....1KN/m²
- Plancher d'étage courant à usage d'hébergement1.50 KN/m²
- Plancher RDC (salle de restaurant : café)2.5 KN/m²
- Plancher de l'entre sol à usage de stockage3.5 KN/m²
- Potes –a-faux.....3.5 KN/m²
- Escalier .../.....2.5 KN/m²
- Acrotère1KN/ml

6.Localisation du poteau le plus sollicité

Dans notre cas le poteau ayant la plus grande portée est le poteau (8-C) il est donc le plus sollicité vis-à-vis de la descente de charge

Surface d'influence

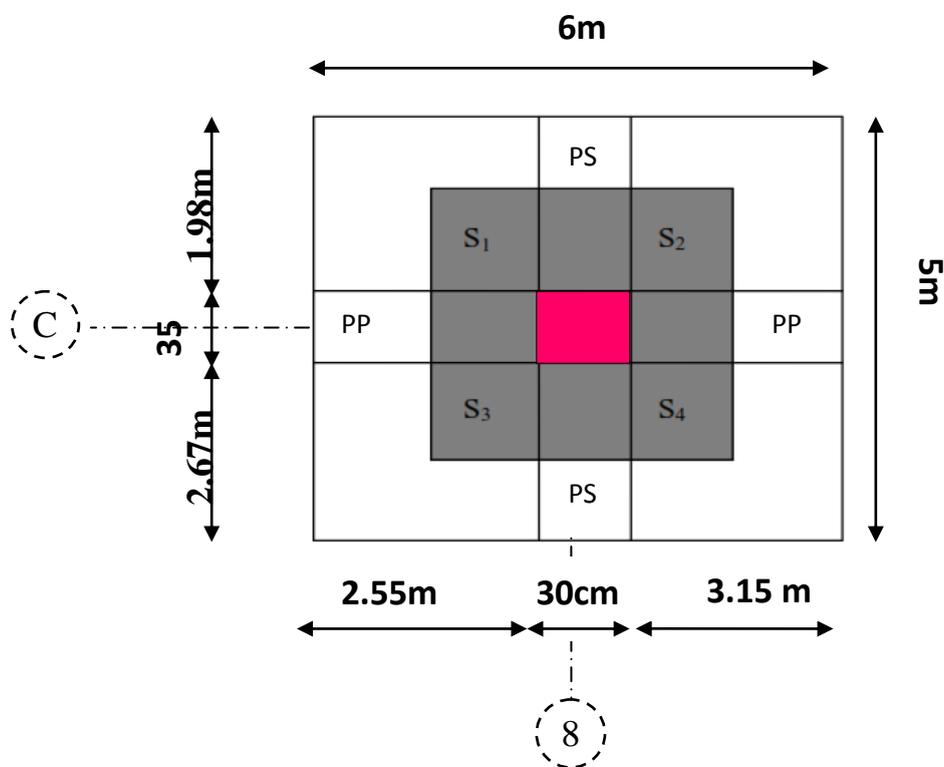


Figure 2-10 Position du poteau le plus sollicité (8-c)

Le RPA minimise la section des poteaux à $(25 \times 25) \text{ cm}^2$ pour la zone IIa. On impose donc, cette section donnée par le règlement.

La surface d'influence :

❖ **Section nette :**

La surface revenant aux poteaux :

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

$$S_n = (0.987 \times 1.237) + (0.987 \times 1.412) + (1.337 \times 1.237) + (2.337 \times 1.412) = 6.16 \text{ m}^2$$

❖ **Section brute :**

$$S_b = \left(\frac{2.67}{2} + 0.35 + \frac{1.98}{2} \right) \times \left(\frac{2.55}{2} + 0.30 + \frac{3.15}{2} \right) = 2.675 \times 3.15 = 8.42 \text{ m}^2$$

7. Descente de charge

La descente de charges est obtenue en déterminant le cheminement des efforts dans la structure, depuis leurs points d'application jusqu'aux fondations.

7.1. Détermination du poids propre des éléments.

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

➤ **Poids revenant à chaque plancher p=GxS**

Plancher	Surface d'influence S(m)	Charges G (KN/m ²)	Charges permanentes du plancher P(KN)
Terrasse accessible	6.16	5.33	P=S x G = 32.83
Terrasse inaccessible	6.16	5.68	P= Sx G= 34.98
étage courant	6.16	5.14	P= Sx G= 31.66

Tableau 2-8 : charges permanentes des planchers

➤ Poids des poutres

Poutres	Charges permanentes des poutres P $G = b \times h \times L \times \rho$	Charges permanentes totales des poutres (KN) $P_{\text{totale}} = G_{\text{pp}} + G_{\text{ps}}$
principales	$G_{\text{pp}} = (0.35 \times 0.45) \times (1.237 + 1.412) \times 25 = 10,43$	$P_{\text{totale}} = 17,40$
secondaires	$G_{\text{ps}} = (0.30 \times 0.40) \times (1.337 + 0.987) \times 25 = 6.10$	

Tableau 2-9: charges permanentes des poutres

➤ Poids propre des poteaux

Pour calculer le poids des poteaux, nous avons fixé les dimensions des poteaux à $(25 \times 25) \text{ cm}^2$ qui est la section minimale donnée par le RPA pour la zone IIa.

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

$$PP_{\text{poteaux}} = b \times h \times h_e \times \rho \text{ (KN)}$$

Poids propres

- **Entre sol** : $P = 0.25 \times 0.25 \times 2.72 \times 25 = 4.25 \text{ KN}$
- **RDC** : $P = 0.25 \times 0.25 \times 5.27 \times 25 = 8.234 \text{ KN}$
- **Etage courant** : $P = 0.25 \times 0.25 \times 3.24 \times 25 = 5.062 \text{ KN}$
- **Sous -sol** : $P = 0.25 \times 0.25 \times 3.24 \times 25 = 5.062 \text{ KN}$

7.2. Détermination des surcharges d'exploitation des éléments :

- **Plancher terrasse inaccessible** $Q_0 = 1 \times 8.025 = 8.025 \text{ KN}$
- **plancher terrasse accessible** $Q_0 = 2.5 \times 8.025 = 20.062 \text{ KN}$
- **Plancher d'étages courant** $Q_{\text{étages}} = 1.50 \times 8.025 = 12.037 \text{ KN}$
- **Plancher RDC** $Q_{\text{RDC}} = 2.5 \times 8.025 = 20.062 \text{ KN}$
- **Plancher sous-sol** $Q_{\text{sous-sol}} = 3.5 \times 8.025 = 28.087 \text{ KN}$
- **Plancher entre sol** $Q_{\text{entre-sol}} = 3.5 \times 8.025 = 28.087 \text{ KN}$

7.3. Calcul des surcharges d'exploitation selon la loi de dégression

Le document technique réglementaire (DTR.B.C.2.2) nous impose une dégression des charges sur tous les planchers

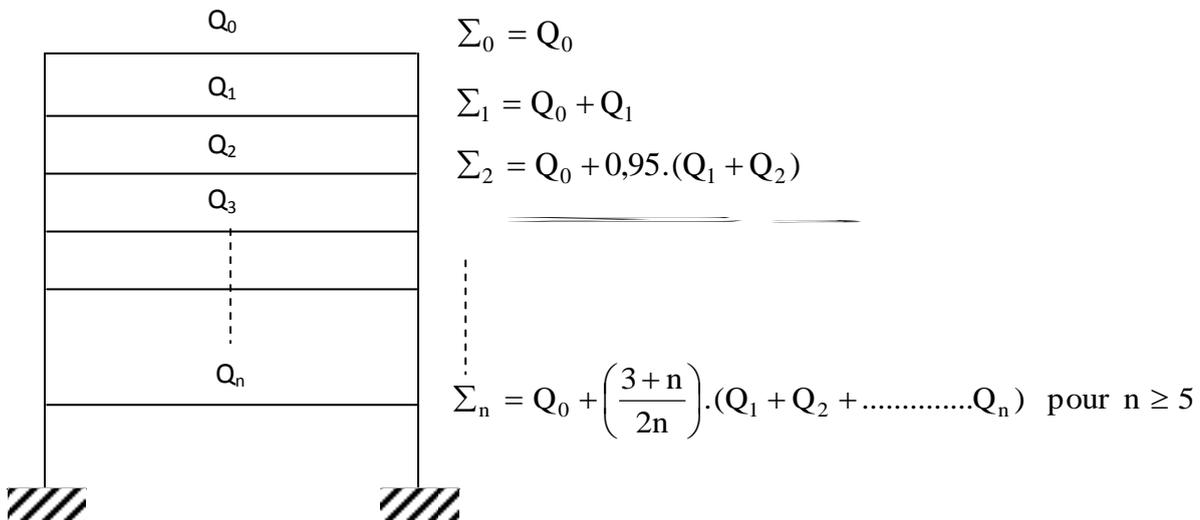
Cette loi s'applique aux bâtiments élancés dont le nombre de niveau est supérieur à 5, ce qui est notre cas.

La loi de dégression des surcharges est comme suit :

$$Q_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n} \sum_{i=1}^n Q_i \quad \text{pour } n > 5$$

Avec :

- Q_0 : surcharge d'exploitation de la terrasse.
- Q_i : surcharge d'exploitation de l'étage i .
- n : nombre de l'étage du haut vers le bas
- Q_n : surcharge d'exploitation à l'étage n en tenant compte de la dégression des surcharges.



Niveaux	3 (14.99)	2 (11.75)	1 (8.51)	Entre-sol (11.75)	RDC (14.99)	Sous-sol (-3.24)
Coeff	<i>1</i>	<i>1</i>	<i>0.95</i>	<i>0.90</i>	<i>0.85</i>	<i>0.80</i>

Tableau 2-10 : valeurs des coefficients de dégression des surcharges

- $Q_{\text{terrasse}} = Q_0 = 8.025 \text{ KN}$
- $Q_2 = Q_0 + Q_1 = 20.062 \text{ KN}$
- $Q_1 = Q_0 + 0,95 (Q_1 + Q_2) = 30.90 \text{ KN}$
- $Q_{\text{entre-sol}} = Q_0 + 0,90 (Q_1 + Q_2 + Q_3) = 40.52 \text{ KN}$
- $Q_{\text{rdc}} = Q_0 + 0,85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 48.95 \text{ KN}$
- $Q_{\text{sous-sol}} = Q_0 + 0,80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 56.173 \text{ KN}$

NIVEAU	Charges permanentes [KN]					Surcharges d'exploitation [kN]		Efforts normaux $N=G_c+Q_c$ [kN]	Section du poteau [cm ²]	
	Poids des planchers	Poids des poutres	Poids des poteaux	G_{totale}	$G_{cumulée}$	$Q_{planche}$	$Q_{Cumulée}$		Section trouvée $S \geq \frac{N}{\sigma_{bc}}$ [cm ²]	Section adoptée
3	34.98	16.49	5.062	56.532	56.532	8.025	8.025	64.557	43.038	30x30
2	31.66	16.49	5.062	53.212	109.74	12.037	20.062	129.802	86.53	40x40
1	31.66	16.49	5.062	53.212	162.95	12.037	32.099	195.049	130.032	40x40
Entre sol	31.66	16.49	4.25	52.4	215.356	28.087	60.186	275.542	183.694	45x45
RDC	31.66	16.49	8.234	56.384	271.74	20.062	80.248	351.988	234.658	45x45
Sous-sol	31.66	16.49	5.062	53.212	324.95	28.087	108.335	460.323	306.882	45x50

Tableau 2-11 : tableau récapitulatif de la descente des charges

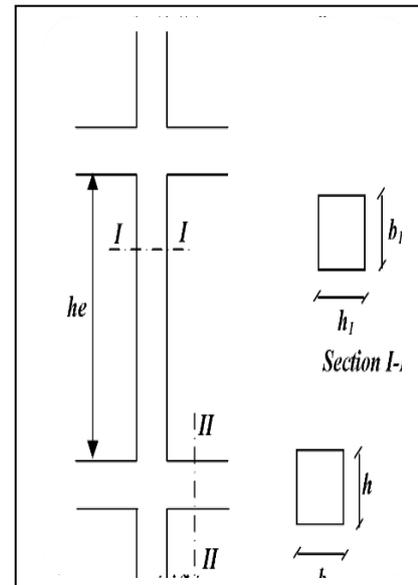
8. Vérification

8.1. vérifications relatives aux exigences du RPA

Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions données par le RPA 99 version 2003

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

Avec : b_1 et h_1 les dimensions des poteaux
 h_e : haute d'étage



Niveaux	Section	Min (b ₁ ,h ₁)	Min(b ₁ ,h ₁) ≥ 25cm	h _e	$\frac{h_e}{20}$	Min (b ₁ , h ₁) ≥ $\frac{h_e}{20}$	$\frac{b_1}{h_1}$	$\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4$
03	30x30	30	OK	324	16.2	OK	1	OK
02	40x40	40	OK	324	16.2	OK	1	OK
01	40x40	40	OK	324	16.2	OK	1	OK
Entre-sol (mezzanine)	45x45	45	OK	2.72	13.6	OK	1	OK
RDC	45x45	45	OK	5.27	26.3	OK	1	OK
Sous-sol	45x50	45	OK	324	16.2	OK	1	OK

- Les poteaux doivent être coulés sur toute leur hauteur en une seule fois

Tableau 2 -12 :Vérification relative au coffrage , (RPA99 version 2003 A et. 7.4.1)

8.2. Vérification de la résistance des poteaux au flambement

Le flambement est un phénomène d'instabilité de forme qui peut survenir dans les éléments comprimés. La vérification consiste à calculer l'élanement λ qui doit satisfaire la condition suivante :

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

Cette condition doit être respectée, afin d'éviter tous risque de flambement du poteau. (BAEL 99 B.8.4.1)

Avec :

λ : élancement du poteau.

L_f : longueur de flambement $L_f = 0.7 L_0$

L_0 : distance entre les faces supérieures de deux planchers consécutifs

i : rayon de giration

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} \quad \text{Avec} \quad I = \frac{bh^3}{12} = \text{Moment d'inertie de la section du poteau}$$

$B = bh = \text{Section transversale du poteau.}$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{0.7L_0}{\sqrt{\frac{I}{B}}} = \frac{0.7L_0}{\sqrt{\frac{bh^3}{12}} \cdot \frac{1}{h}} = \frac{0.7L_0\sqrt{12}}{h}$$

Niveaux	L_0 (m)	L_f (m)	B (cm ²)	$\lambda = \frac{0.7L_0\sqrt{12}}{h}$	Observation
03	3.24	2.268	30x30	31.42	Pas de risque de flambement
02-01	3.24	2.268	40x40	23.28	Pas de risque de flambement
Entre-sol (mezzanine)	2.72	1.904	45x45	14.65	Pas de risque de flambement
RDC	5.27	3.689	45x45	28.39	Pas de risque de flambement
Sous-sol	3.24	2.268	45x50	11.22	Pas de risque de flambement

Tableau 2-13 : les valeurs de λ

Les valeurs de λ sont inférieurs à 50 donc il n’y a aucun risque de flambement.

8.3. Vérification de l’effort normal réduit (Art 7.1.3 RPA99 version 2003)

Pour éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous les sollicitations d’ensemble.

L’effort normal de compression de calcul doit être limité par la condition suivante :

$$V = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.3 \quad (7.1.3.RPA99 \text{ VERSION } 2003)$$

B_c : section du poteau.

N_d : effort normal max dans les poteaux sous : (à ELS)

N_d : 1365.6 (KN) (déterminé par l'Etabs)

f_{c28} : La résistance caractéristique du béton

Pour les poteaux de (45x50) :

$$V = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} = \frac{1365.6}{45 \times 50 \times 25} \times 10^1 = 0.24 \leq 0.3 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Pour les poteaux de (45x45) :

$$V = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} = \frac{1044.38}{45 \times 45 \times 25} \times 10^1 = 0.20 \leq 0.3 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

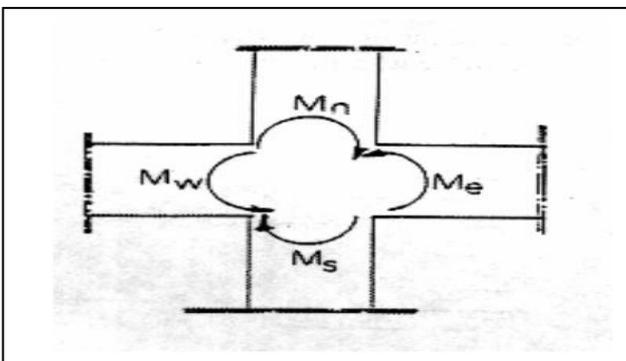
Pour les poteaux de (40x40) :

$$V = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} = \frac{413.46}{40 \times 40 \times 25} \times 10^1 = 0.10 \leq 0.3 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Pour les poteaux de (30x30) :

$$V = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} = \frac{284.25}{30 \times 30 \times 25} \times 10^1 = 0.12 \leq 0.3 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

8.4.L'article 7.6.2 du RPA99révisé en 2003 relatif à la rotule plastique



$$|M_n| + |M_s| \geq 1.25 (|M_w| + |M_e|)$$

$M_n ; M_s$: sont les moments fléchissant résistants dans les poteaux

$M_w ; M_e$: sont les moments fléchissant résistants dans les poutres

Figure 2-12 : Dimensionnement d'un nœud poutre-poteau

Le dimensionnement du nœud vis-à-vis des moments fléchissant tend à faire en sorte que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux. Néanmoins, cette vérification est

facultative pour les maisons individuelles et les deux (2) derniers niveaux des bâtiments supérieurs à R+2.

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

$$\sigma = \frac{M \times V}{I} \quad \Longrightarrow \quad M = \frac{\sigma \times I}{V}$$

$$|M_n| + |M_s| \leq 1.25 (|M_w| + |M_e|)$$

$$\frac{\sigma \times I_{n \text{ pot}}}{V} + \frac{\sigma \times I_{s \text{ pot}}}{V} \geq 1.25 \left(\frac{\sigma \times I_{w \text{ pout}}}{V} + \frac{\sigma \times I_{e \text{ pout}}}{V} \right)$$

□ $I_n = I_s = I_{\text{pot}}$

□ $I_w = I_e = I_{\text{pout}}$

□ $\sigma = 15 \text{ MPa}$ Contrainte du béton

□ $V = \frac{h}{2}$ Distance par rapport à l'axe neutre

□ $I = \frac{bh^3}{12}$ Moment d'inertie

$$\frac{I_{\text{pot}}}{V_{\text{pot}}} \geq 1.25 \times \frac{I_{\text{pout}}}{V_{\text{pout}}}$$

➤ Pour les poteaux qui sont de section carrée :

$$I_{\text{pot}} = \frac{bh^3}{12} = \frac{h^4}{12}$$

$$V_{\text{pot}} = \frac{h_{\text{pot}}}{2}$$

$$\frac{I_{\text{pot}}}{V_{\text{pot}}} = \frac{h^4}{12 \times \frac{h_{\text{pot}}}{2}} = \frac{h^3}{6}$$

➤ On a la section de la poutre secondaire qui est de (30x40) cm² :

$$I_{\text{poutre}} = \frac{bh^3}{12} = \frac{0.30 \times 0.40^3}{12} = 1.6 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$V_{\text{pout}} = \frac{h_{\text{pout}}}{2} = \frac{0.40}{2} = 0.2 \text{ m}$$

$$1.25 \times \frac{I_{\text{pout}}}{V_{\text{pout}}} = 1.25 \times \frac{1.6 \times 10^{-3}}{0.2} = 0.01$$

Donc :

$$\frac{I_{\text{pot}}}{V_{\text{pot}}} = \frac{h^3}{6} \geq 1.25 \times \frac{I_{\text{pout}}}{V_{\text{pout}}} = 0.01$$

$$h_{\text{pot}} \geq 0.28$$

➤ On a la section de la poutre principale qui est de (35x45) cm² :

$$\left. \begin{aligned} I_{poutre} &= \frac{bh^3}{12} = \frac{0.35 \times 0.45^3}{12} = 2.65 \times 10^{-3} m^4 \\ V_{pout} &= \frac{h_{pout}}{2} = \frac{0.45}{2} = 0.225 m \end{aligned} \right\} 1.25 \times \frac{I_{pout}}{V_{pout}} = 1.25 \times \frac{2.65 \times 10^{-3}}{0.225} = 0.0147$$

Donc :

$$\frac{I_{pot}}{V_{pot}} = \frac{h^3}{6} \geq 1.25 \times \frac{I_{pout}}{V_{pout}} = 0.0147$$

$$h_{pot} \geq 0.36$$

Conclusion :

On a redimensionné tout les éléments structuraux de notre ouvrage, mais les sections trouvées ne sont pas définitives car on peut les changer. Après l'étude dynamique les différentes règles, lois et document technique nous ont permis de pré-dimensionner les éléments de notre structure comme suit :

Eléments	Les dimensions	
Plancher	(20+5) cm	
Voiles	e=25 cm (sous-sol, RDC) e=18 cm (entre-sol, 1 ^{er} , 2 ^{eme} , 3 ^{eme} étages)	
Poutre principales	(35x45) cm ²	
Poutre secondaires	(30x40) cm ²	
Poteaux	Etage -03	(30x30)cm ²
	Etages -02-01	(40x40) cm ²
	RDC ,Entre-sol	(45x45) cm ²
	Sous-sol	(45x50)cm ²

Tableau 2-14 : les dimensions des sections trouvées

Ces résultats nous serviront de base dans la suite de nos calculs.

1. Etude Du Plancher

1. Introduction

Notre projet est constitué de plancher en corps creux très communément employés dans les bâtiments d'habitation.

Le plancher en corps creux est composé de :

- Les poutrelles, assurent la fonction de portance, la distance entre axe des poutrelles est de 65cm et disposées dans le sens de la petite portée
- Remplissage en corps creux, utilisés comme coffrage perdu et comme isolant.
- Une dalle de compression qui est coulée sur place, elle est armée d'un quadrillage d'acier (treillis soudé) de nuance (feE500) ayant comme fonction de :
 - ➔ Limier les risques de fissuration par retrait
 - ➔ Résistance sous l'effet des charges appliquées
 - ➔ Réaliser un effet de répartition des charges entre poutrelles voisines.

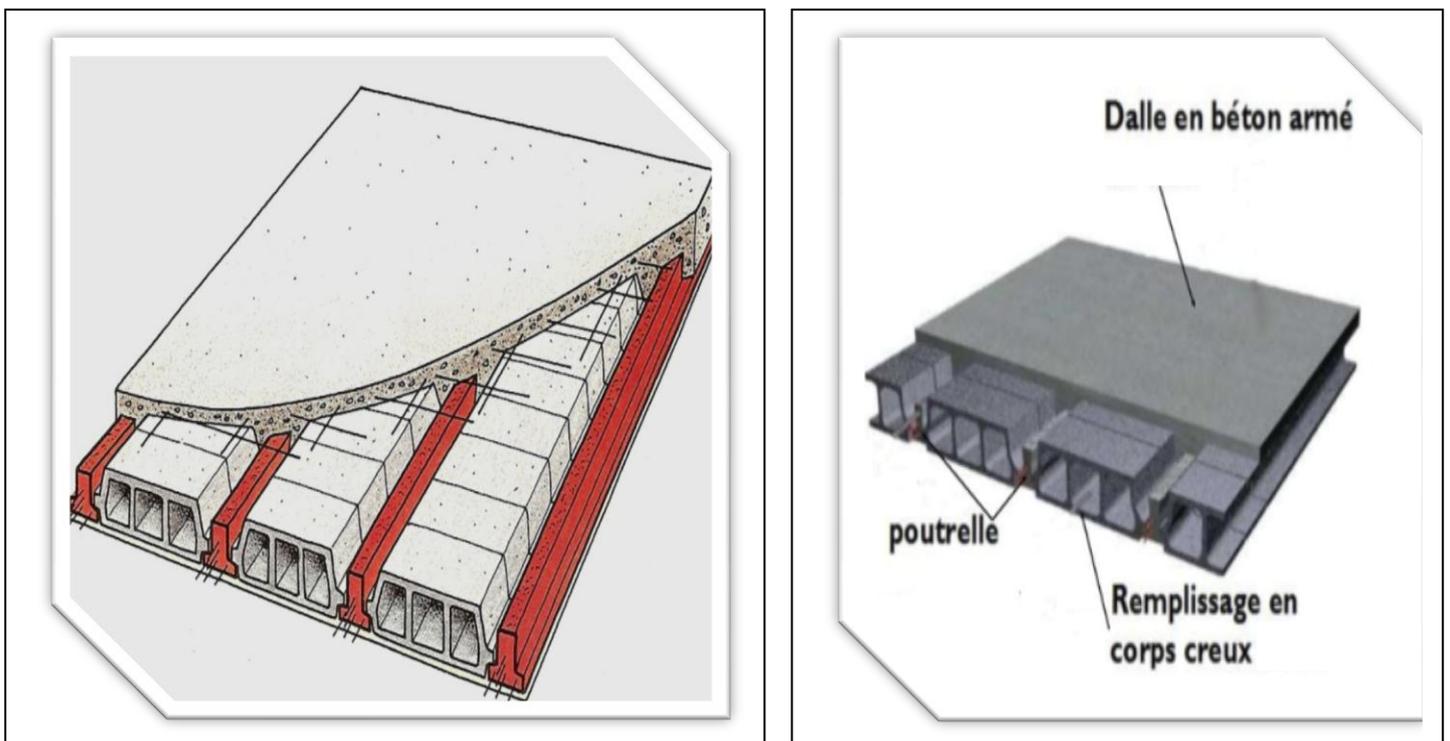


Figure 3-1-1 : Coupe verticale d'un plancher en corps creux

2. Calcul de la dalle de compression

2.1. Prescription réglementaires pour la dalle de compression

Les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser aux valeurs indiquées par le B.A.E.L (Art B.6.8.423) :

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

2.2. Armatures perpendiculaires aux poutrelles

$$A_{\perp} = \frac{4 \times l}{f_e} = \frac{4 \times 65}{500} = 0.52 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{\perp} = 2T8 = 1 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec $e = 15 \text{ cm}$

2.3. Armatures parallèles aux poutrelles

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{1}{2} = 0.5 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{//} = 2T8 = 1 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec $e = 15 \text{ cm}$

Avec :

l: Distance entre axe des poutrelles

$f_e = 500 \text{ MPa}$: limite d'élasticité de l'acier utilisé

Conclusion

On adopte pour le ferrailage de la dalle de compression un treillis soudé (Fe500) de dimensions

(150x150) mm²

3. Calcul des poutrelles

Les poutrelles sont sollicitées par une charge uniformément répartie, dont la largeur est définie par l'entre-axe de deux poutrelles consécutives.

Les poutrelles travaillées en flexion

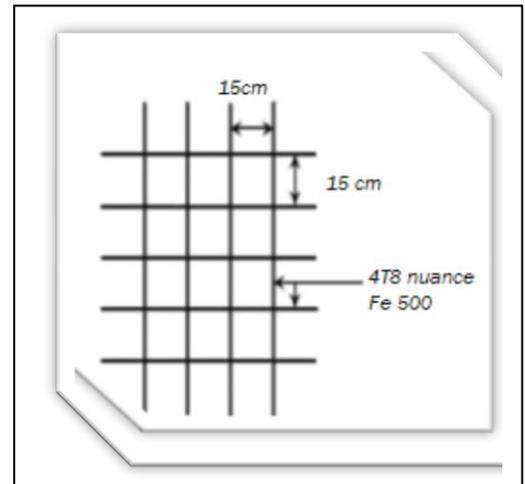


Figure 3-1-2 : Treillis soudés



Figure 3-1-3 : Poutrelles

L'étude des poutrelles se fait en deux étapes

3.1. Avant coulage de la dalle de compression.

L'objectif de calculer la poutrelle avant coulage de la dalle de compression est de déterminer si la poutrelle peut se suffire elle-même à reprendre son propre poids. Dans le cas contraire il faudra prévoir des étais intermédiaires pour la conforter. Ils serviront d'appuis intermédiaires pour la poutrelle.

La poutrelle est considérée comme étant simplement appuyée à ces deux extrémités. Elle doit supporter son poids propre, le poids du corps creux qui est de 0.95 KN/m^2 et le poids de l'ouvrier

Le calcul se fera pour la travée la plus longue

3.1.1. Evaluation des charges.

➤ Charges permanentes.

Poids propre de la poutrelle

$$G_1 = (0.04 \times 0.12) \times 25 = 0.12 \text{ KN/ml}$$

Poids du corps creux : $G_2 = 0.95 \times 0.65 = 0.62 \text{ KN/ml}$

Donc : $G = G_1 + G_2 = 0.12 + 0.62 = 0.74 \text{ KN/ml}$

➤ Charges d'exploitation (surcharges).

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

3.2.1 Combinaison de charges.

à L'ELU : $q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 0.74 + 1.5 \times 1 = 2.50 \text{ KN/ml}$

à L'ELS : $q_s = G + Q = 0.74 + 1 = 1.74 \text{ KN/ml}$

3.1.2. moment en travée.

$$M_u = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{2.5 \times 5.10^2}{8} = 8.12 \text{ KN.m}$$

3.1.3. Effort tranchant :

$$T_u = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{2.5 \times 5.10}{2} = 6.37 \text{ KN}$$

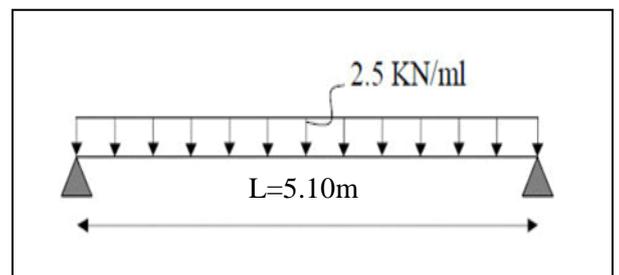


Figure 3-1-4 : Schéma statique de la

3.1.4) Calcul des armatures

$$b=12\text{cm } h=4\text{cm } d=2\text{cm } c=2\text{cm}$$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2f_{bu}} = \frac{8.12 \times 10^6}{120 \times 20^2 \times 14.2} = 11.91 > \mu_l = 0.392$$

11.91 > $\mu_l = 0.392$ donc la section est doublement armée.

avec :

- M_u : moment max en travée
- b : largeur de la section
- d : hauteur utile, avec $d=h-c=4-2=2\text{cm}$
- $c=2\text{ cm}$
- $f_{bu}= 14.2\text{MPa}$: contrainte du béton à la compression

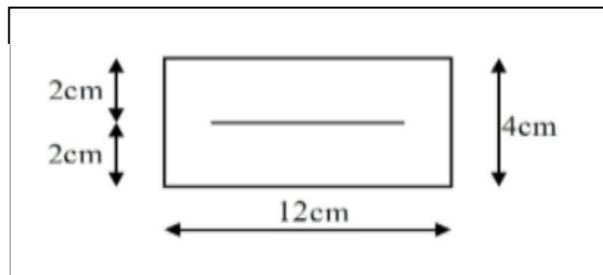


Figure 3-1-5 : Section d'étude de la poutrelle

Conclusion

Le calcul nous donne une section d'acier qu'on ne peut pas réaliser (armatures de compression et de traction) vue la faible section de la poutrelle, alors on est obligé de prévoir des étais intermédiaires pour soulager la poutrelle à supporter les charges d'avant coulage qui lui seront transmises.

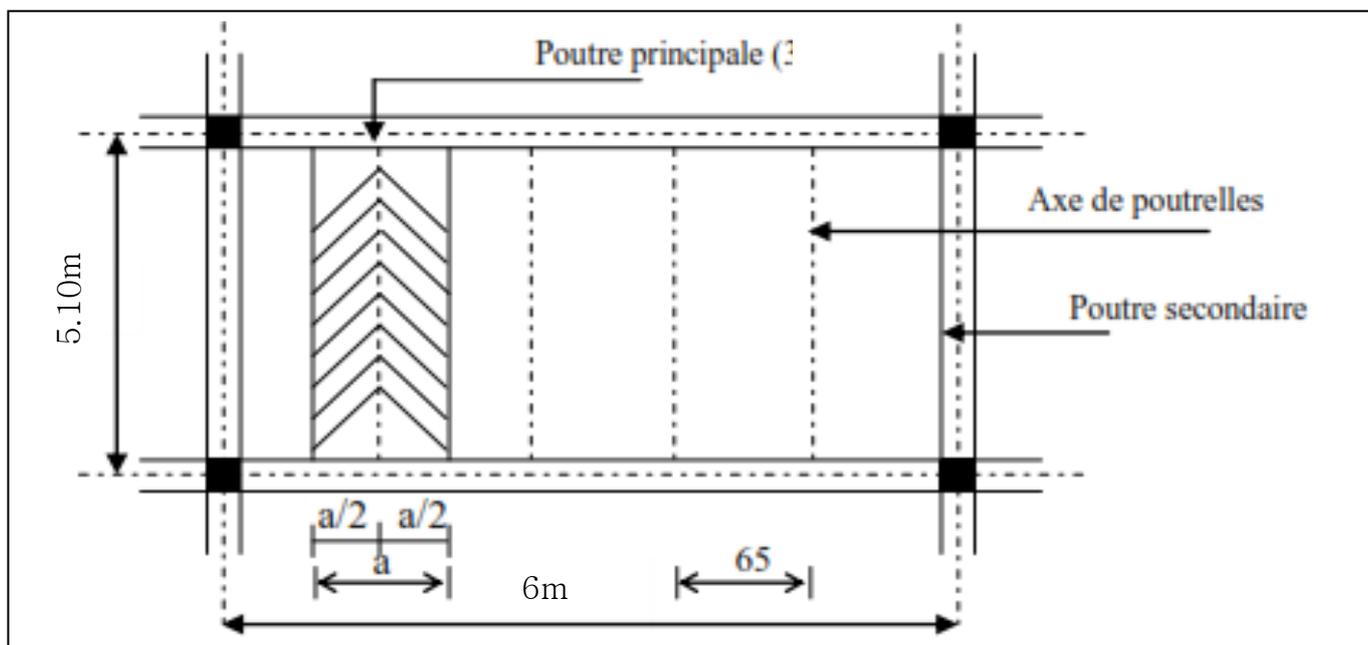


Figure 3-1-6 : Surface revenant aux poutrelles

3.2. Après coulage de la dalle de compression.

Après coulage de la dalle de compression, la poutrelle étant solidaire de cette dernière elle sera calculée comme une poutre continue sur plusieurs appuis partiellement encastrée à ces deux extrémités. Elle supporte :

- son poids propre
- le poids du corps creux
- le poids de la dalle de compression
- les charges et surcharges revenant au plancher

La poutrelle sera calculée comme une poutre en T.

4. Détermination de la largeur de la table de compression

h : hauteur de la poutrelle $(20+5)=25\text{cm}$

h_0 : épaisseur de la dalle de compression ($h_0=5\text{cm}$)

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

b_1 : largeur de l'hourdis à prendre en compte de chaque coté de la nervure

L_0 =portée de la plus grande travée

($L_0=5.1\text{m}=510\text{cm}$)

L : distance entre deux faces voisines de deux poutrelles $L=65-12=53\text{cm}$

D'après le **BAEL91 Art A.4.1, 3**

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

$$b_1 \leq \min \left[\frac{53}{2}; \frac{510}{10}; 8 \times 5 \right] = \min [26.5; 51; 40] = 26.5$$

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

La largeur efficace de la table de compression est égale à $b=65\text{cm}$

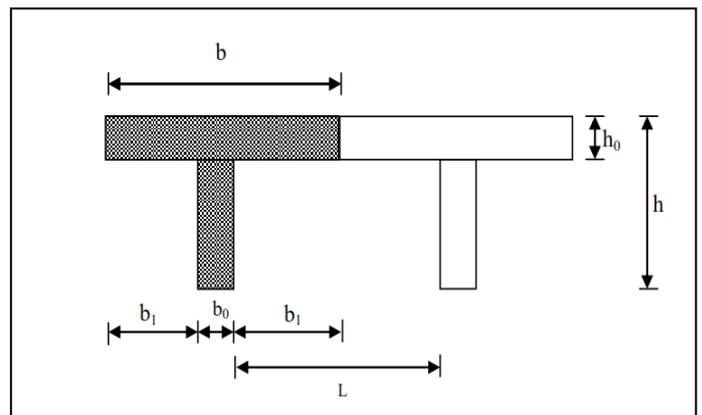


Figure 3-1-7: Schéma statique de calcul

4.1. Calcul des poutrelles

La poutrelle sera soumise aux charges suivantes qui seront considérées uniformément réparties

	Charge permanente G (KN/ml)	Charge d'exploitation Q (KN/ml)	ELU(1.35G+1.5Q) KN/ml	ELS (G+Q) KN/ml
Plancher terrasse(inaccessible)	5.68x0.65=3.692	1x0.65=0.65	5.959	4.342
Plancher terrasse accessible	5.33x0.65=3.464	2.5x0.65=1.625	7.113	5.089
Plancher étage courant	5.14x0.65=3.341	1.5x0.65=0.975	5.973	4.316
Plancher RDC	5.14x0.65=3.341	2.5x0.65=1.625	6.948	4.0966

Nous considérerons pour nos calculs, le plancher qui présente le cas le plus défavorable

Le plancher le plus sollicité est le plancher terrasse accessible :

$$\begin{aligned}
 G &= 3.464 \text{ KN/ml} & Q &= 1.625 \text{ KN/ml} \\
 G_u &= 1.35G = 4.676 \text{ KN/ml} & Q_u &= 1.5Q = 2.44 \text{ KN/ml} \\
 q_u &= 7.113 \text{ KN/m} & q_s &= 5.089 \text{ KN/m}
 \end{aligned}$$

4.2. Choix de la méthode de calcul :

La détermination des efforts internes en travées et aux appuis est menée à l'aide des méthodes usuelles telle que :

- Méthodes des trois moments (RDM)
- Méthodes Forfaitaire
- Méthodes de Caquot

4.2.1. Vérification des conditions de la méthode forfaitaire (plancher à faible surcharge)

Un plancher est dit à charge d'exploitation modéré si la valeur nominale de la charge d'exploitation est au plus égale à deux fois la charge permanente ou égale à 5 KN/m²

$$Q \leq \max \left\{ \begin{array}{l} 2G \\ 5 \text{ kN/m}^2 \end{array} \right.$$

$$\left. \begin{array}{l} Q = 1.625 \text{ KN/ml} \\ 2G = 6.682 \text{ KN/ml} \end{array} \right\} Q = 1.625 \text{ KN/ml} \leq \max \left\{ \begin{array}{l} 6.682 \\ 5 \text{ kN/m}^2 \end{array} \right. = 6.682 \text{ KN/ml} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

4.2.2. Condition de la méthode forfaitaire.

- La fissuration est considérée comme non préjudiciable.....condition vérifiée
- Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées.

Comme il n'y a pas de changement de section, la condition est vérifiée

- Les longueurs successives des travées sont comprises entre 0.8 et 1.25

$$0.8 < \frac{l_i}{l_{i+1}} < 1.25$$

La longueur des traves suivant le sens des poutrelles sont :

Travée 1=365 cm

Travée 2 =travée 3=travée 5=travée 6 =travée 7 = 500 cm

Travée 4=510 cm

Travée 1 : $\frac{l_1}{l_2} = \frac{365}{500} = 0.73 < 1.25$ Condition vérifiée

Travée 2 : $0.8 < \frac{l_2}{l_3} = \frac{500}{500} = 1 < 1.25$ Condition vérifiée

Travée 3 : $0.8 < \frac{l_3}{l_4} = \frac{500}{500} = 1 < 1.25$ Condition vérifiée

Travée 4 : $0.8 < \frac{l_4}{l_5} = \frac{510}{500} = 1.02 < 1.25$ Condition vérifiée

Travée 5 : $0.8 < \frac{l_5}{l_6} = \frac{500}{500} = 1 < 1.25$ Condition vérifiée

Travée 6 : $0.8 < \frac{l_6}{l_7} = \frac{500}{500} = 1 < 1.25$ Condition vérifiée

Travée 7 : $0.8 < \frac{l_7}{l_8} = \frac{500}{500} = 1 < 1.25$ Condition vérifiée

Conclusion.

Les conditions sont toutes vérifiées, la méthode forfaitaire est donc applicable,

La valeur absolue de chaque moment sur appui intermédiaire doit être plus au moins égale a :

-0.6M₀ pour une poutre a deux travées,

-0.5M₀ pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre `a plus de deux travées,

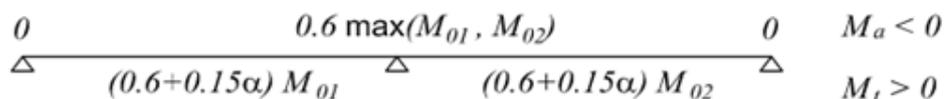
-0.4M₀ pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre `a plus de trois travées

Avec :

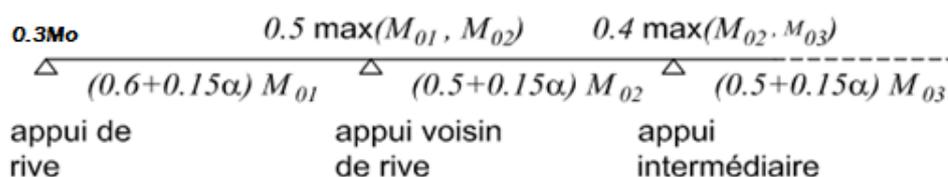
M_0 : la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de référence (travée isostatique indépendante de même portée et supportant le même chargement que la travée considérée)

$\alpha = \frac{q}{(g+q)}$ le rapport des charges d'exploitation a la somme des charges non pondéré

Deux travées



Plus de deux travées



Remarque.

Lorsque, sur l'appui de rive, la poutre est solidaire d'un poteau ou d'une poutre, il convient de disposer sur cet appui des aciers supérieurs pour équilibrer $M_a = -0.15M_0$.

Dans notre cas en a un ensemble de 6 travées comme indiqué dans la figure ci-dessous

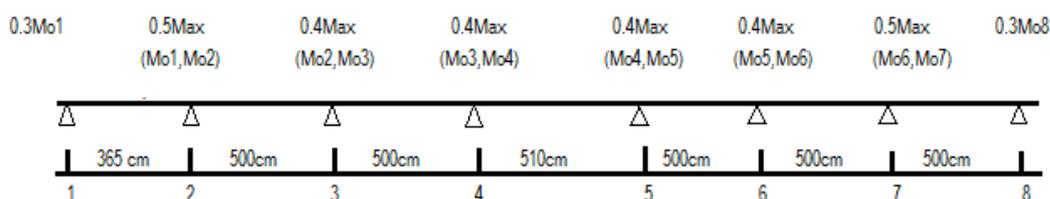


Figure 3-1-8 : coefficient forfaitaire sur appuis

4.2.3 : Calcul du coefficient α

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1.625}{3.464+1.625} = 0.319 \cong 0.32$$

4.2.4 : Calcul des moments en travée en fonction de M_o

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t + \left(\frac{M_w + M_e}{2} \right) \geq \max[1,05M_o ; (1 + 0,3\alpha)M_o] \\ M_t \geq \frac{(1,2 + 0,3\alpha)}{2} M_o \quad \text{travée de rive} \\ M_t \geq \frac{(1 + 0,3\alpha)}{2} M_o \quad \text{travée du milieu} \end{array} \right.$$

a) Travées de rive (1-2) et (7-8)

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t + \left(\frac{0,3M_o + 0,5M_o}{2} \right) \geq \max[1,05M_o ; 1,096M_o] \\ M_t \geq \frac{(1,2 + 0,3 \times 0,32)}{2} M_o \quad \text{travée de rive} \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} M_t \geq 0,667M_o \\ M_t \geq 0,648M_o \end{array} \right.$$

b) Travées intermédiaires (2-3) et (6-7)

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t + \left(\frac{0,5M_o + 0,4M_o}{2} \right) \geq \max[1,05M_o ; 1,067M_o] \\ M_t \geq \frac{(1 + 0,3 \times 0,32)}{2} M_o \quad \text{travée du milieu} \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} M_t \geq 0,617M_o \\ M_t \geq 0,548M_o \end{array} \right.$$

c) Travée milieu (3-4) et (4-5) et (6-7)

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t + \left(\frac{0,4M_o + 0,4M_o}{2} \right) \geq \max[1,05M_o ; 1,067M_o] \\ M_t \geq \frac{(1 + 0,3 \times 0,32)}{2} M_o \quad \text{travée de rive} \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} M_t \geq 0,667M_o \\ M_t \geq 0,548M_o \end{array} \right.$$

4.2.4. Diagramme final des moments fléchissant**a) Travées (1-2) et (7-8)**

$$M_o = \frac{q_u \times \ell^2}{8} = \frac{7,113 \times 5^2}{8} = 22,22 \text{ KN.m}$$

$$M_{t(1-2)} = M_{t(7-8)} = 0,667M_o = 0,667 \times 22,22 = 14,82 \text{ KN.m}$$

$$M_{a1} = M_{a8} = 0,3M_o = 0,3 \times 22,22 = 6,66 \text{ KN.m}$$

$$M_{a2g} = M_{a7d} = 0,5M_o = 0,5 \times 22,22 = 11,11 \text{ KN.m}$$

b) Travées (2-3) et (6-7)

$$M_o = \frac{q_u \times \ell^2}{8} = \frac{7,113 \times 5^2}{8} = 22,22 \text{ KN.m}$$

$$M_{t(2-3)} = M_{t(6-7)} = 0,617M_o = 0,617 \times 22,22 = 13,709 \text{ KN.m}$$

$$M_{a2d} = M_{a7g} = 0,5M_o = 0,5 \times 22,22 = 11,11 \text{ KN.m}$$

$$M_{a3g} = M_{a6d} = 0,4M_o = 0,4 \times 22,22 = 8,88 \text{ KN.m}$$

c) Travée (3-4) et (4-5) et (5-6)

$$M_o = \frac{q_u \times \ell^2}{8} = \frac{7.113 \times 5^2}{8} = 22.22 \text{ KN.m}$$

$$M_{t(3-4)} = M_{t(4-5)} = M_{t(5-6)} = 0,667M_o = 0,667 \times 22.22 = 14.82 \text{ KN.m}$$

$$M_{a3d} = M_{a4g} = 0,4M_o = 0,4 \times 22.22 = 8.88 \text{ KN.m}$$

$$M_{a5d} = M_{a4g} = 0,4M_o = 0,4 \times 22.22 = 8.88 \text{ KN.m}$$

$$M_{a5d} = M_{a6g} = 0,4M_o = 0,4 \times 22.22 = 8.88 \text{ KN.m}$$

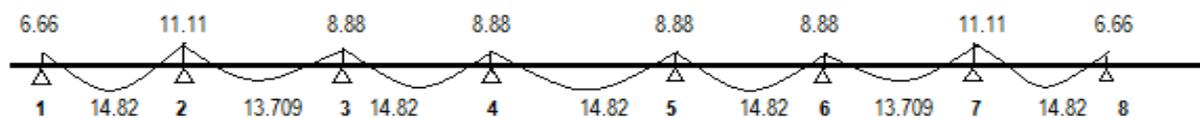


Figure 3-1-9 : Diagramme des moments fléchissant (KN)

4.2.5. Diagramme des efforts tranchants**a) Travées (1-2) et (6-7)**

$$V_u = \frac{q_u \times \ell}{2} = \frac{7.113 \times 5}{2} = 17.78 \text{ KN}$$

b) Travées (2-3) et (5-6)

$$V_u = \frac{q_u \times \ell}{2} = \frac{7.113 \times 5}{2} = 17.78 \text{ KN}$$

c) Travées (3-4) et (4-5)

$$V_u = \frac{q_u \times \ell}{2} = \frac{7.113 \times 5}{2} = 17.78 \text{ KN}$$

Remarque

Dans la transmission des charges des poutrelles aux poutres, on peut admettre la discontinuité des différents éléments.

Dans les travées de rive des poutrelles et des poutres où, sur le premier appui intermédiaire, il est tenu compte de la solidarité, soit en considérant les moments de continuité adoptés, soit forfaitairement en majorant les réactions (efforts tranchants) correspondant aux travées indépendantes de 15% s'il s'agit de poutrelles à deux travées et de 10% s'il s'agit de poutrelles à plus de deux travées. (BAEL91 R99)

Dans notre cas, on doit majorer de 10% l'effort tranchant du 1^{er} et du 6^{ème} appui

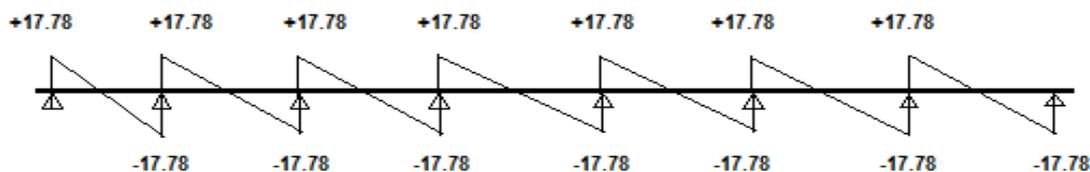


Figure 3-1-10 : Diagramme des efforts tranchants en (KN)

5. Vérifications à l'ELS

5.1. Détermination des charges

- Charges permanentes..... $G = 3.464 \times 0,60 = 2.078$ KN/ml
- Charges d'exploitation..... $Q = 1,625 \times 0,60 = 0,975$ KN/ml

5.2. Combinaison des charges

$$q_s = G + Q = 2.078 + 0,975 = 3.053 \text{ KN/ml}$$

5.3. Calcul des moments en travées et aux appuis

De la même manière qu'à l'ELU, c'est-à-dire, avec la méthode forfaitaire.

a) Travées (1-2) et (7-8)

$$M_o = \frac{q_s \times \ell^2}{8} = \frac{3.053 \times 5^2}{8} = 9.57 \text{ KNm}$$

$$M_{t(1-2)} = M_{t(7-8)} = 0,667 M_o = 0,667 \times 9.57 = 6.383 \text{ KNm}$$

$$M_{a1} = M_{a7} = 0,3 M_o = 0,3 \times 9.57 = 2.87 \text{ KNm}$$

$$M_{a2g} = M_{a8d} = 0,5 M_o = 0,5 \times 9.57 = 4.785 \text{ KNm}$$

b) Travées (2-3) et (6-7)

$$M_o = \frac{q_s \times \ell^2}{8} = \frac{3.053 \times 5^2}{8} = 9.57 \text{ KNm}$$

$$M_{t(2-3)} = M_{t(5-6)} = 0,617 M_o = 0,617 \times 9.57 = 5.90 \text{ KNm}$$

$$M_{a2d} = M_{a7g} = 0,5 M_o = 0,5 \times 9.57 = 4.785 \text{ KNm}$$

$$M_{a3g} = M_{a6d} = 0,4 M_o = 0,4 \times 9.57 = 3.828 \text{ KNm}$$

c) Travée (3-4) et (4-5) et (5-6)

$$M_o = \frac{q_s \times \ell^2}{8} = \frac{3.053 \times 5^2}{8} = 9.57 \text{ KNm}$$

$$M_{t(3-4)} = M_{t(4-5)} = M_{t(5-6)} = 0,667M_o = 0,667 \times 9.57 = 6.383 \text{ KNm}$$

$$M_{a3d} = M_{a4g} = 0,4M_o = 0,4 \times 9.57 = 3.828 \text{ KNm}$$

$$M_{a4d} = M_{a5g} = 0,4M_o = 0,4 \times 9.57 = 3.828 \text{ KNm}$$

$$M_{a5d} = M_{a6g} = 0,4M_o = 0,4 \times 9.57 = 3.828 \text{ KNm}$$

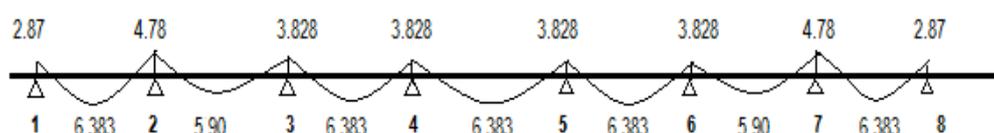


Figure 3-1-11 : Diagramme des moments fléchissant (KN)

5.4. Calcul des efforts tranchants.

Dans la transmission des charges des poutrelles aux poutres, on peut admettre la discontinuité des différents éléments.

Dans les travées de rive des poutrelles et des poutres où, sur le premier appui intermédiaire, il est tenu compte de la solidarité, soit en considérant les moments de continuité adoptés, soit forfaitairement en majorant les réactions (efforts tranchants) correspondant aux travées indépendantes de 15% s'il s'agit de poutrelles à deux travées et de 10% s'il s'agit de poutrelles à plus de deux travées.

Dans notre cas, on doit majorer de 10% (BAEL91 R99)

a) Travées (1-2) et (7-8)

$$V_s = \frac{q_s \times \ell}{2} = \frac{3.05 \times 5}{2} = 7.63 \text{ KN}$$

b) Travées (2-3) et (6-7)

$$V_s = \frac{q_s \times \ell}{2} = \frac{3.05 \times 5}{2} = 7.63 \text{ KN}$$

c) Travées (3-4) et (4-5) et (5-6)

$$V_s = \frac{q_s \times \ell}{2} = \frac{3.05 \times 5}{2} = 7.63 \text{ KN}$$

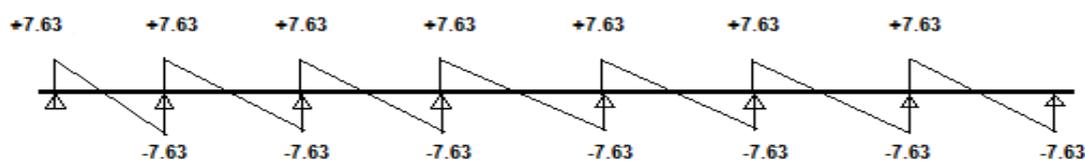


Figure 3-1-12 : Diagramme des efforts fléchissant en (KN)

6. Calcul des armatures à l'ELU

6.1. Armature longitudinale.

$$M_t^{max} = 14.82 \text{ KNm (moment max en travées)}$$

$$M_a^{max} = 11.11 \text{ KNm (moment max aux appuis)}$$

Les poutrelles seront calculées comme une section en T dont les caractéristiques géométriques sont: $b=65\text{cm}$; $b_0=12\text{cm}$; $h=15\text{cm}$; $h_0=4\text{cm}$; $c=2\text{ cm}$; $d=13\text{cm}$

6.1.1. Armatures en travée

Le moment repris par la table de compression est donné par la formule suivante

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

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 14.2 \text{ MPa}$$

Position de l'axe neutre

$$M_t > M_0$$

L'axe neutre est dans la nervure

$$M_t < M_0$$

L'axe neutre est dans la table de compression

$$M_0 = b \times h_0 \times f_{bu} \times \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 0.65 \times 0.04 \times 14.2 \times 10^3 \times \left[0.18 - \frac{0.04}{2} \right] = 59.072 \text{ KNm}$$

$$M_t^{max} = 14.82 \text{ KNm}$$

$$M_t^{max} = 14.82 \text{ KNm} < M_0 = 59.072 \text{ KNm}$$

L'axe neutre est dans la table de compression ; Le béton tendu est négligé la section en T se calcule donc comme une poutre rectangulaire de largeur b et de hauteur h

$$\mu_u = \frac{M_t^{max}}{b d^2 f_{bu}} = \frac{14.82 \times 10^3}{65 \times 13^2 \times 14.2} = 0.095 \longrightarrow \beta = 0.980$$

$$\mu_u = 0.095 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$A_{st} = \frac{M_t^{max}}{\beta d \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{14.82 \times 10^3}{0.980 \times 0.13 \times 43.47} = 2.67 \text{ avec Fe E500}$$

$$\text{Soit } A_{st} = 2\text{HA } 10 + 1\text{HA}14 = 3.1\text{cm}^2$$

6.1.2. Armatures aux appuis

Puisque le béton est entièrement tendu au niveau des appuis, on fera nos calcul pour une section rectangulaire ($b_0 \times h$) soit $(12 \times 15)\text{ cm}^2$ soumise au moment max.

$$M_a^{max} = 11.11 \text{ KNm}$$

$$\mu_u = \frac{M_a^{max}}{b_0 d^2 f_{bu}} = \frac{11.11 \times 10^3}{12 \times 13^2 \times 14.2} = 0.385 \quad \longrightarrow \quad \beta = 0.873$$

$$\mu_u = 0.385 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$A_{sa} = \frac{M_a^{max}}{\beta d \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{11.11 \times 10^3}{0.873 \times 0.13 \times 434} = 2.25\text{cm}^2$$

$$\frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1.15} = 434\text{MPa}$$

$$\text{Soit } A_{sa} = 1\text{HA}10 + 1\text{HA}16 = 2.79\text{cm}^2$$

Remarque

étant donné que la poutrelle disponible sur le marché est fabriquée en T10 donc on prend une barre de T10 quand va renforcer avec un chapeau (acier de renfort) en T16.

6.2. Armature transversales:

Selon l'article (Art 7.2.2/ BAEL91 modifié99), le diamètre des armatures transversales est donnée par :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_l^{max}\right) = \min\left(\frac{15}{35}; \frac{12}{10}; 1\right) = 0.42\text{cm}$$

Avec ϕ_t^{max} : diamètre max des armatures longitudinales

Les armatures transversale seront réalisées par étriers de $\phi_t = 6\text{mm}$

6.2.1. Espacement des armatures

$$\text{trans } S_t \leq \min(0.9d; 40\text{cm}) = \min(11.7\text{cm}; 40\text{cm}) = 11.7\text{cm}$$

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

7. Vérification à l'ELU :

7.1. Vérification de la condition de non fragilité du béton (Art A.4.2.1/BAEL91 modifié 99):

• 7.1.1. Aux appuis :

$$A_{min} = \frac{0.23b_0df_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 12 \times 13 \times 2.1}{500} = 0.15 \text{ cm}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} A_{sa} = 2.79 \text{ cm}^2 \\ A_{min} = 0.15 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} A_{sa} > A_{min} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

• 7.1.2. En travée :

$$A_{min} = \frac{0.23bdf_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 65 \times 13 \times 2.1}{500} = 0.81 \text{ cm}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} A_{st} = 3.1 \text{ cm}^2 \\ A_{min} = 0.81 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} A_{st} > A_{min} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

La section d'armature choisie est supérieure à A_{min} , donc la condition de non fragilité est vérifiée

7.2. Vérification de la contrainte de cisaillement (Art A.5.2.1/BAEL 91 modifiée 99).

7.2.1. Contrainte tangentielle conventionnelle ultime τ_u

Effort tranchant max à l'ELU : $T_u^{max} = 17.78 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b_0d} = \frac{17.78 \times 10^3}{120 \times 130} = 1.14 \text{ MPa}$$

7.2.2. Contrainte tangentielle admissible $\overline{\tau_u}$

$$\overline{\tau_u} = \min \left[\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right] = \min \left[\frac{0.2 \times 25}{1.5}; 5 \text{ MPa} \right] = \min [3.33 \text{ MPa}; 5 \text{ MPa}] = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.14 \text{ MPa} \leq \overline{\tau_u} = 3.33 \text{ MPa}$$

7.2.3. La contrainte d'adhérences d'entraînement

On doit vérifier la condition suivante $\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}}$:

$$\bullet \tau_{se} = \frac{T_u^{max}}{0.9d \sum u_i} = \frac{17.78 \times 10^3}{0.9 \times 130 \times 62.8} = 2.42 \text{ MPa}$$

- T_u : effort tranchant
- $\sum U_i = n \times \emptyset \times \pi = 2 \times 1 \times 3.14 = 6.28 \text{ cm}$

$\sum u_i$ Somme des périmètres utiles des barres

n : nombre de barres

$$\bullet \overline{\tau_{se}} = \Psi_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\Psi_s := 1.5 \text{ (Acier haute adhérence)}$$

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

$$\tau_{se} = 1.47 \text{ MPa} < \overline{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

7.2.4. Ancrages des armatures : recouvrement

L'ancrage est défini par sa longueur de scellement droit « l_s »

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4 \overline{\tau}_{su}} = \frac{1 \times 500}{4 \times 2.835} = 44.09 \text{ cm}$$

- $\overline{\tau}_{su} = 0.6 \Psi_s^2 f_{tj} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$

$\overline{\tau}_s$: contrainte d'adhérence

- $\Psi_s = 1.5 \text{ (Acier haute adhérence)}$

- $f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{cj} = 2.1 \text{ MPa}$

On adopte $l_s = 45 \text{ cm}$

Les règles de BAEL (Art A.6.1.253/BAEL 91 modifié 99) admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la portée mesurée hors crochet est au moins égale $0.4l_s$ pour les aciers HA

$$L_a = 0.4 l_s = 0.4 \times 45 = 18 \text{ cm} ; L_a = 18 \text{ cm}$$

7.2.5. Influence de l'effort tranchant s.

❖ Influence sur le

$$\overline{V}_u = \frac{0.4 \times f_{c28} \times b_0 \times 0.9 \times d}{\gamma_b} = \frac{0.4 \times 25 \times 10^{-3} \times 120 \times 0.9 \times 130}{1.5} = 93.6 \text{ KN}$$

$$\text{On a } V_u^{max} = 17.78 \text{ KN} \ll \overline{V}_u = 93.6 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

8. Vérifications à l'ELS

8.1. Etat limite d'ouverture des fissures : (BAEL91/Art A.4.5, 3)

Les fissurations étant peu nuisible, aucune vérification n'est à effectuer.

8.2.Vérification de la résistance à la compression du béton : (BAEL91/Art A.4.5, 2)

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

8.2.1.Aux appuis : $A_a = 2.25 \text{ cm}^2$

$$\bullet \quad \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{190.66}{20.335} = 9.37 \text{ MPa}$$

Avec

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{b_0 d} = \frac{100 \times 2.25}{12 \times 13} = 1.44 \quad \left. \vphantom{\rho_1} \right\} \begin{array}{l} \beta_1 = 0.858 \\ K_1 = 20,335 \end{array}$$

$$\sigma_s = \frac{M_s^a}{\beta_1 d A_a} = \frac{4.785 \times 10^6}{0,858 \times 130 \times 2.25 \times 10^2} = 190.66 \text{ MPa}$$

$$\bullet \quad \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = 9.37 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

8.2.2.En travée : $A_t = 3.1 \text{ cm}^2$

$$\bullet \quad \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{185.03}{19.84} = 9.32 \text{ MPa}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{b_0 d} = \frac{100 \times 2.35}{12 \times 18} = 1.087 \quad \left. \vphantom{\rho_1} \right\} \begin{array}{l} \beta_1 = 0.856 \\ K_1 = 19.84 \end{array}$$

$$\sigma_s = \frac{M_s^t}{\beta_1 d A_t} = \frac{6.383 \times 10^6}{0,856 \times 130 \times 3.1 \times 10^2} = 185.03 \text{ MPa}$$

$$\bullet \quad \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = 9.32 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

D'après le BAEL on peut se dispenser de justifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées

$$1) \frac{h}{L} = \frac{15}{500} = 0.03 \geq \frac{1}{22,5} = 0.044 \dots \dots \dots \text{Condition non vérifiée.}$$

$$2) \frac{h}{L} = 0.03 < \frac{M_t}{15 \times M_0} = \frac{6.383}{15 \times 9.57} = 0.044 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$M_0 = \frac{q_s l^2}{8} = 9.57 \text{ kNm}$$

$$3) \frac{A_s}{b_0 \times d} = \frac{2.25}{12 \times 13} = 0.014 > \frac{3.6}{f_e} = \frac{3.6}{500} = 0.0072 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Donc le calcul de la flèche est indispensable

8.3. Calcul de la flèche : (BAEL 91/ Art B.6.5.2)

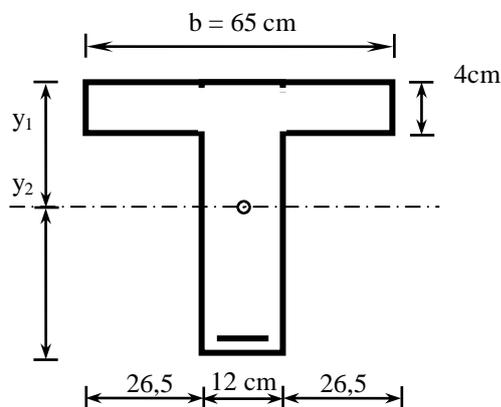
Pour $L \leq 5m \implies \bar{f} = \frac{L}{500}$
 Pour $L > 5m \implies \bar{f} = 0,5cm + \frac{L}{1000}$

\bar{f} : La flèche admissible.

On a : $L = 5.10m > 5m$.

On doit vérifier la formule suivante :

$$f_v = \frac{M_t^s \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} \leq \bar{f} = 0,5cm + \frac{L}{1000} = 1.01cm$$



➤ $E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818,865 \text{ MPa}$

E_v : Module de déformation différée

➤ L : Longueur de la poutre considérée $L = 5.10 \text{ m}$.

➤ M_t^s : Moment de service maximal en travée. $M_t^s = 6.383 \text{ KNm}$.

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

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

I_0 : Moment d'inertie quadratique de la section totale homogénéisée.

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

8.4. Calcul des paramètres :

Position de l'axe neutre : $y_1 = \frac{S_{xx}}{B_0}$ et $y_2 = h - y_1$

Avec : S_{xx} : est le moment statique de la section homogène.

B_0 : Surface de la section homogénéisée.

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

$$S_{xx} = 12 \times \frac{15^2}{2} + (65 - 12) \times \frac{4^2}{2} + (15 \times 3.1 \times 13) = 2378.5 \text{ cm}^2$$

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

$$B_0 = (12 \times 15) + (65 - 12) \times 4 + (15 \times 3.1) = 438.5 \text{ cm}^2$$

Donc :

$$y_1 = \frac{S_{xx}}{B_0} = \frac{2378.5}{438.5} = 5.42 \text{ cm}$$

$$y_2 = h - y_1 = 15 - 5.42 = 9.58 \text{ cm}$$

Donc :

$$I_0 = \frac{12}{3} \times (5.42^3 + 9.58^3) + (65 - 12) \times \frac{4^3}{12} + (65 - 12) \times 4 \times \left(5.42 - \frac{4}{2}\right)^2 + 15 \times 3.1 \times (9.58 - 2)^2 = 9598.4054 \text{ cm}^2$$

8.5. Calcul du coefficient μ :

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

8.5.1. Calcul du rapport des aciers tendus à celui de la section utile de la nervure ρ :

$$\rho = \frac{A_{st}}{b_0 \times d} = \frac{3.1}{12 \times 13} = 0,01$$

$$\rho = 0.01 \quad \Longrightarrow \quad \beta = 0.982$$

8.5.2. Calcul de σ_s :

$$\sigma_s = \frac{M_t^s}{\beta d A_t} = \frac{6.383 \times 10^3}{0.982 \times 13 \times 3.1} = 161.29 \text{ MPa.}$$

$$\text{Donc : } \mu = \max\left(1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.01 \times 161.29 + 2.1} ; 0\right) = 0,57$$

8.6. Calcul du coefficient I_{fv} :

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \frac{0,05 \times f_{t28}}{(2b + 3b_0) \times \rho} = \frac{2}{5} \frac{0,05 \times 2,1}{(1300 + 360) \times 0,01} = 0.0025$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \times 9598.4054 \times 10^4}{1 + (0,75 \times 0.0025)} = 105384862.78 \text{ cm}^4$$

8.6.1. Calcul de la flèche :

$$f = \frac{M_t^s \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} = \frac{6.3 \times 10^6 \times (5100)^2}{10 \times 10818,865 \times 10581987} = 1.43 \text{ mm}$$

$$f = 1.43 \text{ mm} < \bar{f} = 10.1 \text{ mm} \quad \Longrightarrow \quad \text{La flèche est vérifiée.}$$

2. ETUDE DE L'ACROTÈRE

1. Introduction

L'acrotère est assimilé à une console verticale encadrée à sa base dans le plancher terrasse, Il est soumis à son poids propre G et à un effort latéral Q du à la main courante, engendrant un moment de renversement M , donc il sera calculé à la flexion composée



Figure 3-2-1 : Acrotère

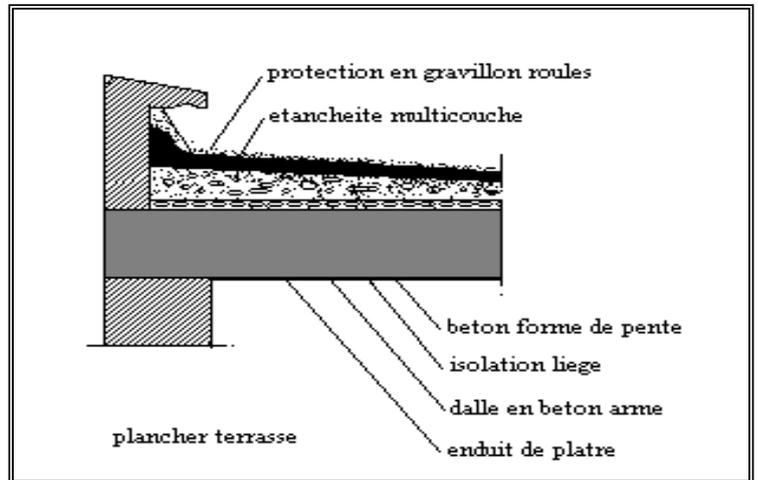


Figure 3-2-2 : Coupe verticale de l'acrotère

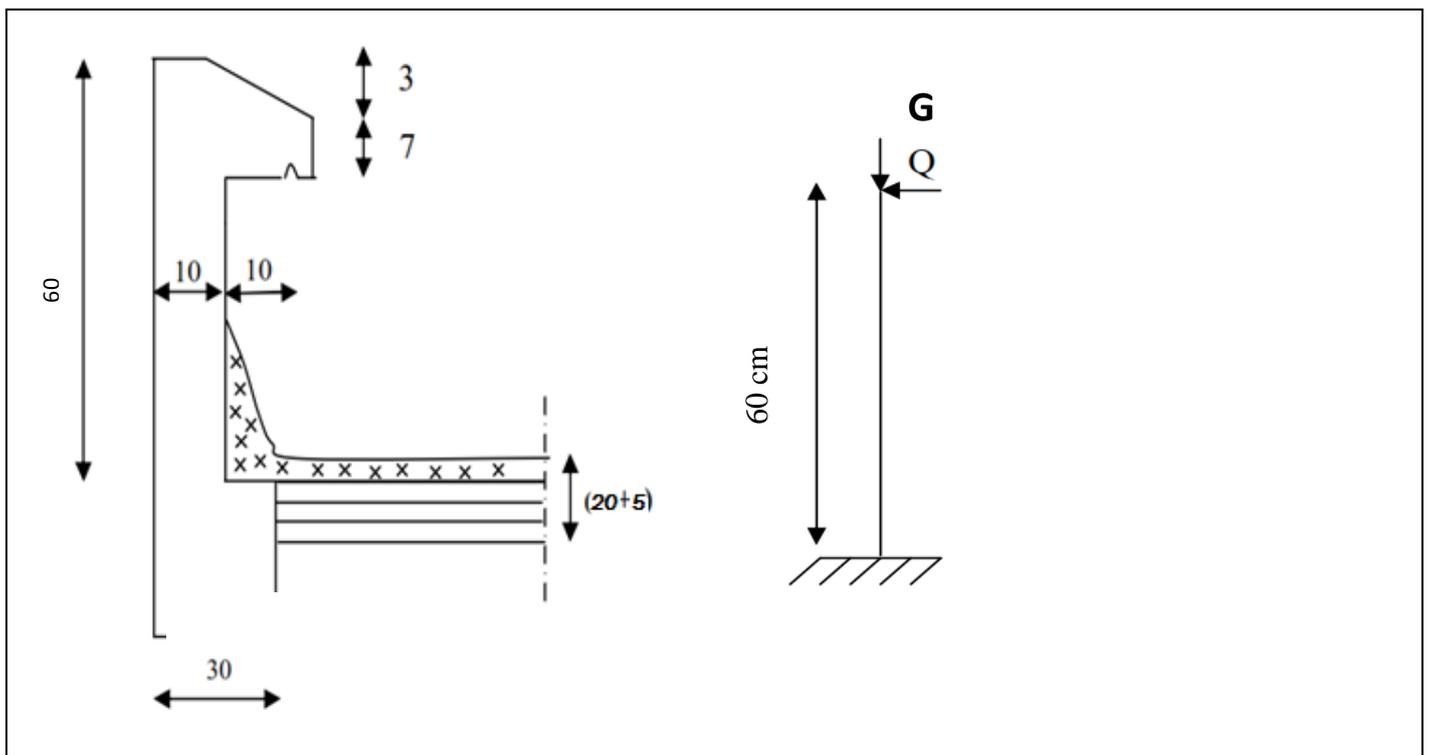


Figure 3-2-3 : Coupe verticale de l'acrotère et son schéma statique

2. Détermination des sollicitations

- poids propre de l'acrotère : $G = 1.7125 \text{ KN/ml}$.

$\rho = 25 \text{ KN/m}^3$ (masse volumique du béton)

$$G = \rho_b \times S$$

$$G = 25 \left[(0.6 \times 0.1) + (0.1 \times 0.1) - \left(0.03 \times \frac{0.1}{2} \right) \right] = G = 1.7125 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}$$

- Surcharge d'exploitation : $Q = 1.00 \text{ KN/ml}$.
- Effort normal du au poids propre G : $N = G \times 1 = 1.7125 \times 1 = 1.7125 \text{ KN}$.
- Effort tranchant : $T = Q \times 1 = 1.00 \text{ KN}$.
- Moment fléchissant max du a la surcharge Q : $M = Q \times H \times 1 = 1 \times 0,60 \times 1 = 0,60 \text{ KN.m}$

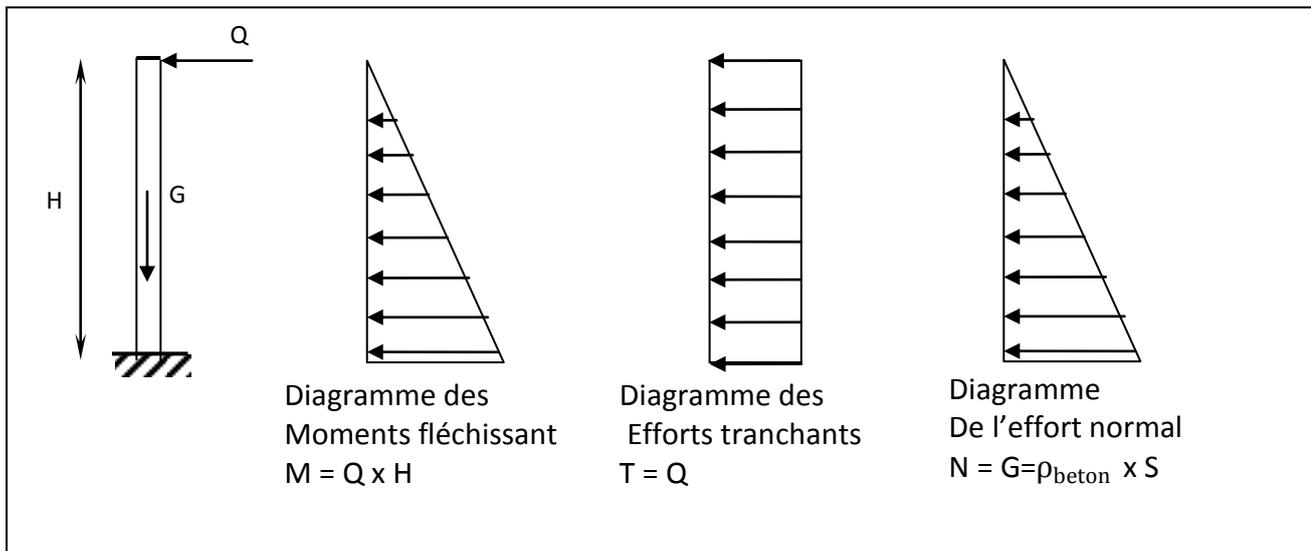


Figure 3-2-4 : Schéma statique de calcul et diagrammes des efforts

3. Combinaison de charges

3.1. A l'ELU : La combinaison de charge à considérer est $1.35G + 1.5Q$

- Effort normal de compression : $N_u = 1.35N_G + 1.5N_Q = 1,35 G = 1,35 \times 1,7125 = 2.312 \text{ KN}$
- Moment de flexion : $M_u = 1.35M_G + 1.5M_Q = 1,5M_Q = 1,5 \times 0,60 = 2.4 \text{ KN.m}$
- Effort tranchant : $T_u = 1.5 Q = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ KN}$

3.2. A l'ELS : La combinaison de charge à considérer est : $G + Q$

- Effort normal de compression : $N_s = N_G + N_Q = N_G = 1,7125 \text{ KN}$.
- Moment de flexion : $M_s = M_G + M_Q = M_Q = 0,60 \text{ KN.m}$.
- Effort tranchant : $T_s = T_Q = 1 \text{ KN}$

4. Ferrailage

Le ferrailage de l'acrotère est déterminé en flexion composée, en considérant une section rectangulaire (une bande de 1m de largeur)

- Epaisseur de la section : $h = 10 \text{ cm}$
- Largeur de la section $b = 100 \text{ cm}$
- L'enrobage $c = c' = 3 \text{ cm}$
- Hauteur utile $d = h - c = 7 \text{ cm}$

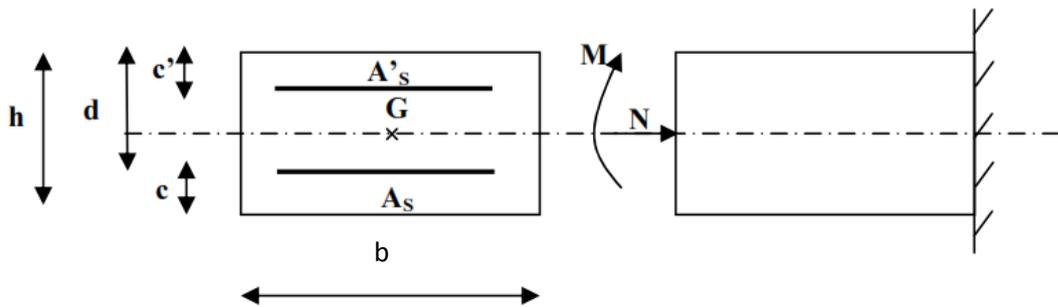


Figure 3-2-5: Schéma statique de

4.1. Position du centre de pression C_p

- $e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{2.4}{2.312} = 1.038 \text{ m}$
 - $\frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 3 = 2 \text{ cm} = 0.02 \text{ m}$
 - Avec $c = 3 \text{ cm}$
- $e_u > \frac{h}{2} - c \implies$ Section partiellement comprimée (CPC)

Le centre de pression (CP) se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures

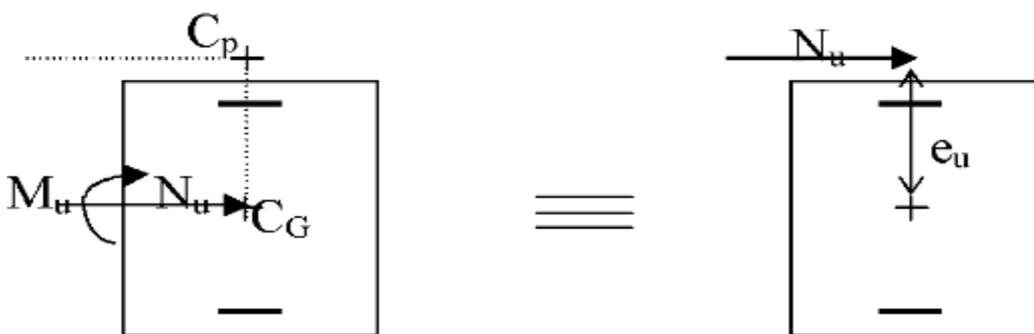


Figure 3-2-6: position du centre de pression

Le principe de calcul est d'étudier la section du béton en flexion simple sous un moment fictif « M_f » afin de déterminer les armatures fictives « A_f » puis on flexion composée pour déterminer les armatures réelles « A ».

4.2. Calcul de la section des armatures fictives (en flexion simple)

4.2.1. Moment fictif (M_f)...

- $a = e_u + 0.5h - c = 103.8 + 0.5 \times 10^{-3} = 105.8 \text{ cm}$
- $M_f = N_u \times a = 2.312 \times 1.058 = 2.45 \text{ KN m}$

4.2.2. Moment réduit (μ)...

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 f_{bu}}$$

- $f_{bu} = \sigma_b = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b}$
- $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$
- $\gamma_b = 1.15$ situation accidentel
- $\gamma_b = 1.5$ autre cas

$f_{bu} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.12 \text{ MPa}$

σ_b : contrainte du beton comprimé

$\mu = \frac{2.45 \times 10^6}{1000 \times 70^2 \times 14.12}$
 $\mu = 0.035$

$$\mu = 0.035 < \mu_1 = 0.392 \longrightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0.035 \longrightarrow \beta = 0.776 \text{ (Tableau des sections rectangulaires en flexion simple)}$$

4.2.1. Armatures fictives A_f

$$A_f = \frac{M_f}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{2.35 \times 10^6}{0.776 \times 70 \times 434.7} = 99.52 \text{ mm}^2 = 0.995 \text{ cm}^2$$

Avec :

- σ_{st} : contrainte des aciers tendus

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1.15} \approx 434.7 \text{ MPa}$$
- $\gamma_s = 1$ cas accidentel
- $\gamma_s = 1.15$ autre cas

4.3. Calcul de la section des armatures réelles (en flexion composée)

$$A_u = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 1.243 - \frac{0.995 \times 10}{434.7} = 1.22 \text{ cm}^2.$$

5. Les vérifications

5.1. Vérification à l'ELU

5.1.1. Vérification de la condition de non fragilité (Art A.4.2.1/BAEL 91)

→ **Armature principales :**

Il faut vérifier que $A \geq A_{\min}$

Avec :

- $A_{\min} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} \left[\frac{e_s - 0.445d}{e_s - 0.185d} \right]$
- $e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.60}{1.7125} = 0.35\text{m} = 35\text{cm}$
- $f_e = 400 \text{ MPa}$
- $f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{cj} \quad \left. \vphantom{f_{t28}} \right\} f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$
- $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times 100 \times 7 \times 2.1}{500} \left[\frac{35 - 0.445 \times 7}{35 - 0.185 \times 7} \right] = 0.639 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_u = 1.22 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.639 \text{ cm}^2$ condition vérifiée

On adoptera **4HA8=2.01 cm²**

avec un espacement de $S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$

→ **Armature de répartition**

$$A_r = \frac{A_u}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.50 \text{ cm}^2$$

On adoptera **4HA8=2.01 cm²**

avec un espacement de $S_t = \frac{60}{4} = 15 \text{ cm}$

5.1.2. Vérification de la contrainte de cisaillement (Art A.5.2.1/BAEL 91)

→ Contrainte tangentielle conventionnelle ultime τ_u

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} = \frac{1.5 \times 10^3}{1000 \times 70} = 0.0214 \text{ MPa}$$

- T_u Effort tranchant à l'ELU : $T_u = 1.5$ $Q = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ KN}$
- b : Largeur minimal de la section ($b = 100 \text{ cm}$)
- d : Hauteur utile ($d = 7 \text{ cm}$)

➔ Contrainte tangentielle admissible $\bar{\tau}_u$

$$\text{FPP} \quad \bar{\tau}_u = \min \left[\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}, 5MPa \right]$$

$$\text{FTP ou FP} \quad \bar{\tau}_u = \min \left[\frac{0.15f_{c28}}{\gamma_b}, 4MPa \right]$$

- FPP : Fissuration peu préjudiciable
- FTP : Fissuration très préjudiciable
- FP : Fissuration préjudiciable
- $\gamma_b = 1.15$ *situation accidentelle*
- $\gamma_b = 1.5$ *autre cas*

Pour la fissuration préjudiciable nous avons

$$\bar{\tau}_u = \min \left[\frac{0.15f_{c28}}{\gamma_b}, 4MPa \right] = \min[2.5MPa ; 4MPa] = 2.5MPa$$

$$\tau_u = 0.0214 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée}$$

5.1.3.Vérification de l'adhérence des barres (BAEL 99/ Art A.6.1.1.3)

Les conditions de résistance d'un élément en béton armé supposent que les armatures ne glissent pas à l'intérieur du béton. C'est le phénomène d'adhérence qui empêche ou limite ces glissements.

La liaison entre une armature et le béton est mesurée par la contrainte d'adhérence τ_s

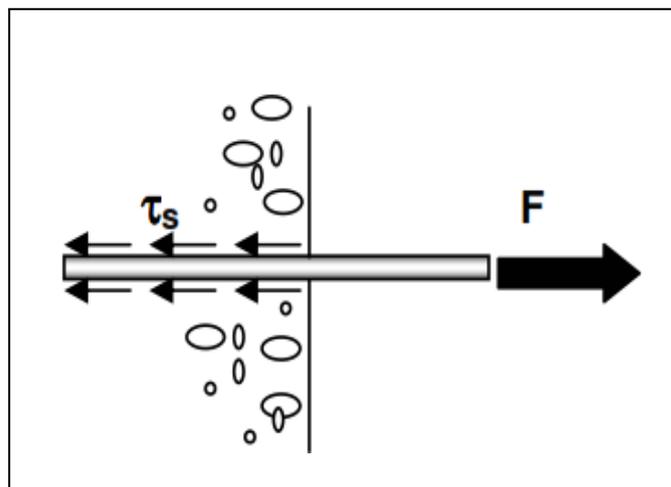


Figure 3-2-7 : Appliquer à une barre un effort de traction

Facteurs influant sur l'adhérence

L'adhérence est favorisée par :

- l'état de surface des aciers : l'adhérence est améliorée lorsque la barre possède des nervures en saillies ou lorsque sa surface est rugueuse
- la qualité du béton d'enrobage : en particulier le dosage et les conditions de vibration qui influent sur la compacité

a) La valeur limite ultime réglementaire de la contrainte d'adhérence :

Cette contrainte tient compte à la fois des **caractéristiques de l'acier** avec le coefficient de scellement τ_{se} , f_{t28} **et celles du béton**, avec sa résistance à la traction f_{tj} :

- $\overline{\tau_{se}} = \Psi_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$
- $\Psi_s := 1.5$ (Acier haute adhérence)
- $f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c_j} = 2.1 \text{ MPa}$

b) La contrainte d'adhérences d'entraînement :

Cette contrainte va s'opposé à l'effort de traction dans la barre

- $\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9d \sum u_i} = \frac{1.5 \times 10}{0.9 \times 7 \times 10.048} = 0.24 \text{ MPa}$
- T_u : effort tranchant
- $\sum U_i = n \times \emptyset \times \pi = 4 \times 0.8 \times 3.14 = 10.048 \text{ cm}$
 $\sum u_i$ Somme des périmètres utiles des barres
 n : nombre de barres

$$\tau_{se} = 0.24 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3.15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

5.1.4. Vérification des espacements des barres.

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

Nous avons adopté $S_t = 25 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$

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

Nous avons adopté $S_t = 15 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$

5.1.5. Ancrages des barres verticales.

L'ancrage est défini par sa longueur de scellement droit « l_s »

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4 \bar{\tau}_s} = \frac{0.8 \times 500}{4 \times 2.835} = 35.27 \text{ cm}$$

- $\bar{\tau}_s = 0.6 \Psi_s^2 f_{tj} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$

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

- $\Psi_s = 1.5$ (Acier haute adhérence)

- $f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{cj} = 2.1 \text{ MPa}$

On adopter $l_s = 40 \text{ cm}$

6. Vérification à l'ELS

On vérifie que les contraintes maximales du béton et de l'acier sont inférieures aux contraintes limites imposées.

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est considérée comme préjudiciable, on doit donc vérifier que

- Moment de flexion : $M_s = M_G + M_Q = M_Q = 0,60 \text{ KN.m.}$
- Effort normal de compression : $N_s = N_G + N_Q = N_G = 1,7125 \text{ KN.}$

6.1. Vérification des contraintes d'ouverture des fissures dans l'acier (Art A-4.5.3.2/BAEL 91).

Il consiste à assurer que les armatures sont convenablement disposées dans la section et les contraintes ne dépassent pas la valeur limite

- $\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\} = \min \left\{ \frac{2}{3} \times 500; 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right\} = \min \{ 333.33; 201.63 \} = 201.63 \text{ MPa}$

Avec : • η : Coefficient de fissuration

$$\eta = 1.3 \text{ pour les HA si } \phi < 6 \text{ mm}$$

$$\eta = 1.6 \text{ pour les HA si } \phi \geq 6 \text{ mm}$$

Nous avons adopté $\phi = 8 \text{ mm}$ donc

- $f_e = 500 \text{ MPa}$

- $f_{tj} = 2.1 \text{ MPa}$

$$\Rightarrow \sigma_{st} = \frac{M_s}{d A_s \beta_1} = \frac{0.60 \times 10^6}{70 \times 2.01 \times 10^2 \times 0.915} = 46.60 \text{ MPa}$$

Donc $\sigma_{st} = 46.60 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa}$Condition vérifiée

6.2. Vérification des contraintes dans le béton (Art A-4.5.2/BAEL 91)

$$\varphi_1 = \frac{100A_s}{bd} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 7} = 0.29$$

$$\varphi_1 = 0.29 \text{ Donc } \beta_1 = 0.915 \text{ et } k = 0.023$$

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_{bc} = K\sigma_s = 0.023 \times 46.60 = 1.0718 \text{ MPa} \\ \overline{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa} \end{array} \right\} \sigma_{bc} = 1.0718 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

6.3. Vérification au séisme (Art 6.2.3/RPA99)

L'acrotère est calculé sous l'action des forces sismiques suivant la formule suivante :

$$F_p = 4.A.C_p.W_p, \text{ elle doit être inférieure à } Q$$

Avec :

- A : coefficient d'accélération de zone
dans notre cas : Zone IIa
Groupe d'usage 2 } A=0.15 (RPA99, art 4.2.3 tableau 4-1)

- C_p : Facteur de force horizontal variant entre (0.3 et 0.8)
L'acrotère est un élément en console donc (C_p = 0.8)

- W_p : Poids de l'acrotère = 1.7125 kN/ml

$$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 1.7125 = 0.822 \text{ KN/ml}$$

$$F_p = 0.822 \text{ KN/ml} < Q = 1 \text{ KN/ml} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Remarque : Notre ferrailage est calculé à L'ELU est vérifié à L'ELS

Conclusion : Les conditions étant vérifiées, donc le ferrailage adopté est le suivant

- Armature principale : **4HA8=2.01 cm² S_t = 25cm**
- Armature de répartition : **4HA8=2.01 cm² S_t = 15cm**

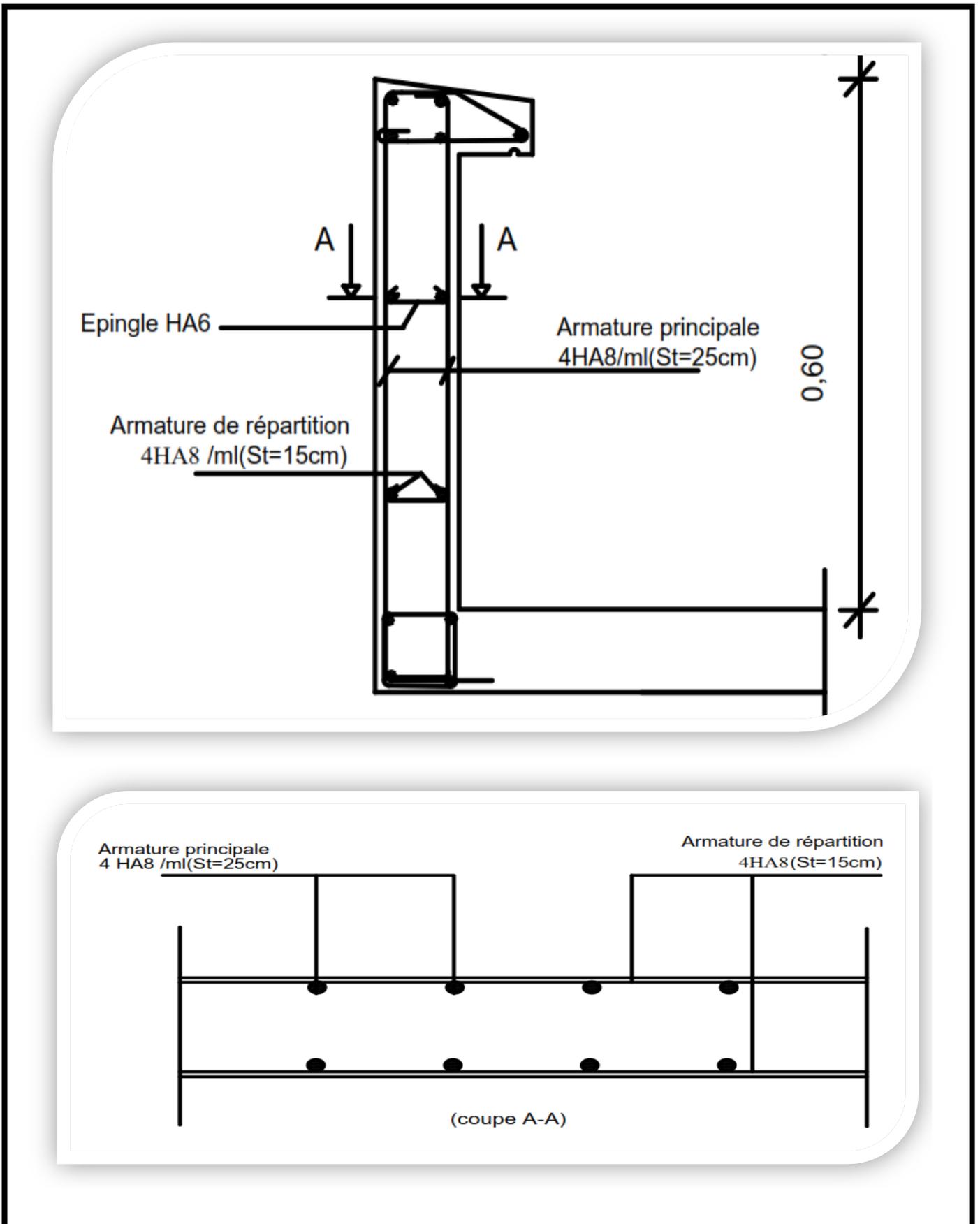


Figure 3-2-8 : Schéma de ferrailage de l'acrotère

3. Etude De La Salle Machine

1. Introduction

On vue de la fonction de nos niveaux que comporte notre structure, un ascenseur a été prévu pour faciliter la circulation verticale entre niveaux.

La dalle est soumise à la charge permanente localisée concentrique agissant sur un rectangle ($U \times V$) surface d'impacte au niveau du feuillet moyen de la dalle. Le calcul se fera à l'aide des abaques de PIGEAUD qui permettent de déterminer les moments dans les deux sens au milieu du panneau. Vu que la charge localisée se repartie sur presque la totalité du panneau on considère une charge uniformément repartie.

- La surface de la cabine est ($1.75 \times 2.20 = 3.85 \text{ m}^2$)
- en plus de sont poids propre, la dalle est soumise a une charge localisée au centre du panneau son poids est estimé à 8 tonnes ($P = 80 \text{ KN}$) repartie sur une surface de $(80 \times 80) \text{ cm}^2$ transmis par le système de levage de l'ascenseur.
- La surcharge d'exploitation Q est prise égale à 1 KN/ml

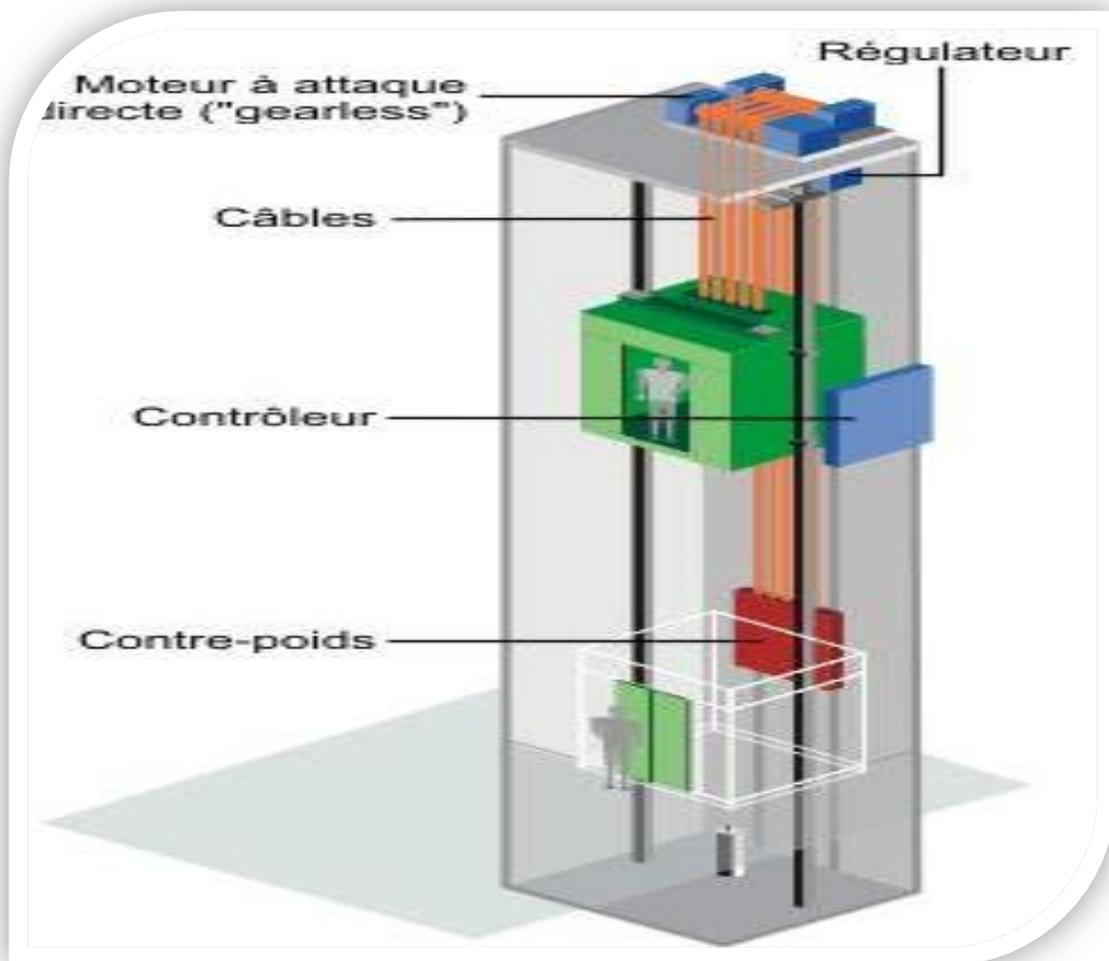


Figure 3-3-1 : Salle machine

2. Dimensionnement

❖ Épaisseur de la dalle

L'épaisseur de la dalle est donnée par la formule : $h_t \geq \frac{L_x}{30} = \frac{2.20}{30} = 7.3\text{cm}$ } On adopte une hauteur $h_t = 15\text{cm}$.

Le RPA 2003 exige une hauteur $h_t^{\min} = 12\text{cm}$

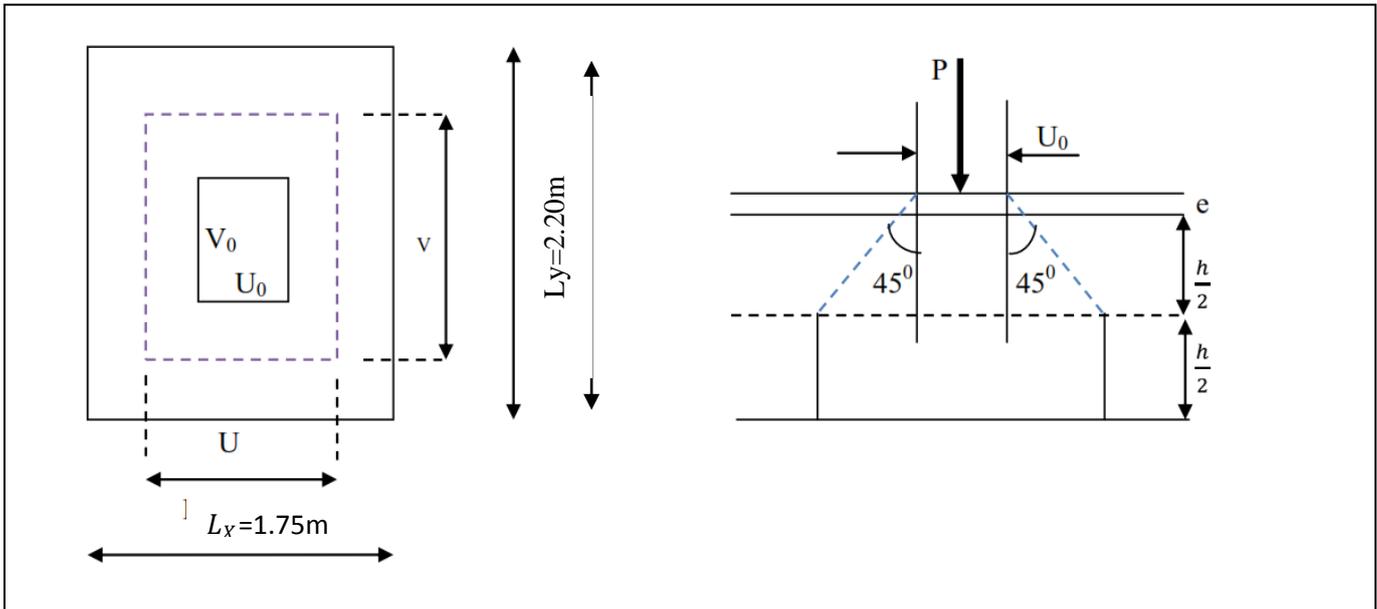


Figure 3-3-2 : Schéma statique de la

Les cotés U_0 et V_0 sont supposés parallèles respectivement à L_x et L_y

$(U_0 \times V_0)$: Surface de contact.

$(U \times V)$: Surface d'impact au niveau du feuillet moyen

On a :

- $U = U_0 + 2 \cdot \xi \cdot e + h_0$
- $V = V_0 + 2 \cdot \xi \cdot e + h_0$

Avec:

- $h_0 = 15\text{cm}$ épaisseur de la dalle
- $U_0 = 80\text{cm}$
- $V_0 = 80\text{cm}$
- ξ : dépend de la nature du revêtement, dans notre cas la dalle est composée de béton □ □
- e : revêtement de la dalle ($e = 2\text{cm}$)

D'où : $U = 80 + 4 + 15 = 99\text{cm}$

$V = 80 + 4 + 15 = 99\text{cm}$

3. Détermination des sollicitations

3.1. A L'ELU

Poids propre de la dalle $G = 0.15 \times 25 \times 1 = 3.75 \text{ KN/ml}$

La surcharge d'exploitation Q est prise égale à 1 KN/ml

$$\left\{ \begin{array}{l} P_u = 1,35 P = 1,35 \times 80 = 108 \text{ KN} \text{ (charge concentrée du système de levage)} \\ q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35 \times 3.75 + 1,5 \times 1 = 6.56 \text{ KN/ml (charge uniformément répartie)} \end{array} \right.$$

3.2. A L'ELS

$$\left\{ \begin{array}{l} P_s = P = 80 \text{ KN/ml} \\ q_s = G + Q = 3.75 + 1 = 4.75 \text{ KN/ml} \end{array} \right.$$

4. Calcul à l'état limite ultime (ELU)

4.1. Evaluation des moments M_{x1} et M_{y1} dus au système de levage

Ils sont donnés par les formules suivantes :

$$M_{x1} = P (M_1 + \nu M_2)$$

$$M_{y1} = P (\nu M_1 + M_2)$$

Avec :

- ν : coefficient de Poisson ($\nu=0$ à L'ELU et $\nu=0.2$ à L'ELS)
- p : Intensité de la charge centrée
- M_1 et M_2 coefficients à déterminer à partir des abaques de PIGEAUD, en fonction des

rappports : $\varphi_x = \frac{l_x}{l_y}$; $\frac{U}{l_x}$; $\frac{V}{l_y}$

$$\varphi_x = \frac{l_x}{l_y} = \frac{175}{220} = 0.795 = 0.80$$

$$\frac{U}{l_x} = \frac{99}{175} = 0.6$$

$$\frac{V}{l_y} = \frac{99}{220} = 0.5$$

À partir des abaques de PIGEAUD

et après une interpolation on aura :

$$M_1 = 0.095$$

$$M_2 = 0.067$$

$$M_{x1} = P_u (M_1 + \nu M_2) = P_u M_1 = 108 \times 0.095 = 10.26 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = P_u (\nu M_1 + M_2) = P_u M_2 = 108 \times 0.067 = 7.23 \text{ KN.m}$$

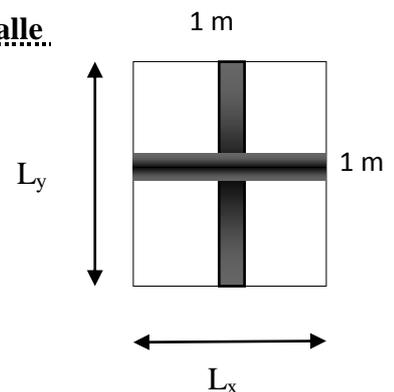
4.2. Evaluation des moments M_{x2} et M_{y2} dus au poids propre de la dalle

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{175}{220} = 0.80$$

$$0.4 \leq \rho \leq 1$$

Panneau rectangulaire isolé portant dans les deux sens

Donc on considère au milieu de chaque portée une bande de 1 m de largeur



Le calcul se fera par application de la méthode exposée dans l'annexe E3 du BAEL 91 modifié 99

$$M_{x2} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2 \quad \text{Le moment fléchissant dans le sens de } L_x$$

$$M_{y2} = \mu_y \cdot M_{x2} \quad \text{Le moment fléchissant dans le sens de } L_y$$

μ_x et μ_y : coefficients donnés en fonction de ρ et ϑ

$$\left. \begin{array}{l} \vartheta = 0 \text{ (à l'ELU)} \\ \rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.8 \end{array} \right\} \begin{array}{l} \mu_x = 0.0565 \\ \mu_y = 0.595 \end{array}$$

On aura donc :

$$M_{x2} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2 = 0.0565 \times 6.56 \times 2.1^2 = 1.634 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y \cdot M_{x2} = 0.595 \times 1.634 = 0.972 \text{ KN.m}$$

4.3. Superposition des moments

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 10.26 + 1.635 = 11.89 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 7.23 + 0.972 = 8.202 \text{ KN.m}$$

4.4. Correction des moments

Le panneau de dalle est considéré continu au delà de ses appuis

$$\text{Moment en travée : } 0.75 M_x = 0.75 \times 11.89 = 8.91 \text{ KN.m}$$

$$0.75 M_y = 0.75 \times 8.202 = 6.15 \text{ KN.m}$$

$$\text{Moment aux appuis : } 0.5 M_x = 0.5 \times 11.89 = 5.94 \text{ KN.m}$$

$$0.5 M_y = 0.5 \times 8.202 = 4.101 \text{ KN.m}$$

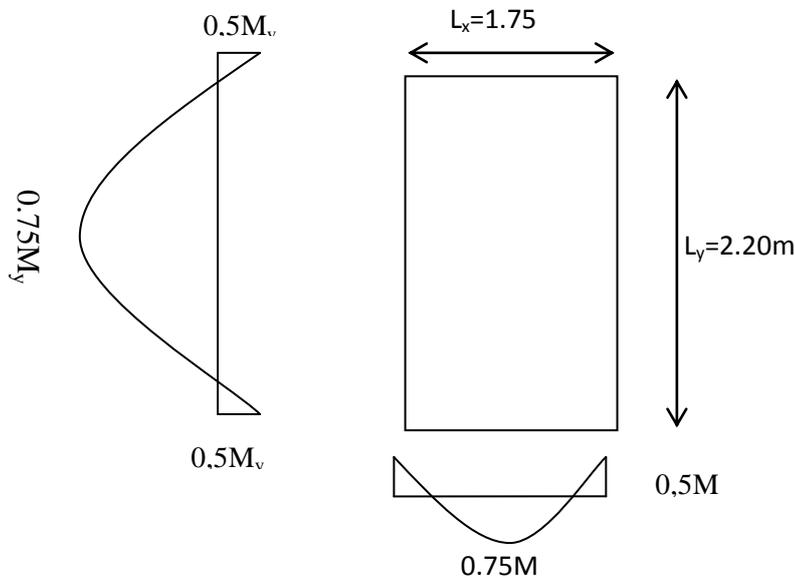


Figure 3-3-3 : Distribution des moments sur le panneau

4.5. Ferrailage de la dalle

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

➔ Dans le sens de la petite portée l_x

4.5.1. En travée :

$$\mu_b = \frac{M_u^t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{8.91 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.038$$

Avec :

$$M_u^t = 8.91 \text{ KNm}$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

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

$$d = h_t - 2 = 15 - 2 = 13 \text{ cm}$$

$$\mu = 0.038 < 0.392 \longrightarrow \text{S.S.A}$$

$$\beta = 0.981 \text{ (du tableau des sections rectangulaires en flexion simple)}$$

$$A_{st} = \frac{M_u^t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{8.91 \times 10^5}{0.981 \times 13 \times 434.78} = 160.69 \text{ mm}^2 = 1.60 \text{ cm}^2$$

Avec :

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1.15} \approx 434.78 \text{ MPa}$$

Soit **4HA10** ($A_s = 3.12 \text{ cm}^2$) avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$

4.5.2. Aux appuis.

$$\mu = \frac{M_u^a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{5.94 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.024$$

Avec :

$$M_u^a = 5.94 \text{ KN.m}$$

$$b = 100 \text{ cm} \quad f_{bu} = 14.2 \text{ MPa} \quad d = 13 \text{ cm}$$

$$\mu = 0.024 < 0.392 \longrightarrow \text{S.S.A}$$

$$\beta = 0.988 \text{ (du tableau des sections rectangulaires en flexion simple)}$$

$$A_{st} = \frac{M_u^a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{5.94 \times 10^5}{0.988 \times 13 \times 434.78} = 106.36 \text{ mm}^2 = 1.06 \text{ cm}^2$$

Soit **4HA8** ($A_s = 2.01 \text{ cm}^2$) avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$

➔ Dans le sens de la grande portée ly

4.5.3. En travée.

$$\mu_b = \frac{M_u^t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{6.15 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.026$$

Avec :

$$M_u^t = 6.15 \text{ KN.m}$$

$$b = 100 \text{ cm} \quad f_{bu} = 14.2 \text{ MPa} \quad d = 13 \text{ cm}$$

$$\mu = 0.026 < 0.392 \quad \longrightarrow \quad \text{S.S.A}$$

$\beta = 0.987$ (du tableau des sections rectangulaires en flexion simple)

$$A_{st} = \frac{M_u^t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{6.15 \times 10^5}{0.987 \times 13 \times 434.78} = 110.24 \text{ mm}^2 = 1.10 \text{ cm}^2$$

Soit 4HA10 ($A_s = 3.12 \text{ cm}^2$) avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$

4.5.4. Aux appuis.

$$\mu = \frac{M_u^a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{4.101 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.018$$

Avec :

$$M_u^a = 4.101 \text{ KN.m}$$

$$b = 100 \text{ cm} \quad f_{bu} = 14.2 \text{ MPa} \quad d = 13 \text{ cm}$$

$$\mu = 0.018 < 0.392 \quad \longrightarrow \quad \text{S.S.A}$$

$\beta = 0.991$ (du tableau des sections rectangulaires en flexion simple)

$$A_{st} = \frac{M_u^a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{4.101 \times 10^5}{0.991 \times 13 \times 434.78} = 73.21 \text{ mm}^2 = 0.73 \text{ cm}^2$$

Soit 4HA8 ($A_s = 2.01 \text{ cm}^2$) avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$

6. Vérification à l'ELU

6.1. Condition de non fragilité (Art A-4-2-1 du BAEL91).

Les armatures tendues d'une section transversale soumise à la flexion doit toujours présenter une section minimale correspondant au taux suivant .

6.2. Armature parallèle aux petit cotes l_x

$$A_x^{min} = \frac{(3 - \varphi_x)}{2} \times w_0 \times b \times h = \frac{3 - 0.8}{2} \times 0.6 \times 10^{-3} \times 100 \times 15 = 0.99 \text{ cm}^2$$

→ W_0 : pourcentage d'acier minimal égale à :

- **0.8%/..** : pour les hautes adhérences FeE400
- **0.6%/..** : pour les hautes adhérences FeE500

→ $\varphi_x = \frac{L_x}{L_y} = 0,8$

→ $b = 100 \text{ cm}$

→ $h = 15 \text{ cm}$

Or $A_{st}^a = 2.01 \text{ cm}^2 > A_x^{min} = 0.99 \text{ cm}^2$ condition vérifiée

$A_{st}^t = 3.12 \text{ cm}^2 > A_x^{min} = 0.99 \text{ cm}^2$ condition vérifiée

6.3. Armature parallèle aux grands coté l_y .

$$A_y^{min} = w_0 \times b \times h = 0.6 \times 10^{-3} \times 100 \times 15 = 0.9 \text{ cm}^2$$

Or $A_{st}^a = 2.01 \text{ cm}^2 > A_y^{min} = 0.9 \text{ cm}^2$ condition vérifiée

$A_{st}^t = 3.12 \text{ cm}^2 > A_y^{min} = 0.9 \text{ cm}^2$ condition vérifiée

6.3.1. Ecartement des barres (Art A-8-2-42 du BAEL91).

Armature principales $S_t \leq \min\{2h; 25 \text{ cm}\}$

$S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(2h = 30 \text{ cm}; 25 \text{ cm})$ condition vérifiée

Armature principales $S_t \leq \min\{3h; 33 \text{ cm}\}$

$S_t = 25 \text{ cm} \leq (3h = 45 \text{ cm}; 33 \text{ cm})$ condition vérifiée

6.3.2. Condition de non poinçonnement (BAEL91-modifié/Art A-5-2-42)

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

$$Q_u \leq 0,045 \times U_c \times h_t \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.045 \times 3.96 \times 0.15 \times \frac{25 \times 10^3}{1.5} = 445.5 \text{ KN/ml}$$

- Q_u : charge appliquée à l'ELU
 $Q_u = 1.35G = 1.35 \times 80 = 108$
- $h_t = 15 \text{ cm}$ épaisseur totale de la dalle
- U_c : périmètre sur lequel agit la charge suivant le plan du feuillet moyen
 $U_c = 2(U+V) = 2(99+99) = 396 \text{ cm} = 3.96 \text{ m}$
- $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$
 $q_u = 108 \text{ KN/ml} \leq 445.5 \text{ KN/ml}$ condition vérifiée.

6.3.3. Vérification des contraintes tangentielles

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \times d} = \frac{4.106 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0.030 \text{ MPa} \leq 0.07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.07 \times \frac{25}{1.5} = 1.16 \text{ MPa}$$

$$b = 1 \text{ m} = 1000 \text{ mm}$$

$$d = 0.9h_t = 0.9 \times 15 = 13.5 \text{ cm} = 135 \text{ mm} : \text{ hauteur utile}$$

$$\text{➤ Au milieu de } L_y : T = \frac{P}{2L_y + L_x} = \frac{q_u \times l_x \times l_y}{2L_y + L_x} = \frac{6.56 \times 1.75 \times 2.20}{2 \times 2.20 + 1.75} = 4.106 \text{ KN}$$

$$\text{➤ Au milieu de } L_x : T = \frac{P}{3L_y} = \frac{q_u \times l_x \times l_y}{3L_y} = \frac{6.56 \times 1.75 \times 2.20}{3 \times 2.20} = 3.82 \text{ KN}$$

$$\tau = 0.030 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 1.16 \text{ MPa}$$
 condition est vérifiée.

7. Calcul à l'état limite de service (L'ELS)**7.1. Evaluation des moments M_{x1} et M_{y1} dus au système de levage**

Ils sont donnés par les formules suivantes

$$M_{x1} = P (M_1 + vM_2)$$

$$M_{y1} = P (vM_1 + M_2)$$

Avec :

- v : coefficient de poisson ($v=0$ à l'ELU et $v=0.2$ à l'ELS)
- p : Intensité de la charge centrée
- M_1 et M_2 coefficients à déterminer à partir des abaques de PIGEAUD, en fonction des rapports : $\varphi_x = \frac{l_x}{l_y}$; $\frac{U}{l_x}$; $\frac{V}{l_y}$

$$\left. \begin{aligned} \varphi_x &= \frac{l_x}{l_y} = \frac{175}{220} = 0.8 \\ \frac{U}{l_x} &= \frac{99}{175} = 0.56 = 06 \\ \frac{V}{l_y} &= \frac{99}{220} = 0.45 = 0.5 \end{aligned} \right\} \begin{array}{l} \text{À partir des abaques de PIGEAUD et après une} \\ \text{interpolation on aura :} \\ \\ M1 = 0.095 \\ \\ M2 = 0.067 \end{array}$$

$$M_{x1} = P_s (M_1 + \nu M_2) = 80 (0.095 + 0.2 \times 0.067) = 8.672 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = P_s (\nu M_1 + M_2) = 80 (0.2 \times 0.095 + 0.067) = 6.88 \text{ KN.m}$$

7.2. Evaluation des moments M_{x2} et M_{y2} dus au poids propre de la dalle.

$$\left. \begin{aligned} \rho &= \frac{L_x}{L_y} = \frac{175}{220} = 0.8 \\ 0.4 \leq \rho \leq 1 \end{aligned} \right\} \begin{array}{l} \text{Panneau rectangulaire isolé portant dans} \\ \text{les deux sens} \\ \\ \text{Donc on considère au milieu de chaque} \\ \text{portée une bande de 1 m de largeur} \end{array}$$

Le calcul se fera par application de la méthode exposée dans l'annexe E3 du BAEL 91 modifié 99

$$M_{x2} = \mu_x \cdot q_s \cdot L_x^2 \quad \text{Le moment fléchissant dans le sens de } L_x$$

$$M_{y2} = \mu_y \cdot M_{x2} \quad \text{Le moment fléchissant dans le sens de } L_y$$

- μ_x et μ_y : coefficients donnés en fonction de ρ et ϑ

$$\left. \begin{aligned} \vartheta &= 0.2 \text{ (à } L'ELS) \\ \rho &= \frac{L_x}{L_y} = 0.8 \end{aligned} \right\} \begin{array}{l} \mu_x = 0.0632 \\ \mu_y = 0.710 \end{array}$$

On aura donc :

$$M_{x2} = \mu_x \cdot q_s \cdot L_x^2 = 0.0632 \times 4.75 \times 2.1^2 = 1.323 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y \cdot M_{x2} = 0.710 \times 1.323 = 0.939 \text{ KN.m}$$

7.2.1. Superposition des moments:

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 8.672 + 1.323 = 9.99 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 6.88 + 0.939 = 7.819 \text{ KN.m}$$

7.2.2 Correction des moments

Le panneau de dalle est considéré continu au delà de ses appuis

$$\text{Moment en travée : } 0.75 M_x = 0.75 \times 9.99 = 7.49 \text{ KN.m}$$

$$0.75 M_y = 0.75 \times 7.819 = 5.86 \text{ KN.m}$$

$$\text{Moment aux appuis : } 0.5 M_x = 0.5 \times 9.99 = 4.995 \text{ KN.m}$$

$$0.5 M_y = 0.5 \times 7.819 = 3.909 \text{ KN.m}$$

7.2.3. Ferrailage de la dalle

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

7.2.3.1. Dans le sens de la petite portée lx

➤ **En travée :**

$$\mu_b = \frac{M_u^t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{7.49 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.032$$

Avec :

$$M_u^t = 7.49 \text{ KN.m}$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

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

$$d = h_t - 2 = 15 - 2 = 13 \text{ cm}$$

$$\mu = 0.032 < 0.392 \rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\beta = 0.984 \text{ (du tableau des sections rectangulaires en flexion simple)}$$

$$A_{st} = \frac{M_u^t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{7.49 \times 10^5}{0.984 \times 13 \times 434.78} = 134.67 \text{ mm}^2 = 1.34 \text{ cm}^2$$

$$\text{Avec : } \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1.15} \approx 434.78 \text{ MPa}$$

Soit 4HA10 ($A_s = 3.12 \text{ cm}^2$) avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$

➤ **Aux appuis :**

$$\mu = \frac{M_u^a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{4.995 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.020$$

Avec :

$$M_u^a = 4.995 \text{ KN.m}$$

$$b = 100 \text{ cm} \quad f_{bu} = 14.2 \text{ MPa} \quad d = 13 \text{ cm}$$

$$\mu = 0.020 < 0.392 \longrightarrow \text{S.S.A}$$

$\beta = 0.990$ (du tableau des sections rectangulaires en flexion simple)

$$A_{st} = \frac{M_u^a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{4.995 \times 10^5}{0.990 \times 13 \times 434.78} = 89.26 \text{mm}^2 = 0.89 \text{cm}^2$$

Soit 4HA8 ($A_s = 2.01 \text{cm}^2$) avec un espacement $S_t = 25 \text{cm}$

7.2.3.2. Dans le sens de la grande portée ly

➤ En travée :

$$\mu_b = \frac{M_u^t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{5.86 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.024$$

Avec :

$$M_u^t = 5.86 \text{KN.m}$$

$$b = 100 \text{ cm} \quad f_{bu} = 14.2 \text{MPa} \quad d = 13 \text{ cm}$$

$$\mu = 0.024 < 0.392 \longrightarrow \text{S.S.A}$$

$\beta = 0.988$ (du tableau des sections rectangulaires en flexion simple)

$$A_{st} = \frac{M_u^t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{5.86 \times 10^5}{0.988 \times 13 \times 434.7} = 104.95 \text{mm}^2 = 1.04 \text{cm}^2$$

Soit 4HA10 ($A_s = 3.12 \text{cm}^2$) avec un espacement $S_t = 25 \text{cm}$

➤ Aux appuis :

$$\mu = \frac{M_u^a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{3.909 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.016$$

Avec :

$$M_u^a = 3.909 \text{ KN.m}$$

$$b = 100 \text{ cm} \quad f_{bu} = 14.2 \text{MPa} \quad d = 13 \text{ cm}$$

$$\mu = 0.016 < 0.392 \longrightarrow \text{S.S.A}$$

$\beta = 0.992$ (du tableau des sections rectangulaires en flexion simple)

$$A_{st} = \frac{M_u^a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{3.909 \times 10^5}{0.992 \times 13 \times 434.7} = 69.73 \text{mm}^2 = 0.69 \text{cm}^2$$

Soit 4HA8 ($A_s = 2.01 \text{cm}^2$) avec un espacement $S_t = 25 \text{cm}$

Conclusion : les armatures calculées à l'ELU sont justifiées à l'ELS.

8. Vérification à l'ELS

8.1. Vérification de la contrainte de compression dans le béton :

8.1.1. Armature parallèle aux petites cotes l_x

➤ En travée :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} < \overline{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15\text{MPa}$$

$$M_s = 5.86 \text{ KNm} ; A_s = 3.12\text{cm}^2$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s^t}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{5.86 \times 10^6}{0.9215 \times 130 \times 312} = 156.78\text{MPa}$$

$$\rho_1 = \frac{100A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 3.12}{100 \times 13} = 0.25 \longrightarrow k_1 = 51.79 \text{ et } \beta_1 = 0.924$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{156.78}{51.79} = 3.02\text{MPa} < \sigma_{bc} = 15\text{MPa} \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée.}$$

➤ Aux appuis :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} < \overline{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15\text{MPa}$$

$$M_s = 3.909 \text{ KNm} ; A_s = 2.01\text{cm}^2$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s^a}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{3.909 \times 10^6}{0.936 \times 130 \times 201} = 159.82\text{MPa}$$

$$\rho_1 = \frac{100A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 13} = 0.157 \longrightarrow k_1 = 61.92 \text{ et } \beta_1 = 0.935$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{159.82}{61.92} = 2.58\text{MPa} < \sigma_{bc} = 15\text{MPa} \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée.}$$

8.1.2. Armature parallèle aux grandes cotes l_y

➤ En travée :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} < \overline{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15\text{MPa}$$

$$M_s = 5.86 \text{ KNm} ; A_s = 3.12\text{cm}^2$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s^t}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{5.86 \times 10^6}{0.9215 \times 130 \times 312} = 156.78\text{MPa}$$

$$\rho_1 = \frac{100A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 3.12}{100 \times 13} = 0.25 \longrightarrow k_1 = 51.79 \text{ et } \beta_1 = 0.924$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{156.78}{51.79} = 3.02 \text{MPa} < \sigma_{bc} = 15 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Aux appuis :**

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} < \overline{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{MPa}$$

$$M_s = 3.909 \text{KNm} ; A_s = 2.01 \text{cm}^2$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s^a}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{3.909 \times 10^6}{0.936 \times 130 \times 201} = 159.82 \text{MPa}$$

$$\rho_1 = \frac{100 A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 13} = 0.157 \longrightarrow k_1 = 61.92 \text{ et } \beta_1 = 0.935$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{159.82}{61.92} = 2.58 \text{MPa} < \sigma_{bc} = 15 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

8.2. Diamètre maximal des barres

$$\phi_{max} \leq \frac{h_t}{10} = \frac{150}{10} = 15 \text{cm}$$

ϕ_{max} nous avons ferrailé avec des HA10 condition vérifiée

Remarque : les conditions sont vérifiées dans les deux sens

8.3. Etat limite de fissuration

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

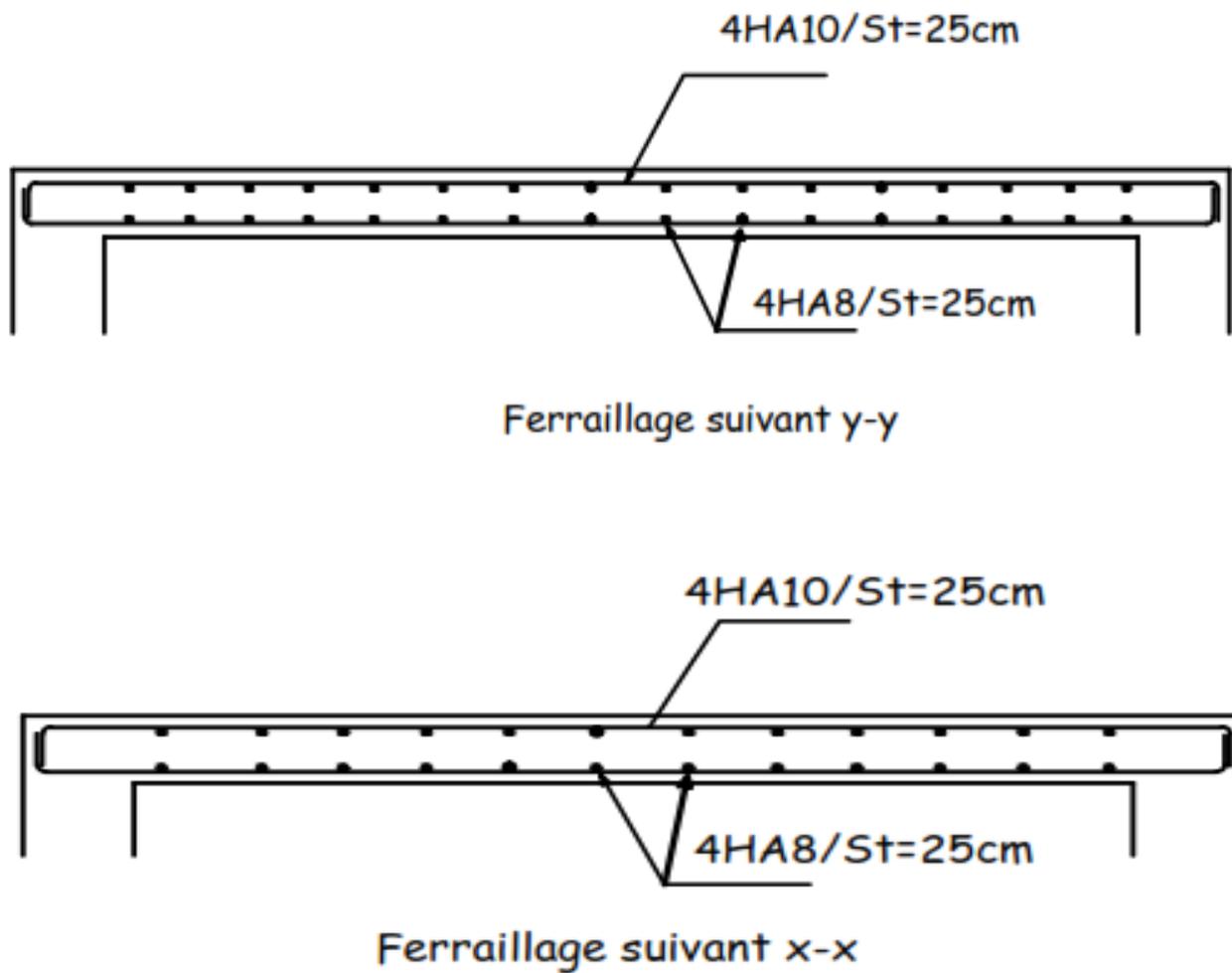
9. Plan de ferrailage de la dalle pleine de la salle machine

Figure 3-3-4 : Ferrailage de la dalle pleine de la salle machine

4. ETUDE DE L'ESCALIER

1 Définition

Un escalier est un ouvrage constitué d'un ensemble de marches qui permettent de passer d'un niveau à un autre. Notre structure est composée d'une cage d'escaliers desservant la totalité des niveaux du sous-sol jusqu'au dernier niveau. Les escaliers que comporte notre ouvrage sont réalisés en béton armé et coulés sur place. On a deux types d'escalier

- **Escaliers de l'entre sol** : se sont des escaliers à quartier tournant
- **Escaliers étages courants et RDC** : comporte trois volées avec deux paliers intermédiaires.

2 Terminologie

Les principaux termes utiles sont illustrés sur la figure suivante :

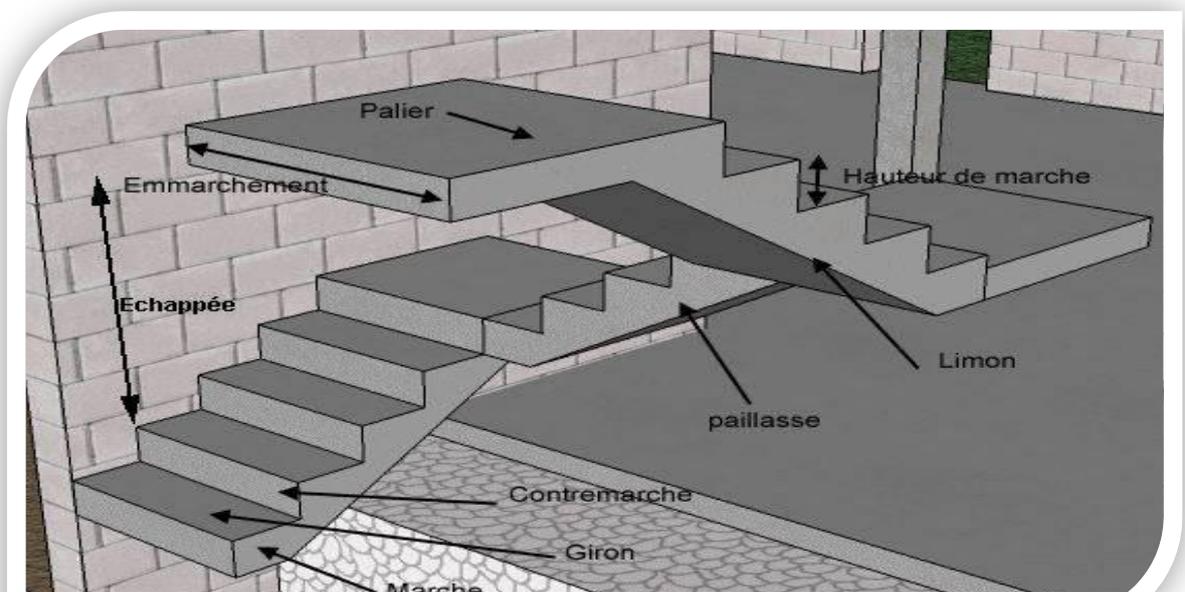


Figure 3-4-1: Schéma statique de l'escalier

- **Une volée** : est l'ensemble des marches comprises entre deux paliers consécutifs.
- **Un palier** : est la plate-forme constituant un lieu de repos entre deux volées intermédiaires.
- **La paillasse** : est une dalle inclinée en béton armé incorporant les marches et contre marches
- **La ligne de foulée** : C'est le trajet théorique emprunté par l'utilisateur
- **Echappée** : désigne la hauteur libre la plus faible calculée entre le dessus des marches et sous face du plancher supérieur
- **G** : Giron (surface plane de l'escalier sur laquelle le pied se pose pour utiliser l'escalier)

- **h** : contre marche (distance verticale comprise entre deux marches consécutives).
- **e**: épaisseur de la paillasse et du palier.
- **L** : longueur linéaire de la paillasse et celle du palier.
- **E** : l'embranchement représente la largeur de la marche. Pour l'habitation : $0.90 \text{ m} \leq E \leq 1.20 \text{ m}$.
- **H** : Hauteur de l'étage.

3 Dimensionnement des escaliers a deux paliers intermédiaires

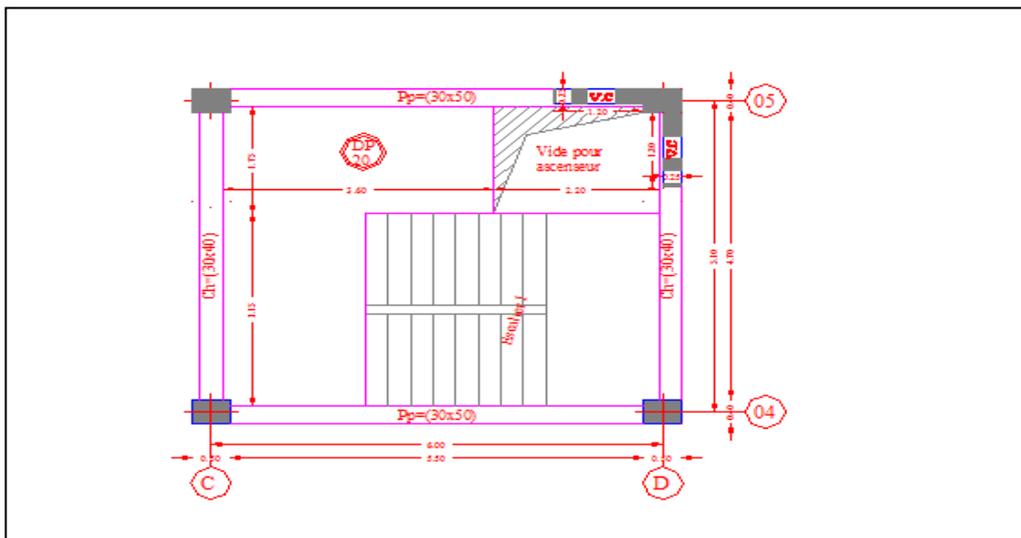


Figure 3-4-2: Vue en plans de l'escalier

On opte pour le calcul d'une seule volée de plus grande portée et on adopte le même ferrailage pour les autres volées.

3.1 Pré dimensionnement de la volée

Il a été remarqué depuis longtemps que le confort d'utilisation d'un escalier était lié à une relation entre le giron et la hauteur de marches. Le dimensionnement des marche et contre marche se fera par la formule de Nicolas-François Blondel, architecte français :

$$\langle 60\text{cm} \leq G+2h \leq 64\text{cm} \rangle$$

- contre marche (La hauteur de marche) : $16.5\text{cm} \leq h \leq 17.5\text{cm}$

On opte pour $h = 17 \text{ cm}$

▪ **Le giron**

$$27\text{cm} \leq G \leq 31\text{cm}$$

$$\left. \begin{array}{l} 60\text{cm} \leq G + 2h \leq 64\text{cm} \dots \dots \dots \text{formule de Blondel} \\ h = 17 \text{ cm} \end{array} \right\} \begin{array}{l} 26\text{cm} \leq G \leq 30\text{cm} \\ \text{Donc } G=30\text{cm} \end{array}$$

Il est recommandé de ne pas avoir une valeur trop faible. l'expérience montre qu'en dessous d'une largeur de 23 cm l'escalier est inconfortable, notamment en descente.

▪ Vérification de la loi de BLONDEL.

$$60\text{cm} \leq G + 2h \leq 64\text{cm}$$

$$60\text{cm} \leq 30 + 2 \times 17 \leq 64\text{cm}$$

$$60\text{cm} < 64 \leq 64\text{cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

	G (cm)	H (cm)	h (cm)	n=H/h
Etage courant	30	324	17	19
RDC	30	527	17	31
Entre sol(mezzanine)	30	272	17	16
Sous-sol	30	324	17	19

Avec (n) le nombre de contre marche

3.2 Pré dimensionnement de la paillasse et du palier.

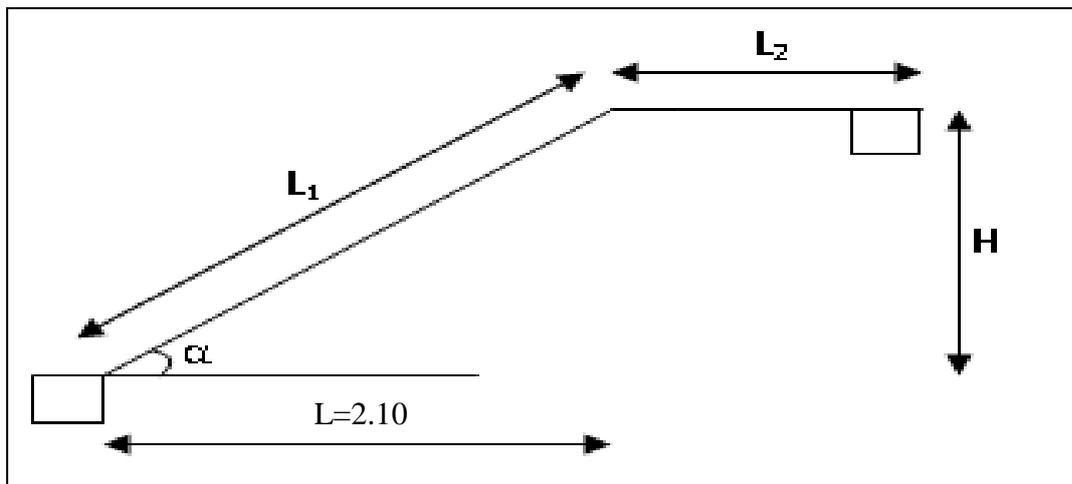


Figure 3-4-3 : Schéma statique de l'escalier

L'épaisseur du palier et de la paillasse (\$e_p\$) est donnée par la relation suivante :

$$\frac{L_0}{30} \leq e_p \leq \frac{L_0}{20}$$

Avec :

L_0 : longueur du palier et de la paillasse $L_0=L_1+L_2$

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{h}{G} = \frac{17}{30} = 0.56 \Rightarrow \alpha = 29.53^\circ$$

$$\cos \alpha = \frac{L}{L_1} \Rightarrow L_1 = \frac{L}{\cos \alpha} = \frac{210}{0.87} \Rightarrow L_1 = 241.3 \text{ m}$$

$$L_0 = L_1 + L_2 = 150 + 241.3 \Rightarrow L_0 = 391.37 \text{ cm}$$

$$\frac{391.37}{30} \leq e_p \leq \frac{391.37}{20} \Rightarrow 13.04 \leq e_p \leq 19.56 \text{ cm}$$

On prend $e_p=15\text{cm}$

4 Détermination des charges et des surcharges

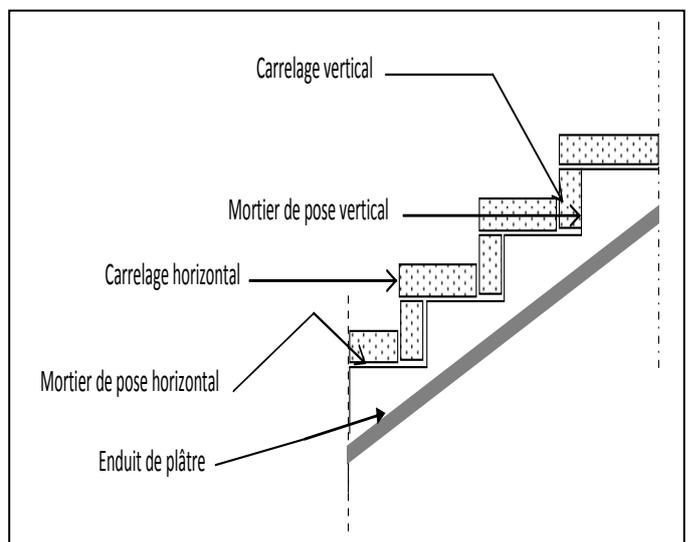
4.1 Charges permanentes.

4.1.1 Paillasse.

Les dimensions des marches étant très faibles par rapport à la portée de la paillasse on pourrait admettre que leur poids est uniformément reparti sur la paillasse. Le calcul se fait en flexion simple pour une bonde de 1 m de longueur

- Poids propre de la paillasse $\frac{25 \times e_p}{\cos \alpha} = \frac{25 \times 0.15}{\cos 29.53} \times 1 = 4.3 \text{ KN/ml}$
- Poids de la marche : $25 \times \frac{0.17}{2} \times 1 = 2.1 \text{ KN/ml}$
- Garde corps : 0.2 KN/ml
- Poids des revêtements

Désignation	Epaisseur (m)	ρ poids volumique (KN / m ³)	G [KN / ml]
Enduit ciment	0.02	22	0.44
Revêtement carrelage	0.02	22	0.44
Mortier de pose	0.02	22	0.44
Lit de sable	0.02	18	0.36
			1.68



La charge totale de la paillasse : $G_t = 4.3 + 2.1 + 0.2 + 1.6 = 8.2 \text{ KN/ml}$

4.1.2 Palier

Désignation	Epaisseur (m)	ϕ poids volumique (KN/m ³)	G [KN /ml]
Poids propre de la dalle pleine en BA	$e_p=0.15$	25	5
Poids sable	0.02	18	0.36
Poids mortier	0.02	22	0.44
Poids carrelage	0.02	22	0.44
Poids enduit ciment	0.02	22	0.44

La charge totale du palier : $G_t = 5 + 0.36 + 0.44 + 0.44 + 0.44 = 6.6 \text{ KN/ml}$

4.2 Surcharge d'exploitations

La surcharge d'exploitation des escaliers est donnée par le DTR BC 22, elle dépend de l'usage

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

5 Détermination des charges et des surcharges

Calcul à L'ELU : ($G_p = 6.68$; $G_v = 9.75$)

$$\text{Palier : } q_u^p = 1.35G_p + 1.5Q = 13.4 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Volée : } q_u^v = 1.35G_v + 1.5Q = 17.9 \text{ KN/ml}$$

Calcul à L'ELS :

$$\text{Palier : } q_s^p = G_p + Q = 9.1 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Volée : } q_s^v = G_v + Q = 12.2 \text{ KN/ml}$$

6 Calcul des efforts internes

Pour déterminer les efforts internes dans les escaliers on se référera aux méthodes de calcul de la RDM. En prenant l'ensemble (volée+ palier) comme une poutre isostatique partiellement encastrée aux appuis le calcul se fera pour une bonde de 1 m

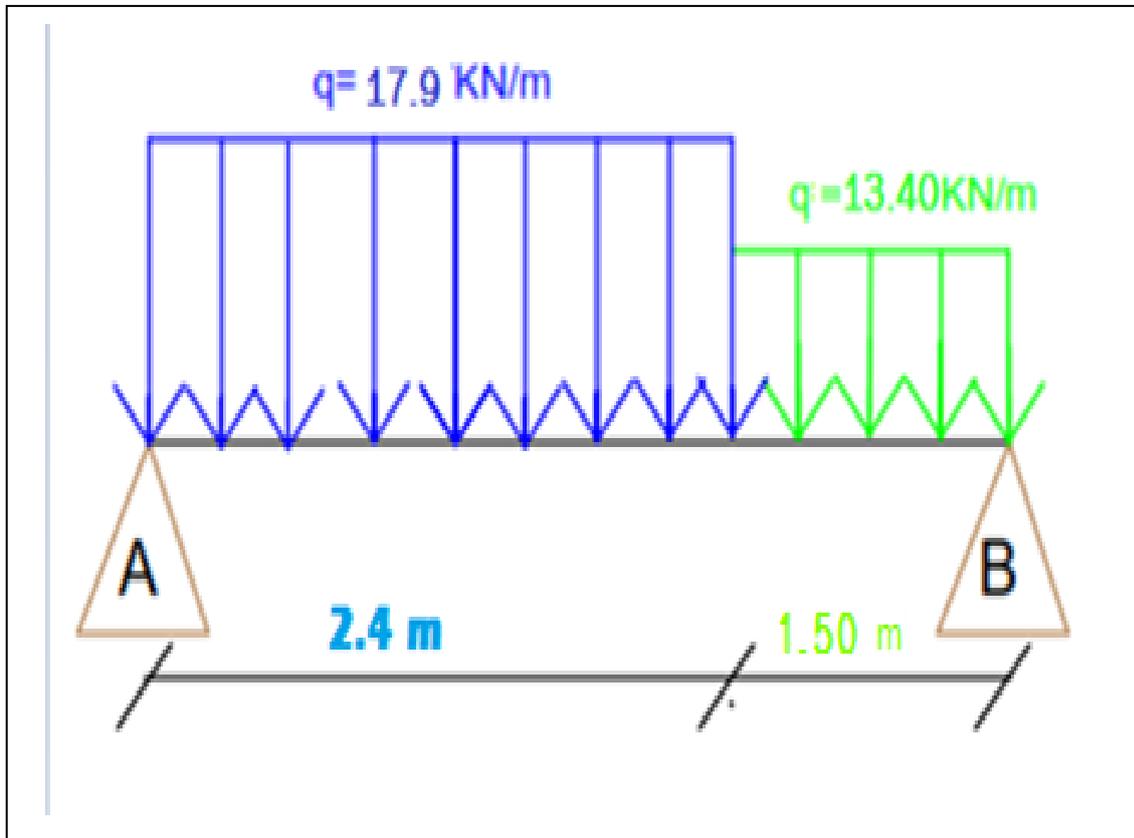


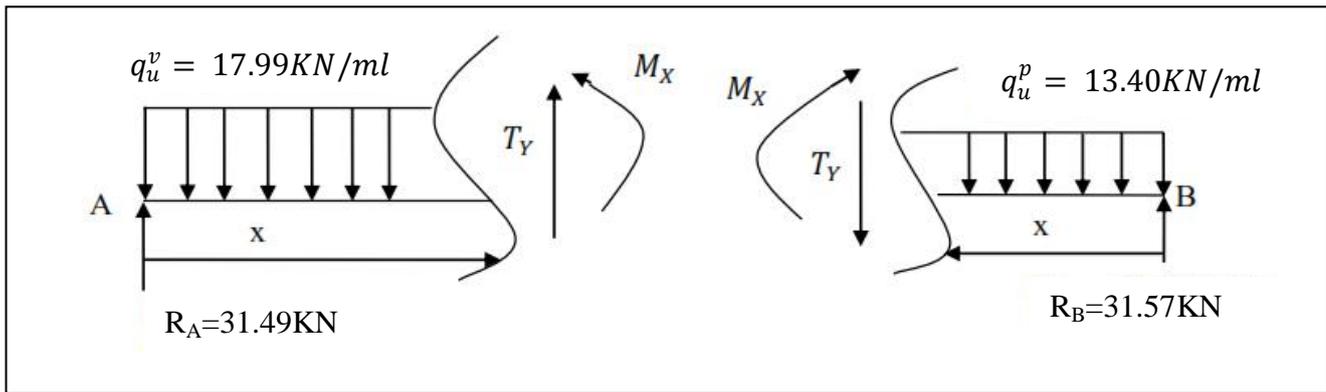
Figure 3-4-4 : Schéma statique des escaliers sous charges q_u^p et q_u^v

6.1 Réaction d'appuis.

$$\left\{ \begin{array}{l} \Sigma F = 0 \quad R_A + R_B = q_u^v \times 2.4 + q_u^p \times 1.50 = 63.06 \text{ KN} \\ \Sigma M_{/A} = 0 \quad q_u^p \times 2.4 \times \frac{2.4}{2} + q_u^v \times 1.50 \times \left(\frac{1.50}{2} + 2.4\right) - R_B(2.4 + 1.50) = 0 \\ R_B = 31.57 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} R_B = 31.57 \text{ KN} \\ R_A = 31.49 \text{ KN} \end{array} \right.$$

6.2 Calcul des efforts tranchant



1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 2.4\text{m}$
 $T(x) = -R_A + q_u^v x$

$x=0$ $T= -31.49$ KN
 $x=2.4$ $T= 11.47$ KN
 $T(x)=0 \quad -R_A + q_u^v x = 0$
 $x = \frac{R_A}{q_u^v} = 1.75$ m

2^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 1.50\text{m}$
 $T(x) = R_B - q_u^p x$

$x=0$ $T= 31.57$ KN
 $x=1.50$ $T=11.47$ KN

6.3 Calcul du moment fléchissant

1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 2.4\text{m}$
 $M(x) = R_A x - q_u^v \frac{x^2}{2} = 31.49x - 8.95x^2$
 $x=0\text{m}$ $M= 0$ KNm
 $x=2.4$ m $M=24.02$ KNm
 $x= 1.75$ $M_{\text{max}}=27.70$ KNm

2^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 1.50\text{m}$
 $M(x) = R_B x - q_u^p \frac{x^2}{2} = 31.57x - 6.7x^2$
 $x=0\text{m}$ $M=0$ KNm
 $x=1.50\text{m}$ $M= 32.28$ KNm

Finalement

Tronçon	Expression de T_y	Expression de M_x	x (m)	T_y (KN)	M_x (KN m)
$0 \leq x \leq 2.4\text{m}$	$T(x) = -R_A + q_u^v x$	$M(x) = R_A x - q_u^v \frac{x^2}{2}$	0	-31.49	0
			2.4	11.47	27.70
$0 \leq x \leq 1.50\text{m}$	$T(x) = R_B - q_u^p x$	$M(x) = R_B x - q_u^p \frac{x^2}{2}$	0	31.57	0
			1.50	11.47	32.28

Ainsi les résultats trouvés sont mentionnés dans le diagramme suivant :

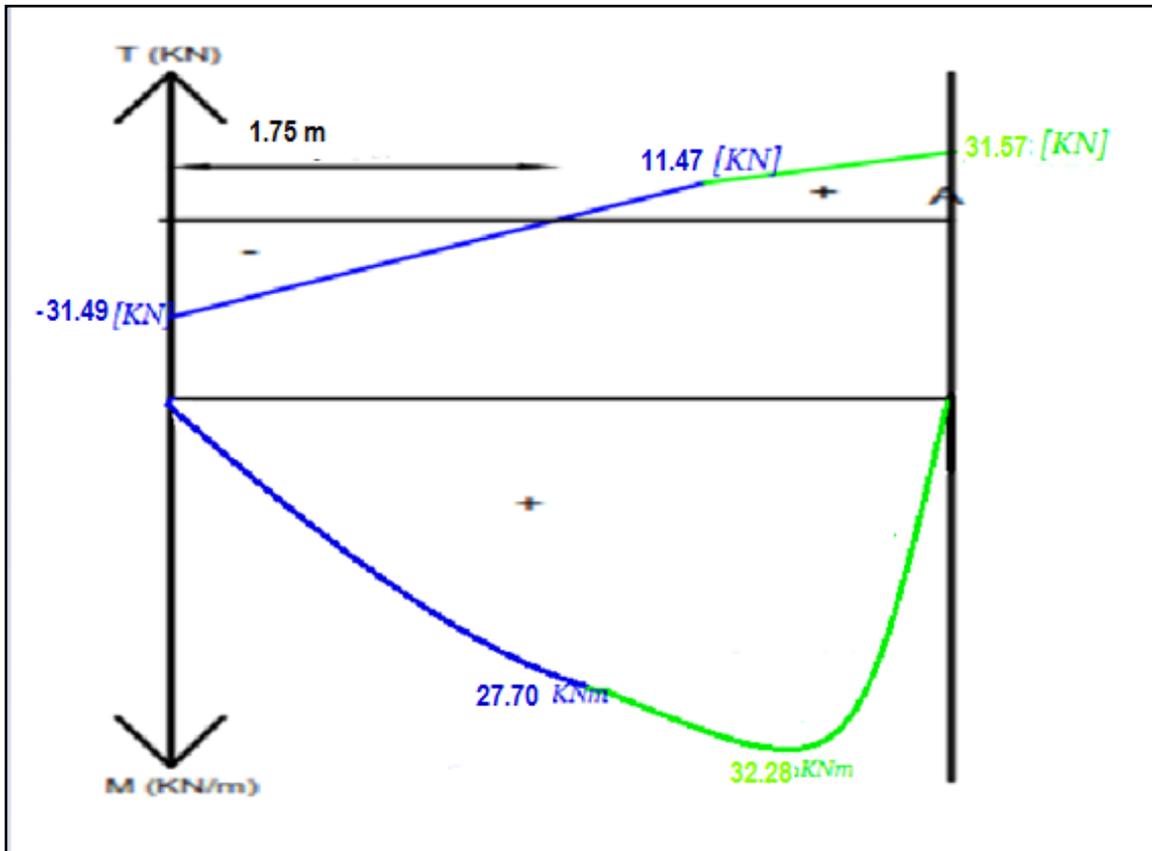
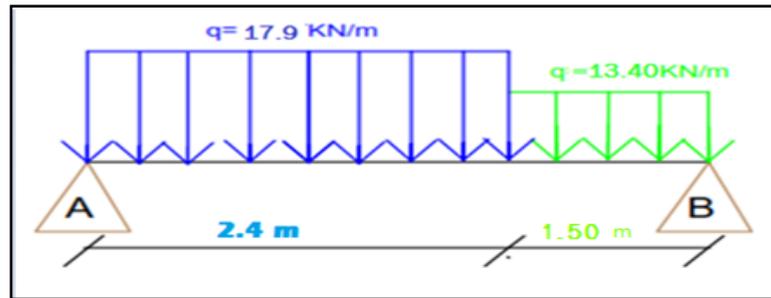


Figure 3-4-5 : Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants à L'ELU

Remarque

Compte tenu du semi encastrement aux extrémités, on porte une correction à l'aide de coefficients réducteurs pour le moment M_{max} au niveau des appuis et en travée

• **Moment en appuis**

$$M_u^{ap} = (-0,3) M_u^{max} = (-0,3) \times 27.70 = -8.31 \text{ KN.m}$$

• **Moment en travée**

$$M_u^t = (0,85) M_u^{max} = (0,85) \times 27.70 = -23.54 \text{ KN.m}$$

7 Calcul des armatures

Le calcul se fera en considérant une poutre simplement appuyée en flexion simple en

Utilisant les moments et les efforts calculés précédemment .Le calcul se fera pour une bande de 1m

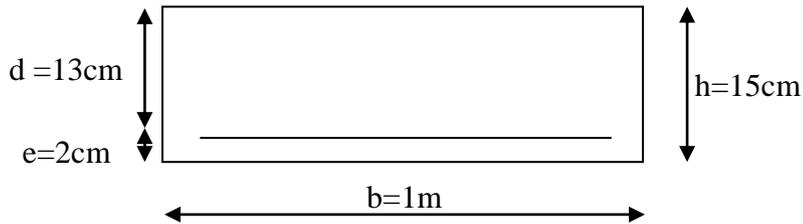


Figure 3-4-6 : Schéma statique de ferrailage d'escalier.

7.1 Sur appuis.

$$M_u^{ap} = 8.31 \text{ KN.m}$$

7.1.1 Armatures principales.

$$\mu = \frac{M_a}{b d^2 f_{bc}} = \frac{8.31 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,034 \implies \mu = 0.034 < 0.392 \implies \text{SSA}$$

$$\mu = 0,034 \implies \beta = 0.983$$

$$A_{sa} = \frac{M_a}{\beta \times d \times \left(\frac{f_e}{\gamma_s}\right)} = \frac{8.31 \times 10^3}{0,983 \times 13 \times 434,7} = 1,49 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A_{sa} = 5\text{HA}12 = 5.65 \text{ cm}^2$ avec $S_t = 20 \text{ cm}$.

7.1.2 Armatures de répartition.

$$A_{ra} = \frac{A_{sa}}{4} = \frac{2.01}{4} = 0,5 \text{ cm}^2.$$

On adopte : $A_{ra} = 5\text{HA}8 = 2.50 \text{ cm}^2$ avec : $S_t = 25 \text{ cm}$.

7.2 En travée :

$$M_u^t = 23.54 \text{ KN.m}$$

7.2.1 Armatures principales :

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{23.54 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,098$$

$$\mu = 0,098 < 0,392 \implies \text{SSA}$$

$$\mu = 0,098 \implies \beta = 0,948$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \left(\frac{f_e}{\gamma_s}\right)} = \frac{23.54 \times 10^3}{0,948 \times 13 \times 434.7} = 4.39 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A_{st} = 5\text{HA}12 = 5.56 \text{ cm}^2$ avec : $St = 20 \text{ cm}$.

7.2.2 Armatures de répartition

$$A_{rt} = \frac{A_{st}}{4} = \frac{6.16}{4} = 1,54 \text{ cm}^2.$$

On adopte : $A_{rt} = 5\text{HA}8 = 2,50 \text{ cm}^2$ avec : $St = 25 \text{ cm}$.

8 Les vérifications à l'ELU

8.1 Répartition des barres:

L'écartement des barres d'une même nappe d'armatures ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

8.2 Armatures principales:

$$St < \min \{ 3h ; 33 \} \text{ [cm]}$$

$$St < \min \{ 45 ; 33 \} = 33 \text{ [cm]}$$

$$St = 20 \text{ cm} < 33 \text{ [cm]} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

8.3 Armatures de répartition:

$$St < \min \{ 4h ; 45 \} \text{ [cm]}$$

$$St = 25 \text{ cm} < 45 \text{ [cm]} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

8.4 Condition de non fragilité (Art A-4-2-1, BAEL91)

8.4.1 En travée

$$A_s \geq A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

$$f_{t28} = 0,6 \times 0,06 f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$A_{min} = \frac{0,23 \times 100 \times 13 \times 2,1}{500} = 1.25 \text{ cm}^2$$

Armatures de répartition:
 $A_{rt} = 2.50 \text{ cm}^2 \geq A_{min} = 1.25 \text{ cm}^2$ (Condition vérifiée)

Armatures principales:
 $A_{st} = 5.65 \text{ cm}^2 \geq A_{min} = 1.25 \text{ cm}^2$ (Condition vérifiée)

8.4.2 Sur appuis

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 13 \times 2,1}{500} = 1.25 \text{ cm}^2$$

Armatures de répartition

$$A_{rt} = 2.50 \text{ cm}^2 \geq A_{min} = 1.25 \text{ cm}^2 \text{ (Condition vérifiée)}$$

Armatures principales

$$A_{st} = 5.65 \text{ cm}^2 \geq A_{min} = 1.25 \text{ cm}^2 \text{ (Condition vérifiée)}$$

8.5 Vérification de l'effort tranchant (contrainte de cisaillement) (Art A -5-1-2/BAEL91)

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right\} \text{ (Fissuration peu nuisible)}$$

$$\Rightarrow \tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \times d} = \frac{31.57 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0,242 \text{ MPa}$$

$$T_u^{max} = 31.57 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow \bar{\tau}_u = \min \{ 3.33 \text{ MPa}, 5 \text{ MPa} \} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,24 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

8.6 Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement : (BAEL 91/Art A.6.1, 3)

On doit vérifier la condition suivante : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{max}}{0,9d \sum u_i} < \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa, avec: } \Psi_s = 1,5 \text{ pour les hautes adhérences}$$

8.6.1 En travée

$$T_u^{max} = 31.57 \text{ KN}$$

$$\Sigma u_i: \text{ somme des périmètres utiles des armatures } \Sigma u_i = n \times \pi \times \emptyset = 5 \times 3.14 \times 12 = 188.4 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{31.57 \times 10^3}{0,9 \times 130 \times 188.4} = 0.14 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0.14 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

8.6.2 Sur appuis

$$T_u^{max} = 31.57 \text{ KN}$$

$$\Sigma u_i: \text{ somme des périmètres utiles des armatures } \Sigma u_i = n \times \pi \times \emptyset = 5 \times 3.14 \times 12 = 188.4 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{31.57 \times 10^3}{0,9 \times 130 \times 188.4} = 0.14 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.4 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Donc pas de risque d'entraînement des barres longitudinales.

8.7 Influence de l'effort tranchant sur les appuis

➔ Influence sur le béton [Art A.5.1.313/BAEL 91]

On doit vérifier que : $T_{\max} \leq 0,4 \times a \times b \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$ avec : a = 0,9 d = 0,9 x 13 = 11.7 cm

$$T_{\max} = 31.57 \text{ KN} < 0,4 \times 11.7 \times 100 \times \frac{25 \times 10^{-1}}{1,5} = 780 \text{ KN}$$

$$T_{\max} = 31.57 \text{ KN} \leq 780 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

➔ Influence sur l'Acier [Art 5.1.313/BAEL 91]

On doit vérifier que : $A_{sa} \geq \frac{\gamma_s}{f_e} (T^{\max} + \frac{M_a}{0,9 \times d})$

$$\frac{\gamma_s}{f_e} (T^{\max} + \frac{M_a}{0,9 \times d}) = \frac{1.15}{500} (31.57 \times 10^3 - \frac{8.31 \times 10^6}{0,9 \times 130}) = -90.74 \text{ mm}^2 = -0.90 \text{ cm}^2$$

$$A_{sa} = 2,50 \text{ cm}^2 > -0.90 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

8.8 Encrage des barres :(BAEL91/Art A.6.1.23)

➔ Ancrage des barres aux appuis :

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

Avec : $\bar{\tau}_{se} = 0,6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$; $\Psi_s = 1,5$

Armatures principales : $A_{sa} = 5\text{HA}12 = 5.65 \text{ cm}^2$

$$L_s = \frac{1 \times 500}{4 \times 2,835} = 44.09 \text{ cm}$$

La longueur d'ancrage mesurée hors crochets et imposée par le BAEL lorsque on utilise des aciers de nuance FeE500 à **La = 0,4 Ls**

$$L_a = 0,4 L_s = 0,4 \times 44.09 = 17.63 \text{ cm.}$$

➔ Ancrage des barres en travée :

Armatures principales : $A_{st}=5HA12=5.65\text{cm}^2$

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

avec : $\bar{\tau}_{se} = 0,6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 2,835 \text{ MPa}$; $\Psi_s = 1,5$

$$L_s = \frac{1,2 \times 500}{4 \times 2,835} = 52,91 \text{ cm}$$

$$L_a = 0,4 L_s = 0,4 \times 52,91 = 21,16 \text{ cm}$$

9 Calcul des efforts internes à L'ELS

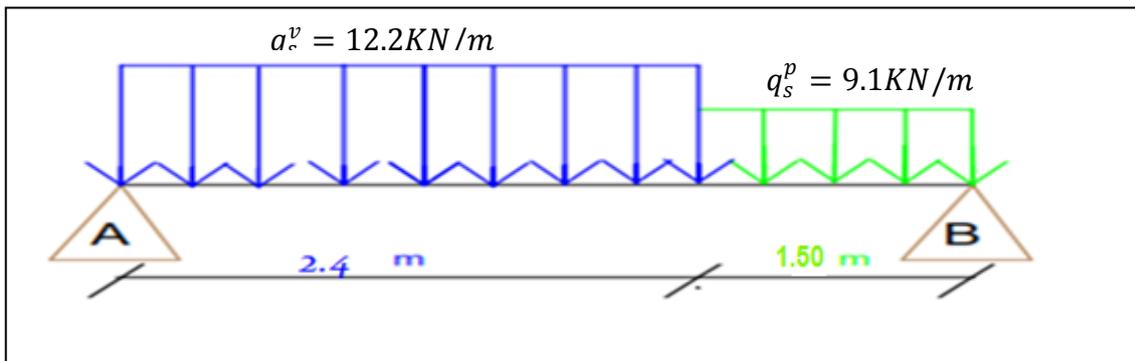


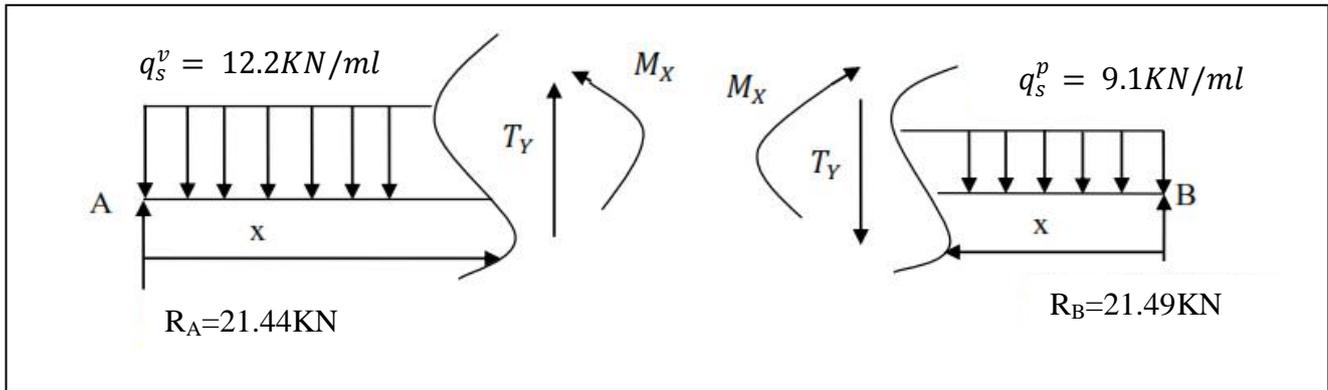
Figure 3-4-7 : Schéma statique des escaliers sous charges q_s^p et q_s^v

9.1 Réaction d'appuis.

$$\left\{ \begin{array}{l} \Sigma F = 0 \quad R_A + R_B = q_s^v \times 2,4 + q_s^p \times 1,50 = 42,93 \text{ KN} \\ \Sigma M_{/A} = 0 \quad q_s^p \times 2,4 \times \frac{2,4}{2} + q_s^v \times 1,50 \times \left(\frac{1,50}{2} + 2,4\right) - R_B(2,4 + 1,50) = 0 \\ R_B = 21,49 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} R_B = 21,49 \text{ KN} \\ R_A = 21,44 \text{ KN} \end{array} \right.$$

9.2 calcul des efforts tranchant.



1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 2.4$
 $T(x) = -R_A + q_s^v x$
 $x=0 \dots\dots\dots T = -21.44 \text{ kN}$
 $x=2.4 \dots\dots\dots T = 7.84 \text{ kN}$
 $T(x)=0 \quad -R_A + q_s^v x = 0$
 $x = \frac{R_A}{q_s^v} = 1.75 \text{ m}$

2^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 1.50$
 $T(x) = R_B - q_s^p x$
 $x=0 \dots\dots\dots T = 21.49 \text{ kN}$
 $x=1.50 \dots\dots\dots T = 7.84 \text{ kN}$

9.3 calcul du moment fléchissant

1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 2.4$
 $M(x) = R_A x - q_s^v \frac{x^2}{2} = 21.44x - 6.1x^2$
 $x=0 \text{ m} \dots\dots\dots M = 0 \text{ kNm}$
 $x=2.4 \text{ m} \dots\dots\dots M = 16.32 \text{ kNm}$
 $x=1.75 \dots\dots\dots M_{\text{max}} = 18.83 \text{ kNm}$

2^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 1.50$
 $M(x) = R_B x - q_s^p \frac{x^2}{2} = 21.49x - 4.55x^2$
 $x=0 \text{ m} \dots\dots\dots M = 0 \text{ kNm}$
 $x=1.50 \text{ m} \dots\dots\dots M = 21.99 \text{ kNm}$

Finalement

Tronçon	Expression de T_y	Expression de M_x	x	T_y (kN)	M_x (kNm)
$0 \leq x \leq 2.4$	$T(x) = -R_A + q_s^v x$	$M(x) = R_A x - q_s^v \frac{x^2}{2}$	0	-21.44	0
			2.4	7.84	18.83
$0 \leq x \leq 2.20$	$T(x) = R_B - q_s^p x$	$M(x) = R_B x - q_s^p \frac{x^2}{2}$	0	21.49	0
			1.50	7.84	21.99

Les résultants ainsi trouvés sont mentionnés dans le diagramme suivant :

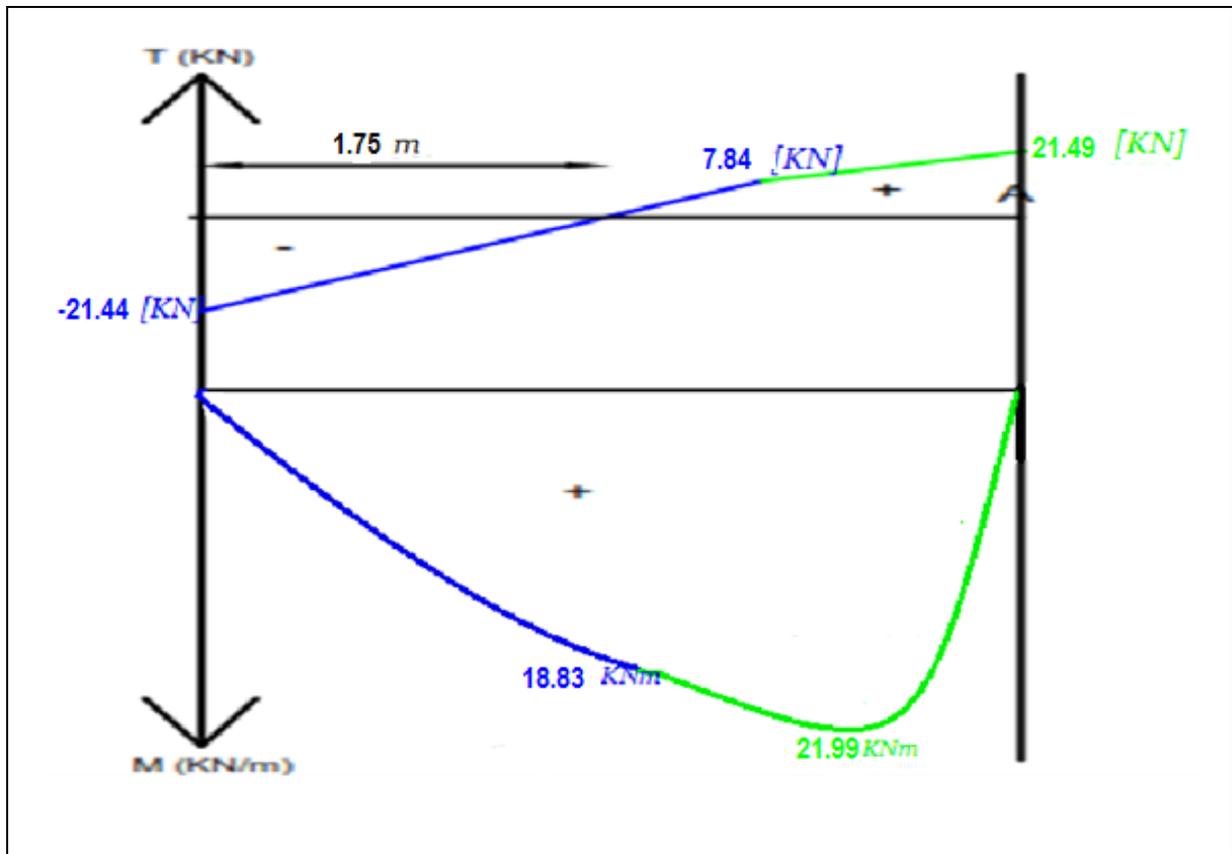
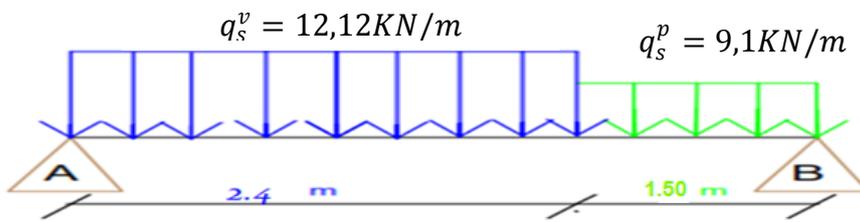


Figure 3-4-9 : Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants à L'ELS

Remarque :

Compte tenu du semi encastrement aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment M_{max} au niveau des appuis et en travée

- Moment en appuis:

$$M_s^{ap} = (-0,3) M_s^{max} = (-0,3) \times 21,99 = -6,59 \text{ KN.m}$$

- Moment en travée:

$$M_s^t = (0,85) M_u^{max} = (0,85) \times 21,99 = 18,69 \text{ KN.m}$$

Remarque :

Le moment le plus défavorable est le moment calculé à l'ELU donc le ferrailage se fera à l'ELU

10 Vérification à L'ELS

10.1 Vérification des contraintes dans le béton : (A.4.5.2 BAEL 91)

Il faut vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28}$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} \quad \text{avec : } \sigma_{st} = \frac{M_s^{max}}{\beta_1 d A_{st}} \quad \text{et } \rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{bd}$$

10.1.1 Sur appuis

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{bd} = \frac{100 \times 5.65}{100 \times 13} = 0,439 \implies \beta_1 = 0,899 \implies K_1 = 34.50$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s^{max}}{\beta_1 d A_{st}} = \frac{21.99 \times 10^6}{0.899 \times 130 \times 5.65 \times 10^2} = 333.02 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{333.02}{34.50} = 9.65 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 9.65 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

10.1.2 En travée

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{bd} = \frac{100 \times 5.65}{100 \times 13} = 0.439 \implies \beta_1 = 0.899 \implies K_1 = 34.50$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s^{max}}{\beta_1 d A_{st}} = \frac{21.99 \times 10^6}{0.913 \times 130 \times 3.9 \times 10^2} = 333.02 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{333.02}{34.50} = 9.65 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 9.65 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

10.2 Vérification de la flèche : (B.6.5.2 BAEL 91)

Selon les règles du BAEL 91 le calcul de la flèche n'est indispensable que si les conditions si après ne sont pas vérifiées.

$$\text{a) } \frac{h}{L} > \frac{1}{16}$$

$$\text{b) } \frac{h}{L} > \frac{M_t}{10 \times M_0}$$

$$\text{c) } \frac{A}{bxd} < \frac{4,2}{f_e}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{15}{315} = 0,047 < \frac{1}{16} = 0,0625 \dots \dots \dots \text{condition non vérifiée.}$$

Donc la première condition n'est pas vérifiée, le calcul de la flèche est obligatoire.

10.3 Calcul de la flèche : (BAEL 91/ Art B.6.5.2)

On doit vérifier la formule suivante :

$$\text{Pour } L \leq 5\text{m} \implies \bar{f} = \frac{L}{500}$$

$$\text{Pour } L > 5\text{m} \implies \bar{f} = 0,5\text{cm} + \frac{L}{1000}$$

\bar{f} : La flèche admissible.

On a : $L = 2.10 \text{ m} < 5\text{m}$.

On doit vérifier la formule suivante :

$$f = \frac{M_t^s \times L^2}{10 \times E_v \times I} \leq \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{3.15}{500} = 0.0063$$

Avec :

1) I = moment d'inertie totale de la section homogène.

$$I = \frac{b}{3} \times (y_1^3 + y_2^3) + 15 \times A_t \times (y_2 - c)^2$$

10.3.1 Calcul du paramètre y_1

$$y_1 = \frac{S_{xx'}}{B_0}$$

$$S_{xx'} = b \times \frac{h^2}{2} + 20 \times A_t \times d = 100 \times \frac{15^2}{2} + 20 \times 5.65 \times 13 = 12719 \text{cm}^3$$

$$B_0 = bh + 20 \times A_t = 100 \times 15 + 20 \times 5.65 = 1613 \text{cm}^2$$

$$y_1 = \frac{S_{xx'}}{B_0} = \frac{12719}{1613} = 7.88 \text{cm}$$

10.3.2 Calcul du paramètre y_2

$$y_2 = h - y_1 = 15 - 7.88 = 7.11 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } I = \frac{100}{3} \times (7.88^3 + 7.11^3) + 15 \times 5.65 \times (7.11 - 2)^2 = 35030.66 \text{ cm}^4$$

$$2) E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,87 \text{ MPa} \quad ; f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

E_v : Module de déformation différée

$$f = \frac{M_t^s \times L^2}{10 \times E_v \times I} = \frac{22 \times 10^6 \times (3150)^2}{10 \times 10818,87 \times 30503,66 \times 10^4} = 5.76 \text{ mm}$$

$$f = 5.76 \text{ mm} \leq \bar{f} = \frac{L}{500} = 6.3 \text{ mm} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

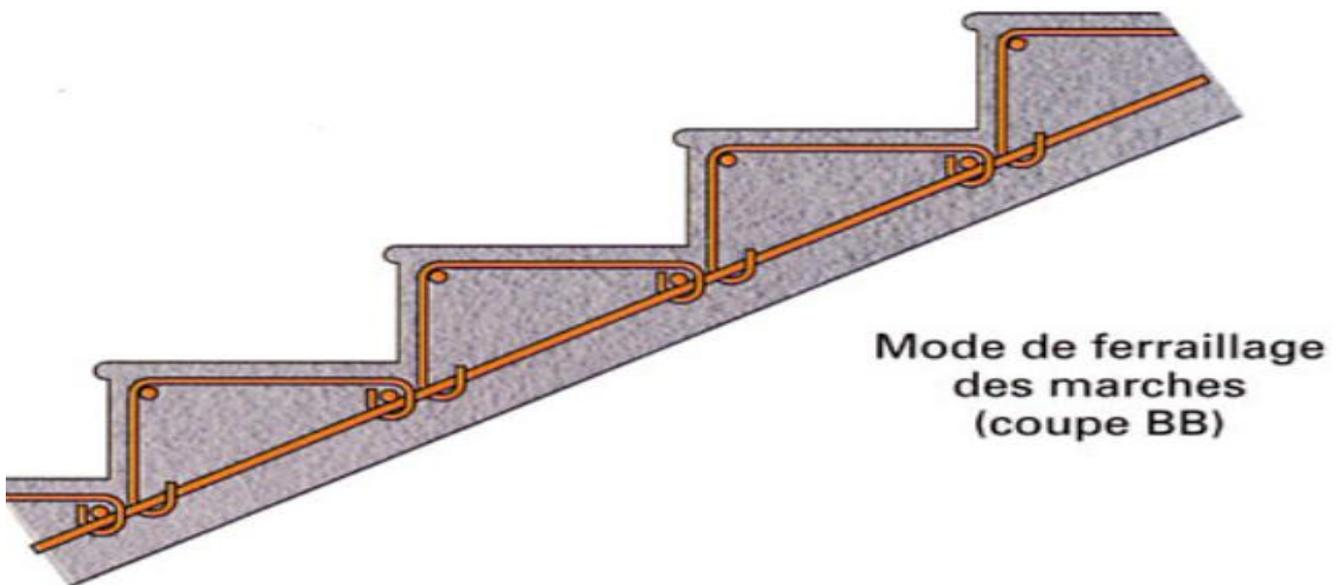


Figure 3-4-10: Mode de ferrailage des marches

5. Etude De La Poutre Paliere

1) Introduction

La poutre palière est destinée à supporter son poids propre, le poids du mur en maçonnerie et la réaction de la paillasse. Elle est semi encastrée à ces extrémités dans les poteaux, sa portée max est de 5,10m (entre nu d'appuis)

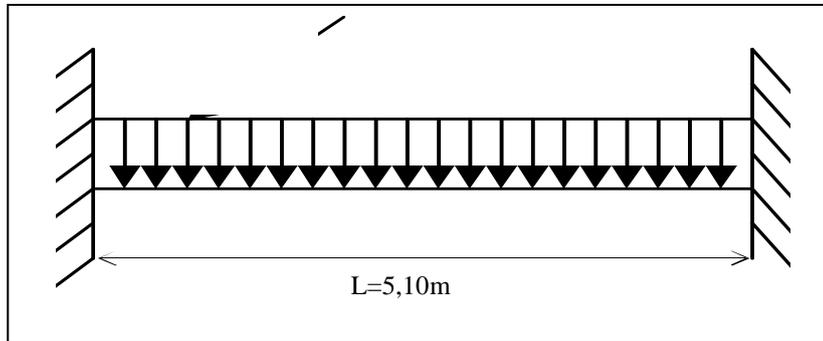


Figure 3-5-1 : Schéma statique de la poutre

2. Pré dimensionnement

2.1. Hauteur

La hauteur de la poutre est donnée par la formule suivante

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h_t \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

Avec :

- $L_{\max}=5.10\text{m}$: longueur libre de la poutre entre nœuds d'appuis.
- h_t : hauteur de la poutre.

$$\frac{510}{15} \leq h_t \leq \frac{510}{10} \quad \Longrightarrow \quad 34\text{cm} \leq h_t \leq 51\text{cm}$$

On opte pour $h_t = 40 \text{ cm}$

2.2. Largeur

La largeur de la poutre est donnée par :

$$0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t \quad \text{D'ou : } 16\text{cm} \leq b \leq 28\text{cm}$$

On prend $b = 25\text{cm}$

Compte tenu des exigences du RPA (Art 7.5.1)

$$\left. \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots b = 25 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \\ h_t \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots h_t = 40 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \dots\dots\dots \frac{h}{b} = \frac{40}{25} = 1.6 \leq 4 \end{array} \right\} \text{Condition vérifiée}$$

Donc la poutre palière à pour dimensions : $(b \times h) = (25 \times 40) \text{ cm}^2$

3. Détermination des charges

Poids propre de la poutre : $G = 25 \times 0,25 \times 0,4 = 2.5 \text{ KN/ml}$

Effort tranchant à l'appui :

$$\text{ELU : } T_u = 28.21 \text{ KN}$$

$$\text{ELS : } T_s = 20.42 \text{ KN}$$

➤ Combinaison de charges.

$$\text{3.1.1 'ELU : } q_u = 1.35G + \frac{2T_u}{L} = (1.35 \times 2.5) + \frac{(2 \times 28.21)}{5.10} = 14.43 \text{ KN/ml}$$

$$\text{3.2. l'ELS : } q_s = G + \frac{2T_s}{L} = 2.5 + \frac{(2 \times 20.42)}{5.10} = 10.50 \text{ KN/ml}$$

4. Calcul des efforts à l'ELU4.1. Moment isostatique :

$$M_{0u} = M_u^{\max} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{14.43 \times 5.1^2}{8} = 46.91 \text{ KN.m}$$

4.2. Effort tranchant :

$$T_u = T_u^{\max} = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{14.43 \times 5.1}{2} = 36.79 \text{ KN}$$

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

$$\text{Aux appuis : } M_a = -0,3 \times M_u^{\max} = -0,3 \times 46,91 = -14,07 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0,85 \times M_u^{\max} = 0,85 \times 46,91 = 39,87 \text{ KN.m}$$

Les résultats ainsi trouvés sont mentionnés dans le diagramme suivant :

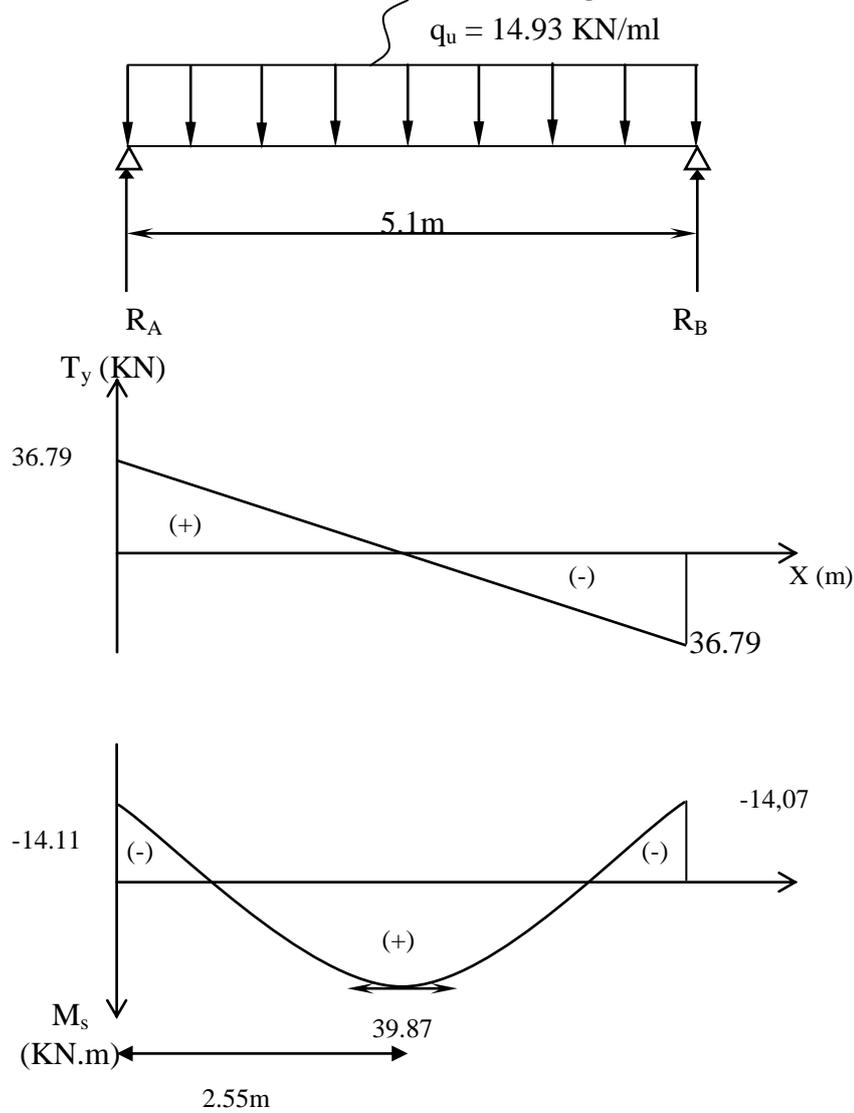


Figure 3-5-2 : Diagramme des efforts tranchants et les moments fléchissant

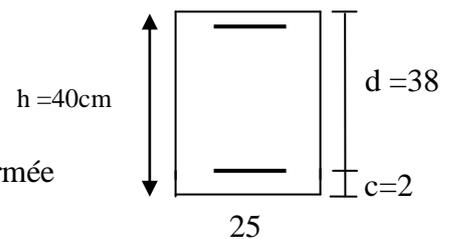
4.3. Calcul des armatures

4.3.1. En travée

$$\mu_b = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{39.87 \times 10^3}{25 \times (38)^2 \times 14,2} = 0,078$$

$$\mu_b = 0,078 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow \text{Section simplement armée}$$

$$\beta = 0.959$$



$$A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{39,87 \times 10^3}{0,959 \times 38 \times 434,78} = 2,51 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **3HA12 = 3.39cm**

4.3.2. Aux appuis

$$\mu_b = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{14,07 \times 10^3}{25 \times (38)^2 \times 14,2} = 0,028$$

$\mu_b = 0,028 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow$ Section simplement armée

$$\beta = 0,986$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{14,07 \times 10^3}{0,986 \times 38 \times 434,78} = 0,863 \text{ cm}^2$$

On opte pour **3 HA12 = 3.39cm²**.

5. Vérifications à l'ELU

5.1. Condition de non fragilité (BAEL91. Art. A.4.2.1)

$$A_{min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 25 \times 38 \times \frac{2,1}{500} = 0,917 \text{ cm}^2.$$

$A_a = 3,39 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0,917 \text{ cm}^2$
 $A_t = 3,39 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0,917 \text{ cm}^2$
} Condition vérifiée

5.2. Vérification de l'effort tranchant : (BAEL91. Art. A.5.2.2)

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right\} = \min \{ 3,25 \text{ MPa}, 5 \text{ MPa} \}$$

$$T_u^{max} = 36,79 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \cdot d} = \frac{36,79 \times 10}{25 \times 38} = 0,38 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

5.3. Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement : (BAEL91. Art. A.6.1.3)

Il faut vérifier que : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{max}}{0,9d \cdot \sum u_i}$$

Σu_i : somme des périmètres utiles des armatures $\Sigma u_i = n \times \pi \times \phi = 3 \times 3,14 \times 1,2 = 11,30 \text{ cm}$

$$\tau_{se} = \frac{36.79 \times 10}{0.9 \times 38 \times 11.30} = 0.95 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0.95 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Pas de risque d'entraînement des barres.

5.4. Les armatures transversales

Les diamètres des armatures transversales doivent être

$$\phi_t \leq \min \left\{ \phi_1 ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} \right\} = \min \{14; 11.43; 25\} = 11.43 \text{ mm}$$

On choisit un diamètre : $\phi = 10 \text{ mm}$

Donc on adopte 2HA10 = 1.57 cm²

5.5. Espacement des barres: (RPA99, Art 7.5.2.2)

5.5.1. En zone nodale

$$S_t \leq \min \left(\frac{h}{4} ; 12\phi ; \frac{b}{10} \right) = \min(10; 14.4; 2.5) = 2.5 \text{ cm} \quad \text{soit } S_t = 10 \text{ cm}$$

5.5.2. En zone courante (travée)

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 20 \text{ cm} \quad \text{soit } S_t = 20 \text{ cm}$$

6. Vérifications à l'ELS

$$q_s = 10.50 \text{ KN/ml.}$$

6.1. Moment isostatique

$$M_{0s} = M_s^{\max} = \frac{q_s \times l^2}{8} = \frac{10.50 \times (5.1)^2}{8} = 34.13 \text{ KN.m}$$

6.2. Effort tranchant

$$T_s = T_s^{\max} = \frac{q_s \times l}{2} = \frac{10.50 \times 5.1}{2} = 26.77 \text{ KN}$$

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

$$\text{Aux appuis : } M_a = -0,3 \times M_s^{\max} = -0,3 \times 34.13 = -10,23 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0,85 \times M_s^{\max} = 0,85 \times 34,13 = 29,01 \text{ KN.m}$$

Les résultats ainsi trouvés sont mentionnés dans le diagramme suivant

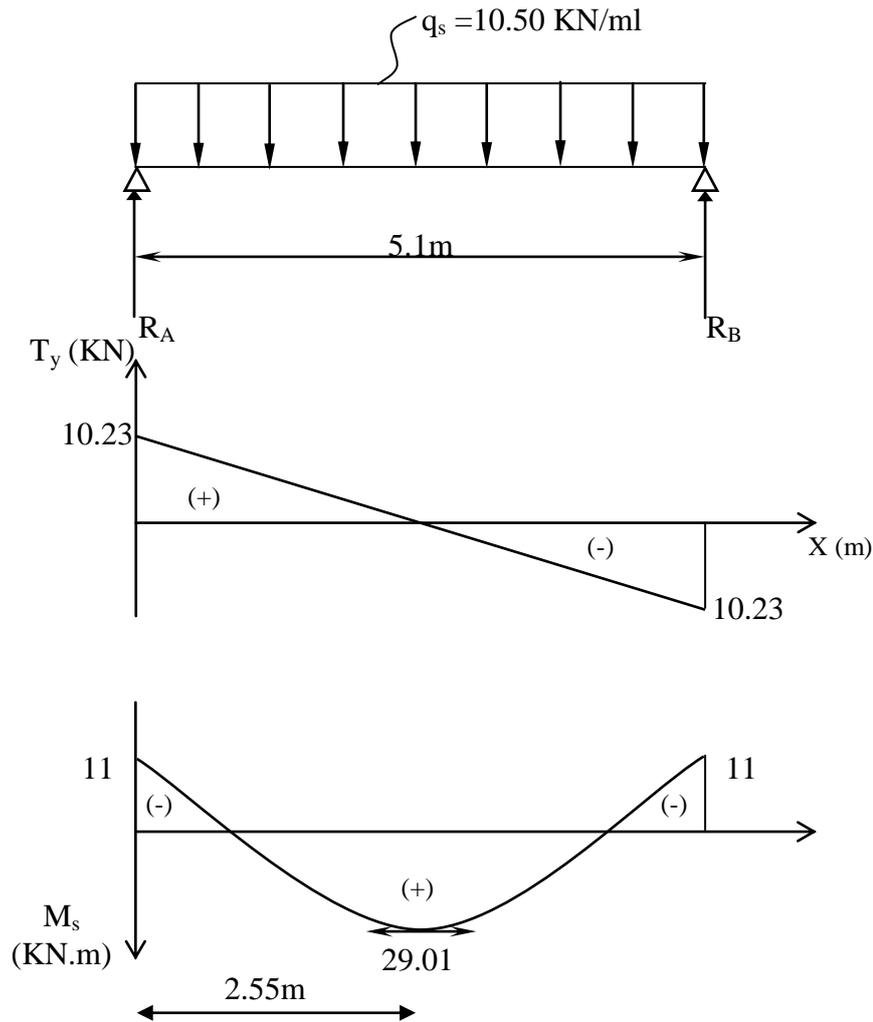


Figure 3-5-3: Diagramme des efforts tranchants et les moments fléchissant

6.3. Etat limite de compression du béton.

On doit vérifier que $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

• Aux appuis.

On a : $M_s^a = 10.23 \text{ KN.m}$; $A_a = 3.9 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100A_a}{b.d} = \frac{100 \times 3.9}{25 \times 38} = 0,36$$

Du tableau on a :

$$\beta_1 = 0,907 \quad K_1 = 38.76$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} \text{ avec : } \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s}$$

$$\text{Donc : } \sigma_s = \frac{M_{sa}}{\beta_1 \cdot A_a \cdot d} = \frac{10,23 \times 10^3}{0,907 \times 3,9 \times 38} = 76,10 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{St}}{K_1} = \frac{76,10}{38,76} = 1,96 < 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1,96 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

• **En travée**

$$\rho_1 = \frac{100 A_t}{b \cdot d} = \frac{100 \times 3,39}{25 \times 38} = 0,36$$

Du tableau on a : $\beta_1 = 0,907$ et $K_1 = 38,76$

$$\text{Donc : } \sigma_s = \frac{M_{ts}}{\beta_1 \cdot A_{ts} \cdot d} = \frac{29,01 \times 10^3}{0,907 \times 3,39 \times 38} = 248,28 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{St}}{K_1} = \frac{248,28}{38,76} = 6,40 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 6,40 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

6.4. Etat limite d'ouverture des fissures.

La fissuration est considérée comme étant peu nuisible, alors il est inutile de la vérifier.

6.5. Vérification de la flèche (BAEL91/B.6.5.1) :

Selon les règles du BAEL 91 le calcul de la flèche n'est indispensable que si les conditions si après ne sont pas vérifiées.

$$\text{a) } \frac{h}{L} = \frac{40}{510} = 0,07 > \frac{1}{16} = 0,062 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\text{a) } \frac{h}{L} = 0,07 < \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{29,01}{10 \times 34,13} = 0,084 \dots\dots\dots \text{Condition non vérifiée}$$

La deuxième condition n'est pas vérifiée, le calcul de la flèche est obligatoire.

7. Calcul de la flèche : (BAEL 91/ Art B.6.5.2)

On doit vérifier la formule suivante :

$$\text{Pour } L \leq 5 \text{ m} \implies \bar{f} = \frac{L}{500}$$

$$\text{Pour } L > 5 \text{ m} \implies \bar{f} = 0,5 \text{ cm} + \frac{L}{1000}$$

avec : \bar{f} flèche admissible.

On a : $L = 5,10 \text{ m} > 5 \text{ m}$.

On doit vérifier la formule suivante :

$$f = \frac{M_t^s \times L^2}{10 \times E_v \times I} \leq \bar{f} = 0,5\text{cm} + \frac{L}{1000} = 1.01\text{cm}$$

Avec :

I = moment d'inertie totale de la section homogène.

$$I = \frac{b}{3} \times (y_1^3 + y_2^3) + 15 \times A_t \times (y_2 - c)^2$$

7.1. Calcul du paramètre

$$y_1: y_1 = \frac{S_{xx'}}{B_0}$$

$$S_{xx'} = b \times \frac{h^2}{2} + 15 \times A_t \times d = 25 \times \frac{40^2}{2} + 15 \times 3,39 \times 38 = 21932,3\text{cm}^3$$

$$B_0 = bh + 15 \times A_t = 25 \times 40 + 15 \times 3,39 = 1050,85\text{cm}^2$$

$$y_1 = \frac{S_{xx'}}{B_0} = \frac{21932,3}{1050,85} = 20,87\text{cm}$$

7.2. Calcul du paramètre y₂

$$y_2 = h - y_1 = 40 - 20,87 = 19,13\text{cm}$$

$$\text{Donc : } I_0 = \frac{25}{3} \times (20,87^3 + 19,13^3) + 15 \times 3,39 \times (19,13 - 2)^2 = 148957,8363\text{cm}^4$$

$$2) \quad E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,87 \text{ MPa} \quad ; \quad f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

E_v : Module de déformation différée

$$f = \frac{M_t^s \times L^2}{10 \times E_v \times I} = \frac{29,01 \times 10^6 \times (5100)^2}{10 \times 10818,87 \times 148957,8363 \times 10^4} = 4,68\text{mm}$$

$$f = 4,68\text{mm} \leq \bar{f} = \frac{L}{500} = 10,2\text{mm} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

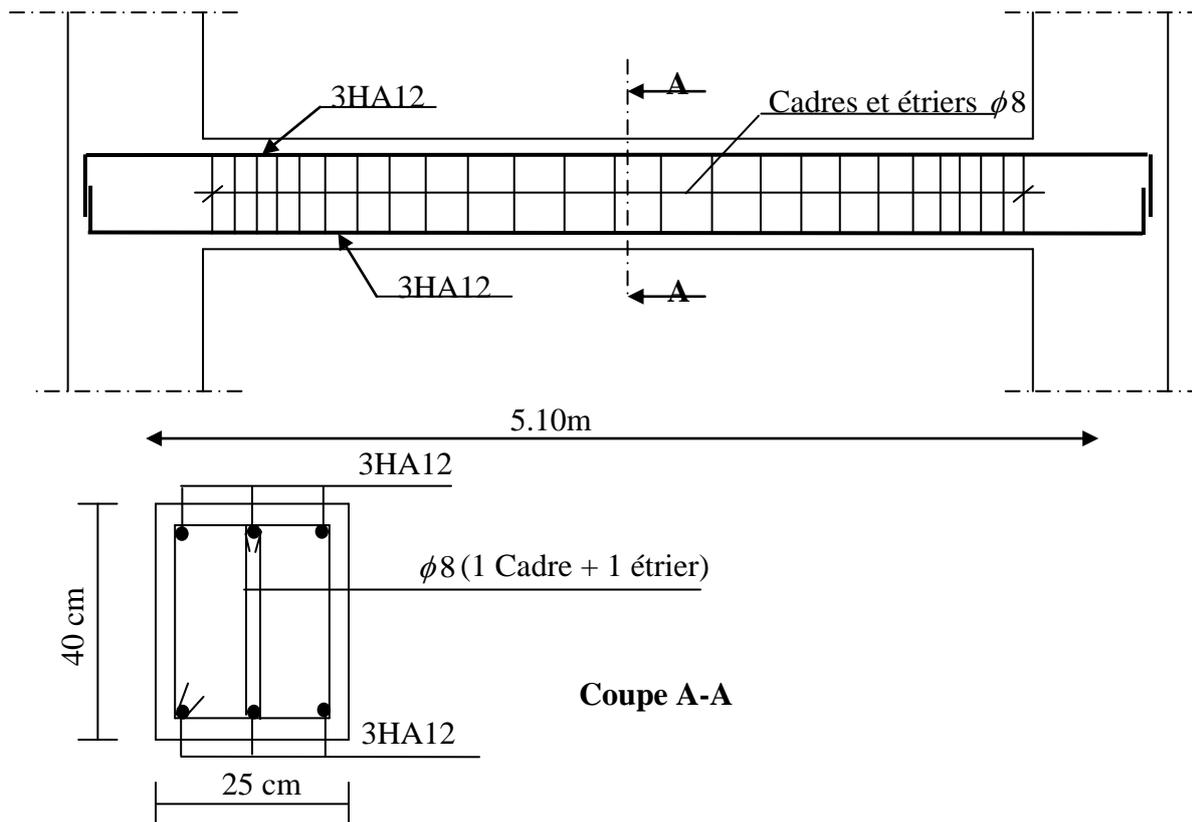


Figure 3-5-4 : Ferrailage de la poutre palière

6. ETUDE DES potes-a-faux

1) Introduction

Les portes- a- faux se calculent comme une console encastrée au niveau du plancher. Le calcul du ferrailage se fera pour une bande de 1m de largeur dont la section est soumise à la flexion simple sous les sollicitations suivantes :

- G : charge permanent uniformément répartie due au poids propre de la dalle pleine.
- Q : surcharge d'exploitation verticale revenant au balcon.
- g : charge verticale concentrée due à l'effet du poids propre du garde-corps en brique creuse de 10 cm d'épaisseur

L'épaisseur de la dalle pleine est de 20 cm

L=1.50 m largeur du balcon

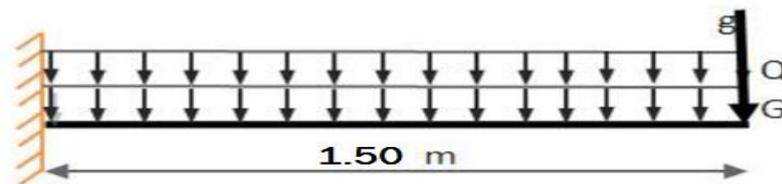


Figure 3-6-1: Schéma statique du chargement des balcons

2) Détermination des charges est surcharges

2.1.Charges permanente :

- Charge permanent : $G = 5.19 \text{ KN/m}^2$
 $G = 5.19 \text{ KN/m}^2$ chapitre 2
- Charge concentrée (Poids garde-corps) : $g = 1.78 \text{ KN/m}^2$

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfaciques (KN/m ²)
1	Mure en brique creuses	0.10	9	0.9
2	Enduit ciment	0.02 x 2	22	0.88
Charge permanente du garde corps $g = 1.78 \text{ KN/m}^2$				

Tableau 3-6-1 : La charge permanente revenant au potes-a-faux

2.2. Surcharge d'exploitation.

- Surcharge du portes-a-faux : $Q=3.5\text{KN/m}^2$

3) Combinaison de charges

Pour une bonde de 1m de largeur

3.1.A L'ELU : 1,35G+1,5Q

- dalle : $q_u = 1,35G + 1,5Q = (1,35 \times 5.19 + 1,5 \times 3.5) \times 1 = 12.26 \text{ KN/ml}$
- Garde corps : $g_u = 1,35g = (1,35 \times 1.78) \times 1 = 2.40 \text{ KN}$

3.2.A L'ELS : G+Q

- dalle : $q_s = G + Q = (5.19 + 3.5) \times 1 = 8.69 \text{ KN/ml}$
- Garde corps : $g_s = g = 1.78 \text{ KN}$

4) Calcule des moments

La section dangereuse est au niveau de l'encastrement, le moment est égale à :

- Moment d'encastrement provoqué par une charge uniformément répartie

$$M_{qu} = -\frac{q_u \times l^2}{2} = -\frac{12.26 \times 1.50^2}{2}$$

$$M_{qu} = -13.79 \text{ KN.m}$$

- Moment provoqué par la charge concentrée

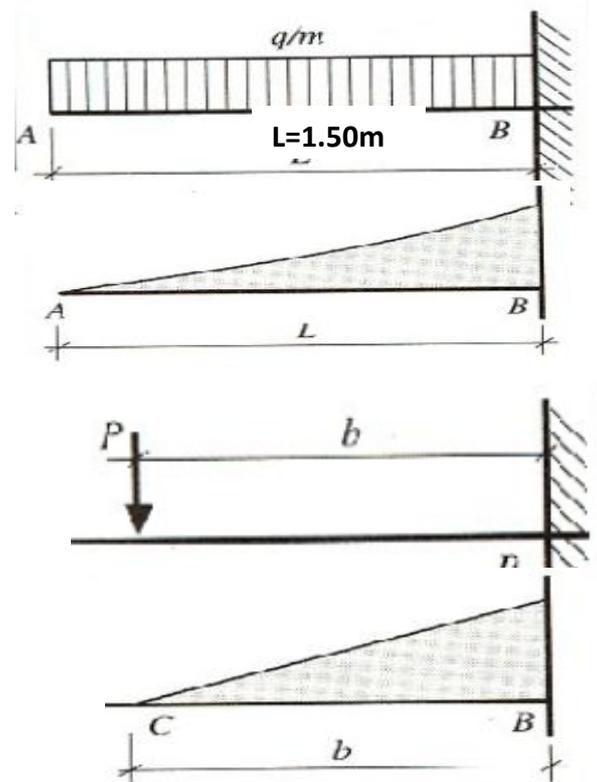
$$M_{gu} = -g_u \times b = -2.40 \times 1.50$$

$$M_{gu} = -3.60 \text{ KN.m}$$

- Moment total : $M_u = M_{qu} + M_{gu}$

$$M_u = -13.79 - 3.60 = -17.39 \text{ KNm}$$

Le signe (-) veut dire que les fibres supérieures sont tendue



5) Ferrailage

Le ferrailage se fait pour une bande de (1 m) de longueur et de (20cm) d'épaisseur en flexion simple

Largeur de la section $b=100\text{cm}$

L'épaisseur de la dalle pleine $h=20\text{cm}$

L'enrobage $c=3\text{cm}$

Hauteur utile $d=17\text{cm}$

$M_u = 17.39 \text{ KN m}$



Figure 3-6-2 : Bande d'un mètre de longueur

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}}$$

$$f_{bu} = \sigma_b = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.12 \text{ MPa}$$

$f_{bu} = \sigma_b$: contrainte du béton comprimé

$$\mu = \frac{17.39 \times 10^6}{1000 \times 170^2 \times 14.12} = 0.0426$$

$$\mu = 0.042 < \mu_1 = 0.392 \longrightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0.042 \longrightarrow \beta = 0.979 \text{ (Tableau des sections rectangulaires en flexion simple)}$$

5.1. Armatures principal

$$A_u = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{17.39 \times 10^6}{0.979 \times 170 \times 434.78} = 240.32 \text{ mm}^2 = 2.40 \text{ cm}^2$$

Avec :

- σ_{st} : contrainte des aciers tendus

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1.15} \approx 434.78 \text{ MPa}$$

- $\gamma_s = 1$ cas accidentel
- $\gamma_s = 1.15$ autre cas

$$A_u = 2.40 \text{ cm}^2 \text{ On adoptera } \mathbf{5HA12=3.9\text{cm}^2} \text{ avec un espacement } \mathbf{S_t = \frac{100}{5} = 20\text{cm}}$$

5.2. Armature de répartition

$$A_r = \frac{A_u}{4} = \frac{3.9}{4} = 0.975 \text{ cm}^2$$

$A_r = 0.975 \text{ cm}^2$ On adoptera **4HA8=2.01** cm^2 avec un espacement de $S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$

6) Les vérifications**6.1. Vérification à l'ELU****6.1.1. Vérification de la condition de non fragilité (Art A.4.2.1/BAEL 91)****→ Armature principales**

Il faut vérifier que $A \geq A_{\min}$

Avec :

- $A_{\min} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e}$
- $f_e = 500 \text{ MPa}$
- $f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{cj}$ } $f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$
- $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ }

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times 100 \times 17 \times 2.1}{500} = 1.642 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_u = 3.9 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.642 \text{ cm}^2$ condition vérifiée.

6.1.2. Vérification des espacements des barres (Art A.8.2,42/BAEL91modifié99)

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

Nous avons adopté $S_t = 20 \text{ cm}$ Condition vérifiée.

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

Nous avons adopté $S_t = 25 \text{ cm}$ Condition vérifiée.

6.1.3. Vérification de la contrainte de cisaillement (Art A.5.2.1/BAEL 91)**→ Contrainte tangentielle conventionnelle ultime τ_u**

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} = \frac{20.79 \times 10^3}{1000 \times 170} = 0.122 \text{ MPa}$$

- T_u Effort tranchant à l'ELU :
 $T_u = q_u \times L + g_u = 12.26 \times 1.50 + 2.40 = 20.79 \text{ KN}$
- b : Largeur minimal de la section ($b=100 \text{ cm}$)
- d : Hauteur utile ($d=17 \text{ cm}$)

→ Contrainte tangentielle admissible $\bar{\tau}_u$

<p>FPP $\bar{\tau}_u = \min \left[\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}, 5MPa \right]$</p> <p>FTP ou FP $\bar{\tau}_u = \min \left[\frac{0.15f_{c28}}{\gamma_b}, 4MPa \right]$</p>	<ul style="list-style-type: none"> • FPP : Fissuration peu préjudiciable • FTP : Fissuration très préjudiciable • FP : Fissuration préjudiciable • $\gamma_b = 1.15$ situation accidentelle • $\gamma_b = 1.5$ autre cas
--	---

Pour la fissuration préjudiciable

$$\bar{\tau}_u = \min \left[\frac{0.15f_{c28}}{\gamma_b}, 4MPa \right] = \min[2.5MPa ; 4MPa] = 2.5MPa$$

$$\tau_u = 0.122 MPa < \bar{\tau}_u = 2.5 MPa \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

6.1.4.Vérification de l'adhérence des barres (Entraînement) (BAEL 99/ Art A.6.1.1.3)

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

6.1.4.1.La valeur limite ultime réglementaire de la contrainte d'adhérence.

Cette contrainte tient compte à la fois des **caractéristiques de l'acier** avec le coefficient de scellement Ψ_s , f_{t28} **et celles du béton**, avec sa résistance à la traction f_{tj} :

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

$$\Psi_s := 1.5 \text{ (Acier haute adhérence)}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{cj} = 2.1MPa$$

6.1.4.2.La contrainte d'adhérences d'entraînement

Cette contrainte va s'opposer à l'effort de traction dans la barre

- $\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9d \sum u_i} = \frac{20.79 \times 10}{0.9 \times 17 \times 15.7} = 0.865MPa$

- T_u : effort tranchant

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

$$\sum u_i \text{ Somme des périmètres utiles des barres}$$

n : nombre de barres

$$\tau_{se} = 0.865MPa < \bar{\tau}_{se} =$$

$$3.15 MPa \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

6.1.4.3. Calcul de la longueur de scellement

L'ancrage est défini par sa longueur de scellement droit « l_s »

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4 \bar{\tau}_s} = \frac{1 \times 500}{4 \times 2.835} = 44.09 \text{ cm}$$

- $\bar{\tau}_s = 0.6 \Psi_s^2 f_{tj} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$

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

- $\Psi_s = 1.5$ (Acier haute adhérence)

- $f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{cj} = 2.1 \text{ MPa}$

On adopter $l_s = 45 \text{ cm}$

Le BAEL admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne est assuré lorsque la partie encré mesuré au moins $l_r = 0.4 \times l_s = 0.4 \times 45 = 18 \text{ cm}$

On adopte des crochets de longueur $l_r = 20 \text{ cm}$

6.1.4.4. Influence de l'effort tranchant aux appuis sur le béton (BAEL 91 Art 521)

$$V_u \leq 0.267 \times 0.9 d \times b \times f_{c28}$$

$$V_u = 20.75 \text{ KN} \leq 0.267 \times 0.9 \times 17 \times 100 \times 2.5 = 1021.275 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

7. Vérification à l'ELS**7.1. Combinaison de charge**

- dalle : $q_s = G + Q = (5.19 + 3.5) \times 1 = 8.69 \text{ KN/ml}$

- Garde corps : $g_s = g = 1.78 \text{ KN}$

7.2. Calcul des moments d'encastrement

- Moment d'encastrement provoqué par une charge uniformément répartie

$$M_{qs} = -\frac{q_s \times l^2}{2} = \frac{8.69 \times 1.50^2}{2} = -9.776 \text{ KN.m}$$

- Moment provoqué par la charge concentrée

$$M_{gs} = -g_s \times b = -1.78 \times 1.50 = -2.67 \text{ KN.m}$$

- Moment total : $M_s = M_{qu} + M_{gs}$

$$M_s = -9.776 - 2.97 = 12.746 \text{ KN.m}$$

7.3. Vérification des contraintes de l'acier (vérification vis-à-vis de l'ouverture de fissure)

Il faut vérifier que $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\}$

- $\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} \times 500; 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right\} = \min \{333.33; 201.63\} = 201.63 \text{ MPa}$
- $\sigma_s = \frac{M_s}{\beta \times d \times A_{st}}$

$$\rho_1 = \frac{A_s}{bd} = \frac{100 \times 1.12}{100 \times 17} = 0.064 \quad \text{Donc } \beta = 0.957 \text{ et } K_1 = 101.3$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta d A_{st}} = \frac{12.746 \times 10^6}{0.957 \times 170 \times 3.9 \times 10^2} = 200.88 \text{ MPa}$$

Donc on a $\sigma_s = 200.88 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa}$ Condition vérifiée

7.4. Vérification des contraintes de compression du béton :

Il faut vérifier que $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

- $\sigma_b = \frac{\bar{\sigma}_s}{K_1} = \frac{201.63}{101.3} = 1.99 \text{ MPa}$

Donc on a $\sigma_b = 1.99 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$ Condition vérifiée

La section est vérifiée vis à vis de la compression**7.5. Vérification de la flèche: (Art B.6.8.424/BAEL91) :**

D'après le BAEL 9, on pourra se dispenser du calcul des déformations si les trois conditions suivantes sont vérifiées :

1. $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{22.5}$
2. $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15M_0}$
3. $\frac{A}{b \times d} \leq \frac{3.6}{f_e}$

Avec : $h=20\text{cm}$; $L=1.50\text{m}$; $f_e = 500\text{MPa}$; $A_u=3.9\text{cm}^2$; $M_0 = M_S = 12.74\text{KNm}$; $M_t = M_U = 17.36\text{KNm}$

1. $\frac{h}{L} = \frac{20}{150} = 0.13 \geq \frac{1}{22.5} = 0.044$

Condition vérifiée

2. $\frac{h}{L} = \frac{20}{150} = 0.13 \geq \frac{M_t}{15M_0} = \frac{17.36}{15 \times 12.74} = 0.090$

Condition vérifiée

3. $\frac{A}{b \times d} = \frac{3.9}{17 \times 100} = 0.00229 \leq \frac{3.6}{f_e} = \frac{3.6}{500} = 0.0072$ Condition

vérifiée

Toutes les conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaires

I.Introduction:

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente réellement est souvent complexe et demande un calcul très fastidieux, donc le calcul manuel est peu fiable. Pour cela l'utilisation de l'outil informatique est devenu indispensable afin d'avoir des résultats proches des résultats réels dans des délais réduits. Plusieurs programmes de calcul automatiques sont faits afin de formuler le problème de calcul des structures et ils sont basés sur la méthode des éléments finis (MEF), permettant le calcul automatique de diverses structures, on dispose de nombreux programmes permettant l'étude statique et dynamique des structures dont ETABS, ROBOT, SAP...etc. Pour notre étude nous avons utilisé ETABS.

II.Description du logiciel ETABS (Extended Three Dimensions Analysis Building Systems):

ETABS est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments et ouvrages de Génie Civil à la fois facile et très efficace pour le calcul vis-à-vis des forces horizontales dues au séisme, il permet aussi

- ➔ La modélisation de tous types de structures
- ➔ La prise en compte des propriétés des matériaux
- ➔ Le calcul et le dimensionnement des éléments
- ➔ L'analyse des effets dynamiques et statiques
- ➔ La visualisation des déformées, des efforts internes, des modes de vibrationetc
- ➔ Le transfert de données avec d'autres logiciels

III.Etapes de modélisation:

Les étapes de modélisation peuvent être résumées comme suit :

- 1) Introduction de la géométrie du modèle.
- 2) Spécification des propriétés mécaniques des matériaux.
- 3) Spécification des propriétés géométriques des éléments (poteaux, poutres, voile...etc.).
- 4) affectation des éléments définis au model
- 5) Définition des charges statiques (G, Q).
- 6) Introduction du spectre de réponse (E) selon le RPA99 /version2003.
- 7) Définition de la charge sismique E.
- 8) Chargement des éléments.
- 9) Introduction des combinaisons d'actions.

Modélisation du bloc (1)

Étape 01 : Introduction de la géométrie du modèle (unités, grilles, niveaux)

La première étape consiste à spécifier la géométrie de la structure à modéliser

a) Choix de l'unité :

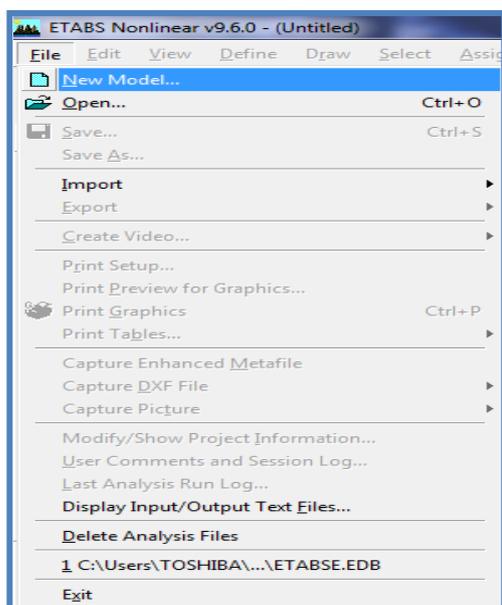
On doit choisir un système d'unités pour la saisie des données dans L'ETABS.

Au bas de l'écran, on sélectionne Ton-m qui sera notre unité de travail

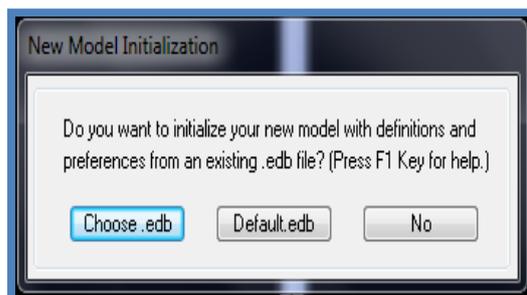


b) Géométrie de base :

Dans le menu déroulant en haut de l'écran on sélectionne **file** puis **New model**

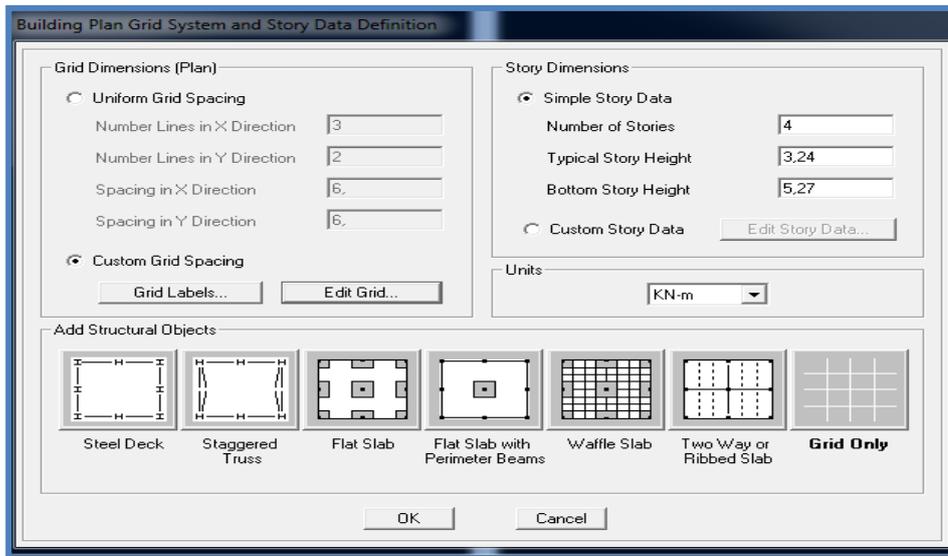


La fenêtre suivante s'ouvre et en clique sur No



La fenêtre qui va s'ouvrir alors permet d'introduire

- Le nombre de lignes suivant x-x.
- Le nombre de lignes suivant y-y.

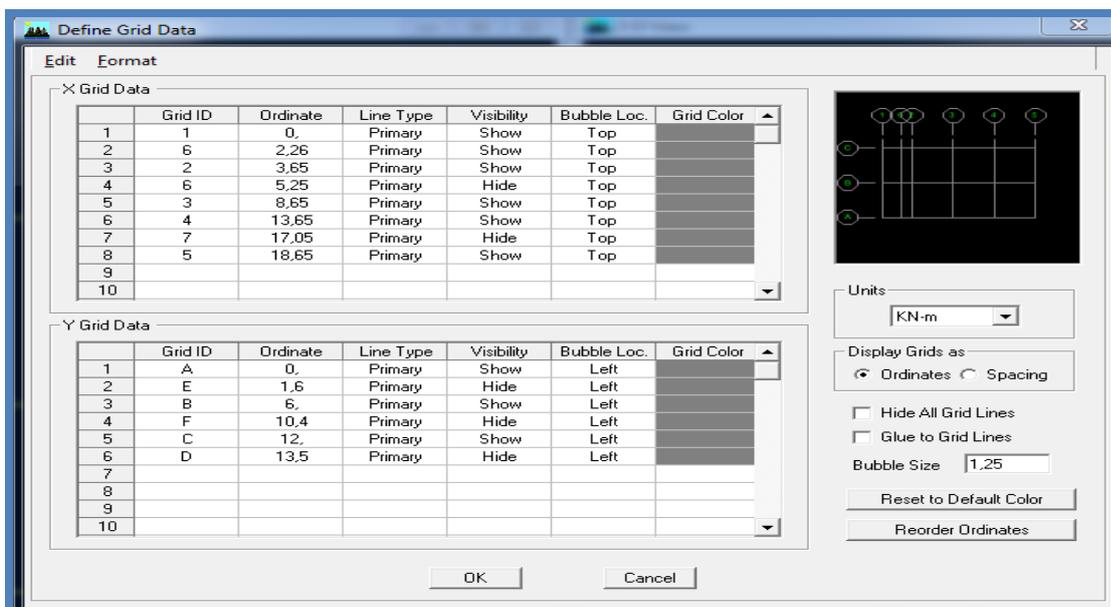


c) Modification de la géométrie de base.

On clique sur **Custom Grid Spacing** → **Edit Grid** → **Spacing**



On introduit les distances des trames suivant X-X et Y-Y



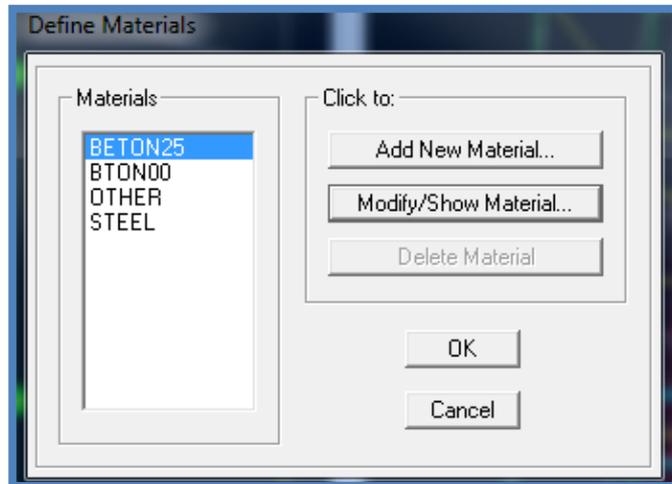
On introduit le nombre d'étages et les hauteurs des différents étages

On clique sur **Custom Story Data** → **Edit Story Data**

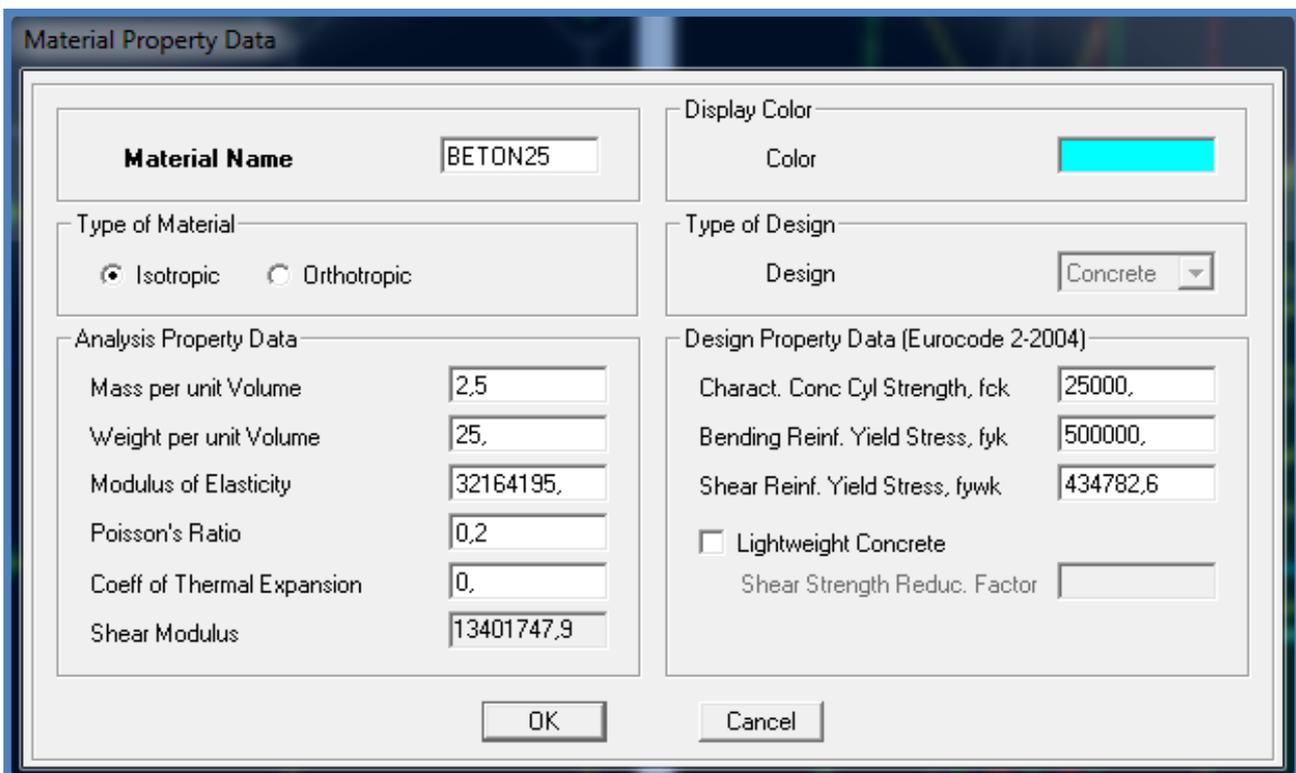
Étape 02 : Spécification des propriétés mécaniques des matériaux. 

Cette instruction permet d'introduire les propriétés mécaniques des matériaux

Define → **Materials properties** → **CONIC** → **Modify/Show Material**



Dans la boîte de dialogue qui apparait on aura à définir les propriétés mécaniques des matériaux utilisés



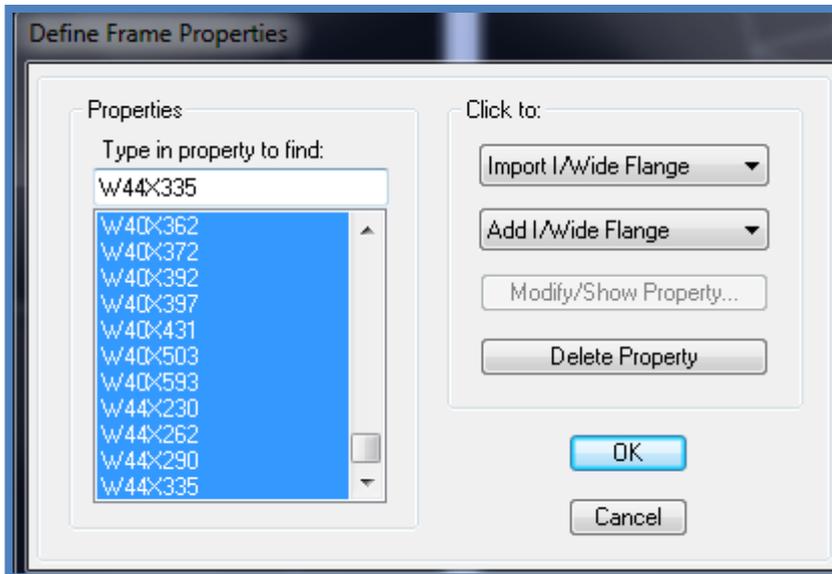
Étape03:Spécification des propriétés géométriques des éléments (poteaux, poutres, voile...etc)

On va définir chaque élément de la structure les poutres principales et secondaires, les poteaux, les plancher, les dalles pleins et les voiles

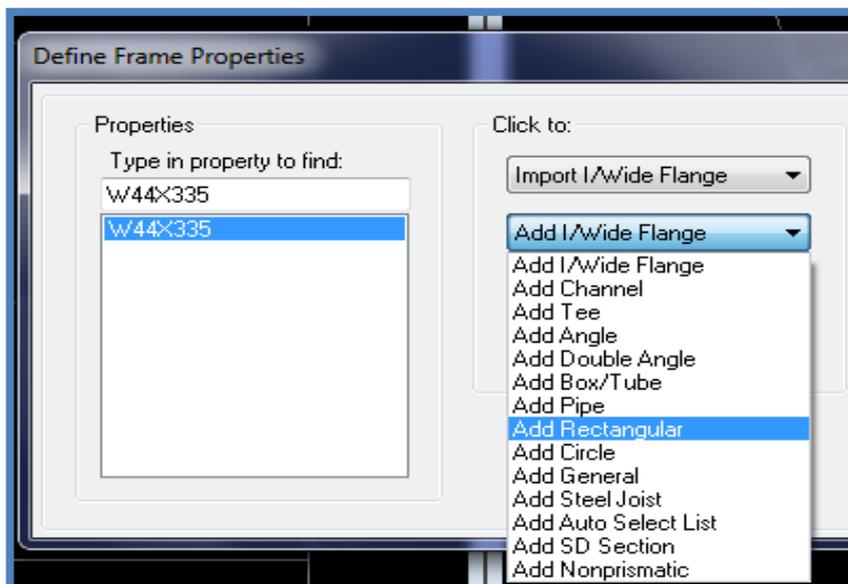
 Poutres, poteaux et poutrelle 

Defin → **Frame sections**

Dans l'icône Properties on sélection tous les coffrages donnés par défaut dans la colonne puis en clique sure **Delete Property**

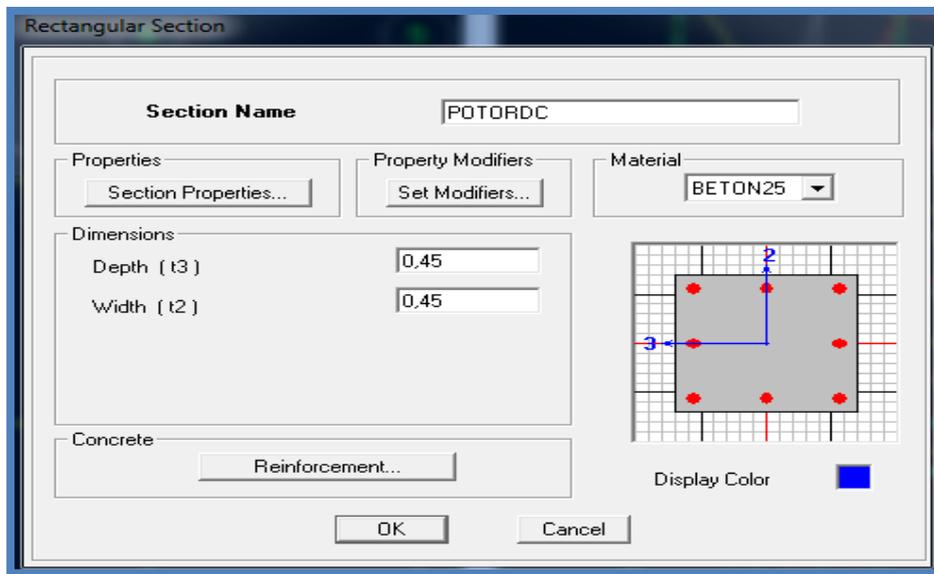


Pour introduire les coffrages des poutres et des poteaux en clique sur **Add I/Wide Flange** → **Add Rectanguler**



La fenêtre ci-dessous va s'afficher et les valeurs à introduire varient selon que se sois des

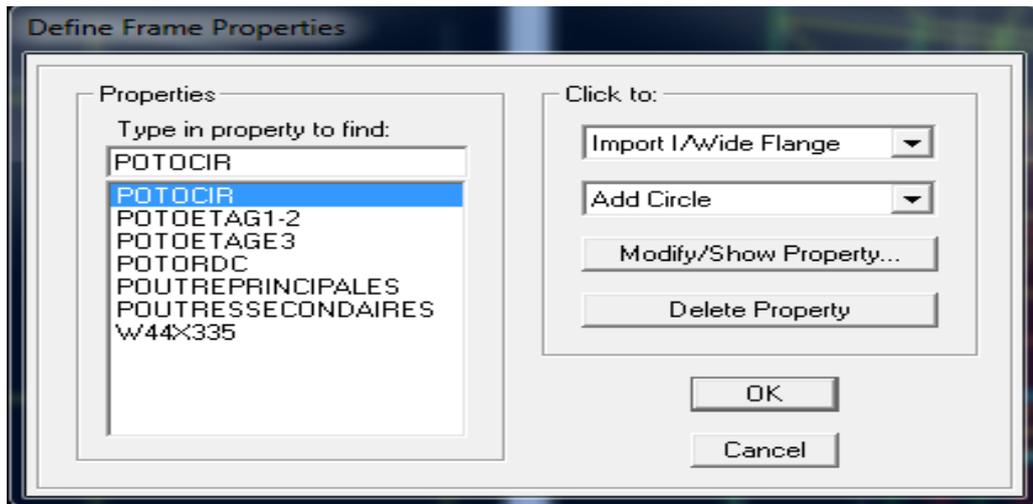
- Poutres principales 35x45cm²
- Poutre secondaire 30x40 cm²
- Poteaux RDC 45x45 cm²
- Poteaux étages(1-2) 40x40cm²
- Poteaux étage(3) 30x30 cm²
- Poteaux circulaires D= 50 cm²



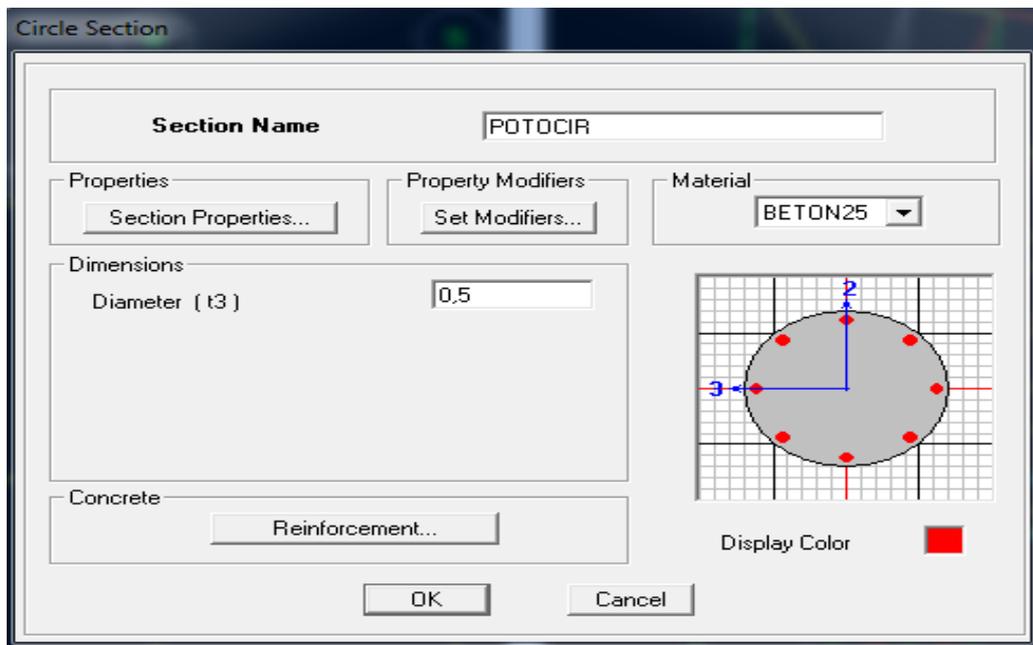
Remarque :

On procède de la même façon pour l'introduction des différentes sections des poteaux et des poutres ;sauf pour les poteaux circulaires .

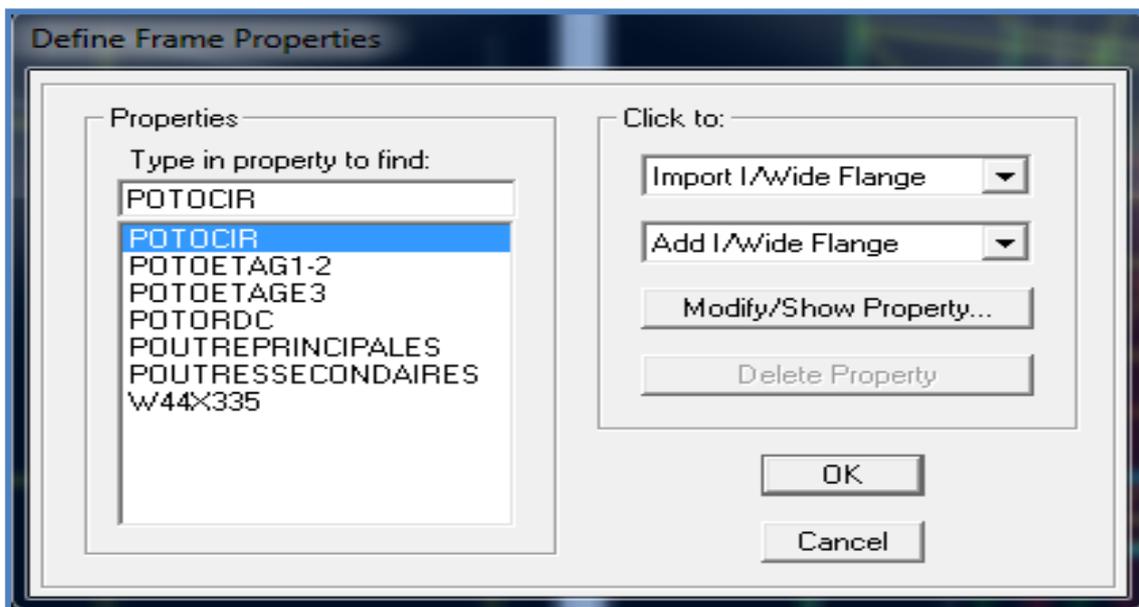
Pour introduire les coffrages des poteaux circulaires on clique sur **Add I/Wide Flange** → **Add circle**



On aura :

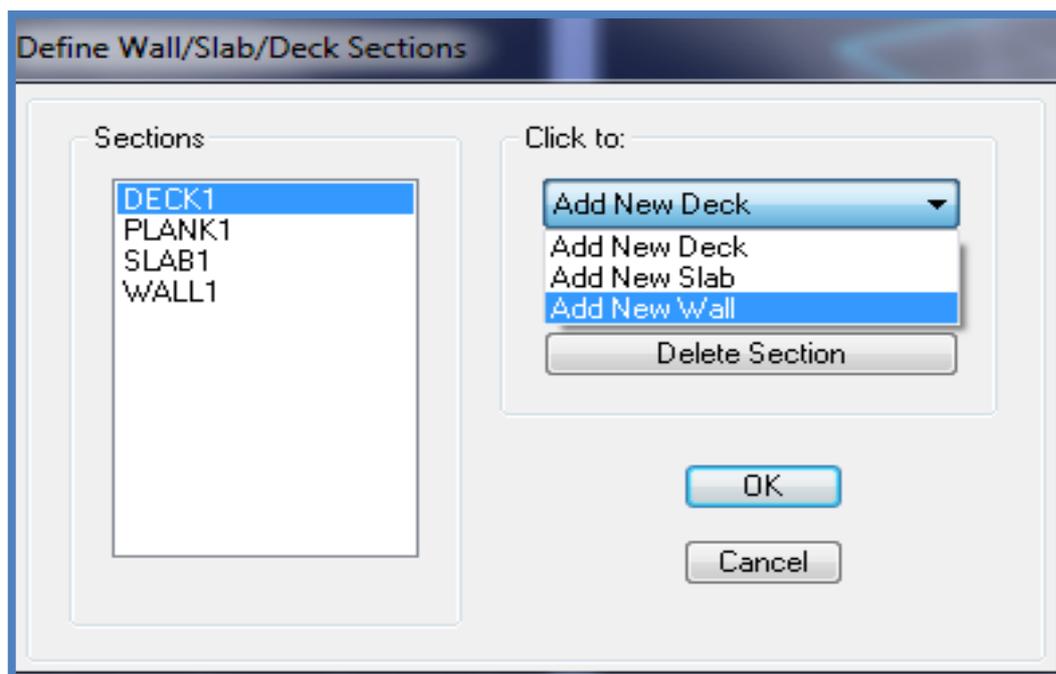


Après toutes ces étapes en aura une fenêtre qui regroupe toutes les sections de nos poteaux et poutres.




Dalle pleines, voiles


 Define → Wall/slab/Deck Sections



SLAB= Dalles

WALL = Voiles

DECK= Plancher Collaborant

Dimensionnement des voiles (25cm²)

Dimensionnement des voiles (18cm²)

Dimensionnement de la dalle pleine

Etape 04 : Quatrième étape : affectation des éléments défini au model

Pour affecter les sections définies aux différents éléments on doit suivre les étapes suivantes :

✚ Pour les poteaux 

Une boite de dialogue apparait et on selectionne dans Property of Object le type de poteaux à placer selon l'étage correspondant :

- 03-étage :30x30 cm²
- 01-02 étage :40x40 cm²
- RDC- étage :45x45 cm²
- Circulaire (niveau RDC) : D=50cm²

Property	POT40x40
Moment Releases	Continuous
Angle	0.
Plan Offset X	0.
Plan Offset Y	0.

Property	POT45x45
Moment Releases	Continuous
Angle	0.
Plan Offset X	0.
Plan Offset Y	0.

Property	POTOETAGE3
Moment Releases	Continuous
Angle	0.
Plan Offset X	0.
Plan Offset Y	0.

Property	POTOCIR
Moment Releases	Continuous
Angle	0.
Plan Offset X	0.
Plan Offset Y	0.

On place les poteaux dans leur place conformément au plan d'architecte

✚ Pour les poutres 

Une boite de dialogue apparait et on selectionne dans **Property of Object** le type de la poutre à placer

- Poutre principale 35x50
- Poutre secondaire 30x40

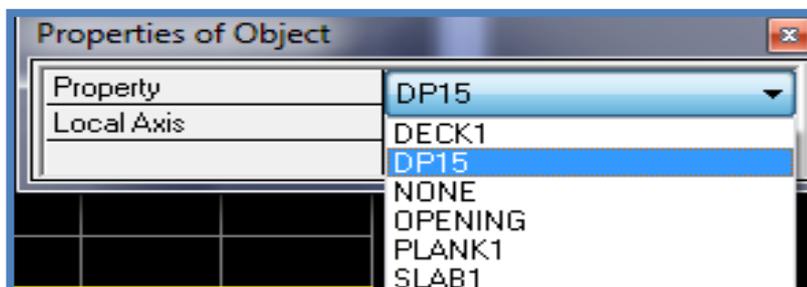
Type of Line	Frame
Property	POUTREPRINCIPALES
Moment Releases	Continuous
Plan Offset Normal	0.

Type of Line	Frame
Property	POUTRESSECONDAIRES
Moment Releases	Continuous
Plan Offset Normal	0.

Sélectionne les lignes porteuses de cet élément pour qu'il soit placé.

Pour les dalles pleines :

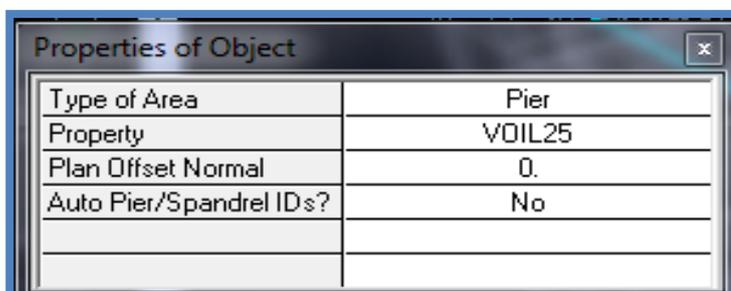
Dans la boîte de dialogue qui apparaît on sélectionne dans Property DP15.



Ensuite on se positionne sur le rectangle comportant la dalle pleine et on clique avec le bouton gauche pour placer la dalle.

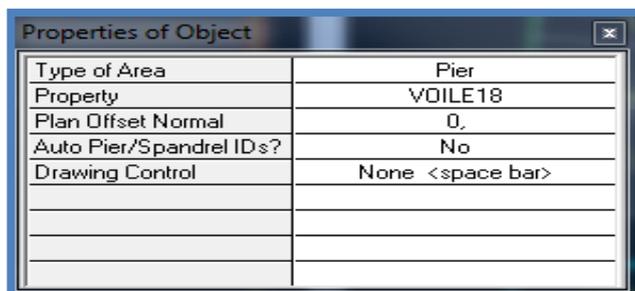
Pour les voiles :

Dans la boîte de dialogue qui apparaît-on sélectionne dans Property VOIL25



On se positionne sur la traves au le voile devra être placé et en clique avec le bouton gauche et le voile sera positionné (a l'étage RDC)

Dans la boîte de dialogue qui apparaît-on sélectionne dans Property VOIL18



On se positionne sur la traves au le voile devra être placé et en clique avec le bouton gauche et le voile sera positionné. (De l'étage(1) jusqu'a (3))

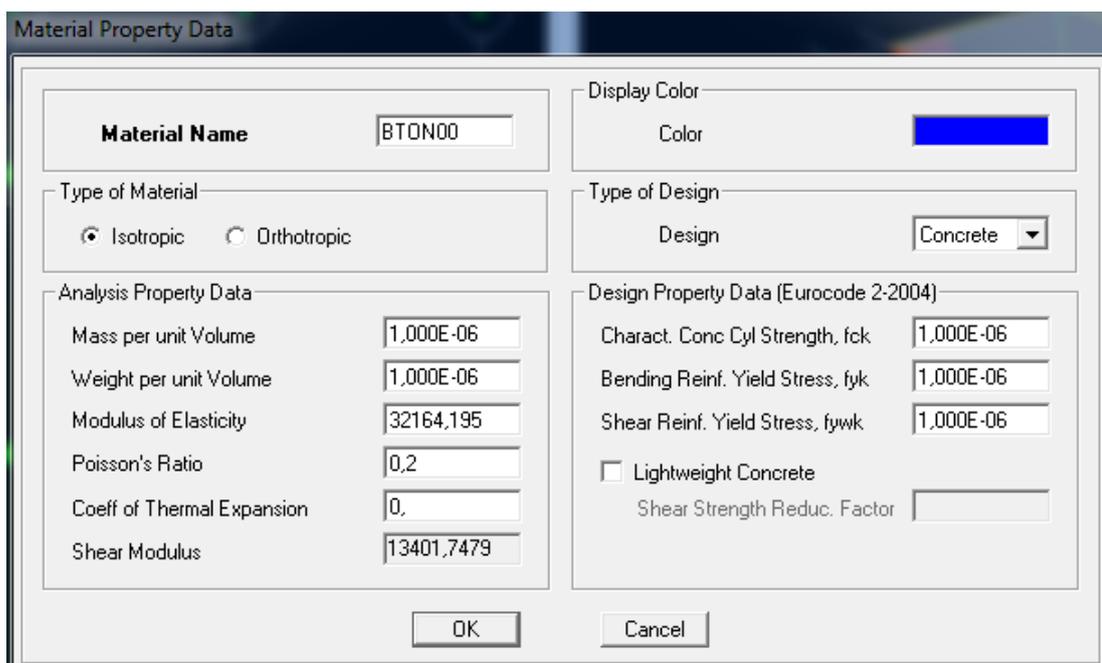
Dans notre projet on a opté pour la méthode bardage, pour modélisé nos dalle pleine et des corps creux

Remarque : la méthode bardage et une méthode de modélisations des surface (dalle pleine et corps creux..) qui transforme les charges surfaciques on charge linaires qui sont directement transmises aux poutres.

Pour ce faire on définie les différente forme de dalle on suivants les étapes suivantes :

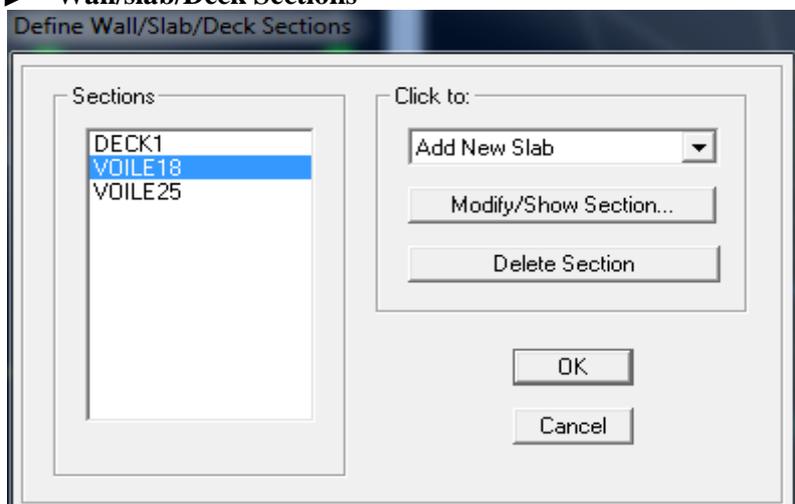
Pour ce faire on vas créé un autre matériau un dalle mince (un béton 00) qui aura pas de charge sont étant de transmettre les charges surfaciques aux poutres principales .

Une boites de dialogue apparais



✚ Dalle pleines : (étages courants , étages terrasse ,portes a faux)

Define → **Wall/slab/Deck Sections**



Une boite de dialogue apparait et on selectionne Add new slab (pour les dalles pleines)

(pour les étages courants)

Wall/Slab Section

Section Name: PEC

Material: BTON00

Thickness

Membrane: 1,000E-04

Bending: 1,000E-04

Type

Shell Membrane Plate

Thick Plate

Load Distribution

Use Special One-Way Load Distribution

Set Modifiers... Display Color:

OK Cancel

(pour l'étage terrasse)

Wall/Slab Section

Section Name: PET

Material: BTON00

Thickness

Membrane: 1,000E-04

Bending: 1,000E-04

Type

Shell Membrane Plate

Thick Plate

Load Distribution

Use Special One-Way Load Distribution

Set Modifiers... Display Color:

OK Cancel

(pour les poteaux a faux)

Wall/Slab Section

Section Name: PAF

Material: BETON25

Thickness

Membrane: 0,15

Bending: 0,15

Type

Shell Membrane Plate

Thick Plate

Load Distribution

Use Special One-Way Load Distribution

Set Modifiers... Display Color:

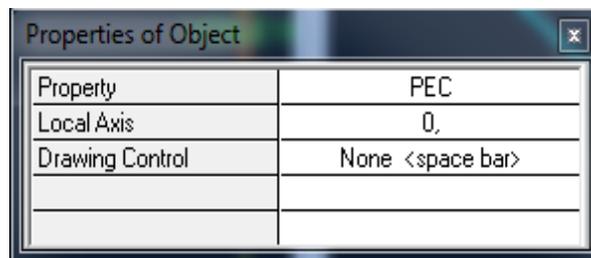
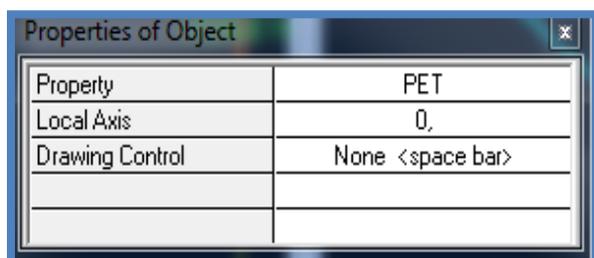
OK Cancel

Pour les dalles pleines : 

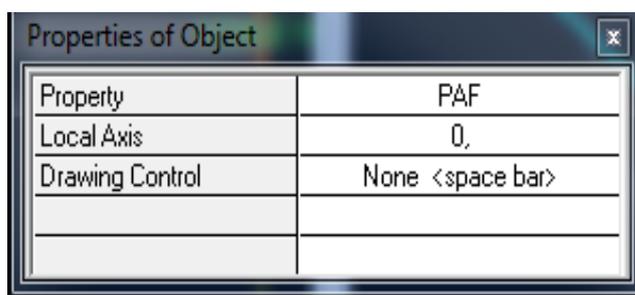
Dans la boîte de dialogue qui apparaît on sélectionne dans Property on sélectionnes les différentes dalles

(pour le planché étages terrasse)

(pour le planché etages courant)



(pour les portes a faux)

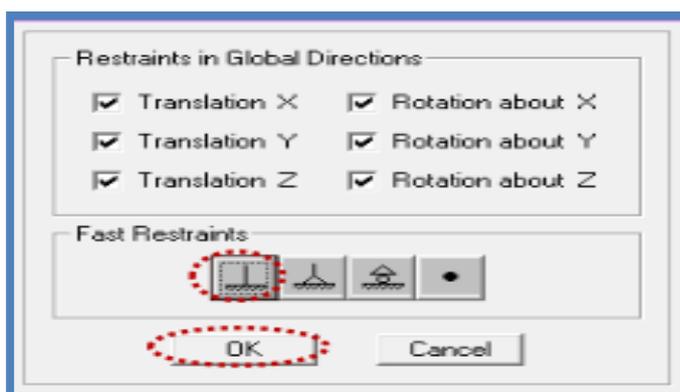


Ensuite on se positionne sur le rectangle comportant la les différentes dalles et on clique avec le bouton gauche pour placer la dalle.

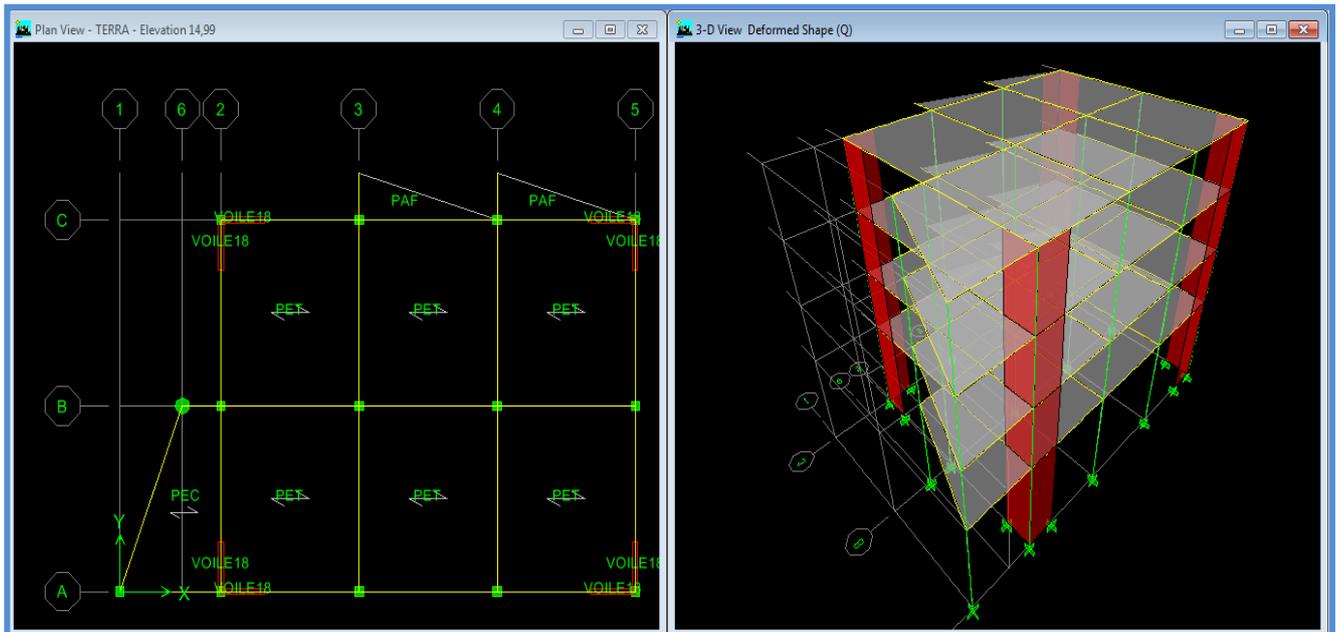
Remarque

On doit définir les appuis (encastrer les poteaux et les voiles à la base du bâtiment) pour ce faire, on se place à la base et on la sélectionne puis on clique sur l'icône 

La fenêtre suivante s'affiche

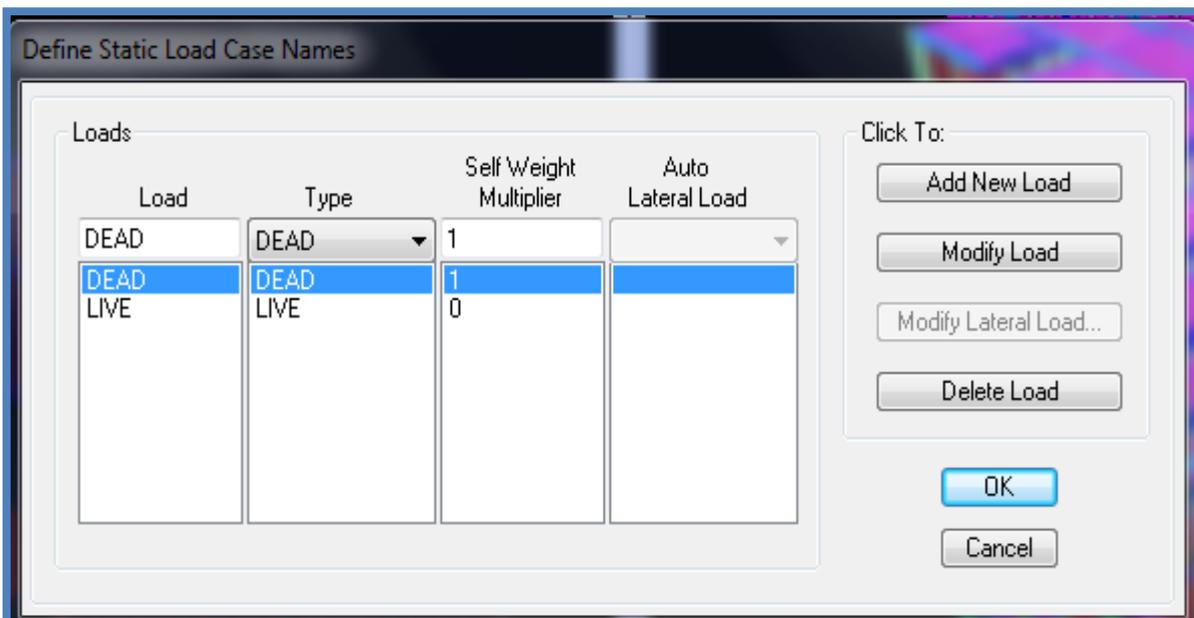


Tous les étaps président nous ferons aboutir a la structure suivent



Etape 05 : définition des charges statiques (G, Q).

La structure est soumise à des charges permanentes (G) et des surcharges d’exploitation (Q) pour les définir on clique sur , au bien **Define** ———> **Static Load Casesb**



Etape 06 : introduction du spectre de réponse (E) selon le RPA99 /version2003.

La création du spectre de réponse se fait avec l'utilisation du logiciel de calcul RPA99

On ouvre le logiciel en cliquant sur l'icône



On introduit les données dans leur case respective

- Zone II_a: zone de moyenne sismicité (T.0)
- Groupe d'usage 2: importance moyenne (à usage d'habitation) dans la hauteur ne dépasse pas 48m
- Classification des sites d'implantation S₃: site meuble
- Classification des systèmes de contreventement

L'objet de classification des systèmes structuraux se traduit dans les règles et méthodes de calculs par l'attribution pour chacune des catégories de cette classification d'une valeur numérique du coefficient de comportement R.

La classification des systèmes structuraux est faite en tenant compte de leur fiabilité et de leur capacité de dissipation de l'énergie vis-à-vis de l'action sismique et le coefficient de comportement correspond est fixé en fonction de la nature des matériaux constitutifs du type de construction des possibilités de redistribution d'effort dans la structure

Système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé

Le système est constitué de voiles uniquement ou de voiles et de portique. Dans ce dernier cas les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales. On considère que la sollicitation horizontale est reprise uniquement par les voiles

- Facteur de qualité

$$Q = 1 + \sum_1^6 p_q = 1 + (p_1 + p_2 + p_3 + p_4 + p_5 + p_6) \quad (4-4 \text{ RPA } 99)$$

Avec P_q: est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q est satisfait ou non sa valeur est donnée dans le tableau ci-dessous

Critère q »	P _q	
	Observé	N/observé
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0,05
2. Redondance en plan	0	0,05
3. Régularité en plan	0	0,05
4. Régularité en élévation	0	0,05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0,05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0,10

a) Condition minimale sur les files de contreventement.

- Chaque file de portique doit comporter à tous les niveaux, au moins trois(03) travées dont le rapport des portées n'excède pas 1.5 les travées de portique peuvent être constituées de voiles de contreventement

Suivent x on a (04) travéeCV
 Suivent y on a (02) travéeCNV

- $\frac{l_{max}}{l_{min}} \leq 1.5$

Suivent x $\frac{5.10}{3.65} = 1.39 < 1.5$CV
 Suivent y $\frac{6}{6} = 1 < 1.5$CV

$p_1^x=0$ $p_1^y=0.05$

b) Redondance en plan (surabondance).

- Chaque étage devra avoir en plan au moins quatre (04) files de portiques et /ou de voiles dans la direction des forces latérales appliquées
- Ces files de contreventement devront être disposées symétriquement autant que possible avec un rapport entre valeurs maximale et minimale d'espacement ne dépassant pas 1.5

Suivent x :

5 files porteusesCV
 $\frac{d_{max}}{d_{min}} = \frac{5.10}{3.65} = 1.39 < 1.5$CV } $p_2^x=0$

Suivent y :

03 files porteuses.....CNV
 $\frac{d_{max}}{d_{min}} = \frac{6}{6} = 1 < 1.5$CV } $p_2^y=0,05$

c) Régularité en plan.

- Le bâtiment doit présenter une configuration sensiblement symétrique vis-à-vis deux directions orthogonales aussi bien pour la distribution des rigidités que pour celle des masses

Suivent xCV
 Suivent y.....CV

➤ **Condition sur l'excentricité**

A chaque niveau et pour chaque direction de calcul la distance entre le centre de gravité des masses et le centre des rigides ne dépasse pas 15% de la dimension du bâtiment

- $e_x = |X_T - X_G| \leq 15\%l_x$
 - $e_y = |y_T - y_G| \leq 15\%l_y$
- $l_x = 18,75$
 $l_y = 13,5$

Le logiciel nous donne le centre de masse et de torsion pour chaque niveau :

STORY	Centre de masse		Centre de torsion		Excentricité	
	XCM	YCM	XCR	YCR	e_x	e_y
RDC	10.537	6.045	10.965	5.977	0.428	0.068
ET1	10.550	6.140	10.857	5.973	0.307	0.167
ET2	10.554	6.135	10.764	5.96	0.210	0.175
TERRASSE	10.412	5.745	10.7	5.939	0.288	0.194
TOTAL					1.233	0.604
					15% $l_x = 2,81$	15% $l_y = 2.025$
					CV	CV

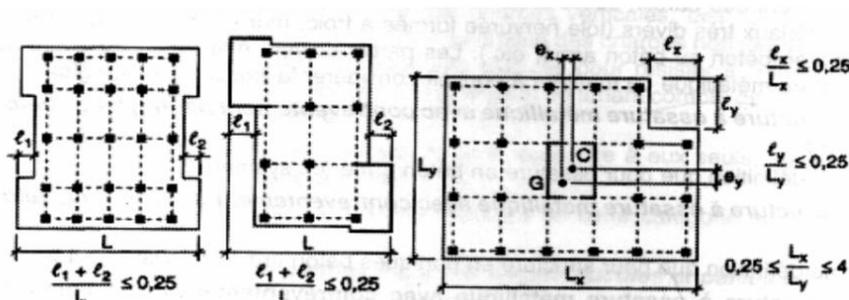
➤ Condition sur les décrochements

(article 3-5-1 du RPA99/version2003)

- La forme du bâtiment doit être compacte avec un rapport longueur/largeur du plancher soit supérieur ou égale à (0.25) et inférieur ou égale à (04)

$$\frac{l_x}{l_y} = \frac{18.75}{13.5} = 1.38 \text{ ce qui fait } 0.25 \leq 1.38 \leq 4 \dots\dots\dots \text{CV}$$

- La somme des dimensions ne doit pas excéder 25% de la dimension totale du bâtiment dans cette direction



Suivent x : $\frac{e_x}{l_x} = \frac{2.26}{18.75} = 0.120 \leq 0.25 \dots\dots\dots \text{CV}$

Suivent y : $\frac{e_y}{l_y} = \frac{6}{13.5} = 0.44 < 0.25 \dots\dots\dots \text{CNV}$

(Influe sur le coefficient de qualité de la structure, faut réduire le coefficient de qualité de la structure)

➤ **Condition sur les ouvertures**

La surface totale des ouvertures de plancher doit rester inférieure à 15% de celle de ce dernier

Surface totale sur les ouvertures S_T ($S_T= 12.70 \text{ m}^2$)

$$S_0 \leq 15\%S_T \quad 189.9 \leq 190.5 \dots\dots\dots CV$$

$$p_3^x=0 \quad p_3^y=0.05$$

➤ **Contrôle de la qualité de l'exécution**

Il est prévu contractuellement une mission de suivi des travaux sur chantier .Cette mission doit comprendre notamment une supervision des essais effectués sur les matériaux notamment une supervision des essais effectués sur les matériaux

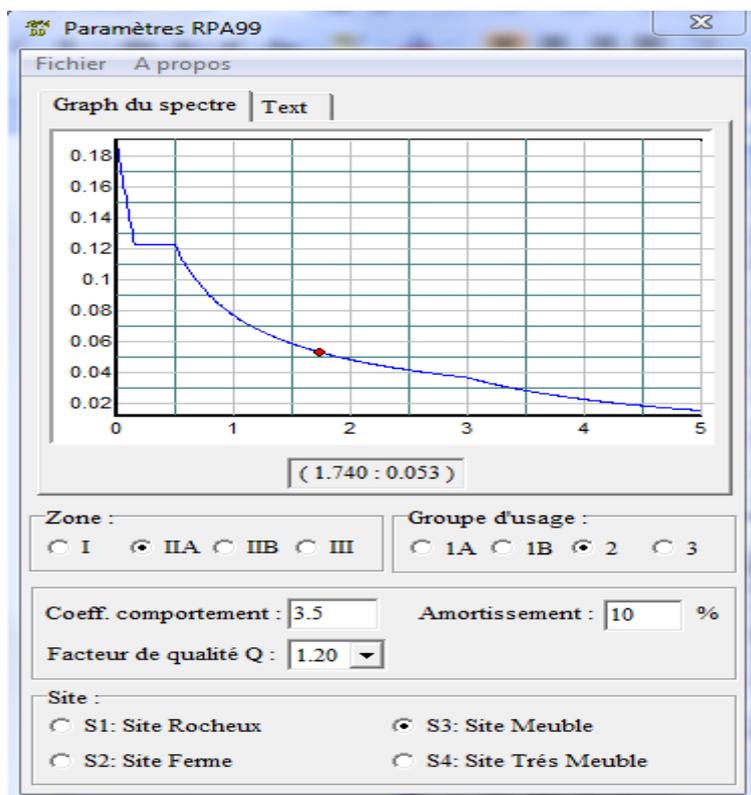
Finalement

$$Q_x=1+ (0+0+0)=1$$

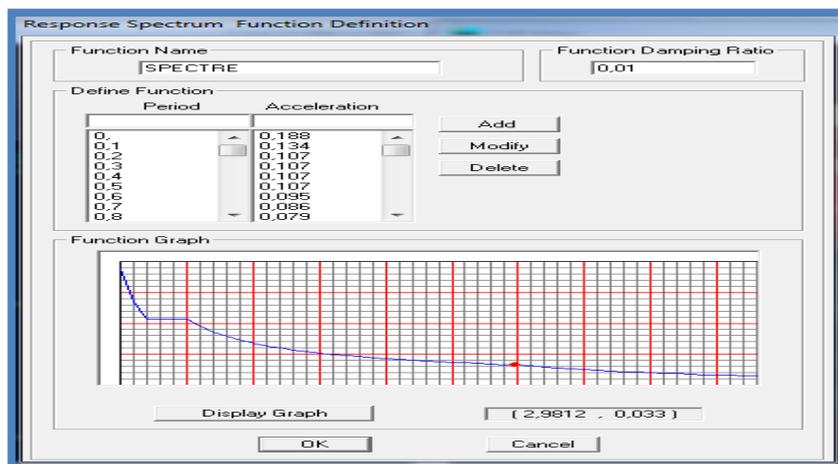
$$Q_y=1+ (0+0.05+0.05+0.05)=1.15$$

On prend 1,20 pour plus de sécurité

Définition du spectre de réponse a introduire dans notre logiciel

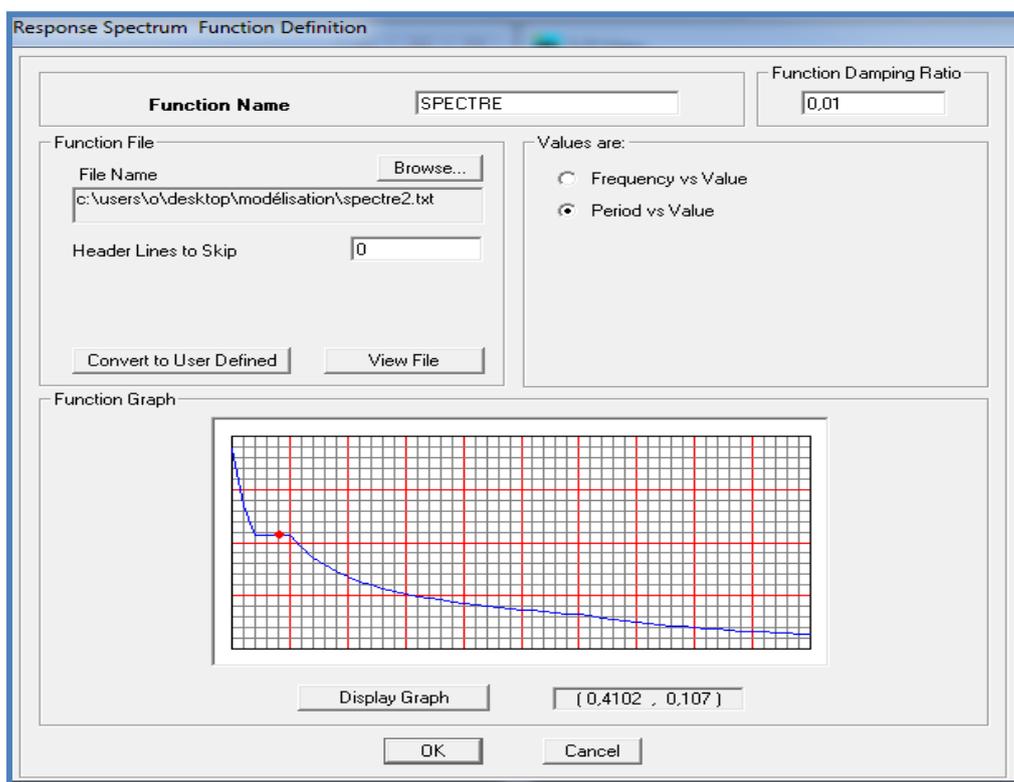
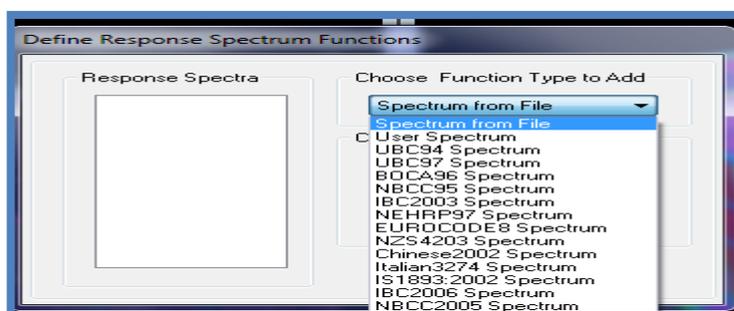


On clique sur Text puis sur Enregistrer et on lui choisit un emplacement de sauvegarde



Pour injecter le spectre dans le logiciel ETABS on clique sure

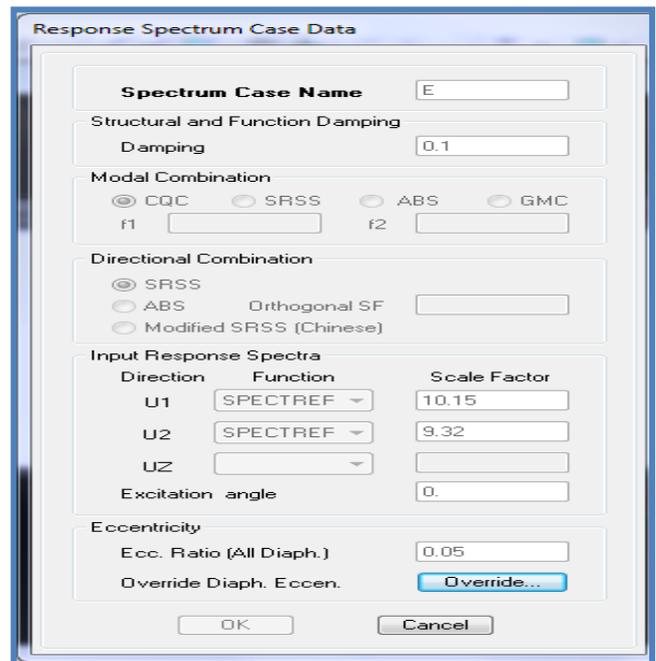
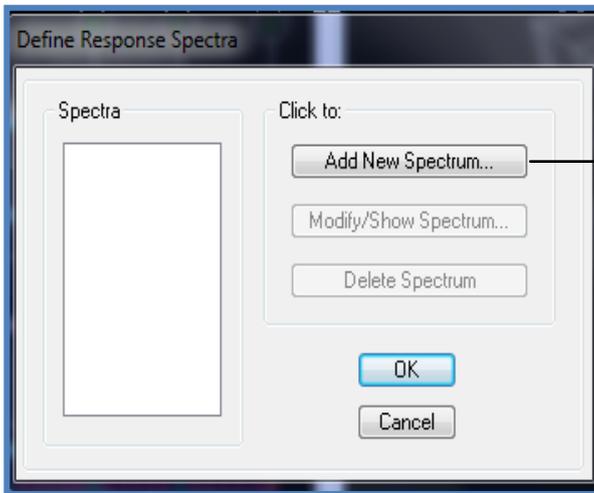
Define → **Reponse Spectrum Function** → **Spectrum from file**



Étape 07 : définition de la charge sismique E.

Consiste à définition du chargement E (séisme) pour cela on clique sur

Define → **Reponses spectrum** case au bien



➤ **Définition de la masse sismique**

Masse source (masse revenant à chaque plancher)

La masse des planchers est supposées concentrée en leur centre de masse

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec} \quad W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi} \quad (\text{Formule 4-5 RPA99version 2003})$$

Avec :

W : poids dû aux charges permanentes

W_i : poids de l'étage i

W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes

W_{Qi} : Charges d'exploitation

β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation

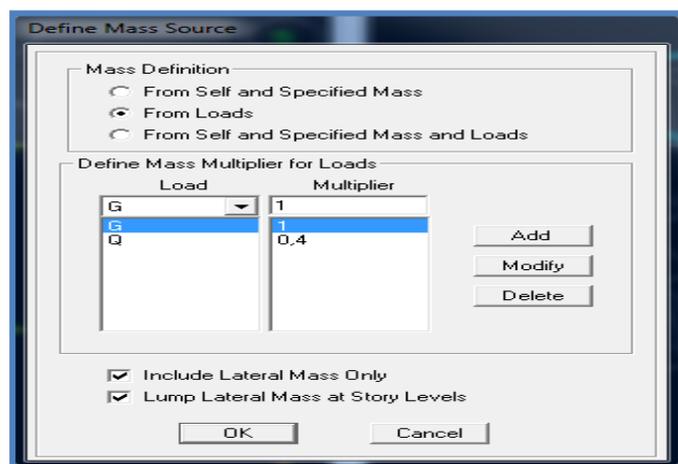
Cas	Type d'ouvrage	β
1	Bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés	0,20
2	Bâtiments recevant du public temporairement : - Salles d'exposition, de sport, lieux de culte, salles de réunions avec places debout. - salles de classes, restaurants, dortoirs, salles de réunions avec places assises	0,30 0,40
3	Entrepôts, hangars	0,50
4	Archives, bibliothèques, réservoirs et ouvrages assimilés	1,00
5	Autres locaux non visés ci-dessus	0,60

Valeurs du coefficient de pondération β

Dans notre cas l'ouvrage est a usage d'hébergement donc $\beta = 0.4$

On introduit ces masses dans ETABS en passe par si étape

Define → **Masse source** → **from Self and Specified Masse and Loads**



➤ **Attribution des diaphragmes au déferent plancher du modèle :** 

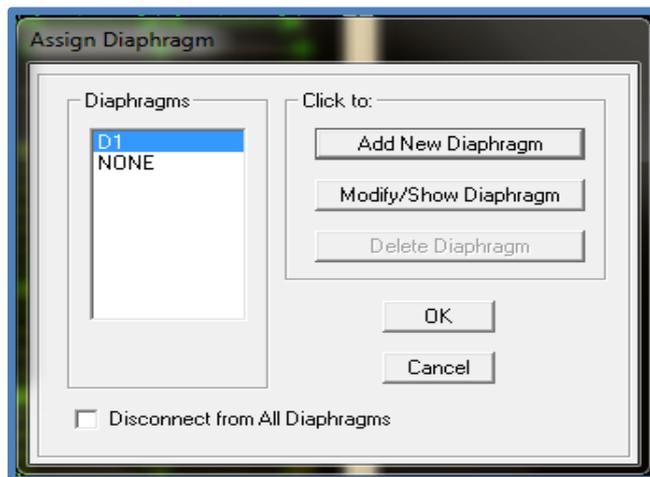
Comme les planchers sont supposés infiniment rigides, on doit relier les nœuds du même plancher a leurs nœuds maitres de telle sorte qu'ils puissent former un diaphragmes ceci a pour effet de réduire le nombre d'équitation à résoudre par ETABS. On sélectionne le premier étage puis on va dans :

Set Plain View → **STORY 1** → **OK**

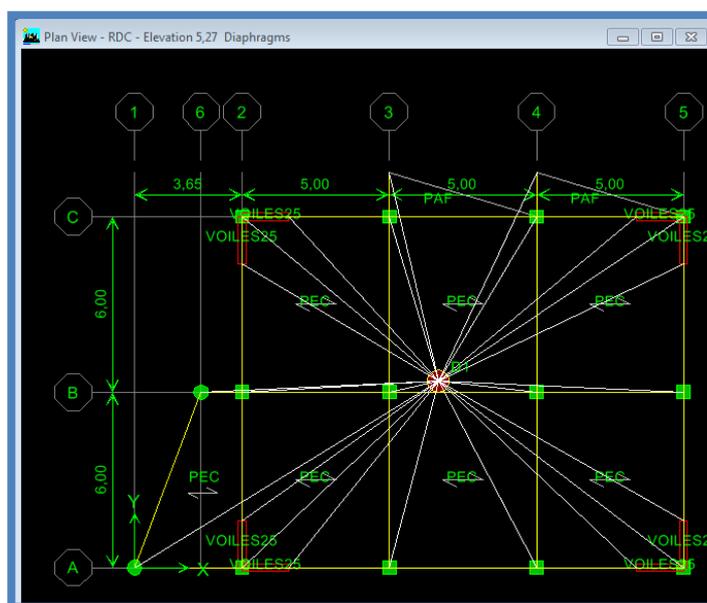
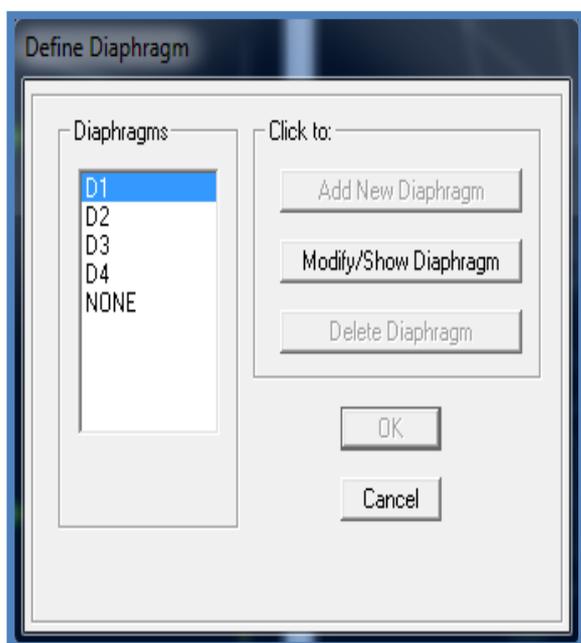
Sélections de la vues en plan du premier étage

Define → **Diaphragm** → **OK**

Le premier diaphragme apparaît alors



Avec la même façon on réalise les diaphragme qui vont suivre mais cette fois en cliquant sur **Add New Diaphragm** puis en clique sur **OK** pour valider et on refait les mêmes opérations pour tous les autres planchers



Étapes 08 : Chargement des éléments.

Terrasse h=3.24	$G=5.68\text{kN/m}^2=0.568\text{t/m}^2$ $Q=1\text{KN/m}^2=0.1\text{t/m}^2$	RDC h=5.27	$G=5.14\text{kN/m}^2=0.514\text{t/m}^2$ $Q=2.5\text{KN/m}^2=0.25\text{t/m}^2$
Étage h=3.24	$G=5.14\text{kN/m}^2=0.514\text{t/m}^2$ $Q=1.5\text{KN/m}^2=0.15\text{t/m}^2$	Portes a faux h=1.50	$G=5.68\text{kN/m}^2=0.568\text{t/m}^2$ $Q=3.5\text{KN/m}^2=0.35\text{t/m}^2$

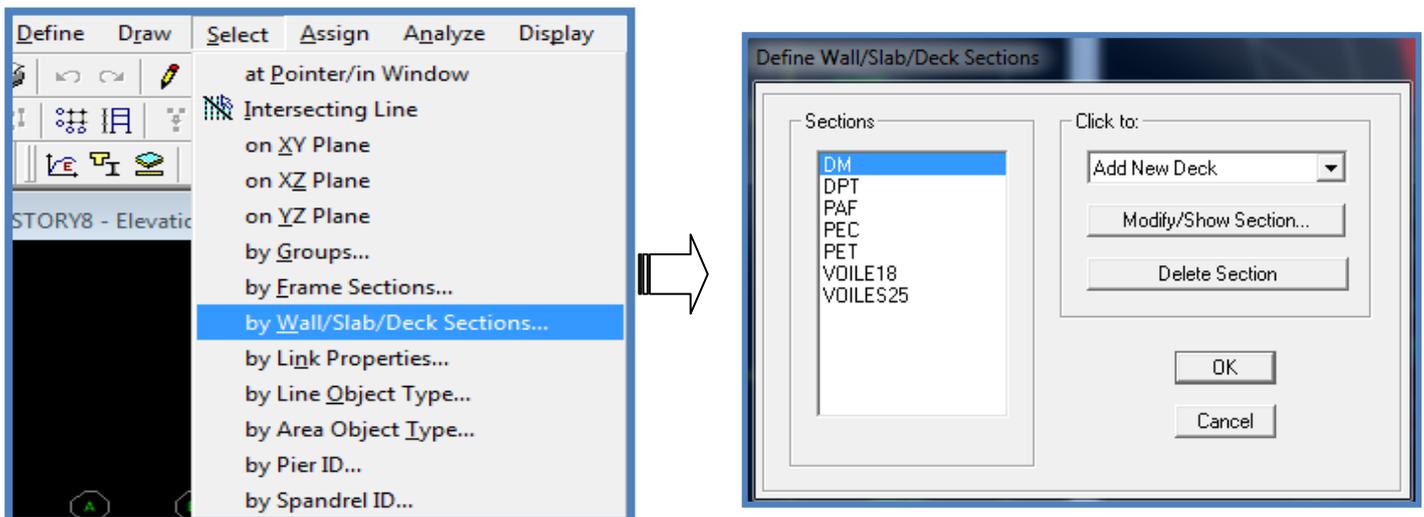
REMARQUE :

on a opté pour l'application des charges directement sur les planchés, donc des charge surfacique ce transformerons en charges linéaires sur les poutres .

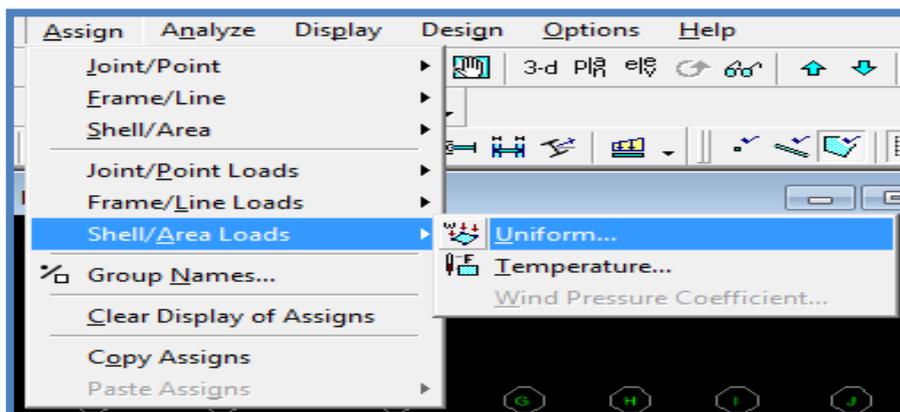
on sélection la vus en plan de l'étage à charger

Pour le chargement des dalles planes, nous allons les sélectionner comme suit :

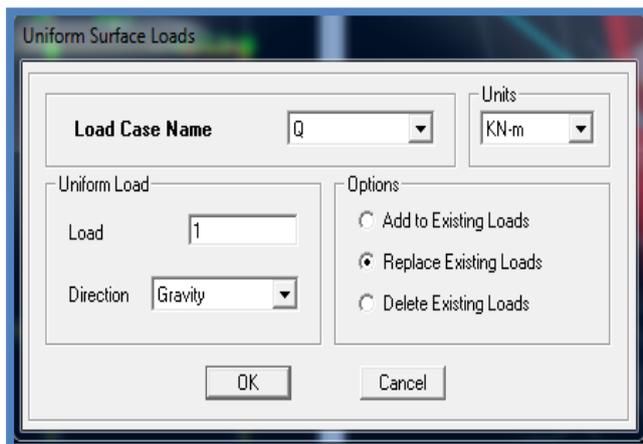
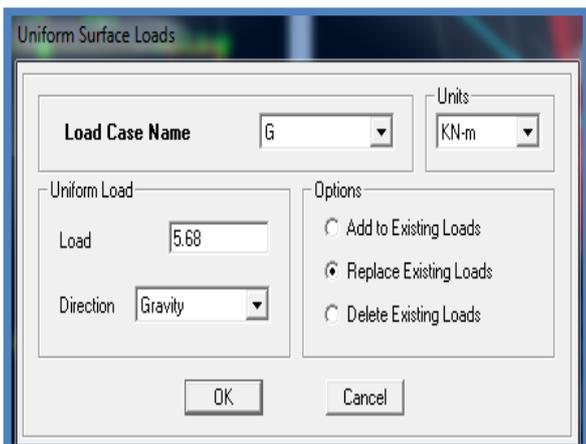
Select \longrightarrow by Wall/Slab/Deck Sections, on selection DAL15 et on valide



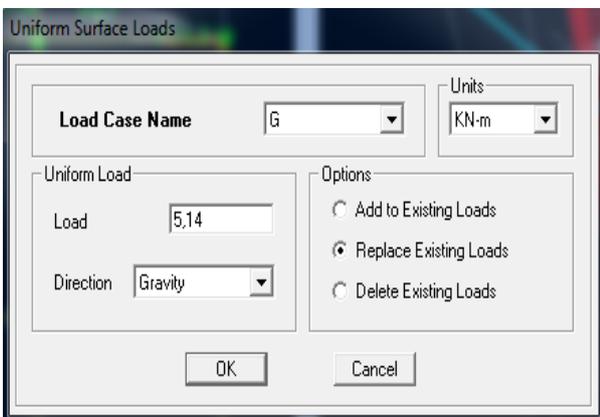
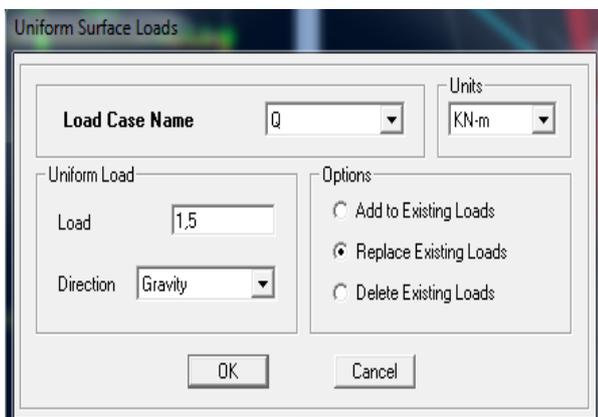
Assign \longrightarrow Shell/Area Loads \longrightarrow Uniform



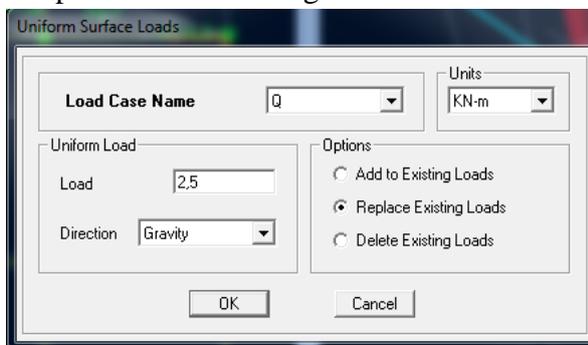
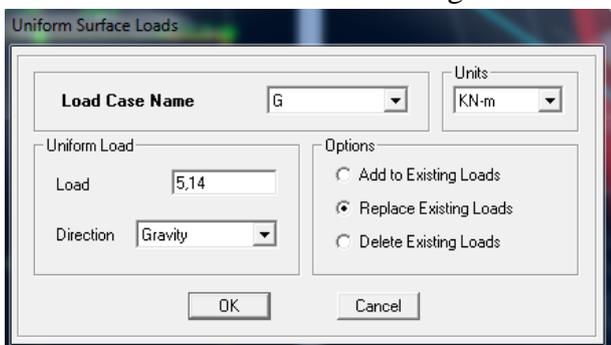
Et on introduit les valeurs des charges et surcharge sur planché terrasse inaccessible



Et on introduit les valeurs des charges et surcharge sur planché des (2) étages a usage d'hébergement



Et on introduit les valeurs des charges et surcharge sur planché RDC a usage commercial



Et on introduit les valeurs des charges et surcharge sur planché portes a faux :



Étape 09 : introduction des combinaisons d'actions.

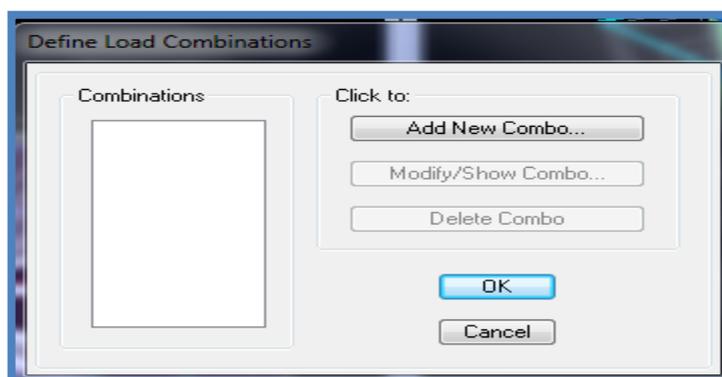


- ◆ **Combinaisons aux états limites :**
 ELU : $1.35G+1.5Q$
 ELS : $G+Q$
- ◆ **Combinaisons accidentelle du RPA :**
 GQE : $G+Q\pm E$
 08GE : $0.8G\pm E$

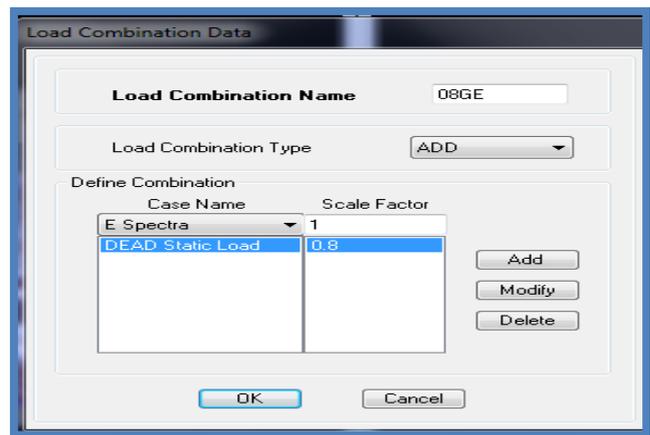
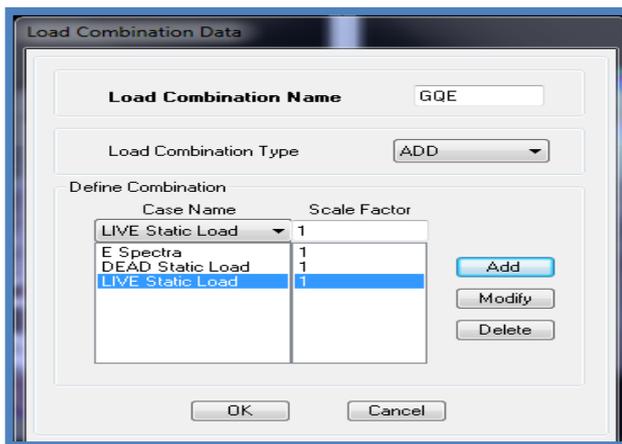
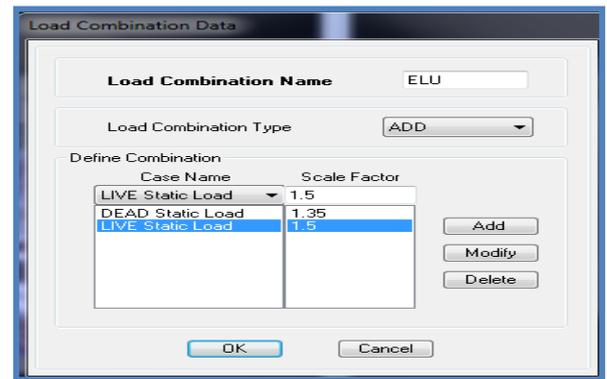
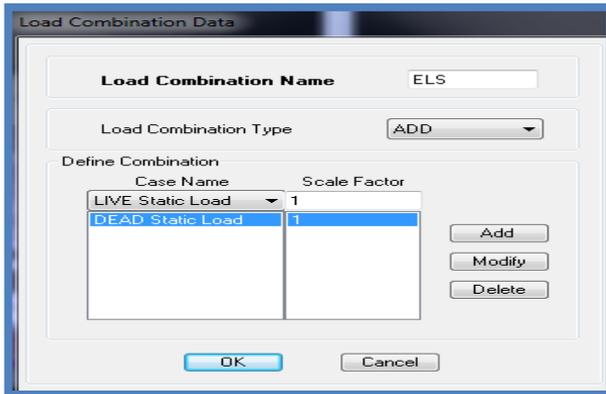
Pour les introduire don le logiciel on suit cette enchainement comme suite :

Define —→ **Load combinations** —→ **Add New Combo**

On aura la fenêtre suivent puis on clique sur Add New Combo



On introduit les non des combinaisons et le facteur multiplicateur



Modélisation du bloc (2)

Etapes de modélisation

Les étapes de modélisation peuvent être résumées comme suit :

- 1) Introduction de la géométrie du modèle.
- 2) Spécification des propriétés mécaniques des matériaux.
- 3) Spécification des propriétés géométriques des éléments (poteaux, poutres, voile...etc.).
- 4) affectation des éléments définis au model
- 5) Définition des charges statiques (G, Q).
- 6) Introduction du spectre de réponse (E) selon le RPA99 /version2003.
- 7) Définition de la charge sismique E.
- 8) Chargement des éléments.
- 9) Introduction des combinaisons d'actions.

Étape 01 : Introduction de la géométrie du modèle (unités, grilles, niveaux)

La première étape consiste à spécifier la géométrie de la structure à modéliser

a) Choix de l'unité.

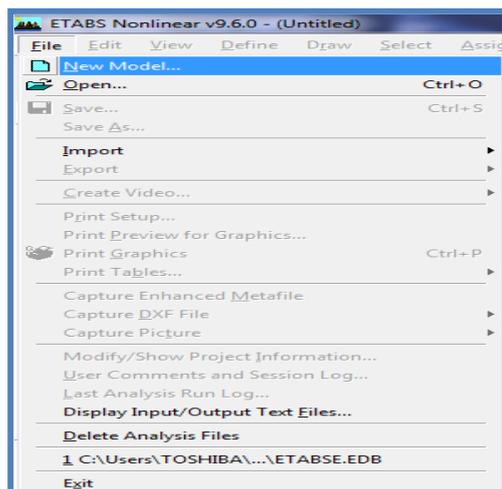
On doit choisir un système d'unités pour la saisie des données dans L'ETABS.

Au bas de l'écran, on sélectionne Ton-m qui sera notre unité de travail

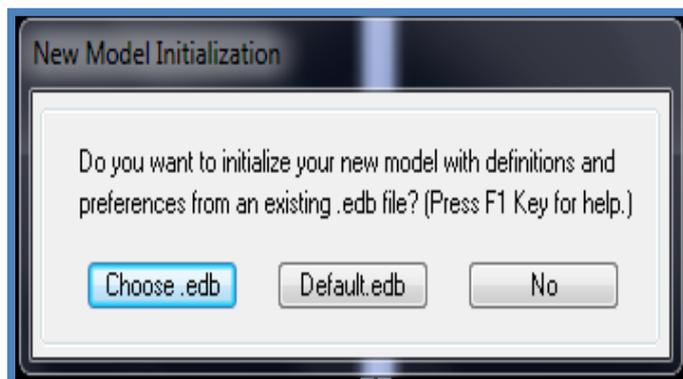


b) Géométrie de base

Dans le menu déroulant en haut de l'écran on sélectionne **file** puis **New model**

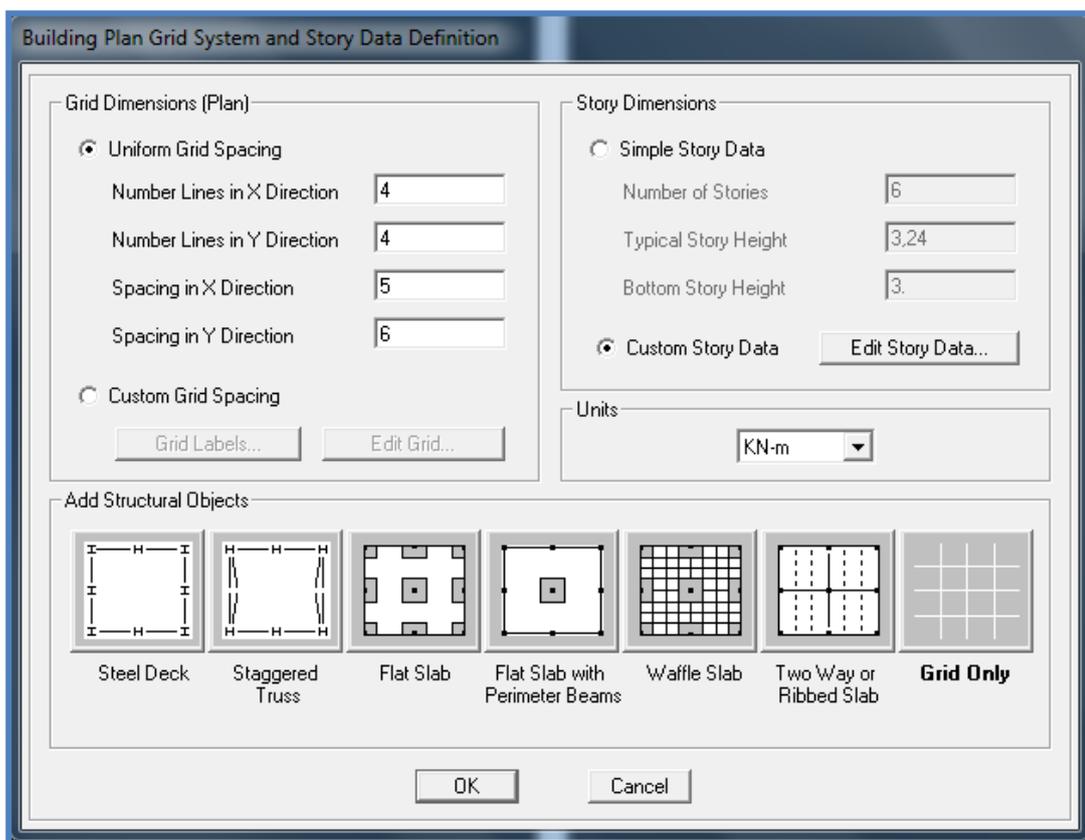


La fenêtre suivant s'ouvre et en clique sur No



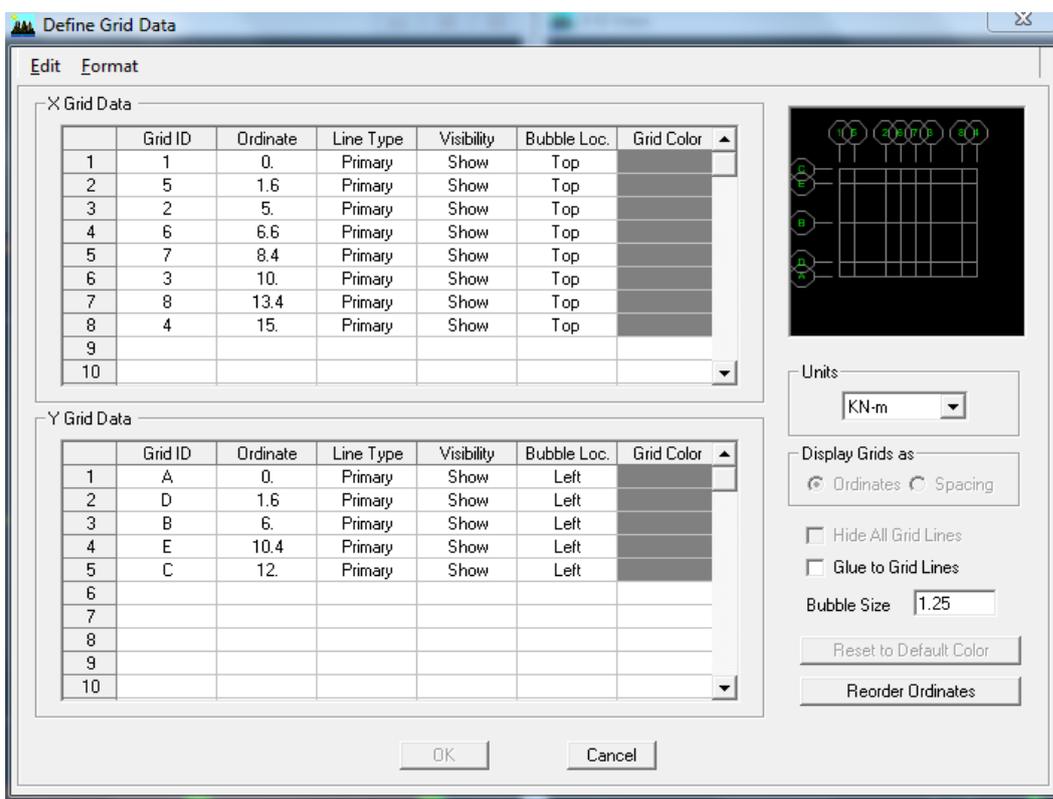
La fenêtre qui va s'ouvrir alors permet d'introduire :

- Le nombre de lignes suivant x-x.
- Le nombre de lignes suivant y-y.



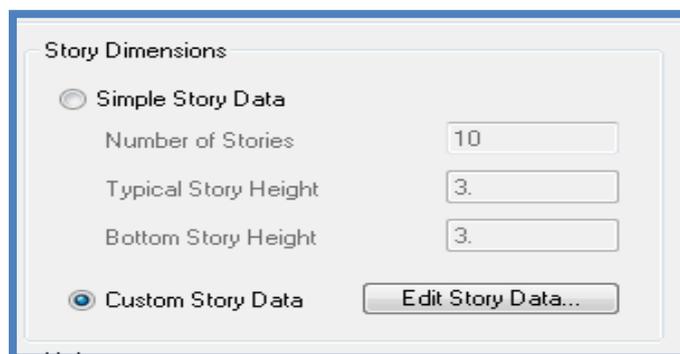
c) Modification de la géométrie de base

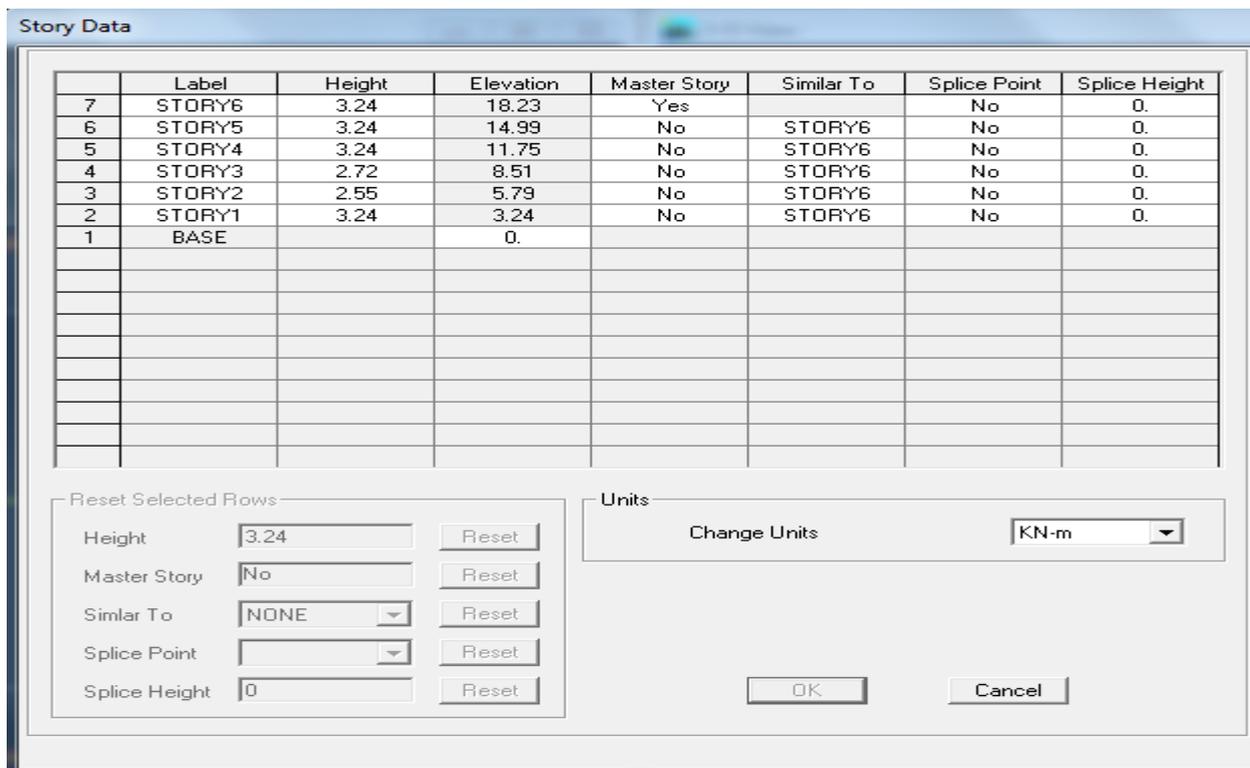
On introduit les distances des trames suivant X-X et Y-Y



On introduit le nombre d'étages et les hauteurs des différents étages

On clique sur **Custom Story Data** → **Edit Story Data**



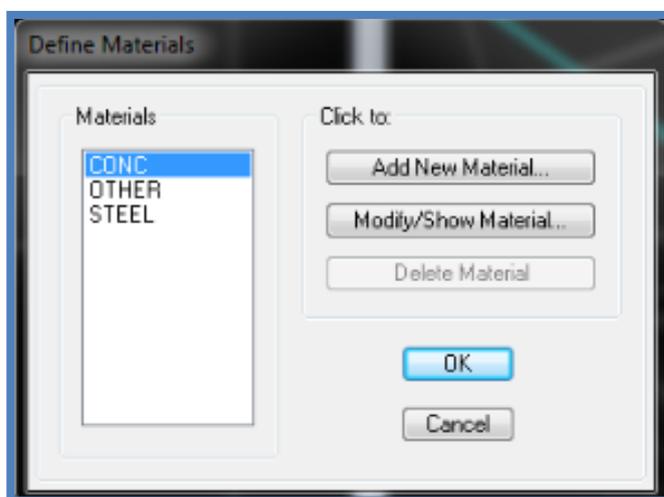


Après introductions des données précédentes (hauteur d'étage) comme indiqué sur l'image, on valide et on obtient deux fenêtres représentant la structure l'une en 3D et l'autre en 2D

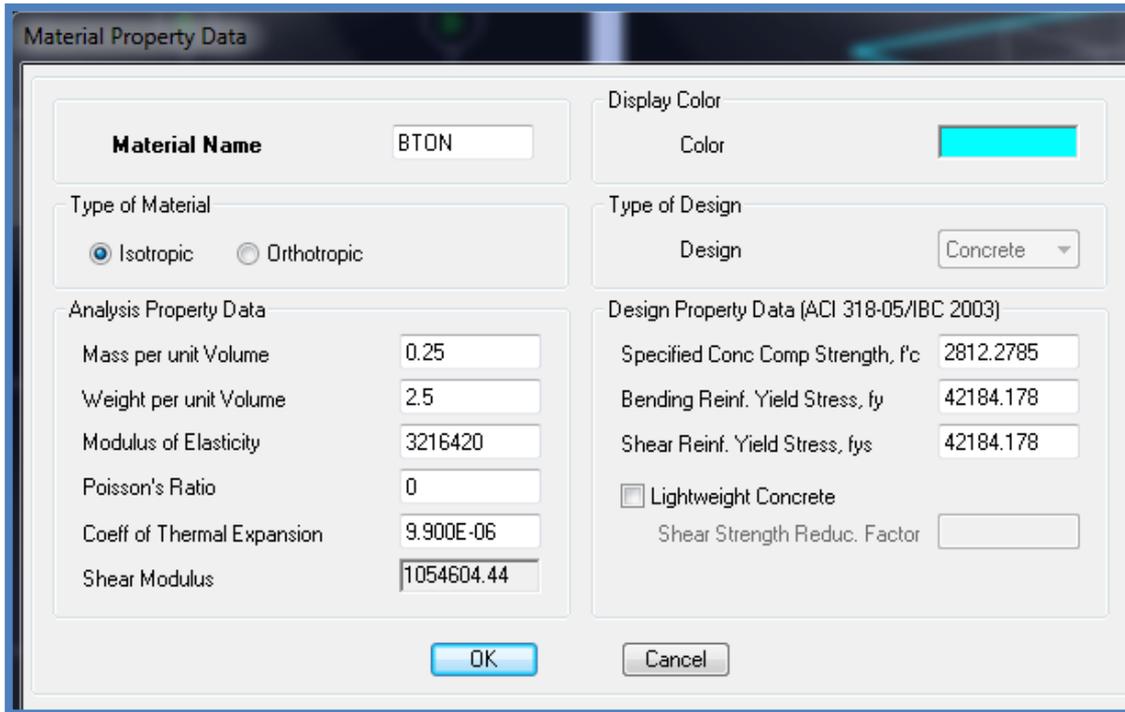
Étape 02 : Spécification des propriétés mécaniques des matériaux.

Cette instruction permet d'introduire les propriétés mécaniques des matériaux

Define → Materiales properties → CONIC → Modify/Show Material



Dans la boîte de dialogue qui apparait on aura à définir les propriétés mécaniques des matériaux utilisés



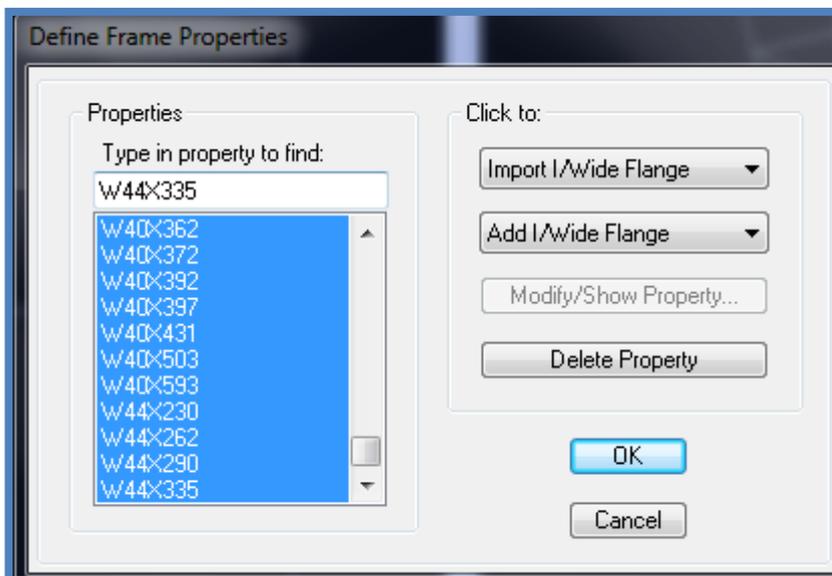
Étape03:Spécification des propriétés géométriques des éléments (poteaux, poutres, voile... etc)

On va définir chaque élément de la structure les poutres principales et secondaires, les poteaux, les plancher, les dalles pleins et les voiles

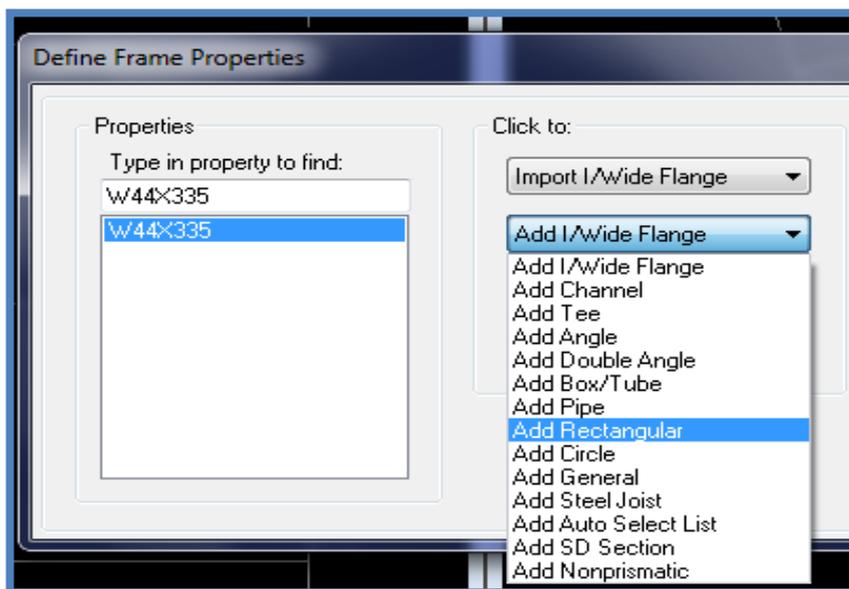


Defin → **Frame sections**

Dans l'icône Propriétés on sélection tous les coffrages donnés par défaut dans la colonne puis en clique sure **Delete Property**



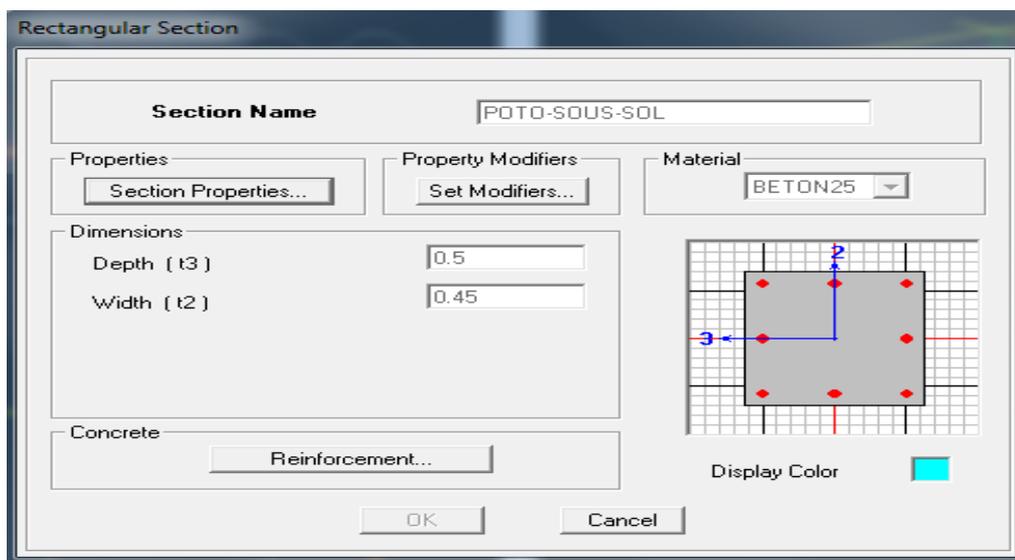
Pour introduire les coffrages des poutres et des poteaux en clique sur **Add I/Wide Flange** → **Add Rectanguler**



La fenêtre ci-dessous va s'afficher et les valeurs à introduire varient selon que se sois des

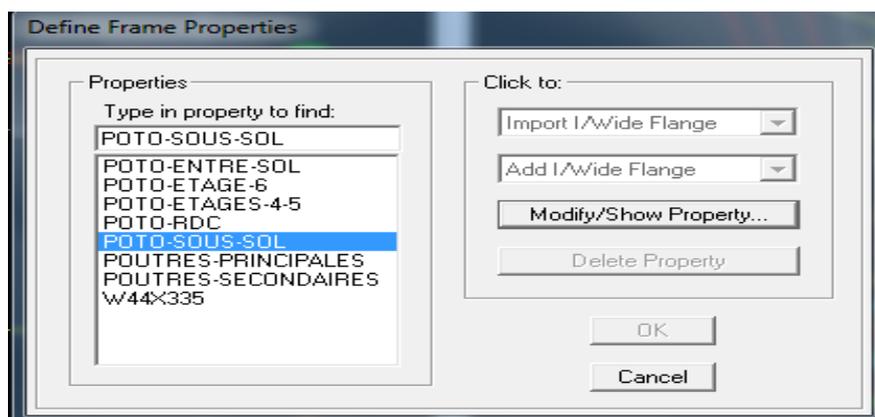
- Poutres principales 35x45cm²
- Poutre secondaire 30x40 cm²
- Poteaux étage terrasse 30x30 cm²
- Poteaux étages (1) et(2) et l'étage entre-sol 40x40 cm²
- Poteaux RDC 45x45 cm²
- Poteaux sous-sol 45x50 cm²

On introduit les données dans leurs cases respectives comme indiqué dans la capture suivante



Remarque :

On suivra les mêmes étapes pour la définition des autres matériaux.



☛ Dalle pleines : et voiles :

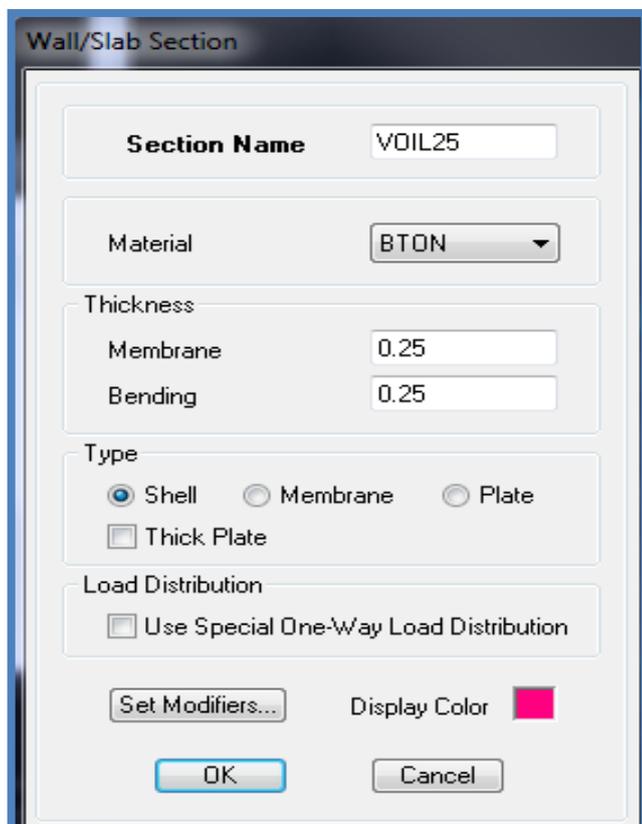
Define → Wall/slab/Deck

 Sections

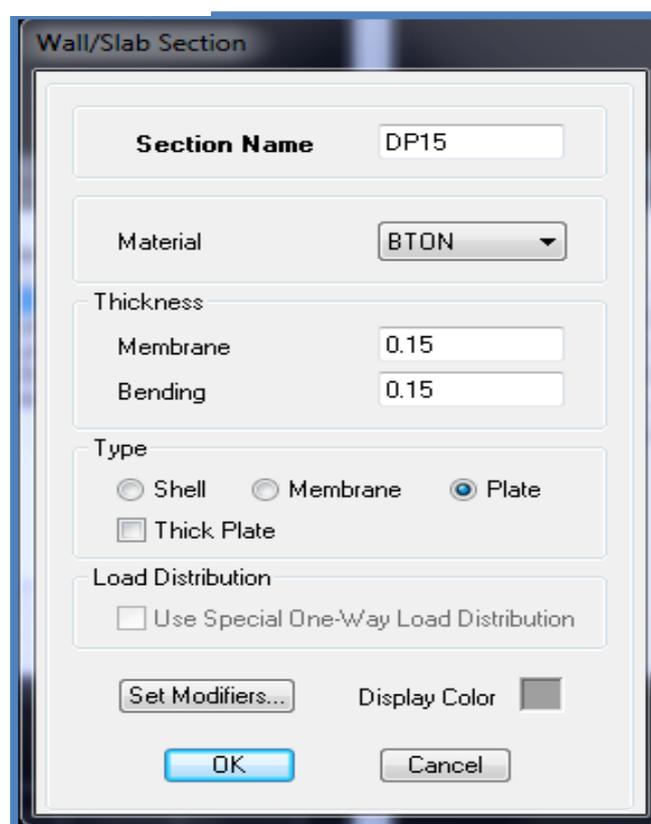
SLAB= Dalles

WALL = Voiles

DECK= Plancher Collaborant



Dimensionnement des voiles



Dimensionnement des dalles pleines

Remarque

De la même étape on procédera a la définition du “ voile 18“ pour les étages a usages d’hébergement

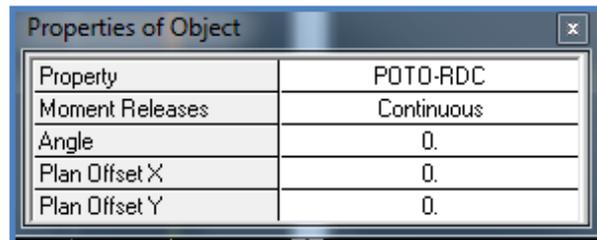
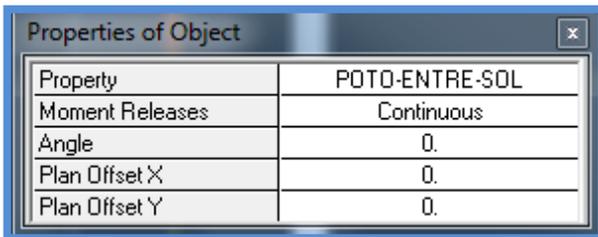
Etape 04 : Quatrième étape : affectation des éléments défini au model

Pour affecter les sections définies aux différents éléments on doit suivre les étapes suivantes :

 Pour les poteaux 

Une boîte de dialogue apparaît et on sélectionne dans **Property of Object** le type de poteaux à placer selon l'étage correspondant :

- Etage (terrasse) :30x30 cm²
- Etage RDC 45x45 cm²
- Sous-sol 45x50 cm²
- Entre sol -01-02 étage :40x40cm²



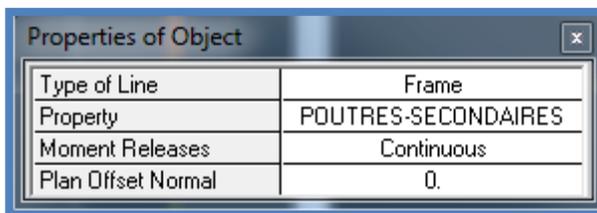
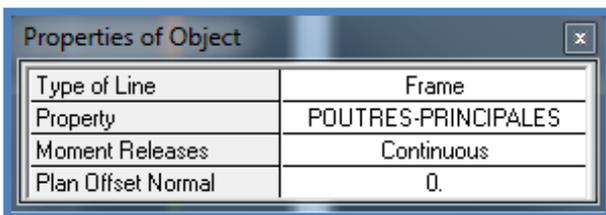
(On procède de la même étapes pour l'autre section de poteaux)

On place les poteaux dans leur place conformément au plan d'architecte

 Pour les poutres 

Une boîte de dialogue apparaît et on sélectionne dans **Property of Object** le type de la poutre à placer

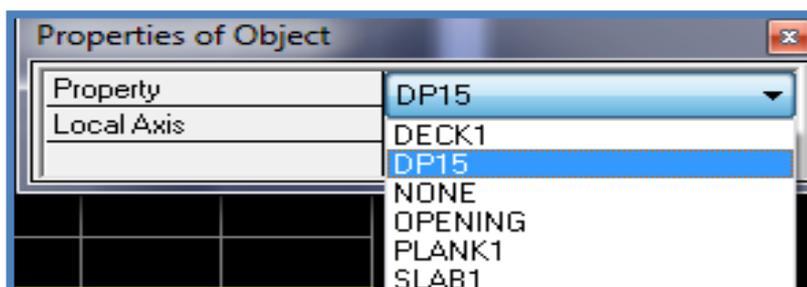
- Poutre principale 35x45
- Poutre secondaire 30x40



Sélectionne les lignes porteuses de cet élément pour qu'il soit placé.

 Pour les dalles pleines : 

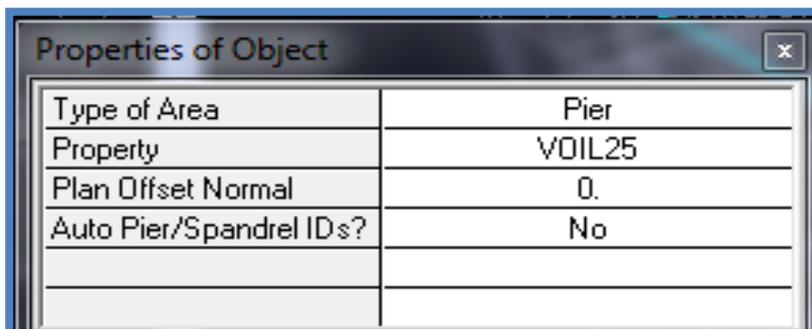
Dans la boîte de dialogue qui apparaît on sélectionne dans **Property DP15**.



Ensuite on se positionne sur le rectangle comportant la dalle pleine et on clique avec le bouton gauche pour placer la dalle.

✚ Pour les voiles 

Dans la boite de dialogue qui apparaît-on sélectionne dans Property VOIL25



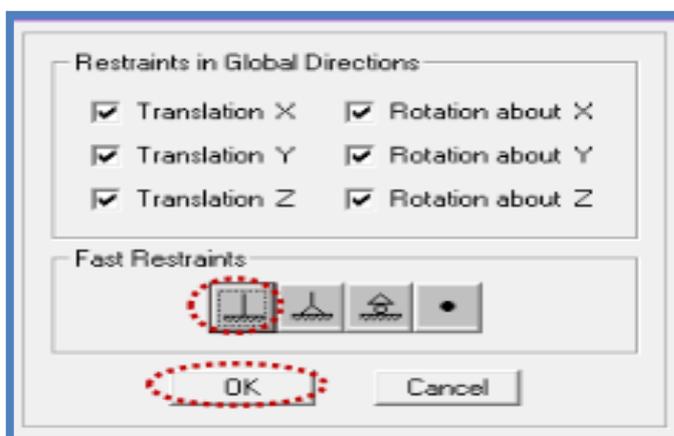
On se positionne sur la traves au le voile devra être placé et en clique avec le bouton gauche et le voile sera positionné

on procédera de la même façon pour le voiles 18 sur les étages a usage d’hébergement (ET1-ET2-ET3)

Remarque

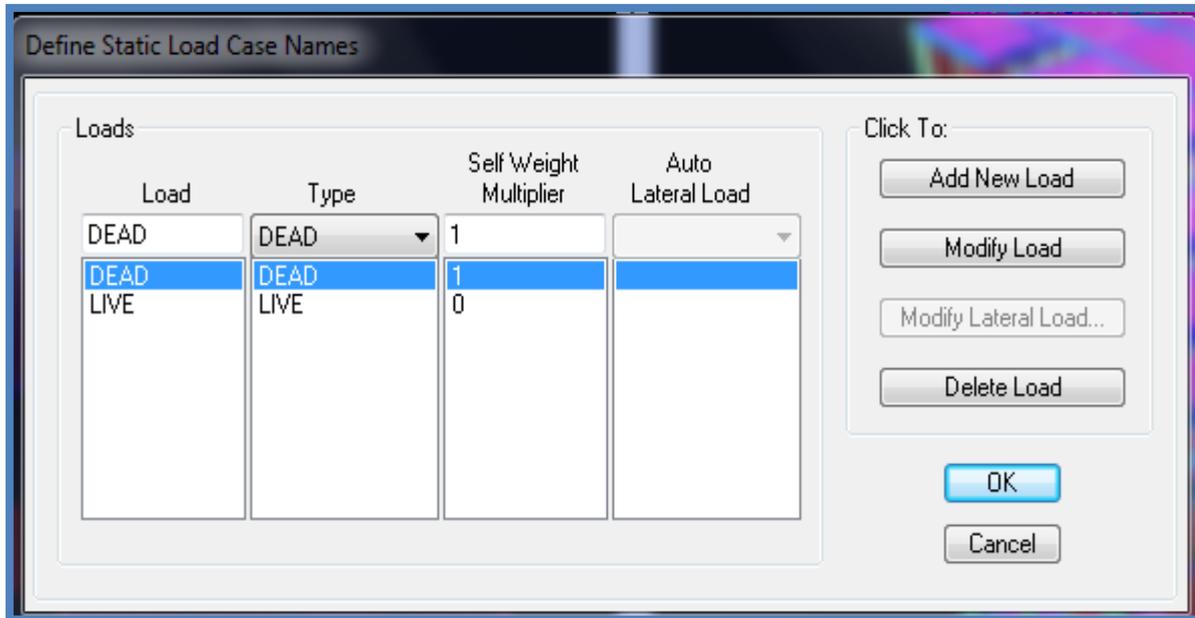
On doit définir les appuis (encastrer les poteaux et les voiles à la base du bâtiment) pour ce faire, on se place à la base et on la sélectionne puis on clique sur l’icône 

La fenêtre suivante s’affiche



Etape 05 : définition des charges statiques (G, Q).

La structure est soumise à des charges permanentes (G) et des surcharges d'exploitation (Q) pour les définir on clique sur , au bien **Define** → **Static Load Cases**

**Etape 06 : introduction du spectre de réponse (E) selon le RPA99 /version2003.**

La création du spectre de réponse se fait avec l'utilisation du logiciel de calcul RPA99

On ouvre le logiciel en cliquant sur l'icône



On introduit les données dans leur case respective

- Zone II_a: zone de moyenne sismicité (T.0)
- Groupe d'usage 2: importance moyenne (à usage d'habitation) dans la hauteur ne dépasse pas 48m
- Classification des sites d'implantation S₃: site meuble
- Classification des systèmes de contreventement

L'objet de classification des systèmes structuraux se traduit dans les règles et méthodes de calculs par l'attribution pour chacune des catégories de cette classification d'une valeur numérique du coefficient de comportement R.

La classification des systèmes structuraux est faite en tenant compte de leur fiabilité et de leur capacité dissipation de l'énergie vis-à-vis de l'action sismique et le coefficient de comportement correspond est fixé en fonction de la nature des matériaux constitutifs du type de construction des possibilités de redistribution d'effort dans la structure

Mixte portiques/voiles avec interaction

➤ Facteur de qualité

$$Q = 1 + \sum_1^6 p_q = 1 + (p_1 + p_2 + p_3) \quad (4-4 \text{ RPA } 99)$$

Avec P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q est satisfait ou non sa valeur est donnée dans le tableau si dessous

Critère q »	P_q	
	Observé	N/observé
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0,05
2. Redondance en plan	0	0,05
3. Régularité en plan	0	0,05
4. Régularité en élévation	0	0,05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0,05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0,10

a) Condition minimale sur les files de contreventement :

- Chaque file de portique doit comporter à tous les niveaux, au moins trois (03) travées dont le rapport des portées n'exécède pas 1.5 les travées de portique peuvent être constituées de voiles de contreventement

Suivent x on a (03) travéeCV
 Suivent y on a (02) travéeCNV

➤ $\frac{l_{max}}{l_{min}} \leq 1.5$

Suivent x $\frac{5}{5} = 1 < 1.5$ CV
 Suivent y $\frac{6}{6} = 1 < 1.5$ CV

$p_1^x=0$ $p_1^y=0,05$

b) Redondance en plan (surabondance) :

- Chaque étage devra avoir en plan au moins quatre (04) files de portiques et /ou de voiles dans la direction des forces latérales appliquées
- Ces files de contreventement devront être disposées symétriquement autant que possible avec un rapport entre valeurs maximale et minimale d'espacement ne dépassant pas 1.5

Suivent x :

4 files porteusesCV
 $\frac{d_{max}}{d_{min}} = \frac{5}{5} = 1 < 1.5$ CV } $p_2^x=0$

Suivent y :

$$\left. \begin{array}{l} 05 \text{ files porteuses} \dots\dots\dots CV \\ \frac{d_{\max}}{d_{\min}} = \frac{6}{6} = 1 < 1.5 \dots\dots\dots CV \end{array} \right\} p_2^y = 0$$

c) Régularité en plan :

➤ Le bâtiment doit présenter une configuration sensiblement symétrique vis-à-vis deux directions orthogonales aussi bien pour la distribution des rigidités que pour celle des masses

Suivent xCV

Suivent yCV

➤ Condition sur l'excentricité

A chaque niveau et pour chaque direction de calcul la distance entre le centre de gravité des masses et le centre des rigides ne dépasse pas 15% de la dimension du bâtiment

- $e_x = |X_T - X_G| \leq 15\%l_x$
 - $e_y = |y_T - y_G| \leq 15\%l_y$
- $l_x = 15 \text{ m}$
 $l_y = 13,5 \text{ m}$

Le logiciel nous donne le centre de masse et de torsion pour chaque niveau :

STORY	Centre de masse		Centre de torsion		Excentricité	
	XCM	YCM	XCR	YCR	e_x	e_y
STORY1(sous-sol)	7,44	5,78	7,5	3,20	0,06	4,3
RDC	7,42	5,70	7,5	3,44	0,08	4,06
Entre sol	7,42	5,71	7,5	3,67	0,08	3,83
Etage1	7,5	5,57	7,5	3,90	0	3,6
Etage2	7,5	5,56	7,5	4,21	0	3,29
Terrasse	7,5	5,87	7,5	5,95	0	1,55
total					0,22	20,63
					$15\%l_x = 2,25$	$15\%l_y = 2,02$
					CV	CNV

➤ Condition sur les ouvertures :

La surface totale des ouvertures de plancher doit rester inférieure à 15% de celle de ce dernier

$$S_T = 171,15 \text{ m}^2 \quad S_0 = 8,85 \text{ m}^2$$

$$S_0 \leq 15\% S_T \quad 8,85 \leq 25,67 \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$p_3^x = 0 \quad p_3^y = 0.05$$

➤ Contrôle de la qualité de l'exécution :

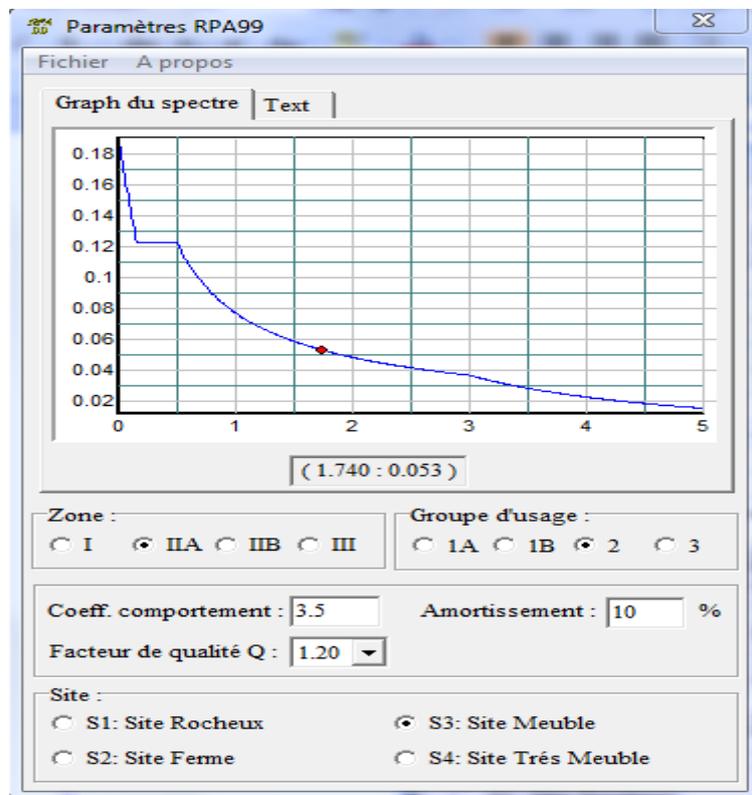
Il est prévu contractuellement une mission de suivi des travaux sur chantier .Cette mission doit comprendre notamment une supervision des essais effectués sur les matériaux notamment une supervision des essais effectués sur les matériaux

Finalemment :

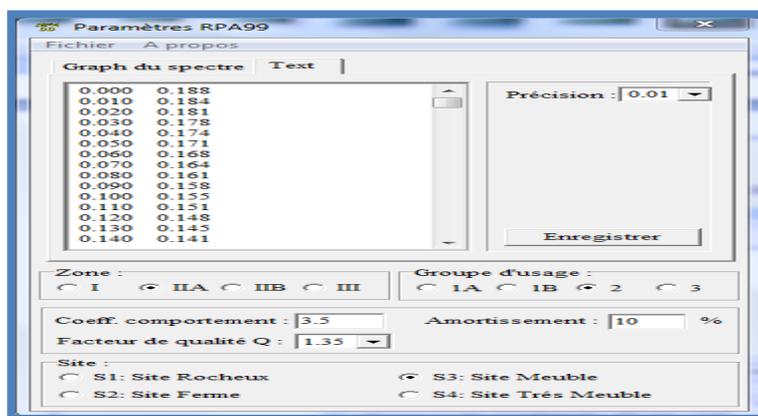
$$Q_x = 1 + (0+0+0) = 1$$

$$Q_y = 1 + (0+0.05+0+0.05) = 1.10$$

On prend 1,20 pour plus de sécurité

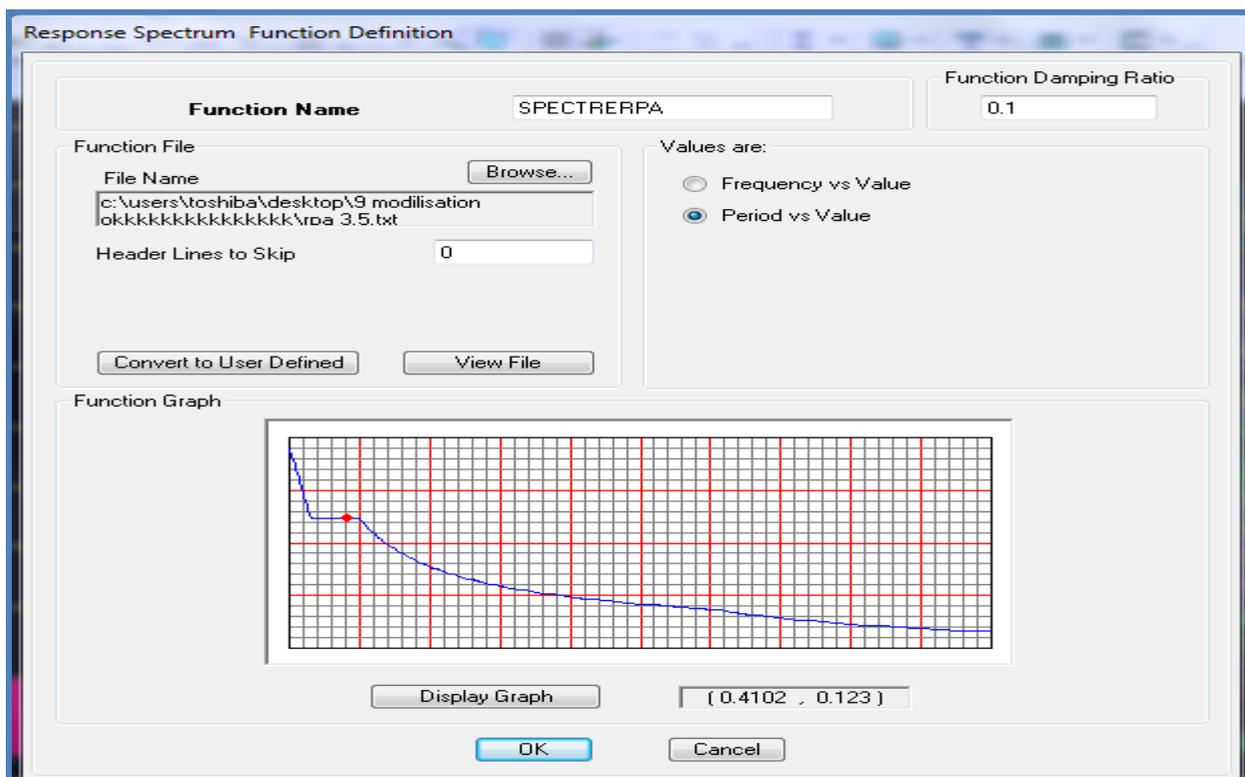
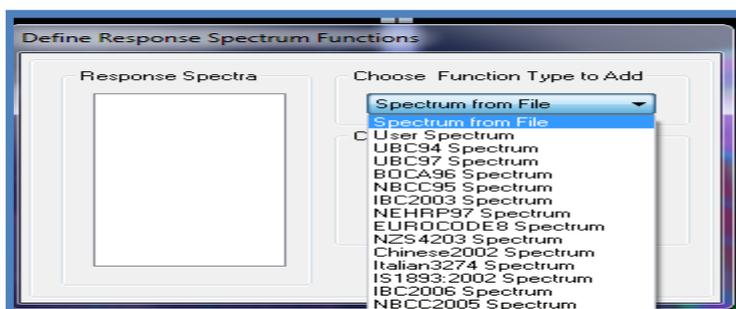


On clique sur Texte puis sur Enregistrer et on lui choisit un emplacement de sauvegarde



Pour injecter le spectre dans le logiciel ETABS on clique sure

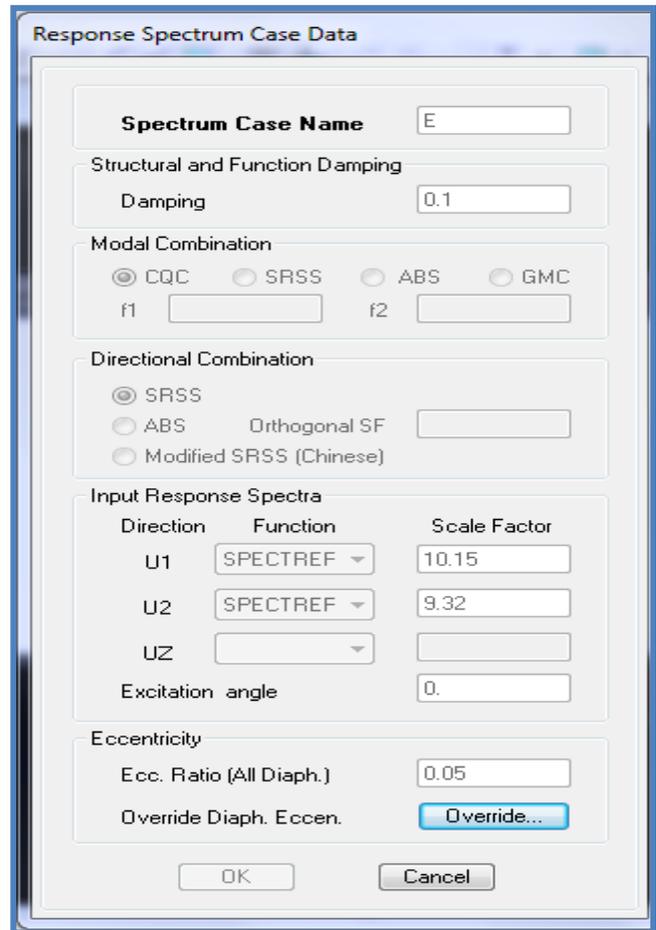
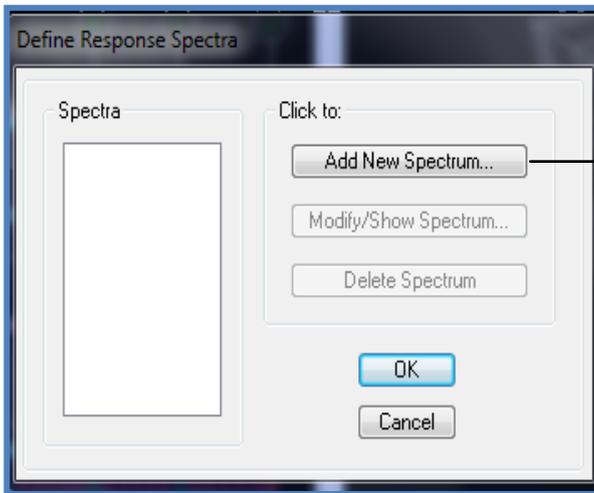
Define → **Reponse Spectrum Function** → **Spectrum from file**



Étape 07 : définition de la charge sismique E.

Consiste à définition du chargement E (séisme) pour cela on clique sur

Define → **Reponses spectrum** case au bien



➤ Définition de la masse sismique

Masse source (masse revenant à chaque plancher)

La masse des planchers est supposées concentrée en leur centre de masse

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec} \quad W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi} \quad (\text{Formule 4-5 RPA99version 2003})$$

Avec :

W : poids dû aux charges permanentes

W_i : poids de l'étage i

W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes

W_{Qi} : Charges d'exploitation

β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation

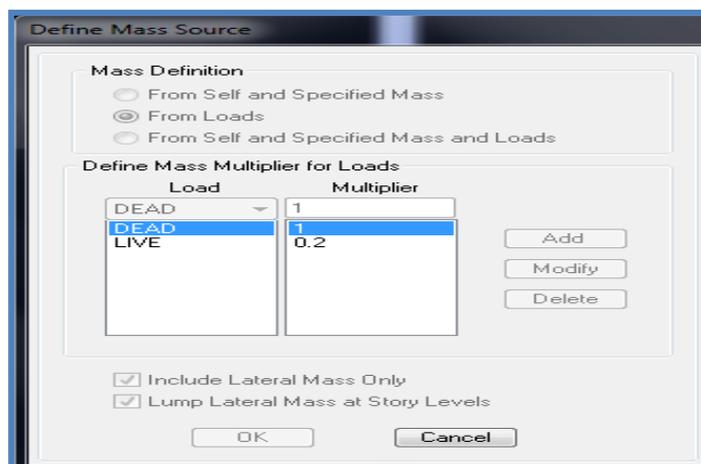
Cas	Type d'ouvrage	β
1	Bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés	0,20
2	Bâtiments recevant du public temporairement : - Salles d'exposition, de sport, lieux de culte, salles de réunions avec places debout. - salles de classes, restaurants, dortoirs, salles de réunions avec places assises	0,30 0,40
3	Entrepôts, hangars	0,50
4	Archives, bibliothèques, réservoirs et ouvrages assimilés	1,00
5	Autres locaux non visés ci-dessus	0,60

Valeurs du coefficient de pondération β

Dans notre cas l'ouvrage est a usage d'habitation donc $\beta = 0.20$.

On introduit ces masses dans ETABS en passe par si étape

Define → **Masse source** → **from Self and Specified Masse and Loads**



➤ Attribution des diaphragmes au déférent plancher du modèle :



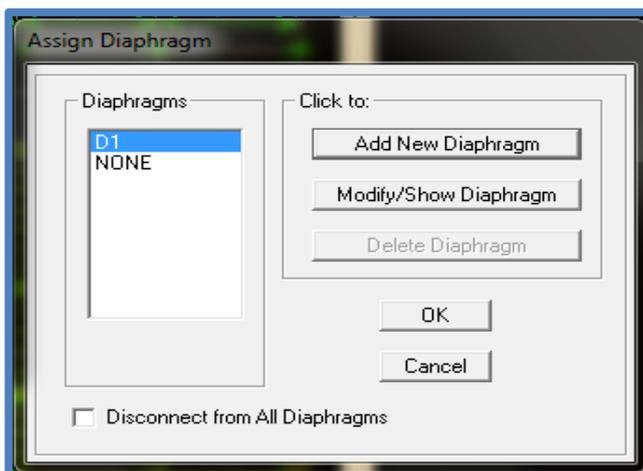
Comme les planchers sont supposés infiniment rigides, on doit relier les nœuds du même plancher a leurs nœuds maitres de telle sorte qu'ils puissent former un diaphragmes ceci a pour effet de réduire le nombre d'équation à résoudre par ETABS. On sélectionne le premier étage puis on va dans :

Set Plain View → **STORY 1** → **OK**

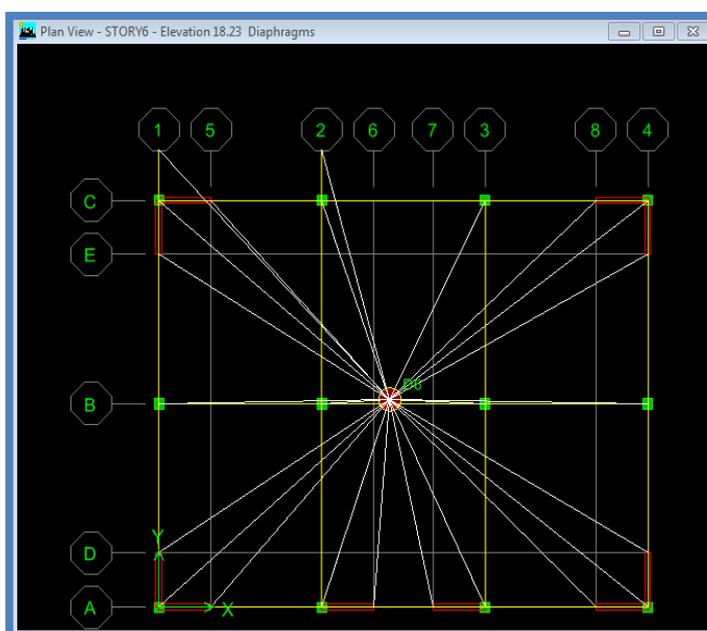
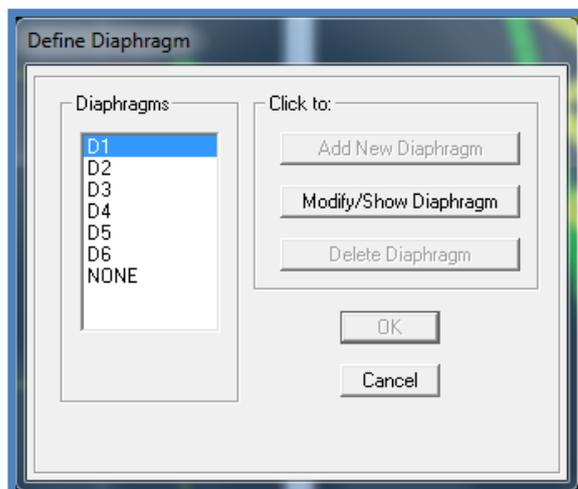
Sélections de la vues en plan du premier étage

Define → **Diaphragm** → **OK**

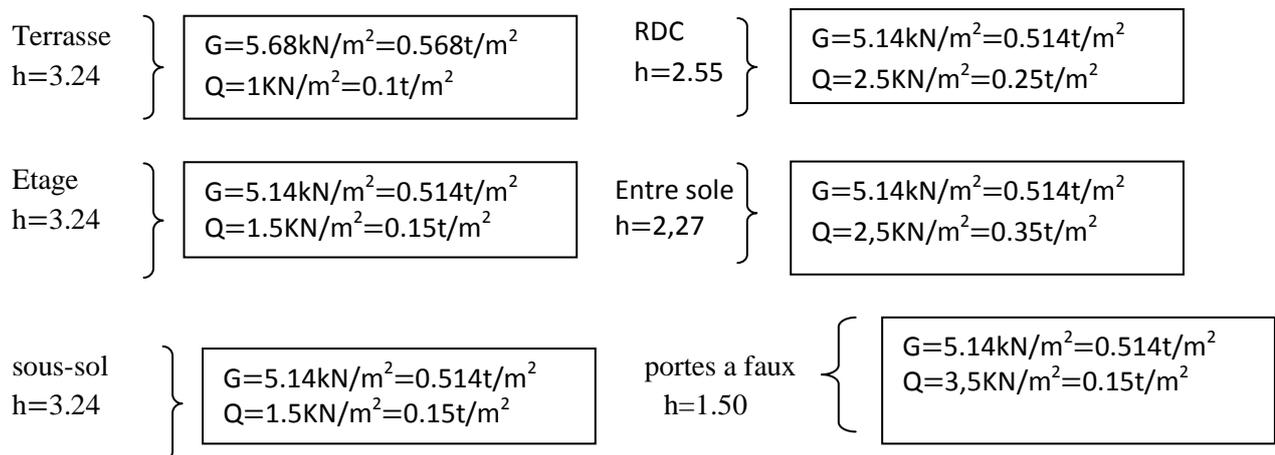
Le premier diaphragme apparaît alors



Avec la même façon on réalise les diaphragme qui vont suivre mais cette fois en cliquant sur **Add New Diaphragm** puis en clique sur **OK** pour valider et on refait les mêmes opérations pour tous les autres planchers



Étapes 08 : Chargement des éléments.



Poutres principales					Poutres secondaires			
Etage	Poutres de rive		Poutres intermédiaire		Poutres de rive		Poutres intermédiaire	
chargement	G(KN)	Q(KN)	G(KN)	Q(KN)	G(KN)	Q(KN)	G(KN)	Q(KN)
terrasse	13,5	2,5	27	5	1,75	0,32	3,5	0,65
ET2	13,5	3,7	0,003	0,75	1,75	0,48	3,35	0,97
ET1	13,5	3,7	0,003	0,75	1,75	0,48	3,35	0,97
Entre-sol	13,5	6,25	27	12,5	1,75	0,81	3,51	1,62
RDC	13,5	6,62	27	12,5	1,75	0,81	3,51	1,62
Sous-sol	13,5	6,25	27	12,5	1,75	0,81	3,5	1,62

Remarque :

On applique les résultats trouvés directement sur les poutres secondaires et les poutres principales de chaque étage.

Étape 09 : introduction des combinaisons d'actions.

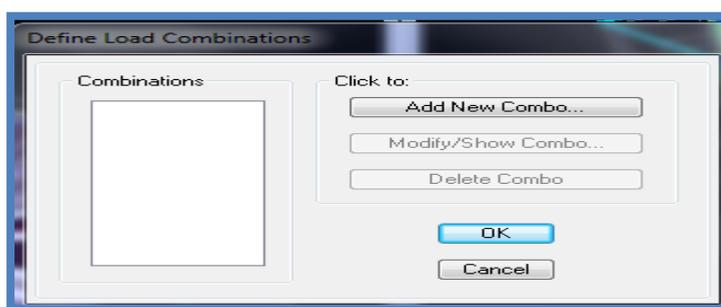


- ◆ **Combinaisons aux états limites :**
 ELU : $1.35G+1.5Q$
 ELS : $G+Q$
- ◆ **Combinaisons accidentelle du RPA :**
 GQE : $G+Q\pm E$
 08GE : $0.8G\pm E$

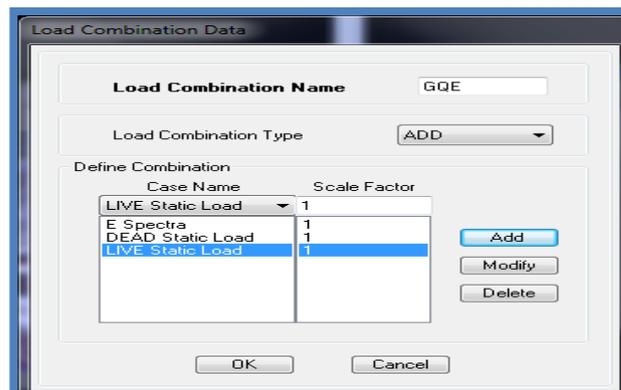
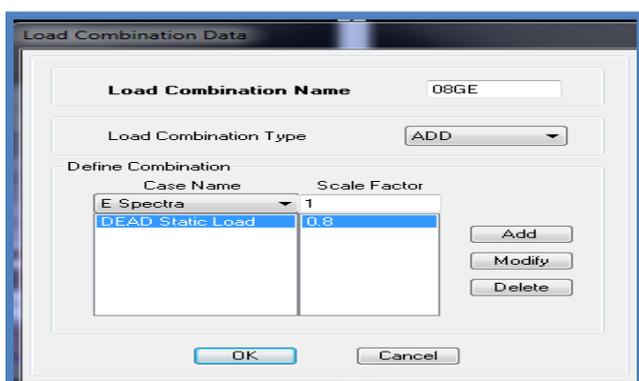
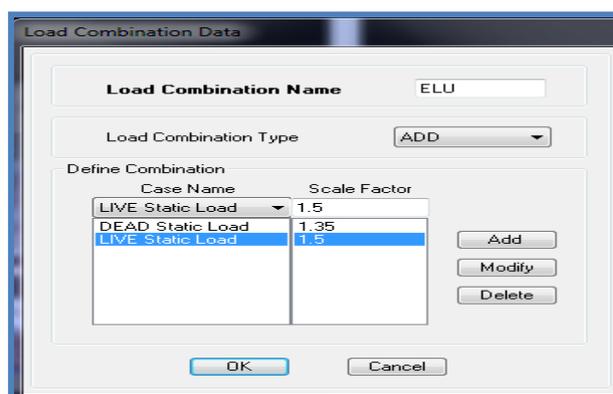
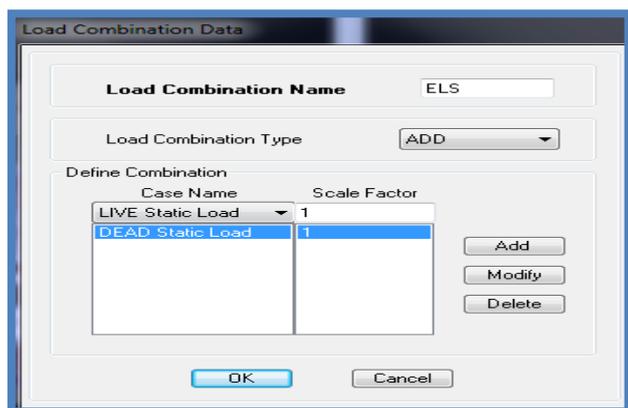
Pour les introduire dans le logiciel on suit cette enchainement comme suite :

Define → **Load combinations** → **Add New Combo**

On aura la fenêtre suivante puis on clique sur Add New Combo



On introduit les noms des combinaisons et le facteur multiplicateur



I. Introduction

Les tremblements de terre ont présenté depuis toujours un des plus graves désastres pour l'humanité. Leur apparition brusque et surtout imprévue, la violence des forces mises en jeu, l'énormité des pertes humaines et matérielles ont marqué la mémoire des générations.

Parfois, les dommages sont comparables à un budget national annuel pour un pays, surtout si ses ressources sont limitées.

Une catastrophe sismique peut engendrer une grave crise économique, ou au moins une brusque diminution du niveau de vie dans toute une région pendant une longue période.

L'une des questions qui se posent est : Comment limiter les endommagements causés aux constructions par le séisme ?

Il est donc nécessaire de construire des structures résistant aux séismes.

Cette partie du chapitre consiste donc à analyser et vérifier les exigences du RPA qui sont :

1. Justification du système de contreventement.
2. Le pourcentage de participation de la masse modale
3. L'effort tranchant à la base.
4. Les déplacements
5. Justification vis-à-vis de l'effet P-Delta.
6. L'effort normal réduit.

II. Méthodes de calcul

Le choix des méthodes de calcul et la modélisation de la structure doivent avoir pour objectif de reproduire au mieux le comportement réel de l'ouvrage le calcul des forces sismique peut être mené suivant deux méthodes :

- Par la méthode statique équivalente
- Par la méthode d'analyse modale spectrale

III. Conditions d'application de la méthode statique équivalente

- a) Condition sur la hauteur :

La méthode s'applique directement pour le calcul des bâtiments dont la hauteur ne dépasse pas

65m en zone I II_a II_b

30m en zone III

- b) Condition sur la configuration :

La méthode s'applique pour le calcul des bâtiments réguliers en plan et en élévation

c) Condition complémentaire :

On zone II_a II_b

Les bâtiments du groupe d'usage 2 avec H<23 m

Les bâtiments du groupe d'usage 1B avec H<17 m

Les bâtiments du groupe d'usage 1A avec H<10m

Notre bâtiment n'est pas régulier en plans et la condition complémentaire n'est pas vérifiée donc la méthode statique équivalente n'est pas applicable

Vu l'irrégularité en plan de notre bâtiment, nous utiliserons la méthode d'analyse modale spectrale pour l'analyse sismique. Cette dernière d'après le RPA99/version 2003 peut être utilisée dans tous les cas et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

L'action sismique est simulée grâce à un spectre de réponse. Le comportement supposé élastique de la structure, permet le calcul des modes propres.

IV. Spectre de réponse de calcul

Le RPA99/version 2003 impose un spectre de réponse de calcul défini par la fonction suivante :

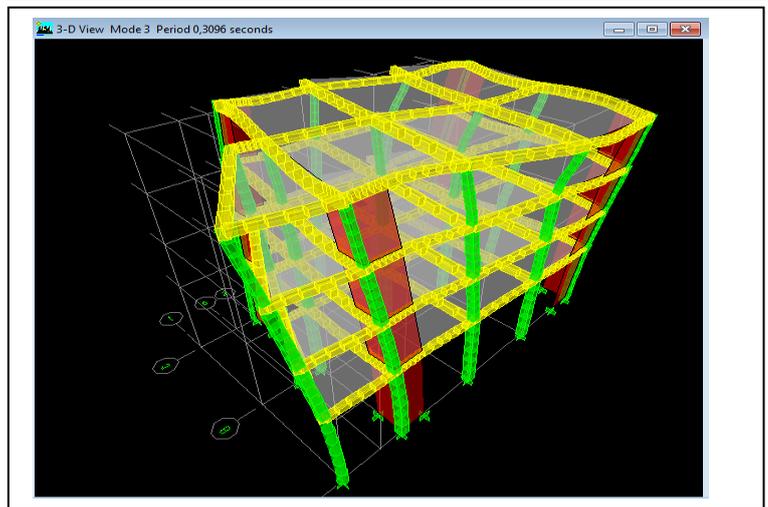
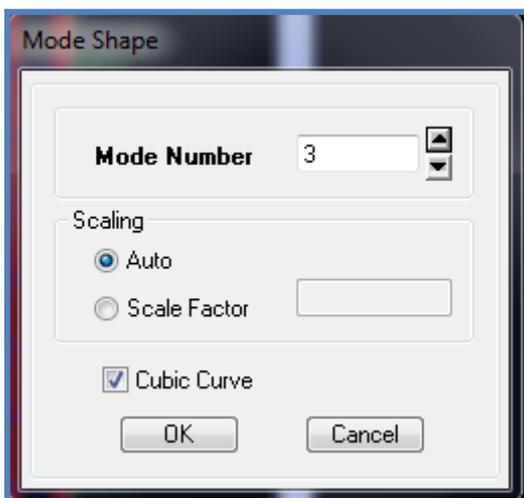
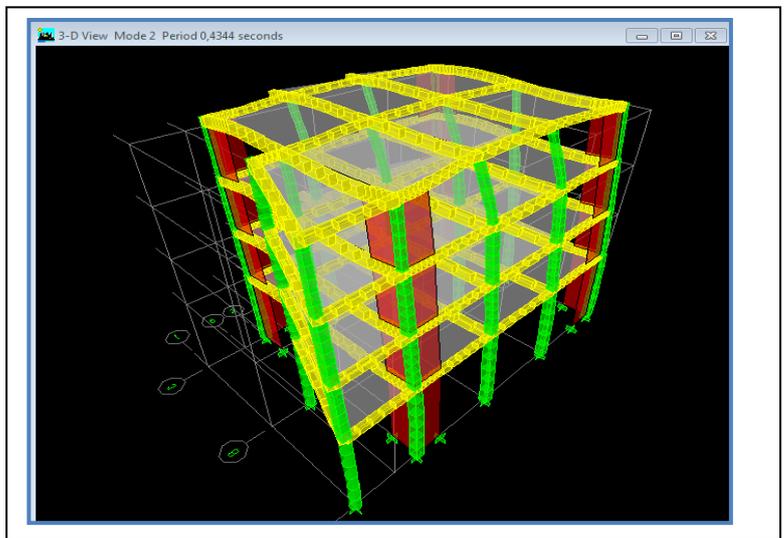
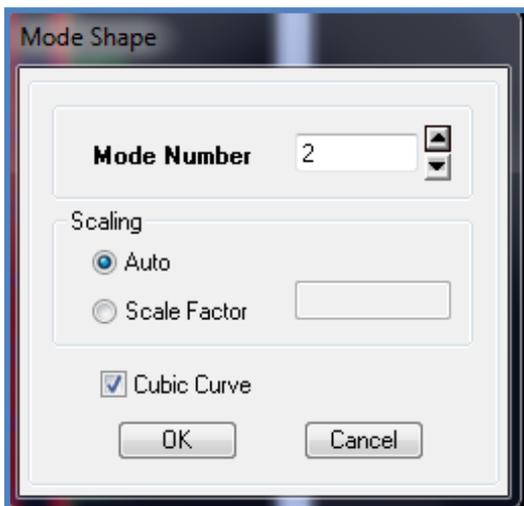
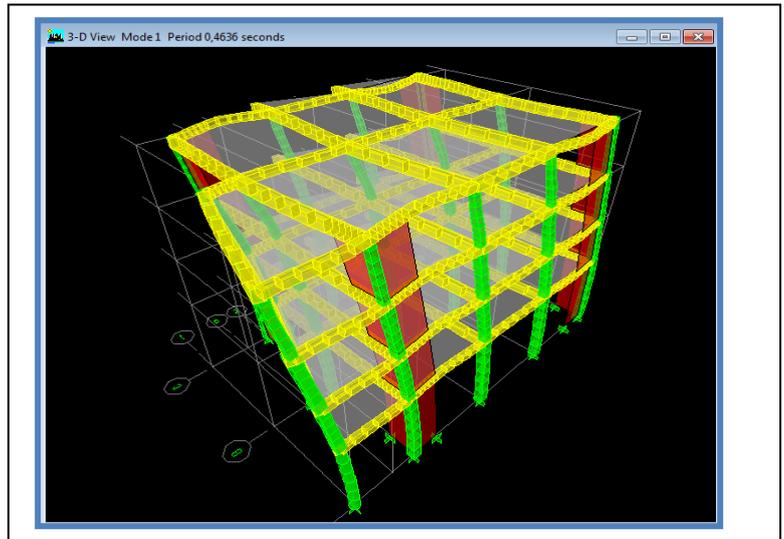
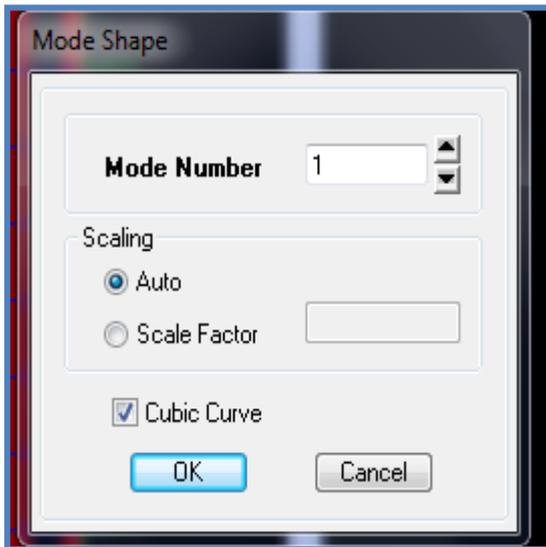
$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25 A) \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta(1.25 A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 0.3s \\ 2.5\eta(1.25 A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 0.3s \end{cases}$$

Avec :

- g : accélération de la pesanteur.
- A : coefficient d'accélération de zone.
- η : Facteur de correction d'amortissement $\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0.7$
- R: coefficient de comportement de la structure. Il est fonction du système de contreventement.
- T_1, T_2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.
- Q : facteur de qualité.

Vérification du bloc un (1) :

Display → Show Mode Shape



1.Type de contreventement (justification du type de contreventement)

1.1.Justification du système de contreventement

L'objectif dans cette étape est de déterminer les pourcentages relatifs des charges horizontales et verticales reprises par les voiles et les poteaux afin de justifier la valeur de R à considérer qui est donné par le tableau 4.3 page38.

Pour les constructions en béton armée on a :

CHx et CHy voile < 75%	}	R=5
Cv voile < 20%		
CHx et CHy voile > 75%	}	R=4
Cv voile < 20%		
CHx et CHy voile > 75%	}	R=3.5
Cv voile > 20%		

CHx : charges horizontal reprises par les voiles dans le sens xx.

CHy : charges horizontal reprises par les voiles dans le sens yy.

Cv : charges vertical reprises par les voiles.

Pour ce faire on crée des blocs de voiles longitudinales et transversales pour chaque zone de notre structure :

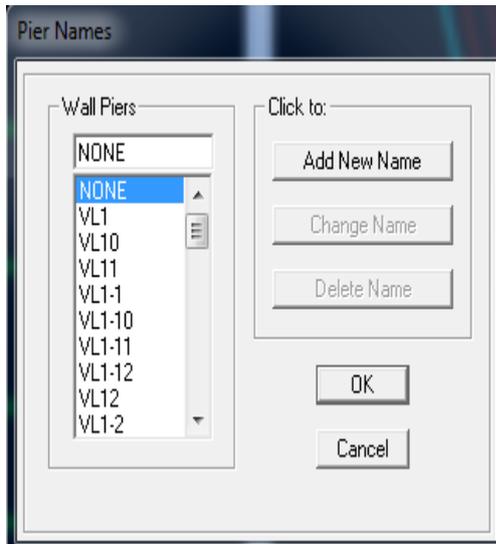
Zone 1 : voiles RDC avec une épaisseur de $e=25\text{cm}$

Zone 2 : voiles du 1^{ère}, 2^{ème} et 3^{ème} étages avec une épaisseur de $e=18\text{cm}$

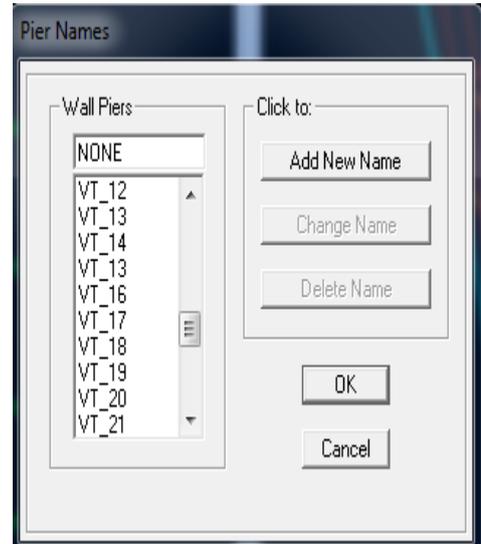
On prend le plans en élévation on sélectionne les voiles dans de sens longitudinale, puis on procède a une appellation pour chaque voiles avec l'icône 

Une boîte de dialogue apprêts

Pour les voiles longitudinales



pour les voiles transversales



-V2 : c'est l'effort repris par les voiles transversal dans chaque étage suivant le sens yy, est donné par l'ETABS on sélectionnant les voiles transversal avec la combinaison Ey (wall output) ensuite copier et coller le tableau sur l'Excel.

-Vy : c'est l'effort qui est repris par chaque étage (poteau et voile) dans le sens yy, il est donné par l'ETABS.

-Vx : c'est l'effort qui est repris par chaque étage (poteau et voile) dans le sens XX, il est donné par l'ETABS.

On obtient le tableau suivant X :

Calcul de CHx : les résultats sont donnés dans le tableau ci-dessous :

Etage	V2(voiles)	Vx(portique)	$\frac{V2 \times 100}{Vx} \%$	$CHx\% = \sum(\frac{V2 \times 100}{Vx})/4$
Terrasse	13,49	27,89	48,36	69.067
Etage 2	29,71	45,91	64,71	
Etage 1	41,57	57,63	72,13	
RDC	59,6	65,44	91,07	

On obtient le tableau suivant Y :

Calcul de CHy : les résultats sont donnés dans le tableau ci-dessous :

Etage	V2	Vy	$\frac{V2 \times 100}{Vy} \%$	$CHy\% = \sum(\frac{V2 \times 100}{Vy})/4$
Terrasse	10,09	27,68	36,45	64,14
Etage 2	27,6	44,1	62,58	
Etage 1	37,09	54,92	67,53	
RDC	56,11	62,33	90,02	

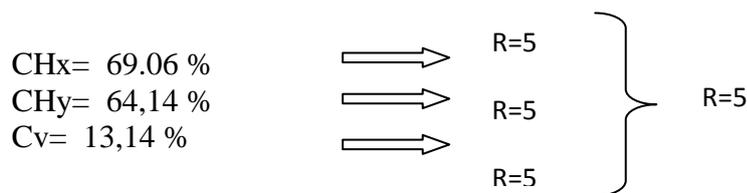
1.2. Calcul de Cv

$$C_{voiles} = \frac{W_{voile} \times 100}{W_t} = \frac{1042,59 \times 100}{7932,44} = 13.14 \%$$

Wvoile : poids des voiles donné par l'ETABS

Wt : Poids total de la structure est donné par l'ETABS

Conclusion



Pour le reste des vérifications on a introduit un nouveau spectre pour la structure avec un **R=5** et on a lancé les analyses ensuite on a continué le reste des vérifications.

Conclusion : donc notre type de contreventement, mixte portiques/ voiles avec interaction

2. Vérification Le pourcentage de participation de la masse modale

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales ,le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure .(article 4.3.4 RPA99 version 2003).

Pour notre structure nous auront cette vérification au **mode 5** ; on a aussi :

La période égale a 0,45s

Le premier mode c'est une rotation autour de l'axe x $U_x=76.38>50\%$

Le deuxième mode c'est rotation autour de l'axe y $U_y=77.30>50\%$

Le troisième mode c'est une rotation autour de l'axe z $U_z=74.46>50\%$

Les résultats sont donnés par le tableau ci-dessous :

Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	RX	RY	RZ	SumRX
1	0,456849	76,3863	0,7723	76,3863	0,7723	0,9837	96,9412	0,0047	0,9837
2	0,413716	0,7852	77,3059	77,1715	78,0781	97,1550	0,9838	0,1195	98,1387
3	0,304137	0,0087	0,0918	77,1802	78,1699	0,1277	0,0098	76,4690	98,2664
4	0,102751	17,3669	0,3081	94,5471	78,4780	0,0303	1,6874	0,0011	98,2967
5	0,099979	0,2899	16,4106	94,8371	94,8886	1,3573	0,0238	0,0326	99,6541
6	0,068337	0,0020	0,0493	94,8391	94,9379	0,0071	0,0001	18,3914	99,6612
7	0,039556	3,9948	0,1514	98,8338	95,0892	0,0106	0,2881	0,0000	99,6718
8	0,039336	0,1489	3,8919	98,9827	98,9812	0,2737	0,0108	0,0131	99,9454
9	0,027268	0,0003	0,0169	98,9830	98,9981	0,0012	0,0000	4,1634	99,9466
10	0,022258	0,0001	0,9925	98,9831	99,9906	0,0528	0,0000	0,0023	99,9995
11	0,022216	1,0168	0,0002	99,9999	99,9908	0,0000	0,0549	0,0003	99,9995
12	0,016445	0,0001	0,0092	100,0000	100,0000	0,0005	0,0000	0,8026	100,0000

3. Vérification du nombre de mode

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

Display → Show Tables → Modal Information → Building Modal Information

Table: Modal Participation Mass Ratios

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
1	0,463570	74,0172	1,0091	0,0000	74,0172	1,0091	0,0000	1,3289	95,4272	0,0068	1,3289	95,4272	0,0068
2	0,434420	1,0744	69,3137	0,0000	75,0915	70,3228	0,0000	91,7160	1,3703	0,0196	93,0449	96,7975	0,0264
3	0,309553	0,0051	0,0375	0,0000	75,0967	70,3603	0,0000	0,0091	0,0068	72,8035	93,0540	96,8043	72,8299
4	0,227012	0,0014	11,6391	0,0000	75,0981	81,9994	0,0000	5,6734	0,0020	0,4789	98,7274	96,8063	73,3087
5	0,207649	0,5255	0,0792	0,0000	75,6236	82,0786	0,0000	0,0429	0,1685	3,0175	98,7703	96,9748	76,3263
6	0,198938	4,4096	0,0142	0,0000	80,0332	82,0928	0,0000	0,0034	1,3367	0,4477	98,7737	98,3114	76,7740
7	0,095121	14,5885	0,1921	0,0000	94,6217	82,2849	0,0000	0,0143	1,3229	0,0022	98,7880	99,6344	76,7762
8	0,088770	0,2531	11,7277	0,0000	94,8748	94,0127	0,0000	0,7907	0,0174	0,6376	99,5786	99,6518	77,4138
9	0,072395	0,1173	0,0229	0,0000	94,9921	94,0355	0,0000	0,0024	0,0067	7,4148	99,5810	99,6585	84,8286
10	0,069892	0,0382	1,6821	0,0000	95,0303	95,7176	0,0000	0,1303	0,0018	4,3775	99,7113	99,6602	89,2061
11	0,060034	0,0041	0,0921	0,0000	95,0345	95,8097	0,0000	0,0067	0,0002	5,0613	99,7180	99,6605	94,2674
12	0,059574	0,0005	0,0009	0,0000	95,0349	95,8106	0,0000	0,0001	0,0000	0,6257	99,7181	99,6605	94,8931

La condition du RPA se vérifié au 10^{ème}

Mode.....condition vérifiée

4. Vérification L'effort tranchant à la base :

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée (Art 4.3.6 RPA99)

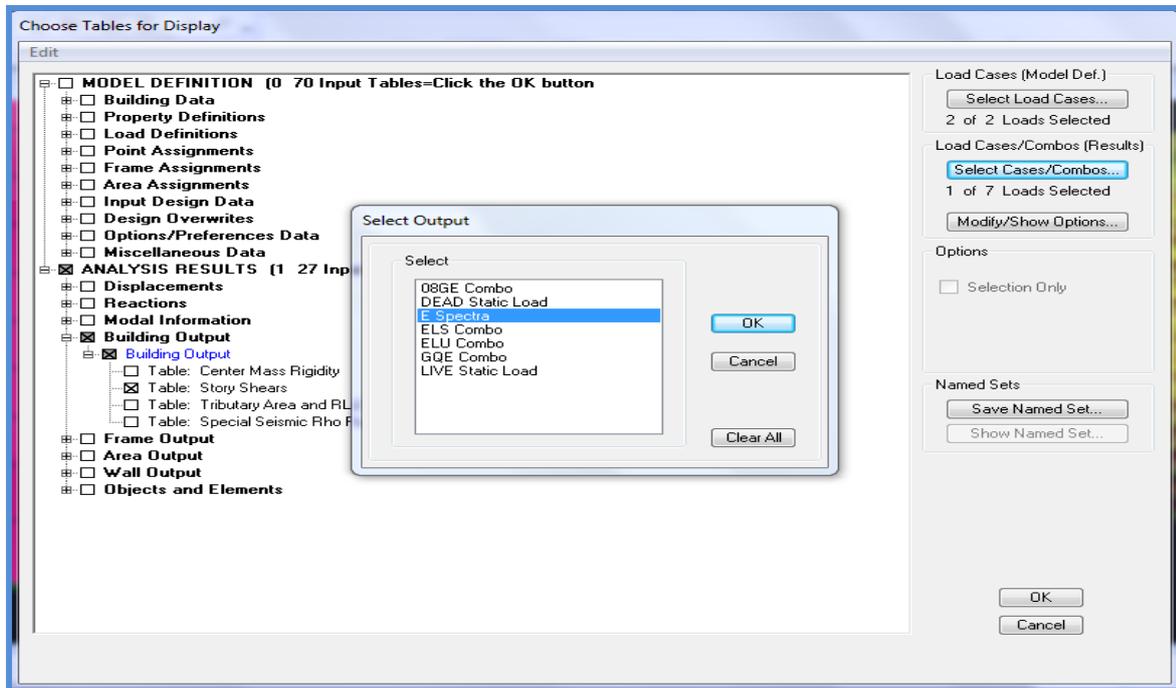
$$V_{base .MSM} \geq 80\%V_{base .MSE}$$

La fore sismique totale V appliquée à la base de la structure doit être calculée successivement dans les deux directions horizontales et orthogonales

4.1) $V_{base.MSM}$:

L'effort tranche sous E

Displaye \longrightarrow Show Tables \longrightarrow Select Cases/ Combos \longrightarrow E spectra +OK



Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
TERRA	EX	Top	0,00	27,89	1,52	174,324	0,000	0,000
TERRA	EX	Bottom	0,00	27,89	1,52	174,324	4,929	90,366
TERRA	EY	Top	0,00	1,40	27,68	287,186	0,000	0,000
TERRA	EY	Bottom	0,00	1,40	27,68	287,186	89,696	4,547
EY2	EX	Top	0,00	45,91	2,37	286,410	4,929	90,366
EY2	EX	Bottom	0,00	45,91	2,37	286,410	12,509	237,940
EY2	EY	Top	0,00	2,32	44,10	456,623	89,696	4,547
EY2	EY	Bottom	0,00	2,32	44,10	456,623	231,131	12,020
ET1	EX	Top	0,00	57,63	2,91	359,629	12,509	237,940
ET1	EX	Bottom	0,00	57,63	2,91	359,629	21,643	419,345
ET1	EY	Top	0,00	2,89	54,92	568,118	231,131	12,020
ET1	EY	Bottom	0,00	2,89	54,92	568,118	404,120	21,126
RDC	EX	Top	0,00	65,44	3,28	407,872	21,643	419,345
RDC	EX	Bottom	0,00	65,44	3,28	407,872	38,345	753,564
RDC	EY	Top	0,00	3,28	62,33	643,579	404,120	21,126
RDC	EY	Bottom	0,00	3,28	62,33	643,579	722,294	37,847

Story	VX(KN)	VY(KN)
RDC	413,52	398,22

4.2) $V_{base.MSE}$:

D'après RPA99 la force sismique totale V qui s'applique à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule

$$V_{base.MSE} = \frac{ADQ}{R} W_T \quad (4.1 \text{ RPA99})$$

- $W=7715.1$ KN (poids total de la structure déterminé par ETABS)
- A: coefficient d'accélération de zone (Tableau 4.1 RPA99)

$$\left. \begin{array}{l} \text{Groupe 2} \\ \Pi_a \end{array} \right\} A=0.15$$

- D : facteur d'amplification dynamique moyen

Il dépend de la période T du bâtiment, de l'amortissement ξ et de la période T_2 associée au site sa valeur est calculer par l'une des trois(03) équations

$$D = \begin{cases} 2,5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3} (3 / T)^{5/3} & T \geq 3 \end{cases}$$

Avec :

η : facteur de correction d'amortissement (formule (4.3) RPA99 version 2003)

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0.7 \longrightarrow \eta = 0,76$$

ξ : pourcentage d'amortissement critique en fonction des remplissages pour un voile en BA, mur en maçonner $\xi = 10 \%$

- T_2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie du site

Site	S1	S2	S3	S4
$T_2(s)$	0.3	0.4	0.5	0.7

$\longrightarrow T_2=0.4$

- Estimation de la période fondamentale T :

le RPA 2003 donne une formule empirique suivent : $T = C_T h_n^{\frac{3}{4}}$ (4-6 RPA2003)

Avec :

h_n : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau $h_n=14,99m$

C_T : Coefficient fonction du système de contreventement du type de remplissage et donné par le tableau (4.6.RPA99) $C_T = 0.075$

$$\text{Donc } T = 0.075 \times 14,99^{\frac{3}{4}} = 0.571 \approx 0.6 S$$

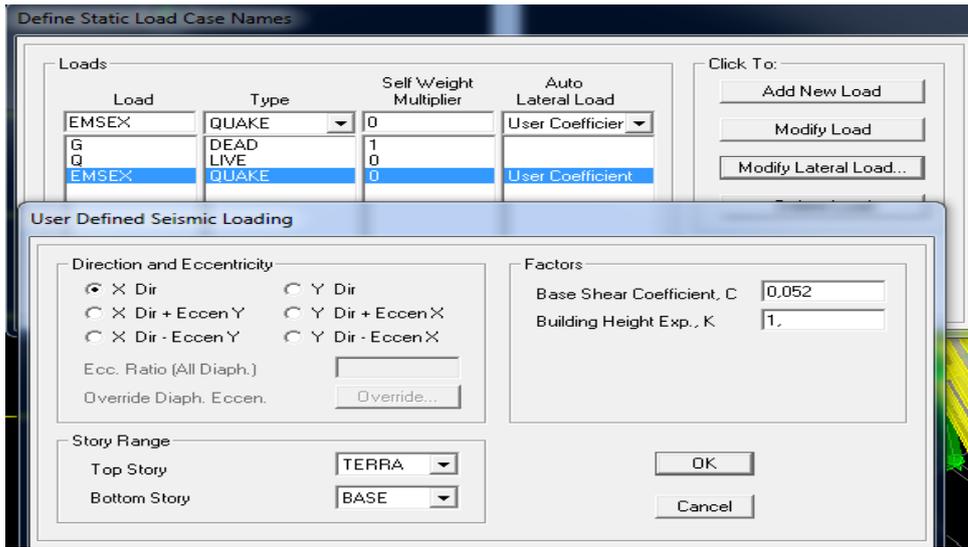
$$\text{Donc la valeur de D } T_2=0.4S < T=0.61 < 3S$$

$$\text{Donc la valeur de D est : } D = 1.45$$

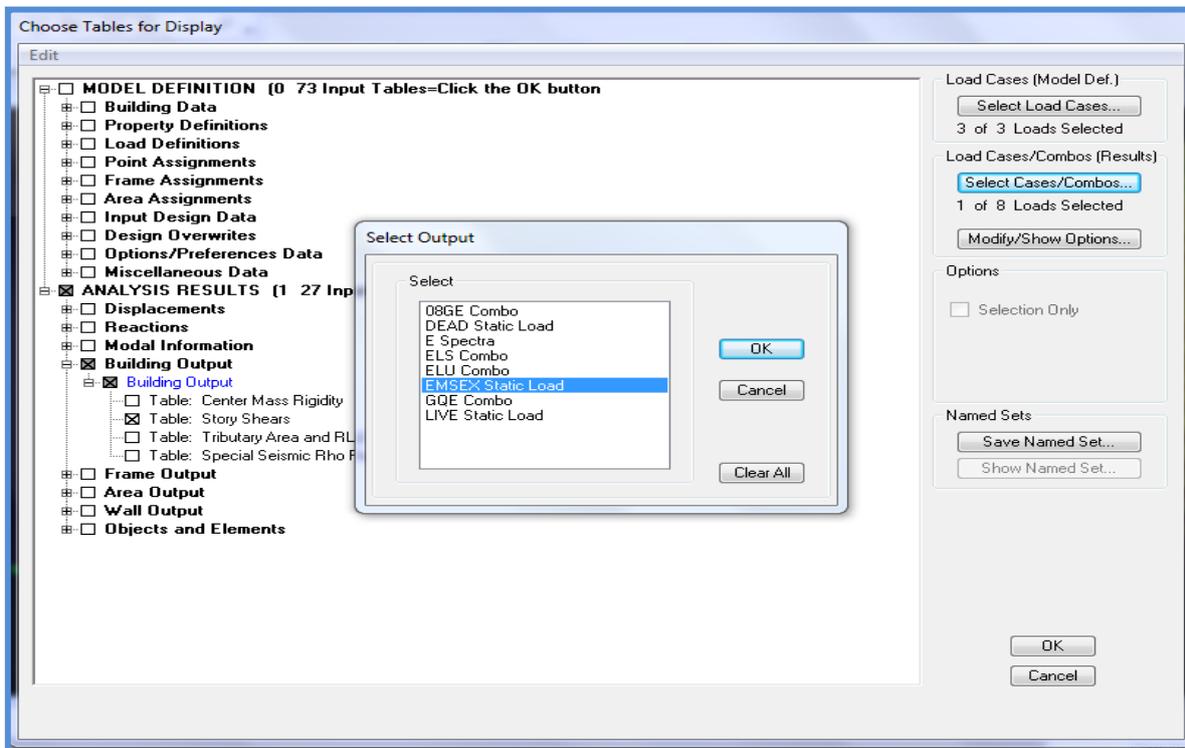
- R : coefficient de comportement de la structure (Tableau 4-3). Il est selon le système de contreventement pour les voiles porteurs en béton armé $R=5$

$$V_{\text{base MSE}} = \frac{ADQ}{R} W = \frac{0.15 \times 1.45 \times 1.20}{5} W = 0.052W = 0.052 \times 7715.1 = 401,18 \text{ KN}$$

Define → static load cases → Modify Lateral Load



Analyze → Run Analysis → Displaye → Show Tables



Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
RDC	EMSEX	Top	0,00	-138,06	0,00	836,432	0,000	0,000
TERRA	EMSEX	Bottom	0,00	-138,06	0,00	836,432	0,000	-447,315
EY2	EMSEX	Top	0,00	-253,79	0,00	1535,703	0,000	-447,315
EY2	EMSEX	Bottom	0,00	-253,79	0,00	1535,703	0,000	-1269,605
ET1	EMSEX	Top	0,00	-338,99	0,00	2051,330	0,000	-1269,605
ET1	EMSEX	Bottom	0,00	-338,99	0,00	2051,330	0,000	-2367,921
RDC	EMSEX	Top	0,00	-399,87	0,00	2417,692	0,000	-2367,921
RDC	EMSEX	Bottom	0,00	-399,87	0,00	2417,692	0,000	-4475,223

Story	VX(KN)	VY(KN)
RDC	399,87	0.00
80% V	320.94	0.00

Vérification :

$$\left. \begin{aligned} V_x(\text{MSM}) &= 413,52 \text{ KN} > 80\% V_x = 320,94 \text{ KN} \\ V_y(\text{MSM}) &= 398,22 \text{ KN} > 80\% V_y = 0 \text{ KN} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots\text{condition vérifiée}$$

5. Vérification des déplacements :

Le déplacement horizontal à chaque niveau (K) de la structure est calculé comme suit

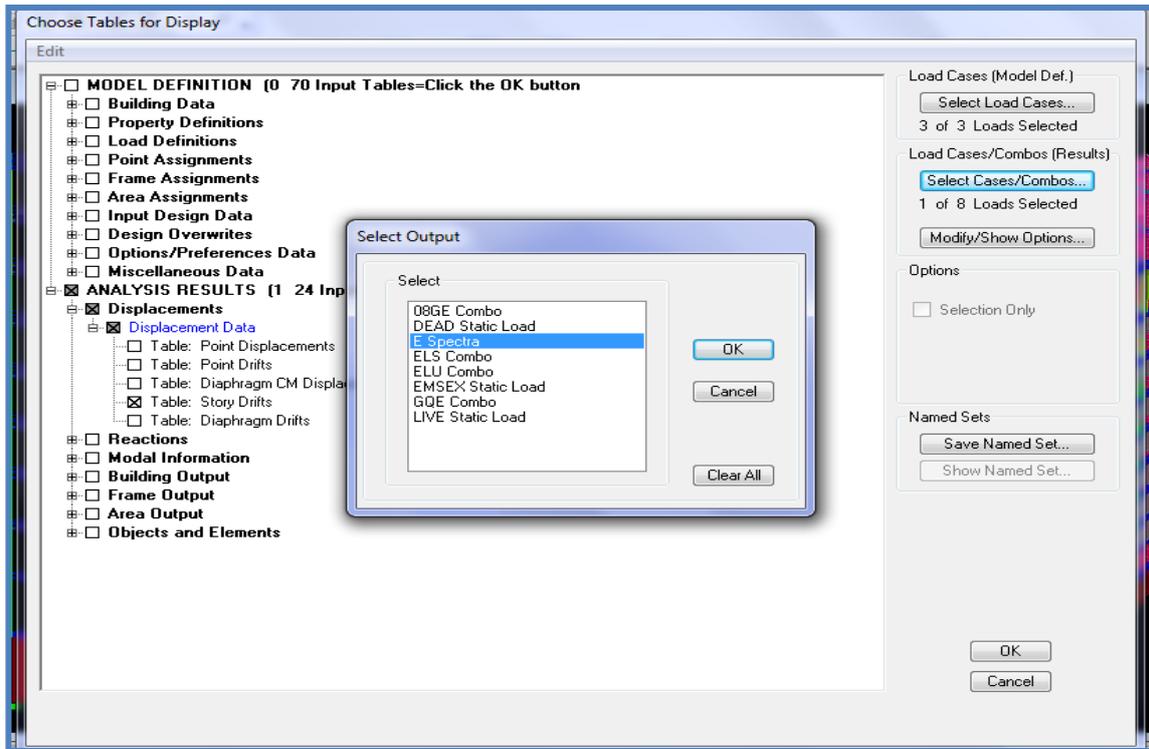
$$\delta_K = R \delta_{eK} \quad (4-19 \text{ RPA99 VERSION 2003})$$

δ_K : Déplacement du aux forces sismique

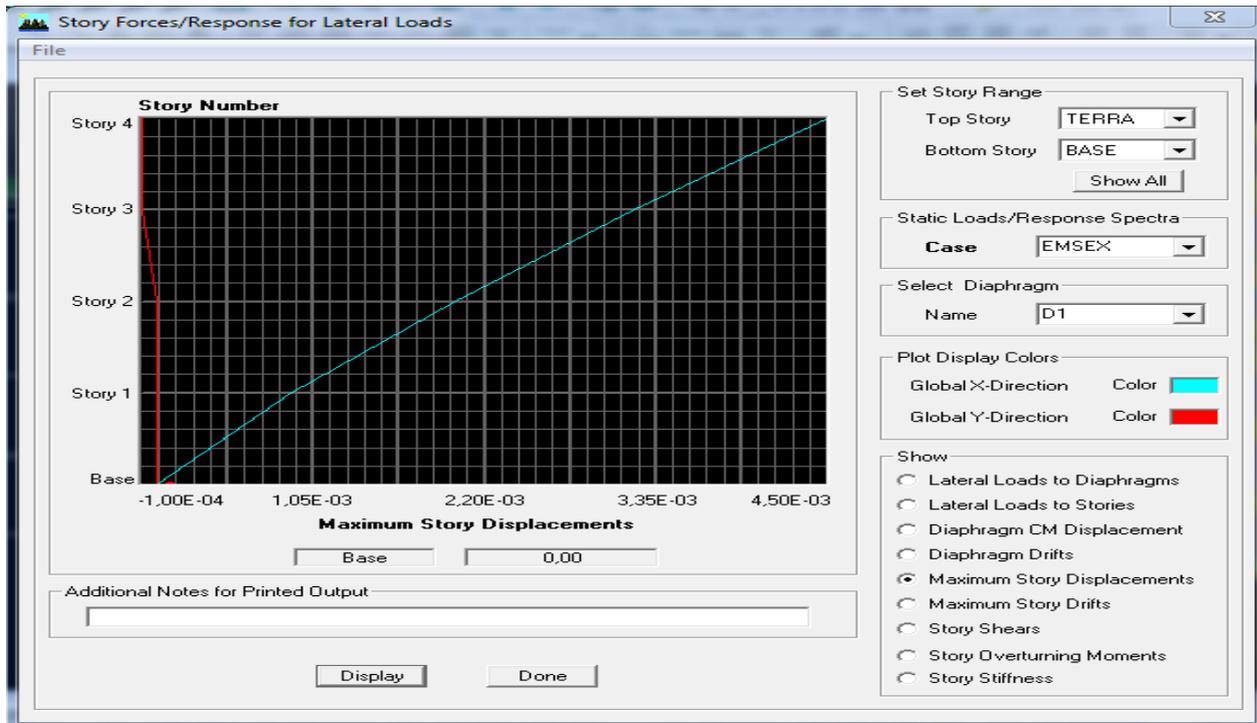
R: Coefficient de de comportement

Les résultats des déplacements sont calculés par le logiciel **ETABS**.

Display \longrightarrow Show Tables



Story	DriftX(m)	DriftY(m)	Drift X R	DriftY X R	1%he	conclusion
Terrasse	0.000110	0.000135	0.00055	0.000675	0.0324	CV
ET2	0.000066	0.000051	0.00033	0.000255	0.0324	CV
ET1	0.000059	0.000047	0.000295	0.000235	0.0324	CV
RDC	0.000027	0.000023	0.000135	0.000115	0.0527	CV



Conclusion : le déplacement horizontal à chaque niveau de la structure est vérifié

6) Justification de la largeur des joints sismiques (A.5.8. R.P.A99/2003) :

Deux blocs voisins doivent être séparés par des joints sismiques dont la largeur minimale d_{min}

Satisfait la condition suivante :

$$d_{min} = 4_{cm} + (\delta_1 + \delta_2) \leq d=15 \text{ cm}$$

δ_1 : déplacement maximale du dernier étage du bloc 1

δ_2 : déplacement maximale du dernier étage du bloc 2

$$d_{min} = 4 + 0.055 + 0.066 = 4.12 \text{ cm} \dots \dots \dots d_{min} = 0.41 \text{ m}$$

$$\delta_{Sommet} / xx = 0.00055 \text{ m} = 0.55 \text{ mm}$$

$$\delta_{Sommet} / yy = 0.00066 \text{ m} = 0.66 \text{ mm}$$

$$\text{Donc : } d_{min} = 4 + (0.055 + 0.067) = 4.21 \text{ cm} \dots \dots \dots d_{min} = 4.21 \text{ cm}$$

On optera pour un espacement de **d=15cm**

7) Vérification de l'effet P- Δ :

Il faut calculer le coefficient $\theta = \frac{\Delta \times P}{h \times V}$ (5.9 RPA99 VERSION 2003)

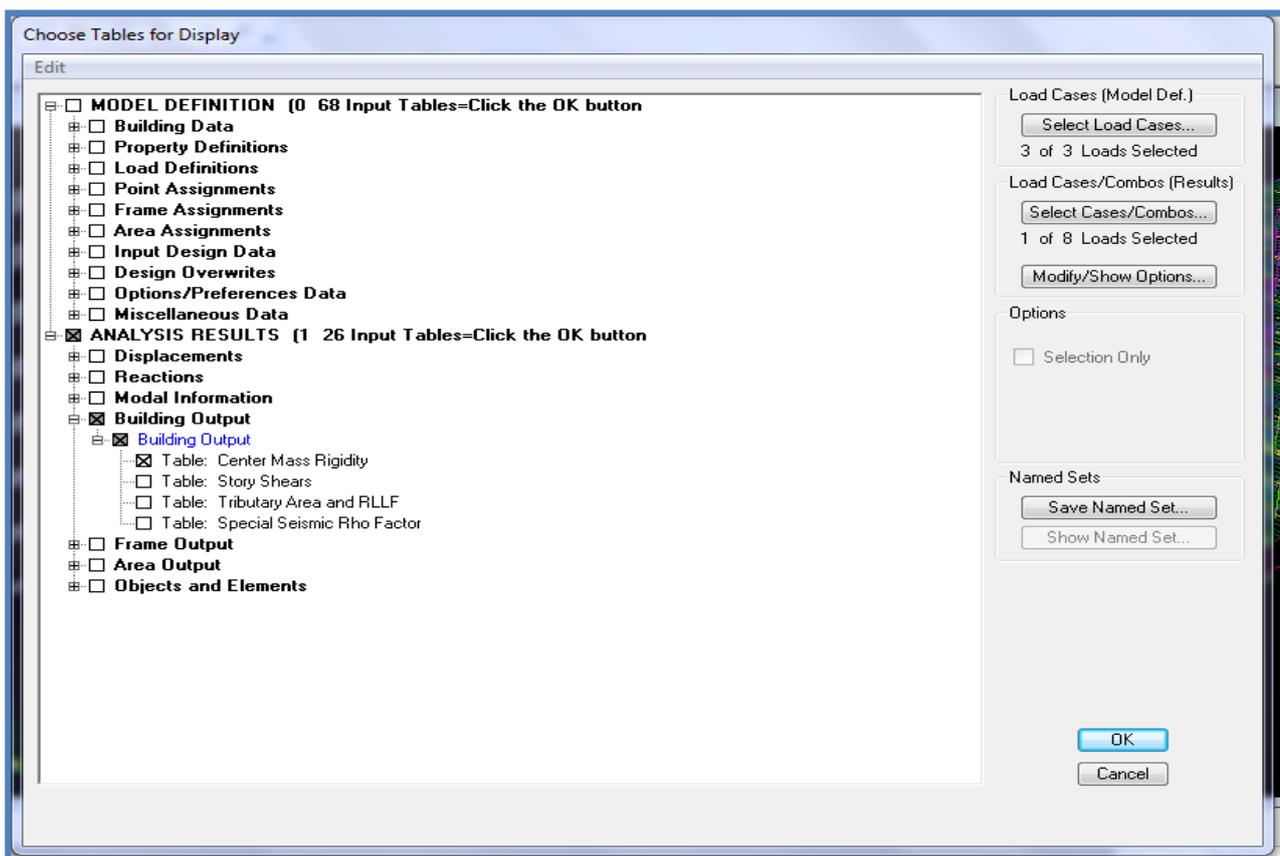
- Si $\theta_K < 0,10$: l'effet de 2^{ème} ordre sont négligés.

P: poids total de la structure

V: effort tranchant à l'étage considéré

H : hauteur de l'étage.

Δ : le déplacement



Story	Diaphragm	MassX	MassY	XCM	YCM	CumMassX	CumMassY	XCCM	YCCM	XCR	YCR
RDC	D1	222,9935	222,9935	10,496	6,018	222,9935	222,9935	10,496	6,018	10,966	5,979
ET1	D2	193,2379	193,2379	10,485	6,052	193,2379	193,2379	10,485	6,052	10,858	5,977
EY2	D3	190,1248	190,1248	10,491	6,042	190,1248	190,1248	10,491	6,042	10,766	5,969
TERRA	D4	177,7811	177,7811	10,501	6,058	177,7811	177,7811	10,501	6,058	10,702	5,955

Suivant le sens X:

Niv	Poids	$\Delta_k(m)$	$V_k(KN)$	$H_k(m)$	θ_x	$\theta_i \leq 0.10$
Terrasse	177,78	0,0055	27,89	3,24	0,010	CV
ET2	190,12	0,00033	45,91	3,24	0,00042	CV
ET1	193,23	0,00029	57,63	3,24	0,00030	CV
RDC	222,99	0,00013	65,44	5,27	0,000084	CV

Suivant le sens Y:

Niv	Poids	$\Delta_k(m)$	$V_k(KN)$	$H_k(m)$	θ_y	$\theta_i \leq 0.10$
Terrasse	177,78	0,00067	27,68	3,24	0,0013	CV
ET2	190,12	0,00025	44,10	3,24	0,00033	CV
ET1	193,23	0,00023	54,92	3,24	0,00024	CV
RDC	222,99	0,00015	62,33	5,27	0,00010	CV

On constate que l'effet P-Delta peut être négligé pour le cas de notre structure

8. Effort normal réduit :

On entend effort normale réduit, le rapport

$$V = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.3 \quad (7.1.3.RPA99 \text{ VERSION } 2003)$$

B_c : section du poteau.

N_d : effort normal max dans les poteaux sous : (à ELS)

N_d : 1737,73 (KN) (déterminé par l'Etabs)

f_{c28} : La résistance caractéristique du béton

$$V = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} = \frac{1737,73}{45 \times 45 \times 25} \times 10^1 = 0.3 \leq 0.3$$

Pour les poteaux de (40x40) :

$$V = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} = \frac{1289.5}{40 \times 40 \times 25} \times 10^1 = 0.3 \leq 0.3 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Pour les poteaux de (30x30) :

$$V = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} = \frac{468.72}{30 \times 30 \times 25} \times 10^1 = 0.2 \leq 0.3 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Pour les poteaux circulaires de diamètre D= 0.50m :

On a :

$$s = \frac{\pi x D^2}{4} = \frac{3.14 \times 50^2}{4} = 1962.5 \text{ cm}^2$$

$$V = \frac{N_d}{s \times f_{c28}} = \frac{509.41}{1962.5 \times 25} \times 10^1 = 0.10 \leq 0.3 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

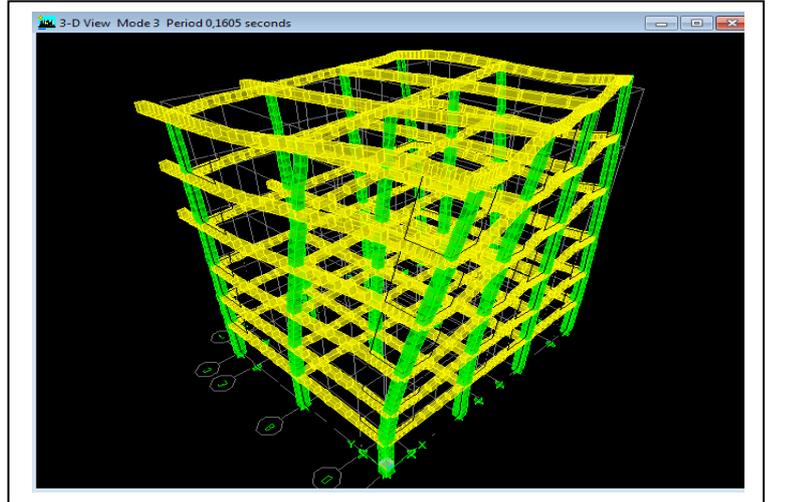
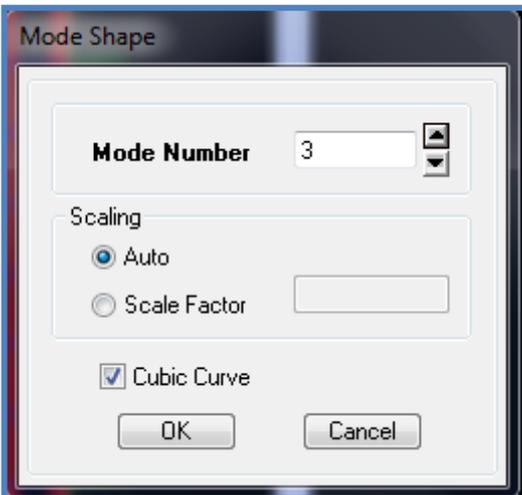
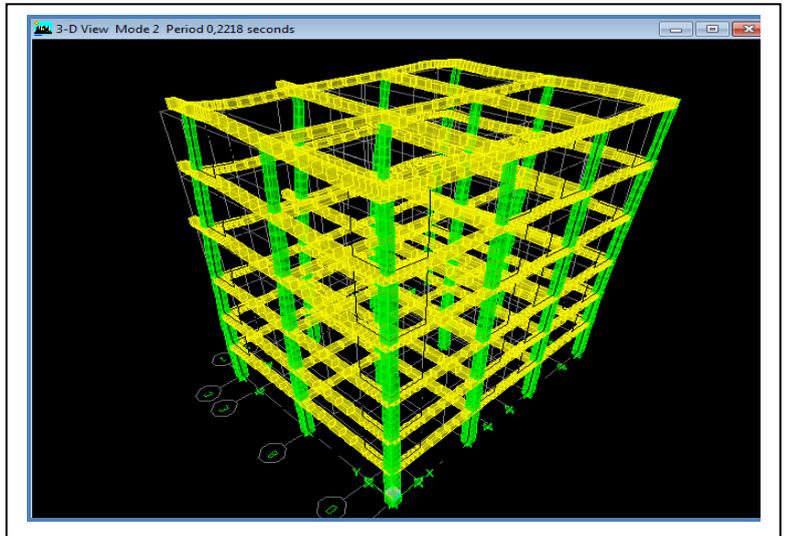
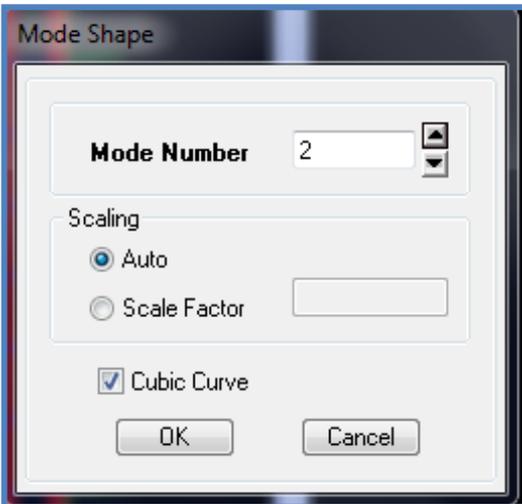
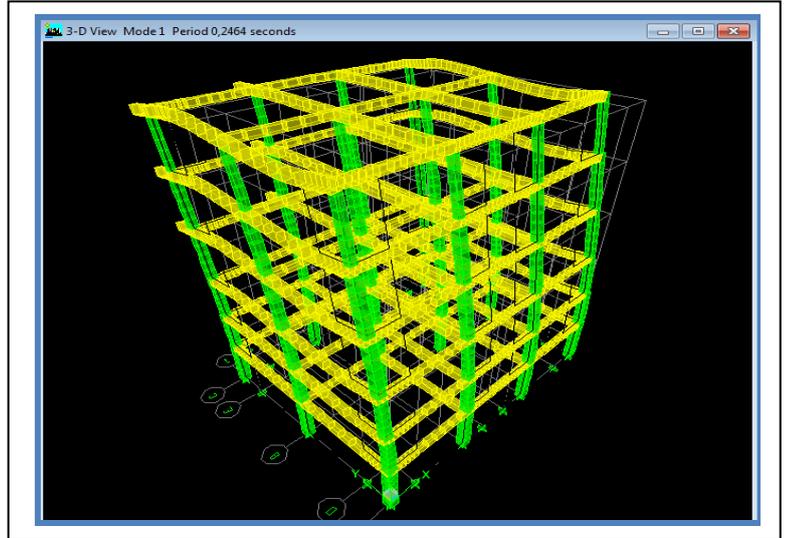
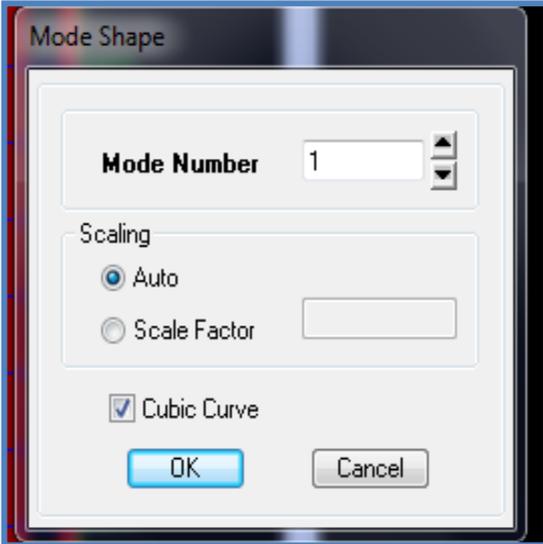
9) Conclusions :

Par suite des résultats obtenus dans cette étude toutes les exigences du RPA sont vérifiées, on peut dire que notre bâtiment est bien dimensionné et peut résister aux différentes sollicitations, tel que le séisme après un ferrailage correcte.

On peut donc passer à l'étape du ferrailage.

Vérification du bloc deux (2)

Display → Show Mode Shape



1) Type de contreventement (justification du type de contreventement)

Justification du système de contreventement :

L'objectif dans cette étape est de déterminer les pourcentages relatifs des charges horizontales et verticales reprises par les voiles et les poteaux afin de justifier la valeur de R à considérer qui est donné par le tableau 4.3 page 38.

Pour les constructions en béton armé on a :

CHx et CHy voile < 75%	}	R=5
Cv voile < 20%		
CHx et CHy voile > 75%	}	R=4
Cv voile < 20%		
CHx et CHy voile > 75%	}	R=3.5
Cv voile > 20%		

CHx : charges horizontal reprises par les voiles dans le sens xx.

CHy : charges horizontal reprises par les voiles dans le sens yy.

Cv : charges vertical reprises par les voiles.

Pour ce faire on crée des blocs de voiles longitudinales et transversales pour chaque zone de notre structure :

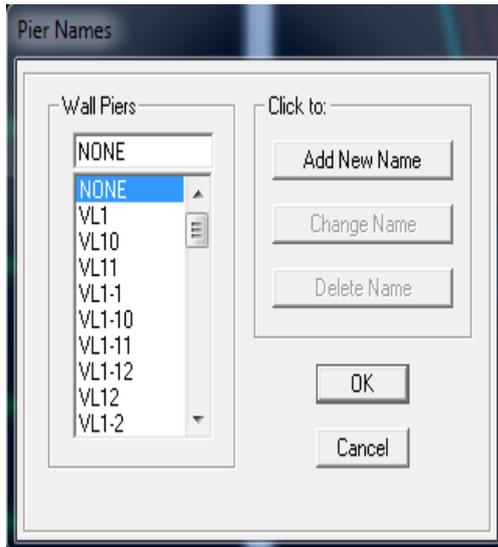
Zone 1 : voiles sous-sol et RDC et entre –sol avec une épaisseur de $e=25\text{cm}$

Zone 2 : voiles du 1^{ère}, 2^{ème} et 3^{ème} étages avec une épaisseur de $e=18\text{cm}$

On prend le plans en élévation on sélectionne les voiles dans de sens longitudinale, puis on procède a une appellation pour chaque voiles avec l'icône 

Une boite de dialogue apprêts :

Pour les voiles longitudinales



pour les voiles transversales



-V2 : c'est l'effort repris par les voiles transversal dans chaque étage suivant le sens yy, est donné par l'ETABS on sélectionnant les voiles transversal avec la combinaison Ey (wall output) ensuite copier et coller le tableau sur l'Excel.

-Vy : c'est l'effort qui est repris par chaque étage (poteau et voile) dans le sens yy, il est donné par l'ETABS.

-Vx : c'est l'effort qui est repris par chaque étage (poteau et voile) dans le sens XX, il est donné par l'ETABS.

Dans le sens X-X :

Calcul de CHx : les résultats sont donnés dans le tableau ci-dessous :

Etage	V2(voiles)	Vx(portique)	$\frac{V2 \times 100}{Vx} \%$	$CHx \% = \sum \left(\frac{V2 \times 100}{Vx} \right) / 4$
Terrasse	4.06	8.18	49.63	81.83%
Etage 2	7.02	13.06	53.75	
Etage 1	10.7	17.13	62.46	
Entre-sol	13.2	19.94	66.19	
RDC	14.21	22.25	63.82	
Sous-sol	7.28	23.13	31.47	

Dans le sens yy :

Calcul de CHy : les résultats sont donnés dans le tableau ci-dessous :

Etage	V2	Vy	$\frac{V2 \times 100}{Vy} \%$	$CHy \% = \sum \left(\frac{V2 \times 100}{Vy} \right) / 4$
Terrasse	7.1	9.78	72.59	101.67
Etage 2	9.9	16.13	61.37	
Etage1	15.4	20.85	73.86	
Entre-sol	18.66	24.28	76.85	
RDC	21.73	26.82	81.02	
Sous-sol	11.66	28.42	41.02	

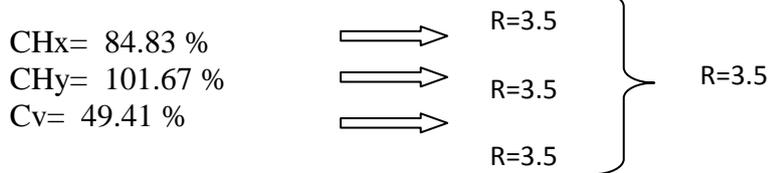
Calcul de Cv :

$$C_{voiles} = \frac{W_{voile} \times 100}{W_t} = \frac{3564.49 \times 100}{7213.38} = 49.41 \%$$

Wvoile : poids des voiles donné par l'ETABS

Wt : Poids total de la structure est donné par l'ETABS

Conclusion :



Donc les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales

Type de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé :

Le système est constitué de voiles et de portiques. Dans ce cas les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales. On considère que la sollicitation horizontale est reprise uniquement par les voiles **R=3.5**

2. Vérification du nombre de mode :

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

Displaye → Show Tables → Modal Information → Building Modal Information

Table: Modal Participation Mass Ratios

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
12	0,246396	0,0182	51,1199	0,0000	0,0182	51,1199	0,0000	92,2141	0,0334	0,0342	92,2141	0,0334	0,0342
2	0,221756	38,6287	0,0387	0,0000	38,6469	51,1585	0,0000	0,0665	70,0221	11,6427	92,2805	70,0555	11,6769
3	0,160530	13,1801	0,0052	0,0000	51,8271	51,1637	0,0000	0,0072	22,6650	38,7120	92,2878	92,7206	50,3888
4	0,064992	0,0006	16,4421	0,0000	51,8276	67,6058	0,0000	4,1329	0,0001	0,0017	96,4207	92,7207	50,3905
5	0,055820	13,2556	0,0021	0,0000	65,0832	67,6079	0,0000	0,0005	3,1388	2,9343	96,4212	95,8595	53,3249
6	0,041731	2,8375	0,0022	0,0000	67,9207	67,6101	0,0000	0,0004	0,5354	14,3200	96,4216	96,3949	67,6449
7	0,028779	0,0000	9,9426	0,0000	67,9207	77,5527	0,0000	1,7101	0,0000	0,0010	98,1317	96,3949	67,6459
8	0,024708	8,8748	0,0003	0,0000	76,7956	77,5530	0,0000	0,0000	1,5899	0,9471	98,1317	97,9848	68,5930
9	0,019071	1,6486	0,0026	0,0000	78,4441	77,5555	0,0000	0,0003	0,2594	9,5772	98,1320	98,2442	78,1701
10	0,017165	0,0000	8,9565	0,0000	78,4442	86,5120	0,0000	0,9307	0,0000	0,0022	99,0627	98,2442	78,1723
11	0,015402	0,0000	0,0000	0,0000	78,4442	86,5120	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	99,0627	98,2442	78,1723
12	0,015323	1,5566	0,0002	0,0000	80,0008	86,5122	0,0000	0,0000	0,1637	0,3984	99,0628	98,4079	78,5707

La condition du RPA se vérifié au 10^{ème} Mode.....condition vérifiée

3. Vérification L'effort tranchant à la base :

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée (Art 4.3.6 RPA99)

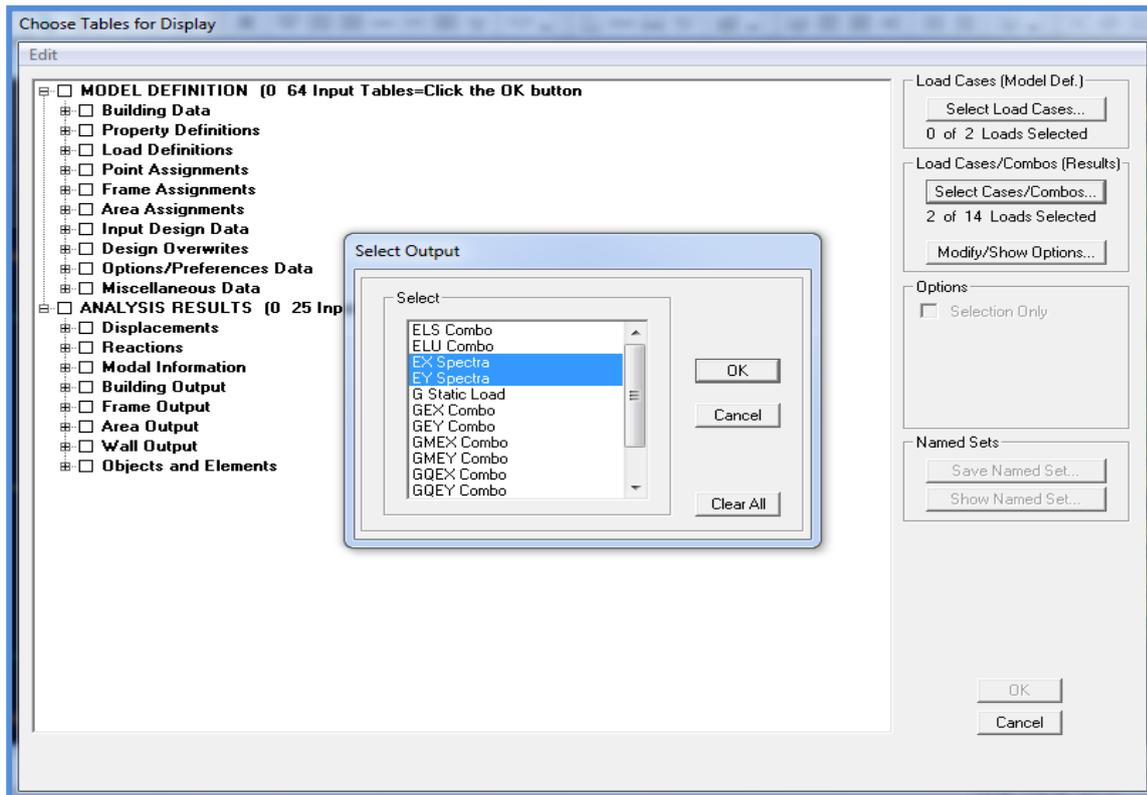
$$V_{base .MSM} \geq 80\%V_{base .MSE}$$

La fore sismique totale V appliquée à la base de la structure doit être calculée successivement dans les deux directions horizontales et orthogonales

a) $V_{base.MSM}$:

L'effort tranche sous E

Displaye → Show Tables → Select Cases/ Combos → Ex et Ey spectra +OK



Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
STORY6	EX	Top	0,00	8,18	0,16	74,826	0,000	0,000
STORY6	EX	Bottom	0,00	8,18	0,16	74,826	0,521	26,505
STORY6	EY	Top	0,00	0,18	9,78	71,305	0,000	0,000
STORY6	EY	Bottom	0,00	0,18	9,78	71,305	31,693	0,588
STORY5	EX	Top	0,00	13,06	0,33	123,417	0,521	26,505
STORY5	EX	Bottom	0,00	13,06	0,33	123,417	1,584	66,167
STORY5	EY	Top	0,00	0,35	16,13	117,274	31,693	0,588
STORY5	EY	Bottom	0,00	0,35	16,13	117,274	79,816	1,705
STORY4	EX	Top	0,00	17,13	0,45	162,065	1,584	66,167
STORY4	EX	Bottom	0,00	17,13	0,45	162,065	3,015	116,249
STORY4	EY	Top	0,00	0,46	20,85	151,519	79,816	1,705
STORY4	EY	Bottom	0,00	0,46	20,85	151,519	141,621	3,176
STORY3	EX	Top	0,00	19,94	0,52	187,978	3,015	116,249
STORY3	EX	Bottom	0,00	19,94	0,52	187,978	4,393	164,807
STORY3	EY	Top	0,00	0,52	24,28	176,928	141,621	3,176
STORY3	EY	Bottom	0,00	0,52	24,28	176,928	201,548	4,567
STORY2	EX	Top	0,00	22,25	0,55	206,827	4,393	164,807
STORY2	EX	Bottom	0,00	22,25	0,55	206,827	5,759	215,287
STORY2	EY	Top	0,00	0,55	26,82	195,808	201,548	4,567
STORY2	EY	Bottom	0,00	0,55	26,82	195,808	263,098	5,935
STORY1	EX	Top	0,00	23,13	0,55	212,525	5,759	215,287
STORY1	EX	Bottom	0,00	23,13	0,55	212,525	7,521	284,164
STORY1	EY	Top	0,00	0,55	28,42	207,500	263,098	5,935
STORY1	EY	Bottom	0,00	0,55	28,42	207,500	347,035	7,697

Story	VX(KN)	VY(KN)
RDC	360.5	350.6

3.1) $V_{\text{base.MSE}}$

D'après RPA99 la force sismique totale V qui s'applique à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule

$$V_{\text{base.MSE}} = \frac{ADQ}{R} W_T \quad (4.1 \text{ RPA99})$$

➤ $W=7715.1$ KN (poids total de la structure déterminé par ETABS)

➤ A : coefficient d'accélération de zone (Tableau 4.1 RPA99)

$$\left. \begin{array}{l} \text{Groupe 2} \\ \Pi_a \end{array} \right\} A=0.15$$

➤ D : facteur d'amplification dynamique moyen

Il dépend de la période T du bâtiment, de l'amortissement η et de la période T_2 associée au site sa valeur est calculer par l'une des trois(03) équations

$$D = \begin{cases} 2,5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3} (3 / T)^{5/3} & T \geq 3 \end{cases}$$

Avec :

η : facteur de correction d'amortissement (formule (4.3) RPA99 version 2003)

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}} \longrightarrow \leq 0,7$$

ξ : pourcentage d'amortissement critique en fonction des remplissages pour un voile en BA, mur en maçonner $\xi = 10 \%$

➤ T_2 périodes caractéristiques associées à la catégorie du site

Site	S1	S2	S3	S4
$T_2(s)$	0.3	0.4	0.5	0.7

→ $T_2=0.4$

➤ Estimation de la période fondamentale T :

le RPA 2003 donne une formule empirique suivent : $T = C_T h_n^{\frac{3}{4}}$ (4-6 RPA2003)

Avec :

h_n : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau $h_n=18.23m$

C_T : Coefficient fonction du système de contreventement du type de remplissage et donné par le tableau (4.6.RPA99) $C_T = 0.075$

$$\text{Donc } T = 0.075 \times 18.23^{\frac{3}{4}} = 0.66 \approx 0.7 \text{ S}$$

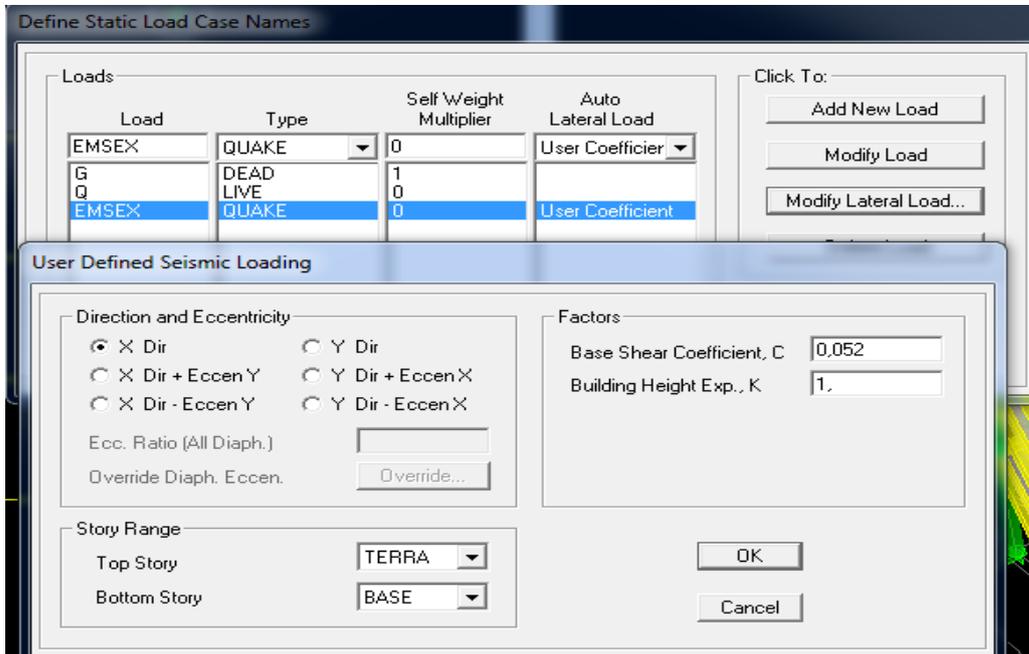
$$\text{Donc la valeur de } D \quad T_2=0.4S < T=0.7 < 3S$$

$$\text{Donc la valeur de } D \text{ est : } D = 1.45$$

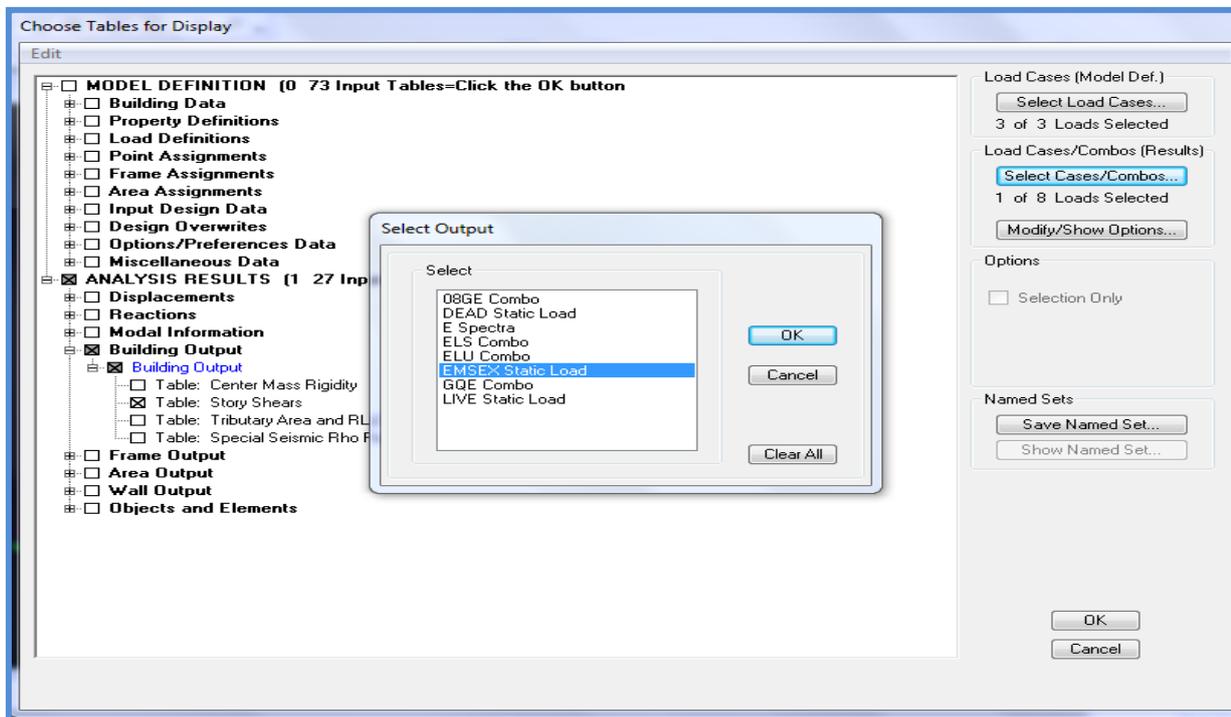
- R : coefficient de comportement de la structure (Tableau 4-3). Il est selon le système de contreventement pour les voiles porteurs en béton armé R=3.5

$$V_{base\ MSE} = \frac{ADQ}{R} W = \frac{0.15 \times 1.45 \times 1.20}{3.5} W = 0.074W = 0.074 \times 7213.38 = 537.91\text{ KN}$$

Define → static load cases → Modify Lateral Load



Analyze → Run Analysis → Display → Show Tables



Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
STORY1	EMSEX	Top	0,00	-95,77	0,00	563,035	0,000	0,000
STORY6	EMSEX	Bottom	0,00	-95,77	0,00	563,035	0,000	-310,286
STORY5	EMSEX	Top	0,00	-204,17	0,00	1181,359	0,000	-310,286
STORY5	EMSEX	Bottom	0,00	-204,17	0,00	1181,359	0,000	-971,794
STORY4	EMSEX	Top	0,00	-293,35	0,00	1691,306	0,000	-971,794
STORY4	EMSEX	Bottom	0,00	-293,35	0,00	1691,306	0,000	-1922,254
STORY3	EMSEX	Top	0,00	-357,54	0,00	2049,252	0,000	-1922,254
STORY3	EMSEX	Bottom	0,00	-357,54	0,00	2049,252	0,000	-2894,764
STORY2	EMSEX	Top	0,00	-401,67	0,00	2294,724	0,000	-2894,764
STORY2	EMSEX	Bottom	0,00	-401,67	0,00	2294,724	0,000	-3919,015
STORY1	EMSEX	Top	0,00	-441,01	0,00	2528,053	0,000	-3919,015
STORY1	EMSEX	Bottom	0,00	-441,01	0,00	2528,053	0,000	-5347,891

Story	VX(KN)	VY(KN)
RDC	441.01	0.00
80% V	352.80	0.00

Vérification :

$$\left. \begin{aligned}
 V_x(\text{MSM}) &= 360.5 \text{ KN} > 80\% V_x = 352,80 \text{ KN} \\
 V_y(\text{MSM}) &= 350.6 \text{ KN} > 80\% V_y = 0 \text{ KN}
 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots\text{condition vérifiée}$$

4. Vérification des déplacements :

Le déplacement horizontal à chaque niveau (K) de la structure est calculé comme suit

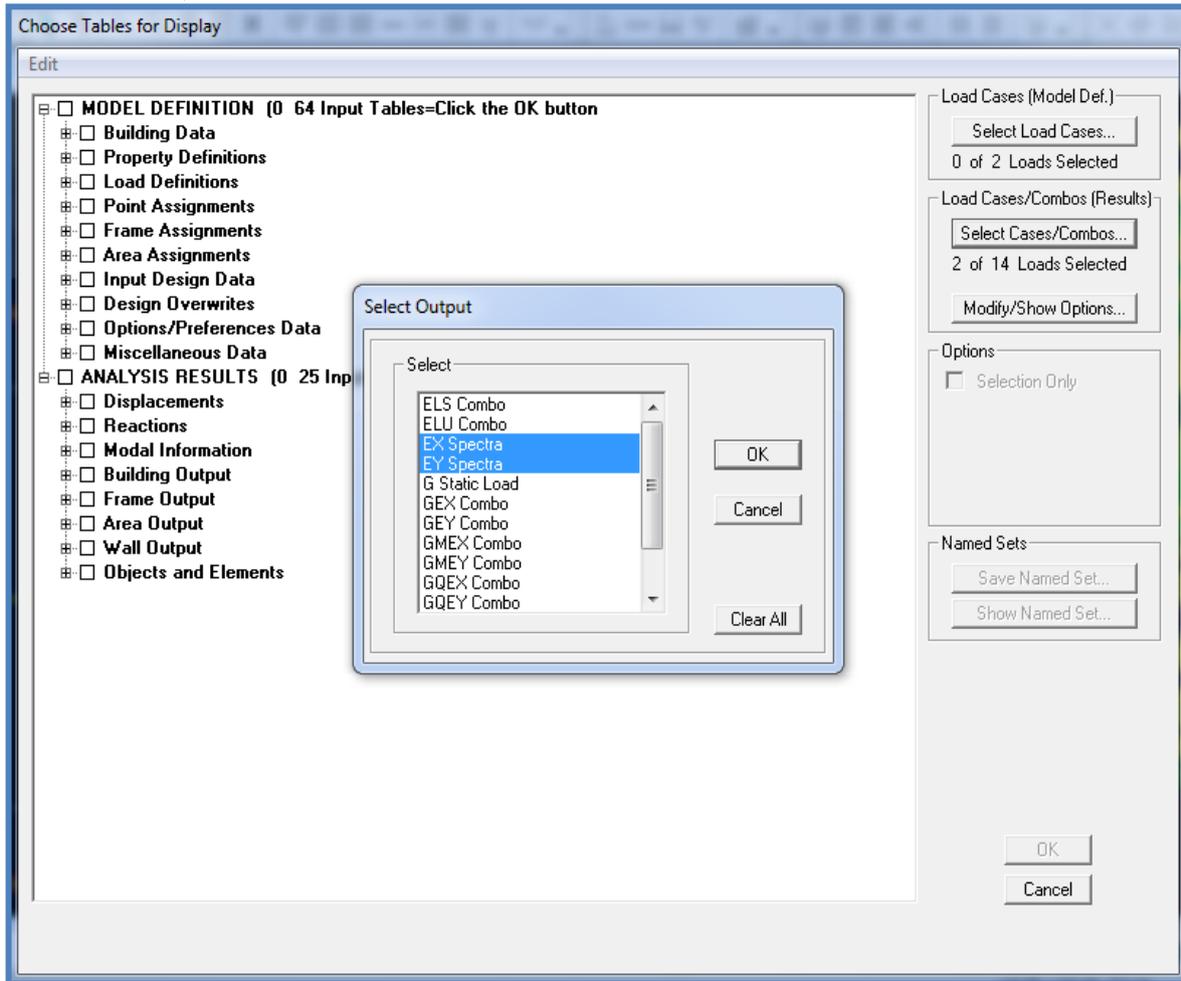
$$\delta_K = R \delta_{eK} \quad (4-19 \text{ RPA99 VERSION 2003})$$

δ_K : Déplacement du aux forces sismique

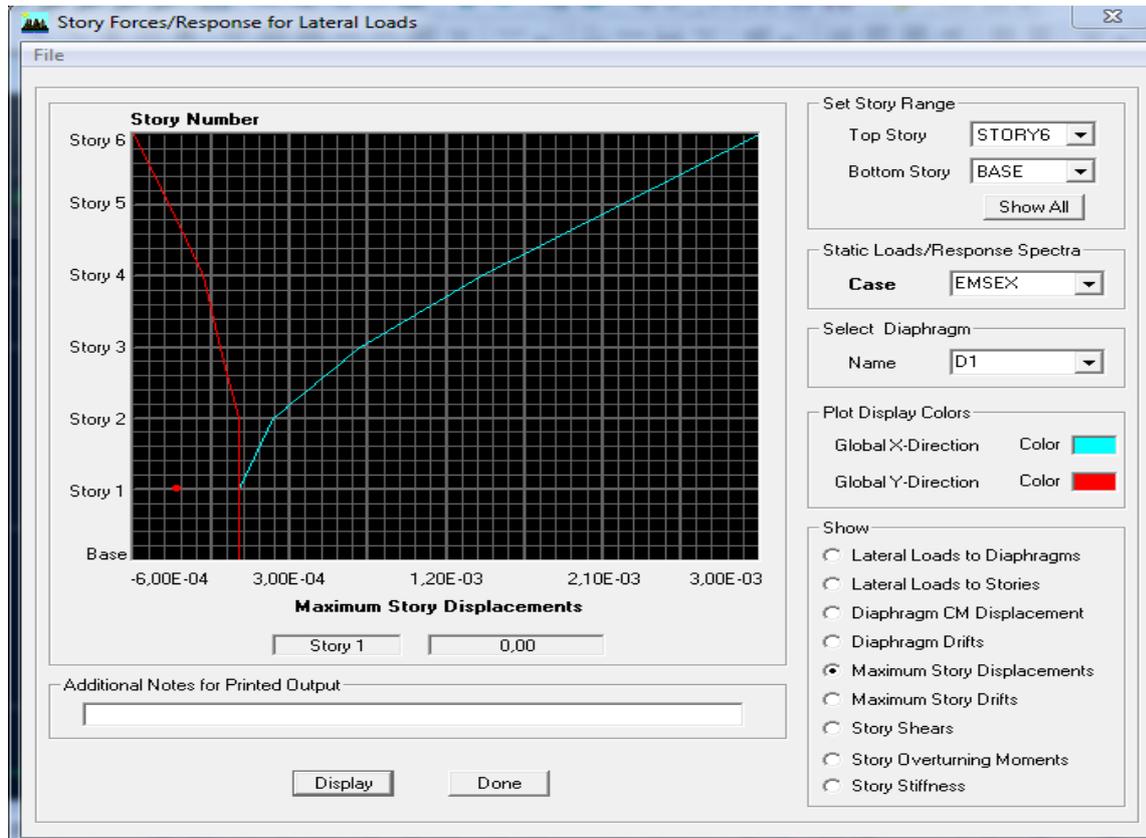
R: Coefficient de comportement

Les résultats des déplacements sont calculés par le logiciel **ETABS**.

Display \longrightarrow Show Tables



Story	DriftX(m)	DriftY(m)	Drift X R	DriftY X R	1%he	conclusion
Terrasse	0.000019	0.000019	0.000066	0.000066	0.0324	CV
ET2	0.000019	0.000019	0.000066	0.000066	0.0324	CV
ET1	0.000016	0.000018	0.000056	0.000063	0.0324	CV
Entre -étage	0.000012	0.000013	0.000042	0.000045	0.0272	CV
RDC	0.000006	0.000007	0.000021	0.000024	0.0255	CV
Sous-sol	0	0.000001	0	0.0000035	0.0324	CV



Conclusion : le déplacement horizontal à chaque niveau de la structure est vérifié

5. Justification de la largeur des joints sismiques (A.5.8. R.P.A99/2003)

Deux blocs voisins doivent être séparés par des joints sismiques dont la largeur minimale d_{min}

Satisfait la condition suivante :

δ_1 et δ_2 : déplacements maximaux des deux blocs, calculés selon le niveau du sommet du bloc(1) et le sommet du bloc (2) .

Deux blocs voisins doivent être séparés par des joints sismiques dont la largeur minimale d_{min}

Satisfait la condition suivante :

$$d_{min} = 4_{cm} + (\delta_1 + \delta_2) \leq d=15 \text{ cm}$$

δ_1 : déplacement maximale du dernier étage du bloc 1

δ_2 : déplacement maximale du dernier étage du bloc 2

$$d_{min} = 4 + 0.055 + 0.066 = 4.12 \text{ cm} \dots \dots \dots d_{min} = 0.41 \text{ m}$$

$$\delta_{Sommet} / xx = 0.00055 \text{ m} = 0.55 \text{ mm}$$

$$\delta_{Sommet} / yy = 0.00066 \text{ m} = 0.66 \text{ mm}$$

Donc : $d_{min} = 4 + (0.055 + 0.067) = 4.21 \text{ cm}$ $d_{min} = 4.21 \text{ cm}$

On optera pour un espacement de **d=15cm**

6. Vérification de l'effet P- Δ :

Il faut calculer le coefficient $\theta = \frac{\Delta \times P}{h \times V}$ (5.9 RPA99 VERSION 2003)

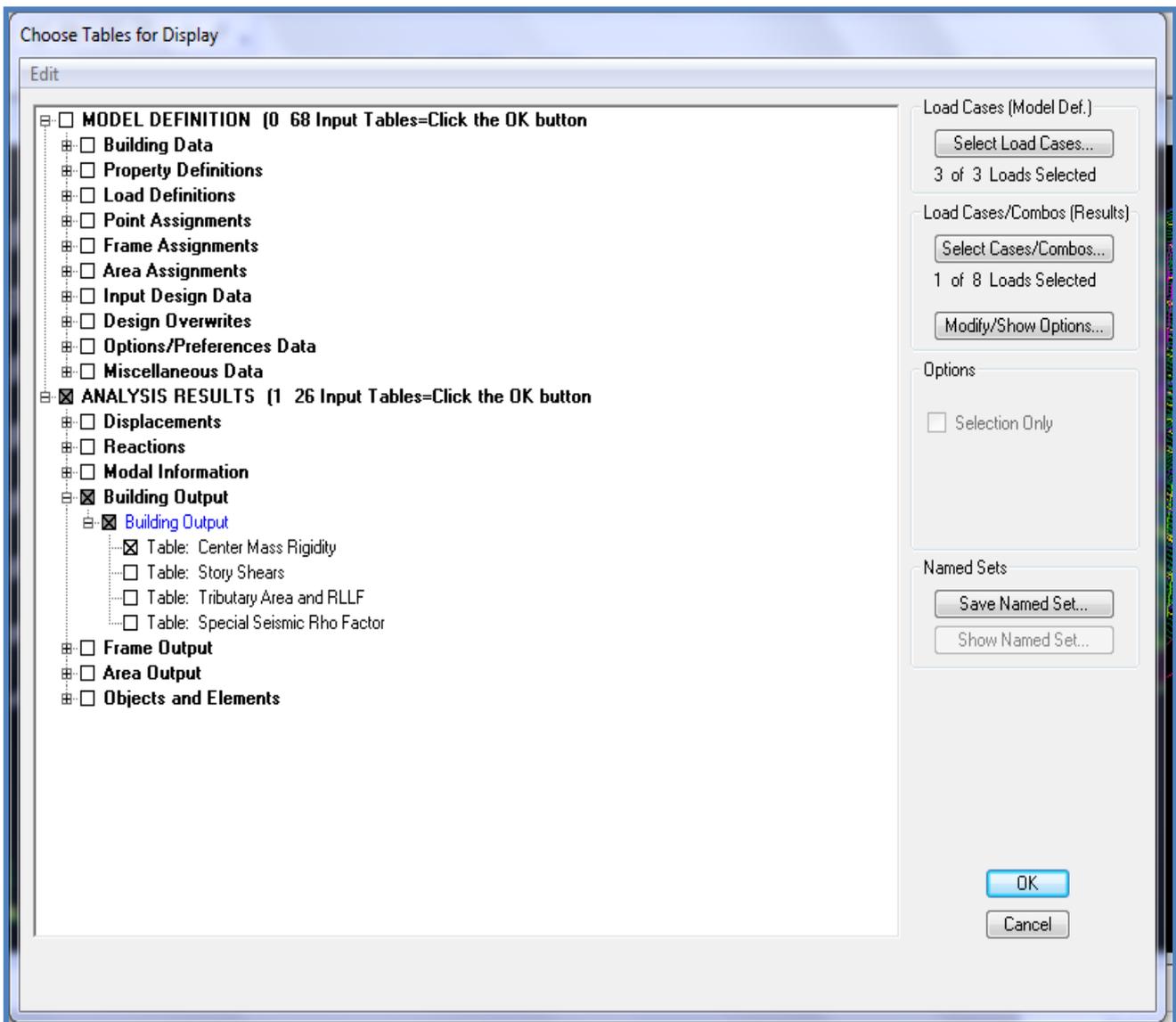
- Si $\theta_k < 0,10$: l'effet de 2^{ème} ordre sont négligés.

P: poids total de la structure

V: effort tranchant à l'étage considéré

H : hauteur de l'étage.

Δ : le déplacement



Story	Diaphragm	MassX	MassY	XCM	YCM	CumMassX	CumMassY	XCCM	YCCM	XCR	YCR
STORY6	D1	115,2525	115,2525	7,342	5,930	115,2525	115,2525	7,342	5,930	7,498	5,959
STORY2	D2	72,3336	72,3336	7,500	5,563	72,3336	72,3336	7,500	5,563	7,497	4,217
STORY3	D3	71,5880	71,5880	7,500	5,577	71,5880	71,5880	7,500	5,577	7,498	3,905
STORY4	D4	72,0375	72,0375	7,421	5,718	72,0375	72,0375	7,421	5,718	7,499	3,676
STORY5	D5	68,6355	68,6355	7,417	5,704	68,6355	68,6355	7,417	5,704	7,499	3,442
STORY6	D6	49,2686	49,2686	7,440	5,788	49,2686	49,2686	7,440	5,788	7,500	3,203

Suivant le sens X

Niv	Poids	$\Delta_k(m)$	$V_k(KN)$	$H_k(m)$	θ_x	$\theta_i \leq 0.10$
Terrasse	49,26	0.000019	8.18	3,24	0,000035	CV
ET2	68,63	0.000019	13.06	3,24	0,000030	CV
ET1	72,03	0.000016	17.13	3,24	0,000020	CV
Entre-sol	71,58	0.000012	19.94	2,72	0,000015	CV
RDC	72,33	0.000006	22.25	2,55	0.0000076	CV
Sous-sol	115,25	0	23.13	3,24	0	CV

Suivant le sens Y

Niv	Poids	$\Delta_k(m)$	$V_k(KN)$	$H_k(m)$	θ_y	$\theta_i \leq 0.10$
Terrasse	49,26	0.000019	9,78	3,24	0,000029	CV
ET2	68,63	0.000019	16,13	3,24	0,000024	CV
ET1	72,03	0.000018	20,85	3,24	0,000017	CV
Entre-sol	71,58	0.000013	24,28	2,72	0,000014	CV
RDC	72,33	0.000007	26,82	2,55	0,0000073	CV
Sous-sol	115,25	0.000001	28,42	3,24	0.0000011	CV

On constate que l'effet P-Delta peut être négligé pour le cas de notre structure

7. Effort normal réduit

On entend effort normale réduit, le rapport

$$V = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.3 \quad (7.1.3.RPA99 \text{ VERSION } 2003)$$

B_c : section du poteau.

N_d : effort normal max dans les poteaux sous : (à ELS)

N_d : 1365.6 (KN) (déterminé par l'Etabs)

f_{c28} : La résistance caractéristique du béton

Poteaux (40x50)

$$V = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} = \frac{1365.6}{45 \times 50 \times 25} \times 10^1 = 0.24 \leq 0.3$$

Poteaux (45x45)

$$V = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} = \frac{1044.38}{45 \times 45 \times 25} \times 10^1 = 0.20 \leq 0.3$$

Poteaux (40x40)

$$V = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} = \frac{413.46}{40 \times 40 \times 25} \times 10^1 = 0.10 \leq 0.3$$

Poteaux (30x30)

$$V = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} = \frac{284.25}{30 \times 30 \times 25} \times 10^1 = 0.12 \leq 0.3$$

8. Conclusions

Par suite des résultats obtenus dans cette étude toutes les exigences du RPA sont vérifiées, on peut dire que notre bâtiment est bien dimensionné et peut résister aux différentes sollicitations, tel que le séisme après un ferrailage correcte.

On peut donc passer à l'étape du ferrailage.

Remarque

On a décidés de porter les calcules de la superstructure et de l'infrastructure sur le bloc (1).

Qui présente :

- Des efforts sismiques plus importants,
- Des irrégularités structurales,(les poteaux circulaires, forme géométrique irrégulière, et la hauteur d'étage importante (hauteur du RDC 5.27m)

1. FERRAILLAGE DES POTEAUX

Ferrailage des poteaux du bloc (1)

1. Introduction

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts des poutres vers les fondations, ils sont soumis à un effort normal « N » et à un moment de flexion « M » donc ils sont calculés en flexion composée dans les deux sens longitudinal et transversal.

Les armatures seront calculées à l'état limité ultime « ELU » sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et dans les situations suivantes :

Situation	Béton			Acier(FeF400)		
	γ_b	$F_{c28}(\text{MPa})$	f_{bu}	γ_s	Fe(MPa)	$\sigma_s(\text{MPa})$
Durable	1.5	25	14.2	1.15	500	434,7
Accidentelle	1.15	25	18.48	1	500	500

Tableau 6-1-1:Caractéristiques mécanique des matériaux

2. Combinaisons des charges

En fonction du type de sollicitation, on distingue les différentes combinaisons suivantes :

- Selon **BAEL 91** (Situation durable)
ELU : $1,35 G + 1,5 Q$
- Selon le **RPA 99 révisé en 2003** (situation accidentelle)
 $G + Q \pm E$
 $0,8G \pm E$

Les calculs se feront en tenant compte de trois types de sollicitations :

- ✚ Effort normal maximal et le moment correspondant. ($N_{\max} : M_{\text{correspondant}}$)
- ✚ Effort normal minimal et le moment correspondant. ($N_{\min} : M_{\text{correspondant}}$)
- ✚ Moment fléchissant maximal et l'effort correspondant ($M_{\max} : N_{\text{correspondant}}$)

3. Recommandations et exigences du RPA99 révisé en 2003 et du BAEL 91 pour la zone IIa

3.1. Armature longitudinales (Art 7.4.2.1)

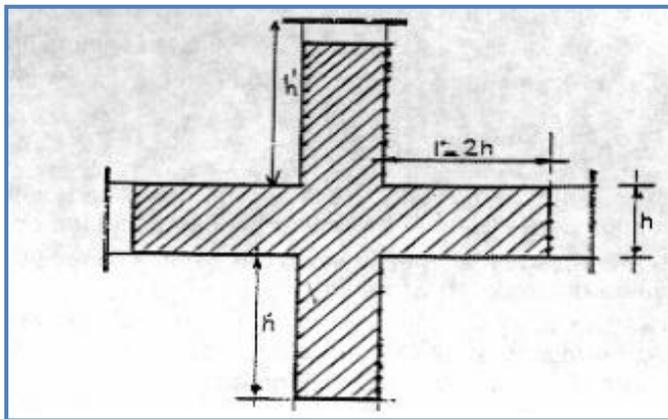
Les armatures longitudinales doivent être en haute adhérence, droites et sans crochets.

Les pourcentages d'armatures recommandées par rapport à la section du béton sont :

- Le pourcentage minimal d'armatures est de **0.8%bh** (en zone IIa) .
- Le pourcentage maximal est de :
4% en zone courante
6% en zone de recouvrement

Section du poteaux cm ²	Pourcentage minimal A _{min} =0.8% b h (cm ²)	Pourcentage maximal (cm ²)	
		Zone de recouvrement A _{max} =6% b h	Zone courante A _{max} =4% b h
30x30	7,2	54	36
40x40	12.8	96	64
45x45	16,2	121.5	81
D=50cm $S = \frac{\pi x D^2}{4}$	15.7	117.7	78.5

- Le diamètre minimal est supérieur ou égale à **12[mm]**
- La longueur minimale des recouvrements pour la zone IIa est de $L_R = 40\Phi$
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm en Zone IIa
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales



$L' = 2h$
 $h' = \max (h_e/6 ; b_1 ; h_1 ; 60\text{cm})$
 Avec : $(h_1 ; b_1)$: section de poteau
 h_e : hauteur d'étage

3.2. Armature transversales (Art 7.4.2.2)

- Pour la zone IIa $\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \min (10\phi_l^{min} ; 15\text{cm}) \text{ en zone nodale} \\ S_t \leq \min 15\phi_l^{min} \text{ en zone courante} \end{array} \right.$

ϕ_l : est le diamètre maximale des armatures longitudinales du poteau

3.2.1. D'après (Art A.8.1.3/BAEL91 modifiée 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

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l^{max}}{3}$$

Avec ϕ_l^{max} : Diamètre maximale des armatures longitudinales

3.2.2. D'après (Art 7.4.2.2/RPA 99- VERSION 2003)

La quantité d'armatures transversales minimale est donnée comme suit $\frac{A_t}{S_t \times b}$ en %

Si $\lambda_g \geq 5$: 0,3%

Si $\lambda_g \leq 3$: 0.8%

Si $3 < \lambda_g < 5$: interpolation entre les valeurs limites précédentes :

Avec :

λ_g : est l'élanement géométrique du poteau. $\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$

a et b, dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée

l_f : longueur de flambement du poteau qui est égale à $l_f = 0.7 L_0$

4. Ferraillage des poteaux à l'ELU

4.1. Les armatures longitudinales.

Il est recommandé de calculer le ferraillage du poteau pour chacune des zones suivantes :

Zone 1 : [poteaux 45x45] (cm²)

Zone 2 : [poteaux 40x40] (cm²)

Zone 3 : [poteaux 30x30] (cm²)

Zone 4 : [poteaux circulaire D=0,50] (cm²)

Chaque poteau est soumis à un effort normal **N** (de compression ou de traction) et à un moment fléchissant **M**, ce qui nous conduit à étudier trois cas suivants :

Section entièrement tendue (SET).

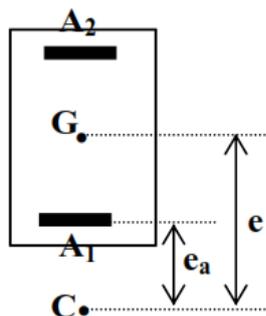
Section entièrement comprimée (SEC).

Section partiellement comprimée (SPC).

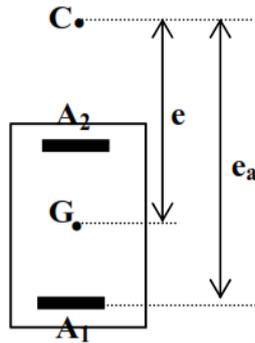
➔ **Section partiellement comprimée (SPC)**

Une section sera partiellement comprimée dans les trois cas suivants

1^{er} cas : si l'effort appliqué est un effort de traction et son point d'application est situé à l'extérieur de la section

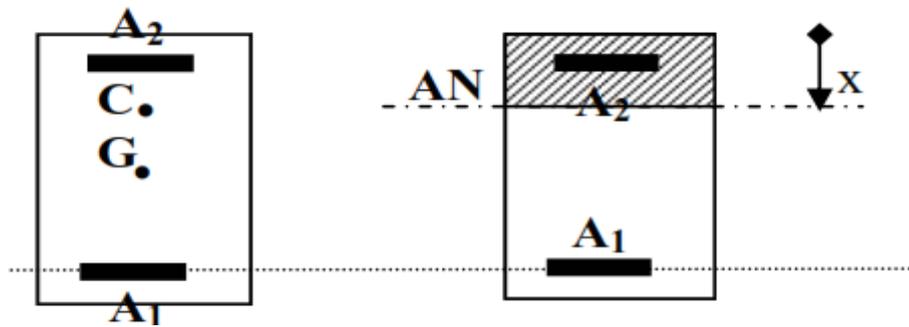


2^{er} cas : Si l'effort appliqué est un effort de compression et son point d'application se situe à l'extérieur de la section



3^{er} cas : si l'effort appliqué est un effort de compression est son point d'application se situe entre les armatures et s'il est proche des armatures supérieures et la condition suivante est vérifiée

$$N_U(d - c') - M_f \leq (0.337h - 0.81)bh f_{bc}$$



4.2. Détermination des armatures

➤ $e_u = \frac{M_u}{N_u} > (\frac{h}{2} - c')$

➤ Calcul du moment fictif $M_f = N a$

Avec **a** : distance entre le centre de pression et le centre de gravité des armatures $a = e_u - (0.5h - c)$

Pour un effort de traction $N = N_{ut}$

Pour un effort de compression $N = N_{uc}$

➤ Calcul du moment réduit :

$$\mu_f = \frac{M_f}{bd^2 f_{bc}}$$

Si $\mu_f \leq \mu_l = 0.392$ → SSA

Si $\mu_f \geq \mu_l = 0.392$ → SDA

➤ Calcul des armatures fictives

Pour une section simplement armée (SSA) :

- $A_1 = \frac{M_f}{bd^2f_{bu}}$
- $A'_2 = 0$

Pour une section doublement armée (SDA)

- $A_1 = \frac{M_r}{\beta_1 d \sigma_{st}} + \frac{\Delta M}{(d-c')\sigma_s}$
- $A'_2 = \frac{\Delta M}{(d-c')\sigma_s}$

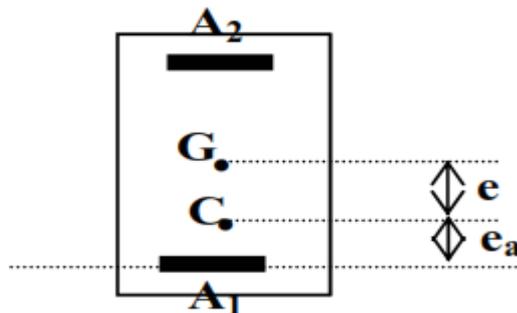
Avec : $M_r = \mu bd^2 f_{bu}$: Moment ultime pour une SSA
 $\Delta M = M_f - M_r$

➤ Calcul des armatures réelles

- Armature comprimées $A' = A'_2$
- Armature tendues $A = A_1 \mp \frac{N}{\sigma_{st}} \left\{ \begin{array}{l} (-) \text{ si } N \text{ est un effort de compression} \\ (+) \text{ si } N \text{ est un effort de traction} \end{array} \right.$

➔ Section entièrement tendue (SET)

Une section sera dite entièrement tendue, si l'effort appliqué est un effort de traction et s'il est appliqué entre les armatures



$$\text{➤ } e = \frac{M_u}{N_u} < \left(\frac{h}{2} - c'\right)$$

➤ Calcul des armatures

- $A_1 = \frac{N a}{(d-c')\sigma_{st}}$
- $A' = A_2 = \frac{N_t}{\sigma_{st}} - A_1$

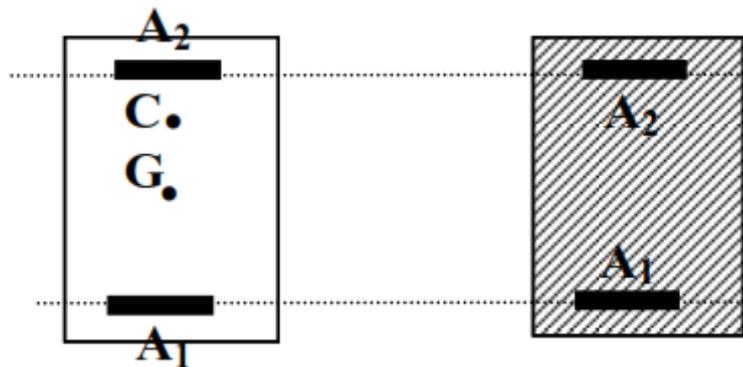
Avec :

a : distance entre le centre de pression et le centre de gravité des armature

$$a = 0.5h - c - e_u = d - 0.5h - e$$

➔ **Section entièrement comprimée (SEC)**

Une section sera entièrement comprimée si l'effort est un effort de compression et son point d'application est entre les armatures et près du centre de gravité.



➤ $e = \frac{M_u}{N_u} < \left(\frac{h}{2} - c'\right)$

➤ Calcul de a et b :

- $a = (0.337h - 0.81)bh f_{bc}$
- $b = N(d - c') - M_f$

$a = (0.337h - 0.81)bh f_{bc} \leq b = N(d - c') - M_f \dots \dots \dots \text{SEC}$

$a = (0.337h - 0.81)bh f_{bc} > b = N(d - c') - M_f \dots \dots \dots \text{SPC}$

➤ Calcul de $c = (0.5h - c')bh f_{bc}$

$b \leq c$ SSA

$b \geq c$ SDA

Pour une section simplement armée (SSA).

- $A_1 = \frac{N - \Psi b h f_{bc}}{\sigma_s}$

$$\text{Avec : } \Psi = \frac{0.357 + \frac{N_u (d - c') - M}{b \cdot h^2 \cdot f_{bc}}}{0.857 - \frac{c'}{h}}$$

- $A_2' = 0$

Pour une section doublement armée (SDA).

- $A_1' = \frac{M_f - (d - 0.5h) b h f_{bc}}{(d - c') \sigma_s}$

- $A_2 = \frac{N - b h f_{bc}}{\sigma_s} - A_1'$

➔ **Exemple de calcul Pour le Poteau (45×45)**

$N_u = -1737,73 \text{ KN} ; M_u = 1,94 \text{ KN.m}$

$d = h - c = 0.45 - 0.03 = 0.42 \text{ m}$

$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c \right) = 1,94 - 1737,73 \left(\frac{0.45}{2} - 0.03 \right) = -336.9 \text{ KN m}$

$f_{bu} = 14.2 \text{ MPa} = 14200 \text{ KN/m}^2$

➤ **Calcul de e :**

$$e = \frac{M_u}{N_u} = -0.001 \text{ m} < \left(\frac{h}{2} - c' \right) = 0.195 \text{ m}$$

➤ **Calcul de a et b:**

<ul style="list-style-type: none"> • $a = (0.337h - 0.81) b h f_{bc}$ • $b = N(d - c') - M_f$ 	}	<p>$a \leq b \dots \dots \dots \text{SEC}$</p> <p>$a > b \dots \dots \dots \text{SPC}$</p>
---	---	---

$a = (0.337h - 0.81) b h f_{bc} = (0.337 \times 0.45 - 0.81) 0.45 \times 0.45 \times 14200 = -1893.085 \text{ KNm}$

$b = N_u (d - c') - M_f = -1737,73 (0.42 - 0.03) + 336.9 = -340.67 \text{ KN.m.}$

$a = -1893.085 < b = -340.67 \text{ KNm} \dots \dots \dots \text{SEC}$

➤ **Calcul de c.**

$c = (0.5h - c') b h f_{bc} = (0.5 \times 0.45 - 0.03) 0.45 \times 0.45 \times 14200 = 560.7225 \text{ KNm}$

$b = -340.67 \text{ KNm} \leq c = 560.7225 \text{ KNm} \dots \dots \dots \text{SSA}$

➤ **Calcul des armatures**

• $A_1 = \frac{N - \Psi b h f_{bu}}{\sigma_s}$

Avec
$$\Psi = \frac{0.357 + \frac{N_u (d - c') - M}{b \cdot h^2 \cdot f_{bc}}}{0.857 - \frac{c'}{h}} = \frac{0.357 + \frac{-1773.7(0.42 - 0.03) - 1,94}{0.45 \times 0.45^2 \times 14200}}{0.857 - \frac{0.03}{0.45}} = -0.22$$

$$A_1 = \frac{N - \Psi b h f_{bc}}{\sigma_s} = \frac{-1773.7 + 0.22 \times 0.45 \times 0.45 \times 14200}{434000} = -0.0036 \text{ m}^2$$

$A_1 = 0 \text{ cm}^2$

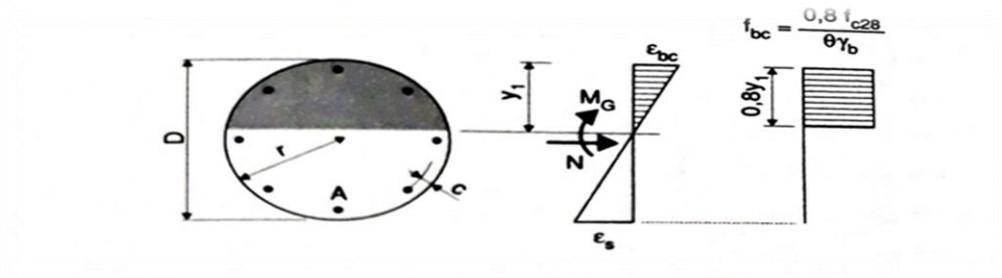
$A'_2 = 0 \text{ cm}^2$

➔ Exemple de calcul Pour les Poteaux circulaires

Pour le ferrailage de nos poteaux circulaires on utilisera l'application du formulaire du béton armé 1 de

VICTOR DAVIDOVICI (Eléments de calcul interface béton armé /charpentes métalliques, Règles BAEL91, Eurocode 2, Règles parasismiques 92)

On notera :



On note :

- M_G le moment fléchissant calculé au niveau du centre de gravité du béton,
- N l'effort normal de compression. Le cas de la traction n'est pas envisagé.

On pose :

$$v = \frac{4N}{\pi D^2 f_{bc}} \quad \mu_G = \frac{4M_G}{\pi D^3 f_{bc}}$$

$$p = \frac{4A f_c / \gamma_s}{\pi D^2 f_{bc}}$$

$$\text{avec : } f_{bc} = \frac{0,8 f_{c28}}{\theta \gamma_b}$$

Avec :

- M_G : le moment fléchissant calculé au niveau du centre de gravité du béton. (déterminé par l'ETABS)
- N : l'effort normal de compression, le cas de la traction n'est pas envisagé. (précédâmes calculé)

On pose

$$V = \frac{4N}{\pi D^2 f_{bu}} \quad \text{avec} \quad f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \gamma_b}$$

$$V = \frac{4 \times 19,76 \times 10^3}{3,14 \times (50)^2 \times 14,2 \times 10^{-1}} = 7,09 \text{ mm} = 0,70 \text{ cm}$$

$$U_g = \frac{4 M_g}{\pi D^3 f_{bu}} \quad U_g = \frac{4 \times 44,81}{3,14 \times 0,50^3 \times 14,2 \times 10^3} = 0,03 \text{ m} = 0,30 \text{ cm}$$

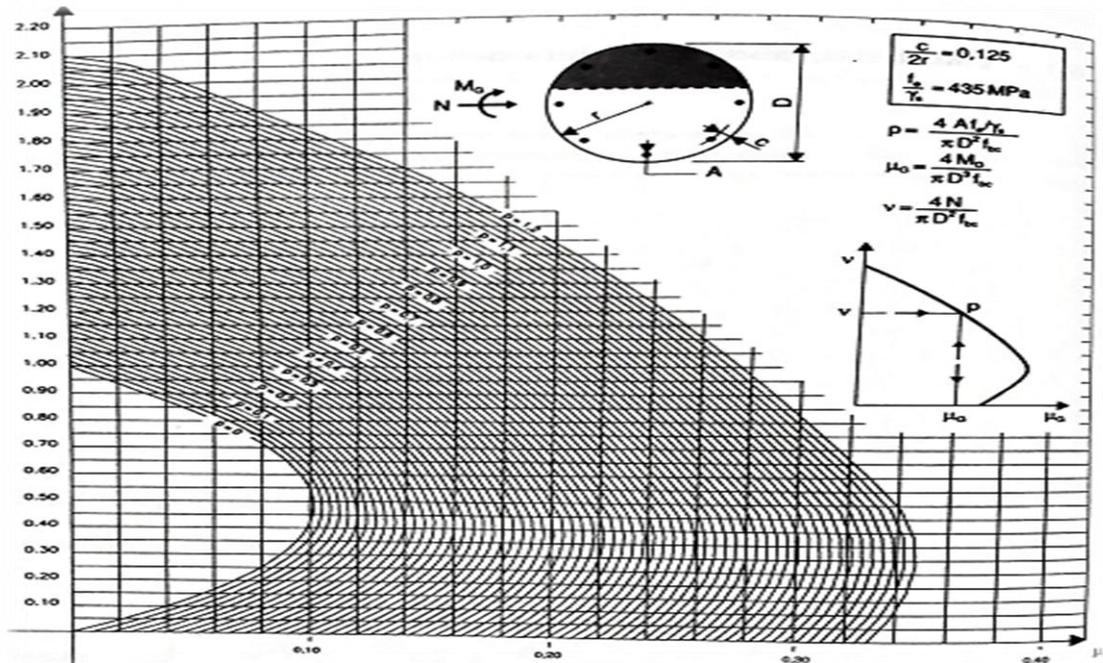


Figure 6.1 : abaque d'interaction (9) page 126

Donc avec interpolation sur la courbe de l'abaque d'interaction (9) ,page 126 on obtient $p = 0.8$

One notera

$$P = \frac{4Af x fe / \gamma_s}{\pi D^2 f_{bc}} \quad \text{on tire la section d'acier} \quad Af = \frac{p(\pi x D^2 x f_{bc})}{4 fe / \gamma_s} = 0.51 \text{ cm}^2$$

La section minimale du RPA est de $A_{\min} = 15.7 \text{ cm}^2$

On opte pour une section **10 HA 16 = 20.1 cm²**

Une section circulaire est entièrement comprimée, si l'effort normal "N" est un effort de compression situé à l'intérieur du noyau central :

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} < \frac{D}{8} \dots \dots \dots e_0 = \frac{44.81}{19.78} = 2.26 > 0.06$$

Si $e_0 > \frac{D}{8}$ la section est donc partiellement comprimée,

Le ferraillage est fait par zone

- zone 1 : Etage RDC
- Zone 2 : 1ere et 2eme Etages
- Zone 3 : 3 Etage

Niveaux	Section (cm ²)	Efforts N(KN.m)	Moments M(KN.m)	e _u (m)	$\frac{h}{2} - c$ (m)	Obs 1	Obs 2	A' _s (cm ²)	A _s (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)	Choix des armatures
RDC.	45X45	N _{max} = -1737,7	M _{corr} = 1,94	-0.001	0.195	SEC	SSA	0	0	16.20	20.6	4HA20+4HA16
		N _{min} = -72,54	M _{corr} = 0,44	-0.006		SEC	SSA	0	0	16.20	20.6	4HA20+4HA16
		N _{corr} = -820,5	M _{max} = 48,21	-0.058		SEC	SSA	0	0	16.20	20.6	4HA20+4HA16
1-2 étage	40X40	N _{max} = -468,8	M _{corr} = 2,73	-0.005	0.17	SEC	SSA	0	0	12.8	14.19	4HA16+4HA14
		N _{min} = -4,87	M _{corr} = 0,30	-0.061		SEC	SSA	0,46	0	12.8	14.19	4HA16+4HA14
		N _{corr} = - 396,05	M _{max} = 61.76	-0.15		SEC	SSA	1,82	0	12.8	14.19	4HA16+4HA14
Etage terrasse	30x30	N _{max} = -468,8	M _{cor} = 2,73	-0,005	0.12	SEC	SSA	0	0	7,20	9,04	8HA12
		N _{min} = -4,87	M _{cor} = 0,30	-0.06		SEC	SSA	0.46	0	7,20	9,04	8HA12
		N _{cor} = -189,69	M _{max} = 45,06	-0.23		SEC	SSA	0	0	7,20	9,04	8HA12

-Zone4 : poteaux circulaire du RDC jusqu'au 3^{ème} Etages

Section	Effort (KN)	Moment (KN.m)	OBS	OBS	As(cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{ado} (cm ²)	Choix des armatures
Poteaux circulaire	19.78	44.81	SPC	SDA	0.51	15.7	20.1	10HA 16

Tableau 6-1-2 : Tableau récapitulatif du choix des armatures des poteaux

4.3.Les armatures transversales

Les armatures transversales sont disposées de manière à empêcher tout mouvement des aciers longitudinaux vers les parois du poteau, leurs but consiste essentiellement à :

- Reprendre les efforts tranchant sollicitant les poteaux aux cisaillements
- Empêcher le déplacement transversal du béton

➤ **Espacement des armatures transversal St**

4.3.1.D'après (Art 7.4.2.2/RPA99 version 2003)

- ➔ $S_t \leq \min(20cm; 15cm) = 15cm$. Nous adoptons $S_t=10cm$ en zone nodale
- ➔ $S_t \leq \min 15\phi_l^{min} = 15 \times 1.2 = 18cm$ Nous adoptons $S_t=15 cm$ en zone courante.

4.3.2.D'après (Art A.8.1.3/BAEL91 modifiées 99)

$$S_t \leq \min\{15\phi_l^{min}, 40cm, (a + 10)cm\} = \min\{18cm; 40cm; 55cm\}$$

$$S_t \leq 18cm \text{ soit } S_t = 15cm$$

➤ **Diamètre des aciers**

4.3.3. D'après (Art A.8.1.3/BAEL91 modifiées 99)

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l^{max}}{3} \Rightarrow \phi_t \geq \frac{20}{3} = 6.67mm \text{ Soit } \phi_t = 8mm$$

Avec ϕ_l^{max} : Diamètre maximal des armatures longitudinales

Nous adoptons $A_t=2.01 cm^2$ en 4Ø8

➤ **La quantité d'armatures transversales minimale d'après (Art 7.4.2.2/RPA 99- VERSION 2003)**

Niveaux	Poteaux (cm ²)	L ₀ (m)	l _f (m)	$\lambda_g = \frac{l_f}{a}$	
03 (terrasse)	30x30	3,24	2,268	7,56	$\lambda_g \geq 5$
01-02	40x40	3,24	2,268	5,67	
RDC	45x45	5,27	3,689	8.19	
RDC	D=0.50	5.27	3.689	8.19	

- En zone courante :

$$A_{\min} = 0.003 \times 15 \times 45 = 2 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.003 \times 15 \times 40 = 1.8 \text{ cm}^2$$

- En zone courante :

$$A_{\min} = 0.003 \times 15 \times 30 = 1,35 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.003 \times 15 \times 30 = 1,35 \text{ cm}^2$$

- En zone courante :

$$A_{\min} = 0.003 \times 15 \times 50 = 2.01 \text{ cm}^2$$

- En zone nodale :

$$A_t^{\min} = 0.003 \times 10 \times 45 = 1.35 \text{ cm}^2$$

$$A_t^{\min} = 0.003 \times 10 \times 40 = 1.2 \text{ cm}^2$$

- En zone nodale :

$$A_t^{\min} = 0.003 \times 10 \times 30 = 0,9 \text{ cm}^2$$

$$A_t^{\min} = 0.003 \times 10 \times 30 = 0,9 \text{ cm}^2$$

- En zone nodale :

$$A_t^{\min} = 0.003 \times 10 \times 50 = 1.5 \text{ cm}^2$$

Poteaux	$A_t^{\min} = 0.3\% S_t \times b (\text{cm}^2)$		$A_{ad} (\text{cm}^2)$	Observation	
	Zone courante $S_t = 15 \text{ cm}$	Zone nodale $S_t = 10 \text{ cm}$		Zone courante	Zone nodale
45x45	2	1.35	2.01	CV	CV
40x40	1.8	1.2	2.01	CV	CV
30x30	1.35	0.9	2.01	CV	CV
Poteaux circulaire D=50cm ²	2.01	1.5	2.01	CV	CV

➤ Longueur de scellement droit Art A.6.2.23 / BAEL91

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4 \times \tau_{su}} \quad (\text{avec } F_e = 500 \text{ MPA})$$

$$\text{Avec : } \tau_{su} = 0.6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$\text{Pour les T20 : } l_s = 88,18 \text{ cm}$$

$$\text{Pour les T16 : } l_s = 70,5 \text{ cm}$$

$$\text{Pour les T14 : } l_s = 61.72 \text{ cm}$$

$$\text{Pour les T12 : } l_s = 52.91 \text{ cm}$$

➤ Longueur de recouvrement

$$L_r = 40\phi$$

Pour les HA 20 : $L_r = 40 \times 2 = 80$ cm

Pour les HA16 : $L_r = 40 \times 1.6 = 64$ cm

Pour les HA 14 : $L_r = 40 \times 1.4 = 56$ cm

Pour les HA 12 : $L_r = 40 \times 1.2 = 48$ cm

➤ Délimitation de la zone nodale

$$h' = \max (h_0/6 ; b_1 ; h_1 ; 60\text{cm}) = \max(527/6 ; 45; 45,60\text{cm}) = 87.83\text{cm} = 0.87\text{m} \approx 0.9\text{m}$$

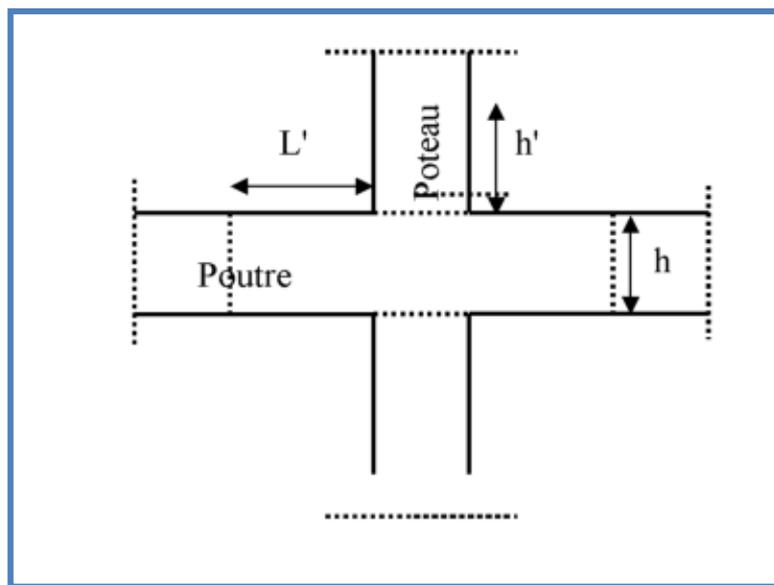


Figure 6-2 : Délimitation de la zone nodale

5. Vérification à l'ELS

5.1. Vérification des contraintes tangentielles (RPA99-version 2003 Art /7.4.3.3)

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton τ_{bu} sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante

$$\tau_b = \frac{T}{bd} \leq \tau_{bu} = \rho_d f_{c28}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho_d = 0.075 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ \rho_d = 0.04 \text{ si } \lambda_g < 5 \end{array} \right.$$

$$\rho_d = 0.075 \text{ car } \lambda_g \geq 5 \text{ donc } \tau_b \leq \tau_{bu} = \rho_d f_{c28} = 0.075 \times 25 = 1.875 \text{ MPa}$$

Poteaux	b (cm)	d (cm)	T(KN)	τ_{bu} (MPa)	$\tau_b = \frac{T}{bd}$ (MPa)	$\tau_b \leq \tau_{bu}$
45x45	45	42	12.53	1.875	0.06	vérifiée
40x40	40	37	40.07	1.875	0.02	vérifiée
30x30	30	27	26.19	1.875	0.32	Vérifiée
D=50cm ²			30.20	1.875	1.53	vérifiée

Conclusion : Les contraintes tangentielles sont vérifiées

5.2. Vérification des contraintes à l'ELS à l'aide du logiciel SOCOTEC

Les sections adoptées seront vérifiées à l'ELS ; pour cela on détermine les contraintes max du béton et de l'acier afin de les comparer aux contraintes admissibles

Contrainte admissible de l'acier : $\bar{\sigma}_s = 434 \text{ MPa}$

Contrainte admissible du béton : $\bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$

Le calcul des contraintes est résumé dans les tableaux suivants :

Niveau	section	Sollicitation	Ns (KN)	Ms(KN.m)	Amin (cm ²)	Adopté (cm ²)	observation
RDC	45x45	N ^{MAX} -M ^{cor}	-1738,2	1.823	16.20	20.6	cv
		N ^{min} -M ^{COR}	-49.69	0.75	16.20	20.6	cv
		N ^{cor} -M ^{Max}	-816.51	48.59	16.20	20.6	cv
1 ^{er} et 2 ^{eme} ETAGES	40x40	N ^{MAX} -M ^{cor}	-1290,21	5.86	12.8	14.19	cv
		N ^{min} -M ^{COR}	-34,3	0.356	12.8	14.19	cv
		N ^{cor} -M ^{Max}	-394.53	63.315	12.8	14.19	cv
Etage Terrasse	30x30	N ^{MAX} -M ^{cor}	-469.04	2.63	7.20	9.04	cv
		N ^{min} -M ^{COR}	-4.07	0.315	7.20	9.04	cv
		N ^{cor} -M ^{Max}	-189.26	45.92	7.20	9.04	cv

Tableau 6-1-3 : Tableau récapitulatif des vérifications des choix des armatures a L'ELS

5.3. Vérification a L'ELS pour les poteaux circulaires

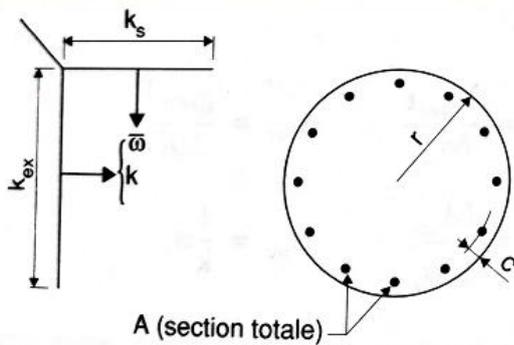
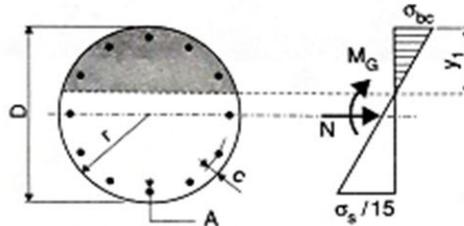
Si $e_0 > \frac{D}{8}$, la section est partiellement comprimée

faut utiliser les tableaux 51 à 53 (p. 133 à 135), où à partir des coefficients :

$$k_{ex} = \frac{N_{ser} r}{M_{ser}} ; k_s = \frac{M_{ser}}{r^2 \sigma_s}$$

on obtient le couple de valeurs $\bar{\omega}$ et k et après on a :

$$A_{ser} = \frac{\bar{\omega} \pi r^2}{100} ; \sigma_{bc} = \frac{1}{k} \sigma_s$$



$$k_{ex} = \frac{N_{ser} r}{M_{ser}} \quad A_{ser} = \frac{\bar{\omega} \pi r^2}{100}$$

$$k_s = \frac{M_{ser}}{r^2 \sigma_s} \quad \sigma_{bc} = \frac{1}{k} \sigma_s$$

$$K_{ex} = \frac{N_{ser} \times r}{M_{ser}} = \frac{19.78 \times 0.64}{44.81} = 0.30 , \quad K_s = \frac{M_{ser} \times D}{r^2 \sigma_s} = \frac{44.81 \times 10^6 \times 500}{640^2 \times 434.78} = 0.015$$

k_s k_{ex}	0,005	0,0075	0,010	0,015	0,020	0,025	0,050	0,075	0,100	0,150	0,200
2,50											0,545
2,40											2,560
2,30										0,325	1,084
2,20										3,275	2,774
2,10										0,760	1,594
2,00										3,516	3,046
1,90										1,181	2,159
1,80										3,815	3,308
1,70									0,571	1,633	2,755
1,60									5,082	4,103	3,583
1,50								0,350	0,898	2,105	3,328
1,40								6,383	5,415	4,403	3,897
1,30								0,612	1,229	2,562	3,990
1,20								6,751	5,765	4,743	4,202
1,10							0,279	0,884	1,577	3,056	
1,00							9,018	7,105	6,104	5,073	
0,90							0,472	1,153	1,915	3,541	
0,80							9,421	7,497	6,490	5,436	
0,70							0,667	1,423	2,261	4,031	
0,60							9,833	7,909	6,881	5,814	
0,50							0,860	1,703	2,625		
0,40							10,275	8,309	7,266		
0,30						0,306	1,055	1,976	2,965		
0,20					0,278	0,410	1,255	2,250	3,324		
0,10					18,514	16,305	11,171	9,211	8,146		
0,00					0,362	0,516	1,447	2,537	3,689		
					19,043	16,785	11,681	9,663	8,597		
				0,293	0,447	0,620	1,640	2,810	4,038		
				22,999	19,630	17,325	12,194	10,166	9,090		
				0,359	0,532	0,723	1,841	3,087	4,407		
				23,469	20,167	17,925	12,703	10,680	9,577		
				0,424	0,616	0,828	2,036	3,378			
				24,104	20,738	18,513	13,255	11,189			
				0,291	0,485	0,702	0,934	2,227	3,649		
				30,597	24,744	21,370	19,095	13,841	11,763		
				0,336	0,551	0,787	1,037	2,425	3,928		
				31,238	25,396	21,981	19,725	14,424	12,344		
				0,267	0,376	0,617	0,873	1,139	2,624	4,220	
				36,777	31,777	26,001	22,603	20,390	15,032	12,924	
				0,301	0,422	0,678	0,954	1,241	2,812	4,489	
				37,759	32,641	26,810	23,370	21,087	15,706	13,582	
				0,334	0,463	0,741	1,036	1,346	3,007		
				38,496	33,486	27,548	24,120	21,788	16,378		
				0,364	0,506	0,804	1,119	1,451	3,209		
				39,280	34,170	28,363	24,866	22,519	17,061		
				0,253	0,398	0,549	0,868	1,205	1,551	3,394	
				48,285	40,091	35,141	29,152	25,652	23,325	17,840	
				0,277	0,430	0,593	0,932	1,288	1,651	3,586	
				49,491	41,192	35,988	30,017	26,487	24,167	18,625	

Figure 6.3 : Tableau (51) page 133 de DAVIDOVICI

On obtient le couple de valeurs "w" et "K", Avec interpolation dans le tableau(51) page 133

On aura : $K = 27.548$ $w = 0.741$

Avec : $A_s = \frac{w \pi r^2}{100} = 0.95 \text{ cm}^2$ donc $A_s < A_{\min}$

(On opte pour le ferraillage avec le minimum du RPA $A_{\min} = 15.7 \text{ cm}^2$)

Puisque la section adopté a L'ELU est de $A_{ad} = 20.1 \text{ cm}^2$ donc le ferraillage est vérifiée a L'ELS .

2. FERRAILLAGE DES POUTRES

Ferrailage des poutres pour le bloc (1)

1. Introduction

Les poutres sont ferrillées en flexion simple à L'ELU et vérifiées à L'ELS en tenant compte des efforts donnés par l'ETABS, les sollicitations maximales sont déterminées par les combinaisons suivantes :

- $1.35G + 1.5Q$
- $G + Q \pm E$
- $0.8G \pm E$

2. Recommandations et exigences du RPA99 révisé en 2003 et du BAEL 91 pour la zone IIa

2.1 Armature longitudinales (Art 7.5.2.1 /RPA99)

- Le pourcentage minimal des aciers longitudinaux sur la longueur de la poutre est de 0.5% b h
- Le pourcentage maximal est de :
 - 4% en zone courante
 - 6% en zone de recouvrement

Poutres	Section (cm ²)	Pourcentage minimal A _{min} =0.5% b h (cm ²)	Pourcentage maximal (cm ²)	
			Zone de recouvrement A _{max} =6% b h	Zone courante A _{max} =4% b h
Principales	35x45	7.87	94.5	63
Secondaires	30x40	6	72	48

- La longueur de recouvrement est de 40ϕ (Zone IIa).
- L'ancrage des armatures longitudinal supérieur et inférieur dans les poteaux de rives et de l'angle doit être effectué avec des crochets de 90°.

2.2 Armatures transversales (Art 7.5.2.2 /RPA99)

- La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \cdot S_t \cdot b$$

- L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit

$$\text{En zone nodale } S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi\right)$$

$$\text{En zone de recouvrement } S'_t \leq \frac{h}{2}$$

Avec :

\emptyset : le plus petit diamètre des armatures longitudinales utilisé

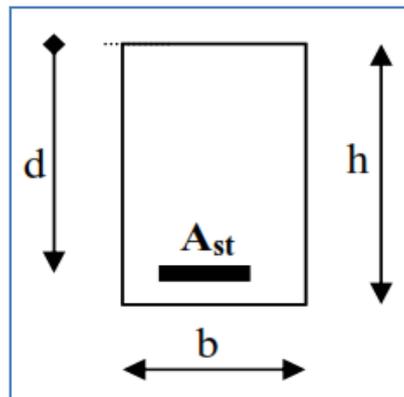
Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

3. Procédure du calcul

Dans le cas d'une flexion simple, la détermination de la section d'armature se fait en suivant les étapes suivantes

A_s : Section d'armatures tendues

A'_s : Section d'armatures comprimées



➤ Calcul du moment réduit :

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

$$\text{Avec : } f_{bu} = \frac{0.85f_{c28}}{\gamma_b} = 14.2 \text{ MPa.}$$

➤ $\mu \leq 0.392$ la section est simplement armée (SSA) :

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}}$$

➤ $\mu \geq 0.392$ la section est doublement armée (SDA) :

- $M_1 = \mu_1 b d^2 f_{bc}$ avec $\mu_1 = 0.39$
- $\Delta M = M_u - M_1$
- $\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 434.78 \text{ MPa}$
- $A = \frac{M_1}{\beta_1 d \bar{\sigma}_s} + \frac{\Delta M}{(d-c') \bar{\sigma}_s} A$
- $A' = \frac{\Delta M}{(d-c') \bar{\sigma}_s}$

4. Le calcul des sections et le choix des armatures sont résumés dans les tableaux suivants

4.1. Ferrailage des poutres principales (35x45) cm²

Niveaux	M (ELU)		M (G + Q ± E)		M (0.8G ± E)		M (ELS)	
terrasse	0	111.89	0	141.43	0	57.02	0	140.43
ET2	0	90.29	0	104.70	0	52.06	0	104.40
ET1	0	85.34	0	99.55	0	39.97	0	97.30
RDC	0	101.15	0	102.69	0	41.19	0	100.49

4.1.1. Armatures en travées

Niveaux	Mu (KN.m)	μ	μ_1	OBS	β	A (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopte}	Ferrailage
terrasse	111.89	0.128	0.392	SSA	0.931	6.58	7.87	8.29	3HA16+2HA12
ET1	90.29	0.102		SSA	0.946	5.22		8.29	3HA16+2HA12
ET2	85.34	0.098		SSA	0.948	4.92		8.29	3HA16+2HA12
RDC	101.15	0.116		SSA	0.938	5.90		8.29	3HA16+2HA12

Tableau 6.2.1 : ferrailage armatures en travées des poutres principales

4.1.2. Armature aux appuis

Niveaux	Mu	μ	μ_1	OBS	β	A (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopte}	Ferrailage
terrasse	141.43	0.162	0.392	SSA	0.911	8.50	7.87	10.65	3HA16+3HA14(chapeaux)
ET1	104.70	0.120		SSA	0.936	6.12		10.65	3HA16+3HA14(chapeaux)
ET2	99.55	0.114		SSA	0.939	5.80		10.65	3HA16+3HA14(chapeaux)
RDC	102.69	0.118		SSA	0.937	6.00		10.65	3HA16+3HA14(chapeaux)

Tableau 6.2.2 : ferrailage des armatures aux appuis des poutres principales

4.2. Ferrailage des poutres secondaires (30x40) cm²

Niveaux	M (ELU)		M (G + Q±E)		M (0.8G ± E)		M (ELS)	
terrasse	0	12.17	0	16.85	0	16.79	0	15.96
ET2	0	10.85	0	15.37	0	15.22	0	12.95
ET1	0	9.10	0	14.49	0	14.49	0	10.98
RDC	0	5.38	0	7.74	0	6.70	0	6.46

4.2.1. Armatures en travées.

Niveaux	Mu(KNm)	μ	μ_1	OBS	β	A(cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopte}	Ferrailage
terrasse	12.17	0.020	0.392	SSA	0.990	0.764	6.75	6.78	3HA12+3HA12
ET2	10.85	0.018		SSA	0.991	0.68		6.78	3HA12+3HA12
ET1	9.10	0.016		SSA	0.992	0.57		6.78	3HA12+3HA12
RDC	5.38	0.008		SSA	0.996	0.33		6.78	3HA12+3HA12

Tableau 6.2.3 : ferrailage des armatures en travées des poutres secondaires

4.2.2. Armature aux appuis.

Niveaux	Mu	μ	μ_1	OBS	β	A (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopte}	Ferrailage
terrasse	16.85	0.028	0.392	SSA	0.986	1.06	3.75	5.65	3HA12+2HA12 (chapeaux)
ET2	15.37	0.026		SSA	0.987	0.96		5.65	3HA12+2HA12 (chapeaux)
ET1	14.49	0.024		SSA	0.988	0.91		5.65	3HA12+2HA12(chapeaux)
RDC	7.74	0.014		SSA	0.993	0.48		5.65	3HA12+2HA12 (chapeaux)

Tableau 6.2.4 : ferrailage des armatures en appuis des poutres secondaires

5. Exemple de calcul pour les armatures en travées des poutres principales

$$M_u = 111.89 \text{ KN.m}$$

5.1. Calcul du moment réduit.

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{111.89 \times 10^6}{350 \times 420^2 \times 14.12} = 0.128$$

$$\text{Avec : } f_{bu} = \sigma_b = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.12 \text{ MPa}$$

$$\mu = 0.128 < \mu_1 = 0.392 \longrightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0.128 \longrightarrow \beta = 0.931 \text{ (Tableau des sections rectangulaires en flexion simple)}$$

5.2. Armatures principales

$$A_u = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{111.89 \times 10^6}{0.931 \times 420 \times 434.78} = 658.2 \text{ mm}^2 = 6.58 \text{ cm}^2$$

Avec :

- σ_{st} : contrainte des aciers tendus

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1.15} = 434.78 \text{ MPa}$$

- $\gamma_s = 1$ cas accidentel
- $\gamma_s = 1.15$ autre cas

6. Exemple de calcul pour les armatures en travées des poutres secondaires

$M_u = 12.17 \text{KN.m}$

➤ Calcul du moment réduit :

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{12.17 \times 10^6}{300 \times 370^2 \times 14.12} = 0.020$$

$\mu = 0.020 < \mu_1 = 0.392 \longrightarrow \text{SSA}$

$\mu = 0.020 \longrightarrow \beta = 0.990$ (Tableau des sections rectangulaires en flexion simple)

6.1. Armatures principales

$$A_u = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{12.17 \times 10^6}{0.990 \times 370 \times 434.78} = 76.41 \text{mm}^2 = 0.76 \text{cm}^2$$

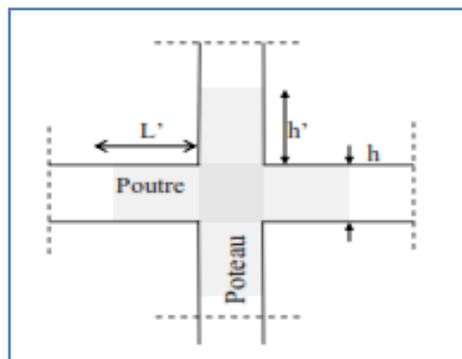
$A_u = 0.76 \text{ cm}$

6.2. Armatures transversales (Art 7.5.2.2 /RPA99) :

	L'espaceur maximum		La quantité d'armatures transversales minimales $A_t = 0,003 \cdot S_t \cdot b$ (cm ²)	
Poutre	Zone nodale $S_t \leq \min(\frac{h}{4}; 12\phi)$	Zone de recouvrement $S'_t \leq \frac{h}{2}$	Zone nodale	Zone de recouvrement
principales (35x45) cm²	$S_t \leq \min(11.2; 14.4)$ $S_t = 10 \text{cm}$	$S'_t \leq \frac{45}{2} = 22.5$ $S'_t = 15 \text{cm}$	$A_t = 0,003 \times 10 \times 35 = 1.05$ $A_t = 4 \text{ HA8} = 2,01 \text{ cm}^2$	$A_t = 0,003 \times 15 \times 35 = 1.57$ Soit $A_t = 4 \text{ HA8} = 2,01 \text{ cm}^2$
secondaires (30x40) cm²	$S_t \leq \min(7.5; 14.4)$ $S_t = 7 \text{cm}$	$S'_t \leq \frac{40}{2} = 20$ $S'_t = 15 \text{cm}$	$A_t = 0,003 \times 7 \times 30 = 0.63$ $A_t = 4 \text{ HA8} = 2,01 \text{ cm}^2$	$A_t = 0,003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{cm}$ Soit $A_t = 4 \text{ HA8} = 2,01 \text{ cm}^2$

- Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

➤ **Délimitation de la zone nodale :**



$L' = 2h$ avec h : hauteur de la poutre.

$L' = 2 \times 45 = 90$ cm : poutres principales.

$L' = 2 \times 40 = 80$ cm : poutres secondaires.

➤ **Disposition constructives :**

Conformément au CBA 93 annexe E, concernant la détermination de la longueur des chapeaux et des barres inférieures du second lit, il y a lieu d'observer les recommandations suivantes qui stipulent que la longueur des chapeaux à partir des murs d'appuis est aux moins égales :

- $A \frac{l}{4}$ de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui intermédiaire voisin d'un appui de rive
- La moitié au moins de la section des armatures inférieures nécessaire en travée est prolongées jusqu'aux appuis et les armatures de second lit sont arrêtées à une distance des appuis au plus égale à $\frac{l}{10}$ de la portée

8. VERIFICATION A L'ELU

8.1. Vérification de la condition de non fragilité (BAEL 91 Art 4.21)

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{\min} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e}$$

- Poutres principales (35x45) cm² : $A_{\min} = \frac{0.23 \times 35 \times 42 \times 2.1}{500} = 1.42 \text{ cm}^2 < A_{\text{adopté}}$
- Poutres secondaires (30x40) cm² : $A_{\min} = \frac{0.23 \times 30 \times 37 \times 2.1}{500} = 1.07 \text{ cm}^2 < A_{\text{adopté}}$

Donc la condition de non fragilité est vérifiée.

8.2. Justification sous sollicitation d'effort tranchant (BAEL 91 Art A.5.1.1) :

La contrainte tangentielle conventionnelle utilisée pour les calculs relatifs à l'effort tranchant est définie par

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b d} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec :

Dans le cas où la fissuration est peu nuisible la contrainte doit vérifier

$$\tau_u \leq \min \left(\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = \min(2.5 \text{ MPa}, 5 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

➤ Poutres principale (35x45) cm²: $T_u^{max} = 6.8 \text{ t}$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{bd} = \frac{6.8 \times 10^4}{350 \times 420} = 0.46 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \dots \text{condition vérifiée}$$

➤ Poutres secondaire (30x40) cm²: $T_u^{max} = 6.8 \text{ t}$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{bd} = \frac{6.8 \times 10^4}{300 \times 370} = 0.61 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \dots \text{condition vérifiée} \mathbf{8.3.}$$

Influence de l'effort tranchant sur le béton aux appuis (BAEL91 Art 5.1.32)

$$T_u \leq \bar{T}_u = 0.4 \times \frac{0.9 d b f_{c28}}{\gamma_b}$$

➤ Poutres principale (35x45) cm²: $T_u^{max} = 68.22 \text{ KN}$

$$T_u = 68.22 \text{ KN} \leq \bar{T}_u = 0.4 \times \frac{0.9 \times 420 \times 350 \times 25 \times 10^{-3}}{1.5} = 882 \text{ KN} \dots \text{condition vérifiée}$$

➤ Poutres secondaire (25x30) cm²: $T_u^{max} = 68.22 \text{ KN}$

$$T_u = 68.22 \text{ KN} \leq \bar{T}_u = 0.4 \times \frac{0.9 \times 270 \times 250 \times 25 \times 10^{-3}}{1.5} = 405 \text{ KN} \dots \text{condition vérifiée}$$

8.4. Vérification de l'entraînement des barres (BAEL 99/ Art A.6.1.1.3)

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

8.4.1. La valeur limite ultime réglementaire de la contrainte d'adhérence

- $\bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$
 $\Psi_s = 1.5$ (Acier haute adhérence)
 $f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{cj} = 2.1 \text{ MPa}$

8.4.2. La contrainte d'adhérences d'entraînement

- $\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9 d \sum u_i}$
- T_u : effort tranchant
- $\sum U_i = n \times \emptyset \times \pi$
 $\sum u_i$ Somme des périmètres utiles des barres
 n : nombre de barres

	Poutre principales	Poutres secondaire
T_u (t)	6.8	6.8
d (mm)	420	370
$\sum U_i$ (mm)	$3 \times 16 \times 3.14 = 150.72$	$3 \times 14 \times 3.14 = 131.88$
τ_{se} (MPa)	1.19	1.54
Observation	Condition vérifiée	Condition vérifiée

La contrainte d'adhérence est vérifiée

8.5 Calcul de longueur de scellement droit des barres

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

- la contrainte d'adhérence $\bar{\tau}_s = 0.6 \Psi_s^2 f_{tj} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$
- $\Psi_s = 1.5$ (Acier haute adhérence)
- $f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{cj} = 2.1 \text{ MPa}$

Pour les HA 16 : $l_s = 70.54 \text{ cm}$

Pour les HA14 : $l_s = 61.72 \text{ cm}$

Pour les HA12 : $l_s = 52.91 \text{ cm}$

Le BAEL admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne est assuré lorsque la partie encré mesuré au moins $l_a = 0.4 \times l_s$

Pour les HA 16 : $l_a = 0.4 \times 70.54 = 28.21 \text{ cm}$

Pour les HA14 : $l_a = 0.4 \times 61.72 = 24.68 \text{ cm}$

Pour les HA12 : $l_a = 0.4 \times 52.91 = 21.16 \text{ cm}$

8.6. La longueur minimale de recouvrement est des 40Ø en zone IIa :

Pour les HA 16 : $L_r = 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm}$

Pour les HA14 : $L_r = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm}$

Pour les HA12 : $L_r = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm}$

9. Vérification L'ELS

Les sections adoptées seront vérifiées à l'ELS, pour cela on détermine les contraintes max du béton et de l'acier afin de les comparer aux contraintes admissibles

9.1. Etat limite de compression du béton

La contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible

Il faut vérifier que $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{MPa}$

$$\text{On détermine } \rho_1 = \frac{100A}{b \cdot d}$$

Puis on déduit les valeurs de β_1 et K_1

- $\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A}$
- $\sigma_b = \frac{\sigma_s}{K_1}$ en (MPa)

Les résultats sont donnés dans les tableaux suivants

➤ Vérification de l'état limite de compression du béton des poutres principales :

9.2. En travées

Niveaux	M_s (Kn.m)	$A_{\text{adopté}}$ (cm ²)	ρ_1	β_1	K_1	σ_s (MPa)	σ_b (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	OBS
terrasse	140.43	8.29	0.542	0.890	30.45	453.17	14.88	15	vérifiée
ET2	104.40	8.29				336.90	11.06	15	vérifiée
ET1	97.30	8.29				313.99	10.31	15	vérifiée
RDC	100.49	8.29				324.28	10.64	15	vérifiée

Tableau 6.2.5 : vérifications du ferrailage des armatures en travées des poutres principales

9.3. Aux appuis

Niveaux	M_s (Kn.m)	$A_{\text{adopté}}$ (cm ²)	ρ_1	β_1	K_1	σ_s (MPa)	σ_b (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	OBS
10	0	10.65	0.704	0.878	25.98	0	0	15	vérifiée
09	0	10.65				0	0	15	vérifiée
08	0	10.65				0	0	15	vérifiée
07	0	10.65				0	0	15	vérifiée

Tableau 6.2.6 : vérifications du ferrailage des armatures en appuis des poutres principales

➤ Vérification de l'état limite de compression du béton des poutres secondaires

9.4. En travées

Niveaux	M_s (Kn.m)	$A_{\text{adopté}}$ (cm ²)	ρ_1	β_1	K_1	σ_s (MPa)	σ_b (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	OBS
terrasse	15.96	6.78	0.719	0.877	25.65	61.40	2.39	15	vérifiée
ET1	12.95	6.78				49.82	1.94	15	vérifiée
ET2	10.98	6.78				42.24	1.64	15	vérifiée
RDC	6.46	6.78				24.85	0.968	15	vérifiée

Tableau 6.2.7 : vérifications du ferrailage des armatures en travées des poutres secondaires

9.5. Aux appuis

Niveaux	M_s (Kn.m)	$A_{\text{adopté}}$ (cm ²)	ρ_1	β_1	K_1	σ_s (MPa)	σ_b (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	OBS
10	0	5.65	0.506	0.893	31.73	0	0	15	vérifiée
09	0	5.65				0	0	15	vérifiée
08	0	5.65				0	0	15	vérifiée
07	0	5.65				0	0	15	vérifiée

Tableau 6.2.8 : vérifications du ferrailage des armatures en appuis des poutres secondaires

La section est vérifiée vis-à-vis de la compression

3. FERRAILAGE DES VOILES

1. Introduction

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et des forces horizontales ; donc le ferrailage 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 transversales.

Le calcul du ferrailage des voiles se fera selon la longueur de voile, et la hauteur d'étage, on adopte le même ferrailage pour un certain nombre de niveaux.

Nous allons ferrailer par zone :

Zone 1 : étage RDC

Zone 2 : 1 étages jusqu'au 2 étages

Zone 3 : 3^{ème} étage (terrasses)

2. Combinaisons d'actions

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre sont données ci-dessous :

BAEL.91/modifié 99 :

ELU : 1.35 G + 1.5 Q

ELS : G + Q

RPA.99/modifié 2003 :

0.8 G + E

G + Q + E

3. Ferrailage des voiles

Le calcul se fera par la méthode des tronçons de la **RDM**, qui se fait pour une bande de largeur (d).

3.1. Exposé de la méthode de calcul.

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (**N**, **M**) en utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M \times V}{I} \qquad \sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M \times V'}{I}$$

Avec : **B** : section du voile. , $B = L \times e$.

I : moment d'inertie du voile considéré.

V=V' : bras de levier du voile : $V = \frac{L}{2}$

Le calcul se fera par bandes de longueur (**d**) donnée : $d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3} L_c\right)$ RPA 99 (Art.7.7.4).

Avec : h_e : hauteur entre nus du plancher du voile considéré.

L_c : la longueur de la zone comprimée, avec $L_c = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} \times L$

$L_t = L - L_c$ avec L_t : longueur de la zone tendue.

En fonction des contraintes agissant sur le voile, **trois** cas peuvent se présenter :

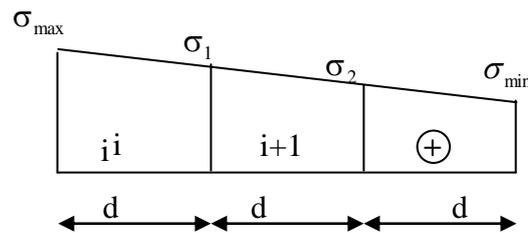
1. Section entièrement tendue (SET).
2. Section partiellement comprimée (SPC).
3. section entièrement comprimée (SEC).

3.2. Section entièrement tendu

$$N_i = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$$

Avec : e : épaisseur du voile



La section d'armature d'une section entièrement tendue est égale à : $A_v = \frac{N_i}{\sigma_s}$

- Armatures verticales minimales :

$$A_{min} \geq \frac{Bf_{t28}}{f_e} \text{ (Condition non fragilité BAEL art A4.2.1).}$$

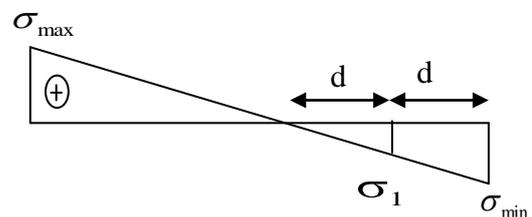
$$A_{min} \geq 0.002 B \text{ (Section min du RPA art 7.7.4.1).}$$

B : section du tronçon considéré

3.3. Section partiellement comprimée

$$N_i = \frac{\sigma_{min} + \sigma_1}{2} \times d \times e_v$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e_v$$



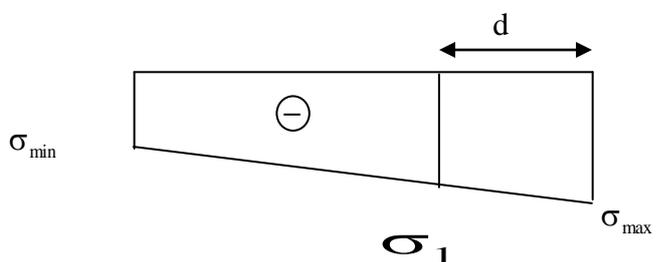
La section d'armature est égale à $A_v = \frac{N_i}{\sigma_s}$

- **Armatures verticales minimales** : Même conditions que celles d'une section entièrement tendue.

3.4. Section entièrement comprimée

$$N_i = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \times d \times e_v$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_{min}}{2} \times d \times e_v$$



La section d'armature d'une section entièrement comprimée est égale à : $A_v = \frac{N_i - B \cdot f_{bc}}{\sigma_s}$

B : section du tronçon considéré ;

Situation accidentelle : $\sigma_s = 500 \text{ MPa}$; $f_{bc} = 18.48 \text{ Mpa}$

Situation courante : $\sigma_s = 434.78 \text{ MPa}$; $f_{bc} = 14.20 \text{ Mpa}$.

4. Armatures minimales : (Art. A.8.1, 2 BAEL91)

- $A_{\min} \geq 4 \text{ cm}^2$ par mètre de parement mesuré perpendiculaire à ces armatures.

- $0.2 \% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 0.5 \%$ avec **B** : section du béton comprimée.

5. Armatures horizontales :

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10Φ .

- D'après le **BEAL 91** : $A_H = \frac{A_v}{4}$
- D'après le **RPA 2003** : $A_H \geq 0.15 \% \cdot B$

-Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

-Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 0.1 de l'épaisseur du voile.

6. Exigences de RPA 2003(article 7.7.4.3/RPA99 version 2003) :

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 15 %.
- En zone courantes 0.10 %.

7. Armatures transversales : (article 7.7.4.3 du RPA 2003) :

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends.

Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'article **7.7.4.3 du RPA 2003**.

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingle au mètre carré.

8. Armatures de coutures :

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{T}{f_e} \quad (\text{Article 7.7.4.3/RPA99 version 2003})$$

$$T = 1.4 V_u$$

V_u : Effort tranchant calculée au niveau considéré

Cette quantité doit **s'ajouter** à la **section d'aciers tendus** nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

9.Potelet :

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est $\geq 4HA10$.

10.Espacement :

D'après l'art 7.7.4.3 du RPA 99 modifié 2003, l'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$\begin{aligned} S &\leq 1.5e \\ S &\leq 30 \text{ cm} \end{aligned} \quad \text{Avec : } e = \text{épaisseur du voile}$$

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur **(0.1)** de la longueur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à **(15 cm)**.

11. Longueur de recouvrement :

Elles doivent être égales à :

- ✓ **40Φ** pour les barres situées dans les zones où le recouvrement du signe des efforts est possible.
- ✓ **20Φ** pour les barres situées dans les zones comprimées sous action de toutes les combinaisons possibles de charges.

12. Diamètre minimal :

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser **(0.10)** de l'épaisseur du voile.

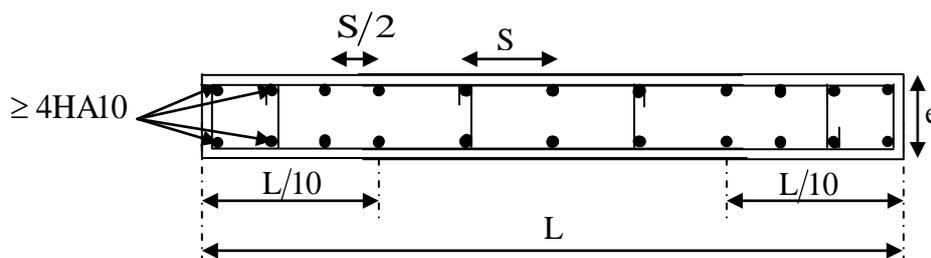


Figure V-1 : Disposition des armatures verticales dans les voiles

13. Vérification :

13.1. Vérification à L'ELS :

Pour cet état, il considère l'effort : $N_{ser} = G + Q$

$$N_{ser} = G + Q$$

$$\sigma_b = \frac{N}{B + 15 \cdot A} \leq \bar{\sigma}_b$$

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec : N_{ser} : Effort normal appliqué ;

B : Section du béton ;

A : Section d'armatures adoptée.

13.2. Vérification de la contrainte de cisaillement :

• D'après le RPA 2003.

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \cdot f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \cdot d}$$

$$V = 1.4 \cdot V_{u,calcul}$$

Avec : b_0 : Epaisseur du linteau ou du voile .

d : Hauteur utile ($d = 0.9 h$).

h : Hauteur totale de la section brute.

• D'après le BAEL :

Il faut vérifier que :

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d}$$

τ_u : Contrainte de cisaillement

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right) ; \text{ Pour la fissuration préjudiciable.}$$

14. Exemple de calcul : VL10, VL11, VL14, VL15 (zone 2)

14.1. Caractéristiques géométriques :

$$L = 1.20 \text{ m}, e_p = 18 \text{ cm}, B = 0.18 \text{ m}^2, I = 0.025 \text{ m}^4, V = V' = 0.6 \text{ m}.$$

Zone 2 : (ET1 et ET2 $e = 18 \text{ cm}^2$)

14.2. Calcul des contraintes :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M \times V}{I}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M \times V'}{I}$$

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_{\max} = 2293.34 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_{\min} = -318.69 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right\} \text{ Donc la section est partiellement comprimée (S.P.C)}$$

14.3. Calcul de L_c et L_t :

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times L$$

$$L_c = \frac{2293.34}{2293.34 + 318.69} \times 1.20 = 0.87 \text{ m}$$

$$L_t = L - L_c = 1.20 - 0.87 = 0.33 \text{ m}$$

Le découpage du diagramme en bandes de longueur (d).

$$\text{On prend } d = \frac{L_t}{2} = 0.165 \text{ m}$$

14.4. Détermination des efforts normaux :

$$\sigma_1 = \sigma_{\min} \times \frac{(L_t - d)}{L_t} = 318.69 \times \frac{(0.33 - 0.165)}{0.33} = 159.34 \text{ KN/m}^2$$

$$N_1 = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} e \times d_1 = \frac{318.69 + 159.34}{2} \times 0.18 \times 0.165 = 7.088 \text{ KN}.$$

14.5. Détermination des sections d'armatures verticales :

$$A_{v1} = \frac{N_1}{f_e} = \frac{7.088}{500} \times 10 = 0.14 \text{ cm}^2$$

14.6. Détermination des armatures de couture :

14.6.1. Calcul de l'effort tranchant :

$$T = 1.4 V_u = 1.4 \times 17.32 = 24.24 \text{ KN}$$

$$A_{vj} = 1.1 \times \frac{T}{f_e} = 1.1 \times \frac{24.24}{500} \times 10 = 0.53 \text{ cm}^2$$

14.6.2. Détermination des sections d'armatures verticales totales par nappe :

$$A_{l / \text{bande}} = A_{v1} + \frac{A_{vj}}{4} = 0.14 + \frac{0.53}{4} = 0.27 \text{ cm}^2 / \text{bande}$$

$$A_{l / \text{bande}} = 0.27 \times 16.5 = 4.45 \text{ cm}^2$$

Le ferrailage sera réalisé symétriquement pour chaque bande c.à.d. :

$$A_{v \text{ adopté}} = 5\text{HA}12 = 5.65 \text{ cm}^2 \text{ avec } e = 10\text{cm (extrémité)} \quad e = 10\text{cm (courante)}$$

14.7. Armatures horizontales :

$$A_{H / \text{nappe}} = \frac{A_{v \text{ adopté}}}{4} = \frac{6.16}{4} = 1.54 \text{ cm}^2,$$

$$A_H \geq \max \left\{ \frac{A_{v \text{ adopté}}}{4}; 0.15\% B \right\} = \max \{1.54; 0.024\} = 1.54 \text{ cm}^2$$

Le ferrailage sera réalisé symétriquement pour chaque bande c.à.d. :

$$6\text{HA}12 = 6.78 \text{ cm}^2 \text{ avec un espacement } e = 17 \text{ cm.}$$

14.8. Les armatures transversales :

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles par mètre carré.

On adopte 4HA8 (2,01 cm²) par m²

14.9. Vérifications des contraintes :

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

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15A_{v \text{ adopté}}} = \frac{332.56 \times 10^3}{0.16 \times 10^6 + 15 \times 11.30 \times 10^2} = 1.87\text{MPa} < 15\text{MPa} \dots\dots\dots \text{Condition Vérifier}$$

14.10. Vérification de la contrainte de cisaillement :**14.10.1. Selon le RPA 2003 :**

La contrainte de cisaillement dans le béton τ_b doit être inférieure à la contrainte admissible

$$\bar{\tau}_b = 0.2f_{c28} = 5\text{Mpa.}$$

$$\tau_b = \frac{T}{e \times d} = \frac{24.24 \times 10^3}{0.18 \times 10^3 \times 0.9 \times 1.20 \times 10^3} = 0.124 \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \times f_{c28} = 5\text{MPa} \dots\dots\dots \text{Condition Vérifier}$$

Avec :

d : Hauteur utile (d = 0.9 L)

L : Longueur du voile

14.10.2. Selon le BAEL 91 :

$$\tau_u = \frac{1.4 \times T}{b \cdot d} = \frac{1.4 \times 24.24 \times 10^3}{0.18 \times 10^3 \times 0.9 \times 1.20 \times 10^3} = 0.174 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.174 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = \min \left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right) = 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifier}$$

Avec :

τ_u : Contrainte de cisaillement.

15. Vérification à L'ELS :

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

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15A_{v \text{ adopté}}} = \frac{173.480}{0.18 \times 10^3 + 15 \times 11.30 \times 10^2} = 0.010 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifier}$$

Remarque

Les résultats de calculs sont résumer dans les tableaux suivent

Tableau 6-3-1 : Ferrailages des voiles longitudinaux (VL1 VL2 VL3 VL4 VL5 VL6 VL7 VL8 VL9 VL10 VL11 VL12 VL13 VL14 VL15 VL16)

	Zone		I	II	III
	Caractéristiques géométriques	hpoutre [m]		0,40	0,40
hauteur etage [m]		5,27	3,24	3,24	
L' [m]		0,98	1,00	1,05	
e [m]		0,20	0,18	0,18	
B [m ²]		0,195	0,180	0,189	
H [m]		5,27	3,24	3,24	
he [m]		4,87	2,84	2,84	
Solicitation de calcul		T [KN]		20,200	17,320
	N _{ser} [KN]		384,05	173,48	116,22
	Vu [KN]		28,280	24,248	19,684
	σ _{max} [KN/m ²]		2134	2293	2606
	σ _{min} [KN/m ²]		-110	-319	-1856
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	σ _s (kN/m ²)		435	435	435
	Lc [m]		0,93	0,88	0,61
	Lt [m]		0,05	0,12	0,44
	d<=min(he/2;2Lc/3) [m]		0,62	0,59	0,41
	d1 = d _{adopté} [m]		0,02	0,06	0,22
	d2 = Lt - d _{adopté} [m]		0,02	0,06	0,22
	σ1 [KN/m ²]		55,000	159,500	928,000
	N1 [KN]		0,39	2,63	54,72
	N2 [KN]		0,13	0,88	18,24
armatures verticales	AV calculer (cm ²)	Bande 1	0,01	0,06	1,26
		Bande 2	0,00	0,02	0,42
	A _{vj} (cm ²)		0,78	0,67	0,54
	AV+(Avj/4) (cm ²)	Bande 1	0,20	0,23	1,39
Bande 2		0,20	0,19	0,55	
armatures minimales	A _{min} /bande (cm ²)		6,2	5,3	3,7
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	Choix de Av (cm ²)	Bande 1	4 HA 12 4.52	4 HA 10 3.12	5 HA 8 2.5
		Bande 2	4 HA 12 4.52	4 HA 10 3.12	5 HA 8 2.5
	ST<=min(1,5e;30cm)		30	27	27
	assemblage des armatures des deux bandes		9.04	6.24	5
	Espacement (cm)	Bande 1	5	5	15
		Bande 2	5	5	15
Armatures horizontales	AH (cm ²)		2,93	2,70	2,84
	choix de la section /ml		6 HA 12 6,78	6 HA 12 6,78	6 HA 12 6,78
	Espacement st(cm)		17	17	17

Armatures transversales	At adoptées	4 épingles HA8/ m ²			
Vérification	$\bar{\tau}_b = 5 \text{ MPA}$	τ_b	0.161	0.150	0.116
	$\bar{\tau}_u = 3.26 \text{ MPA}$	τ_u	0.115	0.107	0.083
	$\bar{\tau}_{bc} = 15 \text{ MPA}$	σ_{bc}	1.81	0.90	0.58

Tableau 6-3-2 : Ferrailages des voiles Transversaux (VT1 VT2 VT3 VT4 VT5 VT6 VT7 VT8 VT9 VT10 VT11 VT12 VT13 VT14 VT15 VT16)

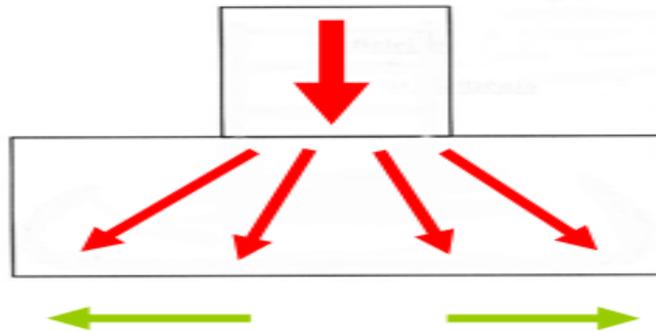
Caractéristiques géométriques	Zone		I	II	III
	hpoutre [m]		0,45	0,45	0,45
	hauteur etage [m]		5,27	3,24	3,24
	L' [m]		0,98	1,00	1,05
	e [m]		0,25	0,18	0,18
	B [m ²]		0,244	0,180	0,189
	H [m]		5,27	3,24	3,24
	he [m]		4,82	2,79	2,79
Solicitation de calcul	T [KN]		25,960	73,810	121,520
	N _{ser} [KN]		693,15	457,44	209,75
	Vu [KN]		36,344	103,334	170,128
	σ _{max} [KN/m ²]		2276	1977	1410
	σ _{min} [KN/m ²]		-16	-10	-9
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	σ _s (kN/m ²)		435	435	435
	Lc [m]		0,97	0,99	1,04
	Lt [m]		0,01	0,01	0,01
	d<=min(he/2;2Lc/3) [m]		0,65	0,66	0,70
	d1 = d _{adopté} [m]		0,00	0,00	0,00
	d2 = Lt - d _{adopté} [m]		0,00	0,00	0,00
	σ1 [KN/m ²]		8,000	5,000	4,500
	N1 [KN]		0,01	0,00	0,00
N2 [KN]		0,00	0,00	0,00	
armatures verticales	AV calculer (cm ²)	Bande 1	0,00	0,00	0,00
		Bande 2	0,00	0,00	0,00
	A _{vj} (cm ²)		1,00	2,84	4,68
	AV+(Avj/4) (cm ²)	Bande 1	0,25	0,71	1,17
		Bande 2	0,25	0,71	1,17
armatures minimales	A _{min} /bande (cm ²)		8,1	6,0	6,3
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	Choix de Av (cm ²)	Bande 1	4 HA 12 4.52	4 HA 10 3.12	6 HA 10 4.68
		Bande 2	4 HA 12 4.52	4 HA 10 3.12	6 HA 10 4.68
	ST<=min(1,5e;30cm)		30	27	27
	Assemblage des armatures des deux bandes		9.04	6.24	6.24
	Espacement (cm)	Bande 1	5	15	15
		Bande 2	5	15	15
Armatures horizontales	AH (cm ²)		3,66	2,70	2,84
	choix de la section /ml		6 HA 12 6,78	6 HA 12 6,78	6 HA 12 6,78
	Espacement st(cm)		17	17	17

Armatures transversales	At adoptées	4 épingles HA8/ m ²			
Vérification	$\bar{\tau}_b = 5 \text{ MPA}$	τ_b	0.116	0.638	1.000
	$\bar{\tau}_u = 3.26 \text{ MPA}$	τ_u	0.118	0.456	0.714
	$\bar{\tau}_{bc} = 15 \text{ MPA}$	σ_{bc}	2.66	2.39	1.04

1. Introduction

Les fondations sont des organes de transmission des charges provenant de la superstructure vers le sol ils sont véhiculés par les éléments porteurs.

L'effort de compression du poteau se transmet aux fondations par des bielles de compression inclinées



La résultante horizontale de ces bielles donne 2 forces de sens opposés de la traction (flèches vertes). D'où la nécessité de placer des armatures.

2. Importance de l'étude des fondations

Le sol étant l'élément de base d'une construction, l'étude des fondations est de la première importance.

La connaissance du sol de fondation doit précéder toute étude de structure quelle qu'elle soit.

En effet, le sol est une donnée alors que la structure est à définir et pour une bonne partie, la conception de celle-ci sera fonction des caractéristiques du sol de fondation

3. Type de fondation

Selon la hauteur d'encastrement « D », c'est-à-dire l'épaisseur minimale des terres qui se trouvent au-dessus de la base de la fondation, et la largeur de la base « B », on peut définir les fondations comme étant :

- superficielle si $D < 1,5.B$
- semi-profondes si $1,5.B < D < 5.B$
- profondes si $D > 5.B$

3.1. Fondation superficielles

Les fondations superficielles forment un type d'assise pouvant être mise en place sur des sols de bonne portance, c'est-à-dire capables de reprendre les charges du bâtiment en entraînant un tassement minimum. Leur simplicité de réalisation et leur faible coût font de ce type de fondation les structures les plus courantes. Selon la structure qu'elles supportent, les fondations superficielles peuvent porter différents noms :

- on parlera de semelles isolées si elles se trouvent sous un poteau
- on parlera de semelles filantes ou linéaires si elles supportent un voile ou un mur
- on parlera de radier si elles forment une dalle posée sur le sol.

Le niveau de sol sur lequel reposent les fondations superficielles est appelé "niveau d'assise", "fond de coffre" ou encore "fond de fouille".

3.2. Fondation profondes

Utilisées pour des sols ayant une faible capacité portante ; le bon sol se trouve à une grande profondeur

Les principaux types de fondations profondes sont :

- Les pieux
- Les puits.

4. Etude 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 nous ont donné :

- Une contrainte admissible du sol $\sigma_{sol} = 2.5\text{bars}$.
- Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux

5. Le choix du type de fondation doit satisfaire les critères suivants

- La stabilité de l'ouvrage
- Facilité d'exécution (coffrage)
- Un faible coût de réalisation (économie)
- La durée de vie

6. Le choix du type de fondation est fonction de

- La nature du terrain et sa résistance.
- Profondeur du bon sol.
- des caractéristiques topographiques du terrain
- les conditions relatives au voisinage du projet

7. Profondeur hors gel des semelles de fondation

Les cycles de gel-dégel peuvent déstructurer le sol d'assise des semelles de fondation et c'est pourquoi il est impératif de construire les fondations à une profondeur « hors-gel » suffisante. Cette profondeur varie selon la zone climatique ; l'altitude et selon la capacité portante du sol.

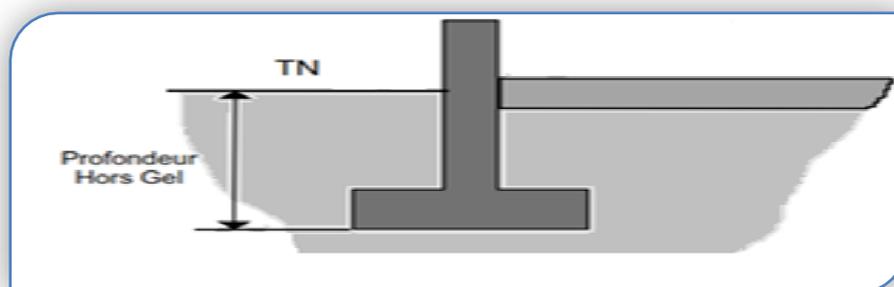


Figure 7-1 : profondeur hors gel des semelles de fondation

8. Dimensionnement

Les fondations superficielles sont calculées à l'état limite de service pour leur dimensionnement et à l'état limite ultime pour leurs armatures

8.1. Semelles isolées.

Les semelles isolées sont les fondations des poteaux. Leurs dimensions sont homothétiques à celles du poteau que la fondation supporte

Pour le pré-dimensionnement il faut considérer l'effort normal N_s qui est obtenu à la base de tous les poteaux du RDC

$$\left. \begin{aligned} BA &\geq \frac{N_s}{\sigma_{sol}} \\ \frac{a}{b} = \frac{A}{B} = k = 1 \end{aligned} \right\} B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\sigma_{sol}}}$$

$$\left. \begin{aligned} N_s &= 1737.42 \text{KN} \\ \sigma_{sol} &= 2.5 \text{bars} = 250 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \end{aligned} \right\} B \geq \sqrt{\frac{1737.42}{250}} = 2.63 \text{m}$$

On aura donc $A=B=2.6 \text{ m}$

Vue l'importance de leur dimensions (risque de chevauchements) on va opter pour des semelles filantes

8.2. Les semelles filantes.

Les semelles filantes sont les fondations des voiles

$$B \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol} L}$$

Avec :

B : la largeur de la semelle

L : longueur de la semelle

σ_{sol} : Contrainte du sol

G : charge permanente à la base du voile considéré

Q : surcharge d'exploitation à la base du voile considéré

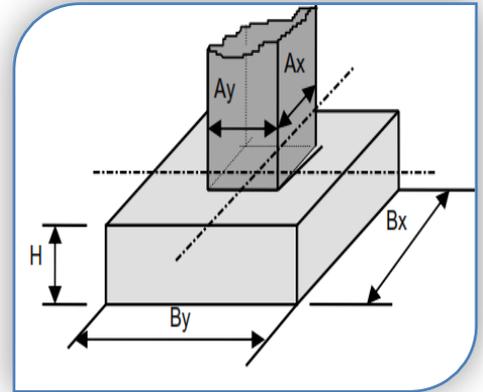


Figure 7-2 : Semelle isolée sous poteau

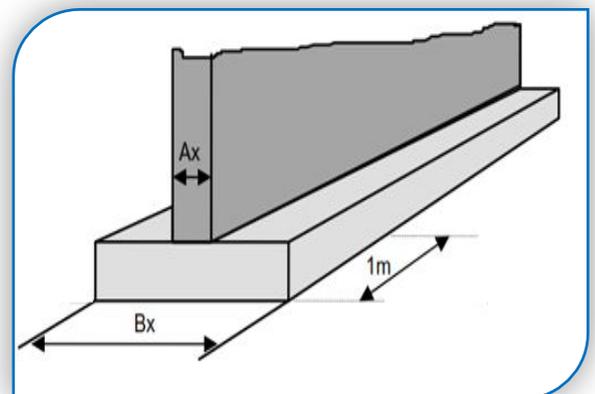


Figure 7-3 : Semelle filante sous voile

8.2.1. Semelle filantes sous voiles

➤ Sens longitudinale :

Voile	$N_s=G+Q$ (KN)	L(m)	$\overline{\sigma}_{sol} \cdot L$	$B \geq \frac{N_s}{\overline{\sigma}_{sol} L}$	$S = B \times L$ (m ²)
V11	276.2	1.20	300	0.92	1.10
V15	244.73	1.20	300	0.81	0.97
V19	273.04	1.20	300	0.91	1.09
V113	279.38	1.20	300	0.93	1.11
Somme					4.27

➤ Sens transversal :

Voile	$N_s=G+Q$ (KN)	L(m)	$\overline{\sigma}_{sol} \cdot L$	$B \geq \frac{N_s}{\overline{\sigma}_{sol} L}$	$S = B \times L$ (m ²)
VT1	346.57	1.20	300	1.15	1.38
VT5	235.19	1.20	300	0.78	0.93
VT9	268.25	1.20	300	0.89	1.06
VT13	273.85	1.20	300	0.91	1.09
Somme					4.46

La somme des surfaces des semelles sous voiles est : $S_v = \sum B_i \times L_i$.

$$S_{voiles} = 4.27 + 4.46 = 8.73 \text{ m}$$

8.2.2. Semelle filantes sous poteaux



Figure 7-3 : Disposition des poteaux

8.2.3. Calcul du Portique le plus sollicité :

Poteaux	$N_s=G+Q$ (KN)	M_i (Kn.m)
C12	257,85	1,09
C11	722,83	4,65
C10	261,69	1,39
Somme	1260,37	7,13

Poteaux	$N_s=G+Q$ (KN)	M_i (KN.m)
C7	854,96	-26,43
C8	1737,42	2,050
C9	1102,39	21,95
Somme	3694,77	-2,42

Poteaux	$N_s=G+Q$ (KN)	M_i (KN.m)
C4	1178,67	21,11
C5	1626,46	2,90
C6	870,21	-26,36
Somme	3675,34	-2,35

Poteaux	$N_s=G+Q$ (KN)	M_i (KN.m)
C3	279,57	0,88
C2	719,07	2,71
C1	279,86	0,11
Somme	1278,5	3,7

On fera le calcul sur le portique le plus sollicité :

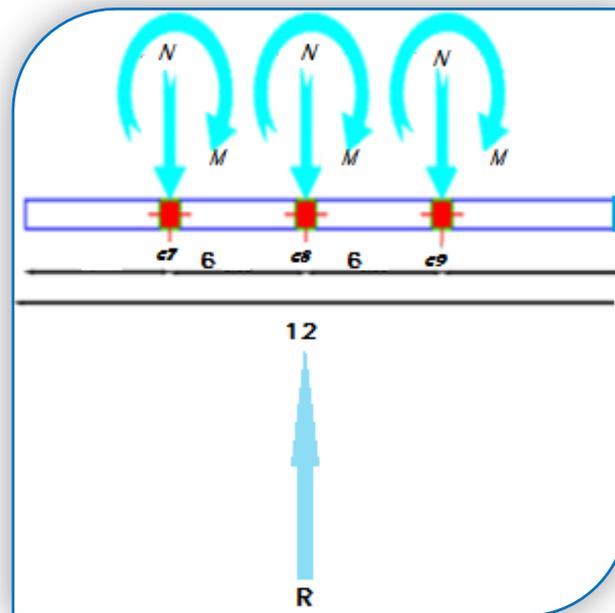


Figure 7-4 : Le portique le plus sollicité

8.3. Etape de calcul :

☞ Détermination de la résultante des charges : $R = \sum N_i = 3694.77$ (KN)

☞ Détermination de la coordonnée de la résultante des forces :

$$e = \frac{\sum N_i \times e_i + \sum M_i}{R}$$

e_i : Excentricité par rapport au centre de gravité.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Poteaux	$N_i=G+Q$ (KN)	e_i	M_i (KN.m)	$N_s x e_i$
C7	854.96	-6	-26.433	-5129.76
C8	1737.42	0	2.050	0
C9	1102.39	6	21.954	6614.34
Somme	3694.77	/	-2.42	1484.58

Résultats de calcul d'une semelle filante sous poteau.

$$e = \frac{1484.58 - 2.42}{1484.58} = 0.99\text{m}$$

8.3.1. Détermination de la distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle :

$$\begin{cases} e < \frac{l}{6} \Rightarrow \text{Répartition trapézoïdale.} \\ e > \frac{l}{6} \Rightarrow \text{Répartition triangulaire.} \end{cases}$$

$$e = 0.99 < \frac{12}{6} = 2\text{m}$$

Donc pour notre cas on a une répartition trapézoïdale

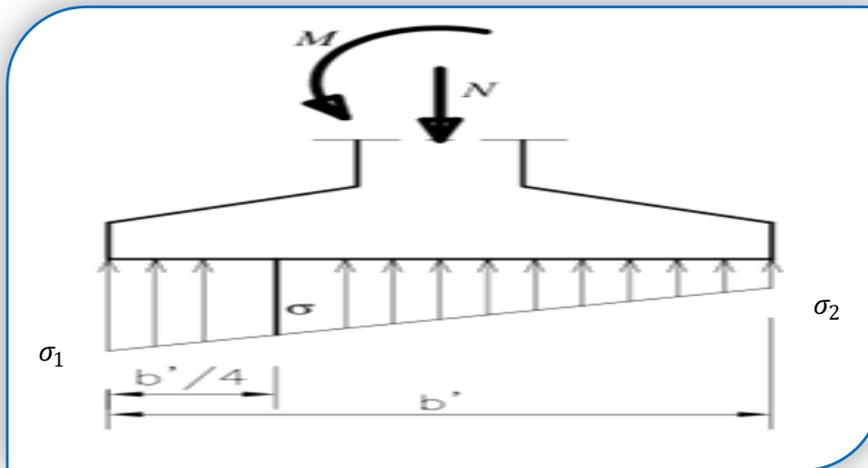


Figure 7-5: Répartition trapézoïdale

$$\rightarrow \begin{cases} q_{min} = \frac{N}{L} \left(1 - \frac{6 \times e}{L}\right) = \frac{3694.77}{12} \left(1 - \frac{6 \times 0.99}{12}\right) = 155.48 \text{ KN/ml.} \\ q_{max} = \frac{N}{L} \left(1 + \frac{6 \times e}{L}\right) = \frac{3694.77}{12} \left(1 + \frac{6 \times 0.99}{12}\right) = 460.29 \text{ KN/ml.} \\ q\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{N}{L} \left(1 + \frac{3 \times e}{L}\right) = \frac{3694.77}{12} \left(1 + \frac{3 \times 0.99}{12}\right) = 384.09 \text{ KN/ml.} \end{cases}$$

8.3.2. Détermination de la largeur de la semelle :

$$B \geq \frac{q(L/4)}{\sigma_{sol}} = \frac{384.09}{250} = \mathbf{1,53 \text{ m}}$$

La surface de la semelle filante sous poteau : $S_p = B \times L = 1.53 \times 12 = 18,36 \text{ m}^2$

8.3.3. La surface totale des semelles filantes sous poteaux :

$$S_{\text{Poteaux}} = S_p \times n = (18,36 \times 4) + (6.2 \times 1.53) = 83.19 \text{ m}^2$$

Avec n : nombre de portique dans le sens considéré.

Enfin, la surface totale occupée par les semelles filantes est :

$$S_t = S_{\text{t Poteaux}} + S_{\text{t voiles}} = 83.19 + 8.73 = 91.92 \text{ m}^2$$

8.3.4. La surface totale de la structure :

$$S_{bat} = 188.64m^2$$

$$\frac{S_t}{S_{bat}} = \frac{90.11}{188.64} = 0.48$$

$$S_t < 50\%S_{bat}$$

La surface totale ; des semelles représentent 48% de la surface du bâtiment

Conclusion :

Les semelles occupent moins de 50% de la surface du sol d'assise, la solution des semelles filantes est approuvées ; comme fondation pour notre bâtiment

9. Dimensionnement de la semelle :**9.1. Hauteur de la semelle:**

$$h_s = \frac{B-b}{4} + 5 = \frac{153-45}{4} + 5 = 32 \text{ cm}$$

Avec :

B : Largeur de la semelle.

b : coté du poteau

$$\frac{B-b}{4} \leq d \leq B-b \rightarrow 27 \leq d \leq 108$$

On prend **d = 40 cm**

9.2. Ferrailage de la semelle dans le sens « B » :

$$A_{st} = \frac{N_u \times (B-b)}{8 \times d \times \sigma_{st}} \quad \text{Avec} \quad N_u = 1471.45 \text{ KN}$$

$$A_{st} = \frac{1471.45 \times (1530-450) \times 10^3}{8 \times 400 \times 434.78} = 114.22 \text{ mm}^2 = 1,14 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **6HA12 = 6,78 cm²**

9.2.1. La longueur d'ancrage :

Pour : FeE500 et $f_{c28} = 25\text{Mpa}$ $\longrightarrow l_s = 44.09\text{ cm}$

$$l_s = 44.09\text{ cm} > \frac{B}{4} = 38.25\text{ cm}$$

Donc : toutes les barres doivent être prolongées jusqu'aux extrémités et comportées des encrages courbes

9.2.2. Les armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{6.78}{4} = 1.69\text{cm}^2$$

On opte pour : **4HA12 = 4,52 cm²**

9.3. Ferrailage de la poutre de rigidité (à l'ELU) :**9.3.1. Dimensionnement :**

$$\frac{L}{9} \leq h_p \leq \frac{L}{6}$$

$$\frac{6}{9} \leq h_p \leq \frac{6}{6} \quad \rightarrow \quad 0,66 \leq h_p \leq 1$$

On prend : **$h_p = 0,9\text{ m}$**

La largeur de poutre : $\frac{1}{3}h_p \leq b_p \leq \frac{2}{3}h_p$ **$30 \leq b_p \leq 60$**

On prend : **$b_p = 45\text{ cm}$**

9.3.2. Ferrailage longitudinal à l'ELU :

Poteaux	N_u	e_i	$N_u \times e_i$	M
7	707.17	-6	-4243.02	-26.425
8	1471.45	0	0	1.891
9	927.73	6	5566.38	22.53
Somme	3106.35		1323.36	-2

$$e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{\sum N_i} = \frac{1323.36 - 2}{3106.35} = 0,41\text{m}$$

9.3.3. Calcul de la charge uniforme :

$$q_u = \frac{\sum N_u}{L_T} \times \left(1 + \frac{3e}{L_T}\right) = \frac{3106.35}{12} \times \left(1 + \frac{3 \times 0,41}{12}\right) = 285,39 \text{ KN/m}^2$$

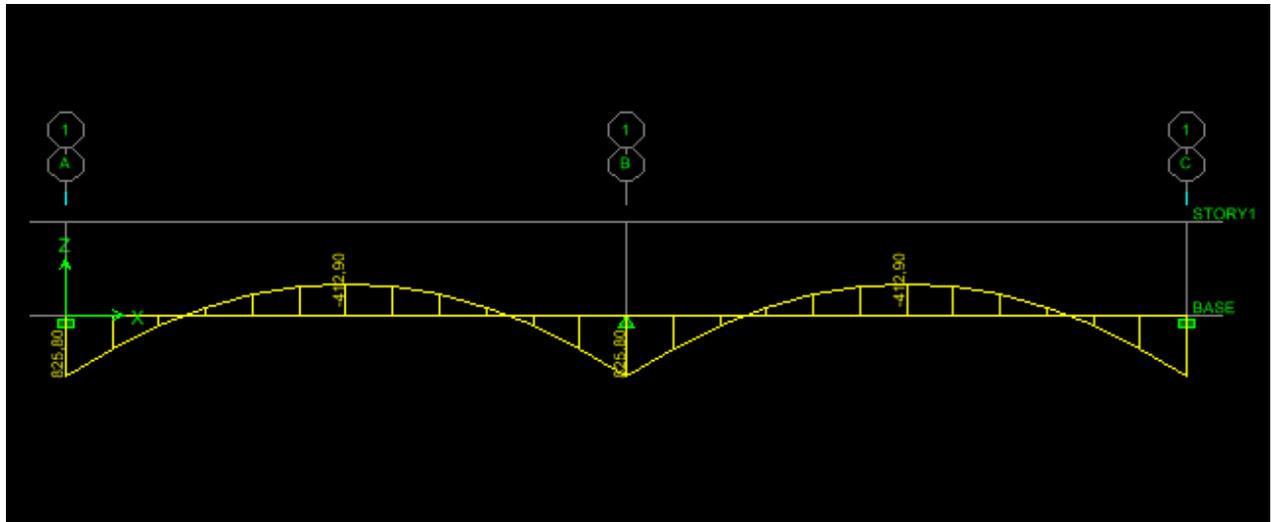


Figure 7-7 : diagramme des moment fléchissant sur la travée la plus sollicitée a L'ELU

Appuis	M_a	μ	β	A_{st}	A_{min}	observation	$A_{adoptée}(cm^2)$
A	825.80	0.178	0.900	24.80	4.62	$A_{st} > A_{min}$	4HA20+4HA20=25.12
B	825.80	0.178	0.900	24.80	4.62	$A_{st} > A_{min}$	4HA20+4HA20=25.12
C	825.90	0.178	0.900	24.80	4.62	$A_{st} > A_{min}$	4HA20+4HA20=25.12

Tableau 7-1 : ferrailage de la fondation aux appuis

Travées	M_t	μ	β	A_{st}	A_{min}	observation	$A_{adoptée}$
A-B	414.59	0.089	0.953	11.72	4.62	$A_{st} > A_{min}$	4HA16+4HA12=12.56
B-C	414.59	0.089	0.953	11.72	4.62	$A_{st} > A_{min}$	4HA16+4HA12=12.56

Tableau 7-2 : ferrailage de la fondation en travées

10. Vérification à l'ELU :**10.1. Condition de non fragilité :**

$$A_{st}^{\min} \geq \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \quad \text{Avec : } f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times f_{c28} = \mathbf{2,1 \text{ MPa}}$$

$$A_{st}^{\min} \geq \frac{0,23 \times 45 \times 85 \times 2,1}{500} = \mathbf{3,69} < A_{\text{adopté}} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

✓ Appuis : $A_{\text{adopté}} = 25,12 \text{ cm}^2 > A_{st}^{\min} = 3,69 \text{ cm}^2$ condition vérifiée.

✓ Travées : $A_{\text{adopté}} = 12,56 \text{ cm}^2 > A_{st}^{\min} = 3,69 \text{ cm}^2$ condition vérifiée.

10.2. Influence de l'effort tranchant :**10.2.1. Influence sur le béton (Art A.5.1.313 BAEL 91 modifiée 99).**

On se doit de vérifier la relation :

$$\frac{2 \times T_u}{0,9 b d} \leq \frac{0,8 f_{c28}}{\gamma_b} T_u \leq T_u' = 0,36 \times \frac{f_{c28} \times b \times d}{\gamma_b}$$

$$T_u = 825,80 \text{ KN} \leq T_u' = 0,36 \times \frac{25 \times 450 \times 850}{1,5} \times 10^{-3} = 2295 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

10.3. Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b d} < \bar{\tau}_u \quad \text{Avec} \quad T_u : \text{Effort tranchant max à l'ELU.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = \min\left(\frac{0,15 \times 25}{1,5}; 4 \text{ MPa}\right) = \mathbf{2,5 \text{ MPa.}}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b d} = \frac{825,80 \times 10^3}{450 \times 900} = 2,03 < \bar{\tau}_u \quad \text{.....} \quad \text{Condition vérifiée}$$

10.4. Influence sur les aciers (Art A.5.1.312 BAEL 91 modifiée 99).

Lorsqu'au droit d'un appui : $T_u + \frac{M_u}{0,9 \times d} > 0$, on doit prolonger au-delà de l'appareil d'appui,

une section d'armatures pour équilibrer un moment égale à $\left(T_u + \frac{M_u}{0,9 \times d}\right) \times \frac{1}{\sigma_{st}}$

$$\text{D'où : } A_s \geq A_u = \frac{1,15}{f_e} \times \left(T_u + \frac{M_u}{0,9 \times d}\right)$$

Si $T_u + \frac{M_u}{0,9 \times d} < 0 \implies$ la vérification n'est pas nécessaire

$$825,80 - \frac{825,80 \times 1000}{0,9 \times 850} < 0 \quad \text{.....} \quad -253,67 < 0 \quad \text{.....} \quad \text{Condition vérifiée}$$

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

L'adhérence des barres doit vérifier la relation : $\tau_{se} \leq \overline{\tau_{sc}}$

Avec : $\overline{\tau_{sc}} = \Psi_s \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$

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

$\Psi_s = 1,5$: Coefficient scellement *HA*.

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

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 8 \times 3,14 \times (4) = 50,24 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{825,80 \times 10^3}{0,9 \times 850 \times 502,4} = 2,15 \text{ MPa}$$

$\tau_{se} = 2,15 \text{ MPa} < \overline{\tau_{sc}} = 3,15 \text{ MPa}$ Condition est vérifiée.

10.6. Calcul des armatures transversales :

Le diamètre des armatures transversales doit vérifier la relation suivante :

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

ϕ_l : Étant le plus petit diamètre dans le sens longitudinal,

$$\phi_t \leq \min(25\text{mm}; 12\text{mm}; 45 \text{ mm})$$

On optera pour ϕ **8**

10.7. Condition d'espacement des barres: (Art A.5.1, 22 BAEL91/ modifiées99) :

$$S_t \leq \min(0,9d; 40 \text{ cm}) \longrightarrow S_t \leq \min(76,5; 40 \text{ cm}) = 40 \text{ cm.}$$

Exigences du RPA pour les aciers transversales (Art 7.5.2.2 RPA 99/ version 2003) :

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \times s \times b$$

L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

➤ Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires:

$$\text{Minimum de } \left(\frac{h}{4}, 12\phi\right).$$

➤ zone courante : $s \leq \frac{h}{2}$.

La valeur du diamètre \emptyset_t des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé. Les premières armatures transversales doivent être disposées à **5 cm** au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

- **Zone nodale** : $S_t \leq \min(22,5; 14,4)$ Soit : $S_t = 10 \text{ cm}$

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 10 \times 45 = 1,35 \text{ cm}^2$$

- **Zone courante** : $S_t \leq \left(\frac{h}{2}\right) = 90/2 = 45 \text{ cm}$ Soit : $S_t = 15 \text{ cm}$

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 15 \times 45 = 2,01 \text{ cm}^2$$

Donc on optera pour quatre cadres soit : $A_t = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2$

10.8. Délimitation de la zone nodale Art 7.4.2.1 RPA 99/ version 2003

$$\begin{cases} l' = 2 \times h \\ l' = 2 \times 90 = 1,80 \text{ m.} \end{cases}$$

11. Vérification a l'ELS :

11.1. Calcul à l'ELS :

Poteaux	N_s	e_i	$N_s \times e_i$	M
7	650.5	-6	-3903	-26.43
8	1240.45	0	0	2.052
9	850.6	6	5103.6	21.95
Somme	2741.55	/	1200.6	-2.42

11.2. Calcul de la charge uniforme :

$$e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{\sum N_i} = \frac{1200.6 - 2.42}{2741.55} = 0,43 \text{ m}$$

$$q_s = \frac{N_t}{L} \times \left(1 + \frac{3e}{L}\right) = \frac{2741.55}{12} \times \left(1 + \frac{3 \times 0,43}{12}\right) = 251.30 \text{ KN/m}^2$$

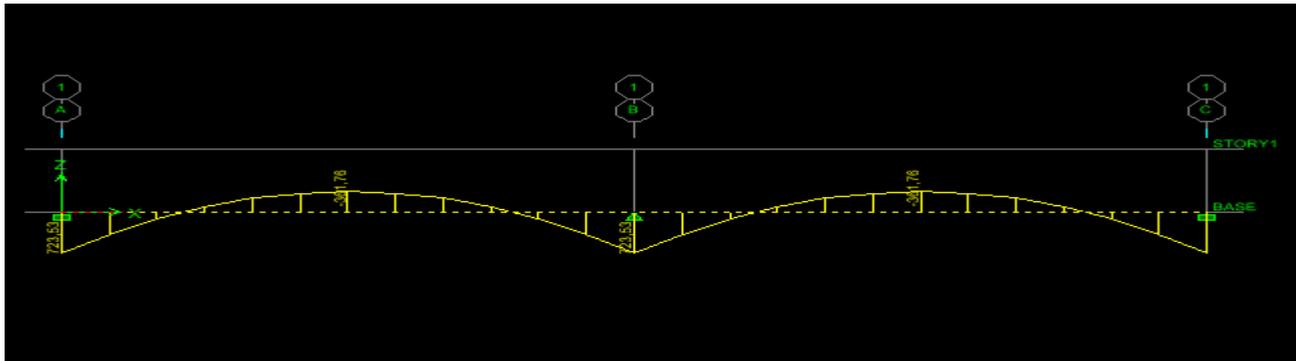


Figure 7-8 : diagramme des moments fléchissant sur la travée la plus sollicitée à L'ELS

11.3. Vérification des contraintes :

$$\rho = \frac{100 \times A_{Ap}}{b d}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{A_{Ap} \times \beta_1 \times d}$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} < \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa} \quad K = \frac{1}{K_1}$$

11.3.1. Aux appuis :

Appuis	M_s (KN. m)	A_{ad} (cm ²)	ρ_1	β_1	K_1	σ_s (Mpa)	σ_{bc} (Mpa)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (Mpa)	OBS
A	723.53	25.12	0.619	0.884	28.10	383.16	13.63	15	CV
B	723.53	25.12				383.16	13.63	15	CV
C	723.53	25.12				383.16	13.63	15	CV

Tableau 7-3 : vérification du ferrailage de la fondation aux appuis

11.3.2. En travée :

Travées	M_s (KN. m)	A_{ad} (cm ²)	ρ_1	β_1	K_1	σ_s (Mpa)	σ_{bc} (Mpa)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (Mpa)	OBS
A-B	361.76	12,56	0.307	0.913	42.47	371.14	7.45	15	CV
B-C	361.76	12,56				371.14	7.45	15	CV

Tableau 7-4 : vérification du ferrailage de la fondation en travées

12. Ferrailage de la longrine :

Les points d'appuis d'un même bloc doivent être solidarisés par un réseau de longrines tendant à s'opposer au déplacement relatif de ces points dans le sens horizontal. Les démentions minimales de la section transversale des longrines d'après le **RPA 99(Art 10.1.1)**

- Site de catégorie S_2 et S_3 : (25cm×30cm)
- Site de catégorie S_4 : (30cm×30cm)

La hauteur :

$$\frac{510}{15} \leq h_t \leq \frac{510}{10} \quad \Rightarrow \quad 34\text{cm} \leq h_t \leq 51\text{cm}$$

On prend $h=50\text{cm}$

La largeur :

$$0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t \quad \Rightarrow \quad 0,4 \times 50 \leq b \leq 0,7 \times 50$$

$$20\text{cm} < b < 35\text{cm}$$

On prend $b=30\text{cm}$

On adoptera pour notre cas une section de (30cm×50cm)

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à :

$$F = \frac{N}{\alpha} \geq 20 \text{ KN}$$

Avec :

N : égale à la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appuis solidarisés.

α : Coefficient fonction de la zone sismique et de catégorie de site considéré.

12.1. Les armatures longitudinales :

$$N_s = 1240.45 \text{ KN}$$

$$\alpha = 12 \quad (\text{IIa ; site 3})$$

$$F = \frac{N}{\alpha} = \frac{1240.45}{12} = 103.37 \text{ KN}$$

$$A_s = \frac{F}{\sigma_{st}} = \frac{103.37 \times 10^3}{434.78} = 237.75 \text{ mm}^2 = 2,37 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **3HA14 = 4,62 cm²**

Le ferrailage minimum exigé par l'RPA est de 0,6% de la section total.

$$A_{\min} = 0,006 \times 30 \times 45 = 8.1 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 8.1 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 4,5 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifié}$$

12.2. Les armatures transversales :

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

$$\phi_t \leq \min(12.8; 30; 14) = 12.8 \text{ mm} \quad \text{On prend } \phi_t = \mathbf{12mm}$$

12.3. Armatures transversales (Art. 7.5.2.2) :

12.3.1. Armatures transversales minimales :

$$A_{t \min} = 0,003 \times S_t \times b$$

- Zone nodale :

$$S_t \leq \min(h/4; 12\phi) = \min(11.25; 14.4) = 10\text{cm}. \quad \implies S_t = 10 \text{ cm}.$$

$$A_{t \min} = 0,003 \times 10 \times 25 = 0,75\text{cm}^2$$

- Zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{50}{2} = 25 \text{ cm} \quad \implies S_t = 15 \text{ cm}.$$

$$A_{t \min} = 0,003 \times 15 \times 25 = 1,5 \text{ cm}^2$$

Donc on optera pour Trois cadres soit : **A_t = 3HA8 = 1.50 cm²**

12.3.2. L'espacement :

$$S_t \leq \min(20\text{cm}; 15\phi) = 20\text{cm}$$

$$\text{Aux appuis : } S_t = 10\text{cm} < 20\text{cm}$$

$$\text{En zone courante : } S_t = 15 \text{ cm} < 20\text{cm}$$

13. Ferrailage de la semelle sous mur : voile VL13 :

$$N_{ser}=279.38 \text{ KN} \quad \overline{\sigma}_{sol} = 2.5 \text{ bars} = 250 \text{ KN/m}^2$$

$$L=1.20\text{m}$$

$$B \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol} \times L} = \frac{279.38}{250 \times 1.20} = 0.93\text{m}$$

On prend : $B=0.95\text{m}$

13.1. La hauteur de la semelle :

$$h \geq \frac{B-b}{4} + 5\text{cm} \quad h \geq \frac{95-45}{4} + 5\text{cm} = 17.5\text{cm}$$

Les dimensions adoptées sont les suivantes :

$$B=95 \text{ cm}$$

$$h=20 \text{ cm}$$

$$d= 40 \text{ cm}$$

13.2. Calcul des armatures :

Les armatures seront calculées en considérant une bande de 1m

$$N_u=1471.45 \text{ KN}$$

$$M_u = \frac{N_u(B-b)^2}{8B} = \frac{1471.45 (1-0.45)^2}{8 \times 1} = 48.40 \text{ KN.m}$$

$$A = \frac{M_u}{Z \sigma_{st}} \quad \text{avec : } Z = 0.9d$$

$$A = \frac{48.40 \times 10^6}{0.9 \times 400 \times 434.78} = 0.19 \text{ cm}$$

On la section d'acier minimal donné par le RPA99/version 2003

$$A_{\min} = 1.18 \text{ cm}^2$$

Soit $A_{ad} = 5\text{HA}10 = 5.65 \text{ cm}^2$ avec un espacement de $e=20\text{cm}$

13.4. Les armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{9.36}{4} = 2.34 \text{ cm}^2$$

On opte pour : 4HA10=3.12cm²

14. Vérification du tassement différentiel :

Le **tassement différentiel** est par définition un mouvement d'enfoncement du sol non uniforme sous l'action d'une charge. Ce phénomène peut provoquer de graves désordres dans la structure.

Pour cela nous allons calculer poids totale qui repose sur notre sol.

On doit vérifiée la loi suivante : $P_t \leq \sigma_{sol}$

P_t : poids totale des différents composants de la fondation

$\overline{\sigma}_{sol}$ = contrainte du sol qui équivaux a 2.5 bars

14.1. Poids du gros béton :

$$P_1 = 0.55 \times 1.73 \times 12.20 \times 22 = 246.09 \text{ KN.m}^2$$

14.2. Poids de la semelle :

$$P_2 = 1.53 \times 0.45 \times 25 \times 12 = 206.50$$

14.3. Poids de la nervure :

$$P_3 = 0.45 \times 0.45 \times 25 \times 12 = 60.75$$

14.4. Poids de la longrine

$$P_4 = 0.30 \times 0.50 \times 25 \times (0.54 \times 2) \times 3 = 12.15$$

14.5. Poids du remblai :

$$P_4 = 0.54 \times 0.35 \times (5.8 + 5.8) \times 2 \times 18 = 78.92$$

14.6. Poids de la plate forme :

$$P_5 = 0.54 \times 0.12 \times (5.8 + 5.8) \times 2 \times 25 = 37.58$$

$$P_t = P_1 + P_2 + P_3 + P_4 + P_5 = 641.99 \text{ KN.m}^2$$

14.7. Surface d'assise de la semelle :

$$S_a = 12.20 \times 1.73 = 21.10 \text{ m}^2$$

Donc : $P_v / S_a \leq 2.5 \text{ bars}$

$$641.99 / 21.10 = 30.42 \text{ KN/m}^2 = 0.30 \text{ bars}$$

0.30 bars \leq 2.5 bars Condition vérifiée

Remarque :

Pas de risque de tassement différentielle dans le cas de notre structure le sol reprend bien les charges qui lui

Serrons transmise.

Conclusion

Pour commencer, ce projet de fin d'études, consiste a l'étude d'un bâtiment a deux blocs distincts, avec un (R+3) pour le premier bloc, et un (R+5 avec entre-sol et sous-sol) pour le deuxième bloc, à ossature mixte.

Etant la première expérience qui ma permis de mettre en application, les connaissances théoriques et pratiques ; acquises tout au long de mon cursus.

En tenant compte des règlements en vigueur. (RPA version 2003, DTR, BAEL91...).

Les objectifs sécuritaires de notre structure , qui est soumise a des efforts externes tel que les séismes sont atteints, si les critères ci-après, relatifs a la résistance ,la ductilité des matériaux , la stabilité des fondation , la dimension des joints sismiques, éventuellement les déformation (dus aux charges ,surcharges ,et séismes) ainsi que la stabilité de forme (effet P- Δ) , sont satisfaites simultanément.

Enfin pour terminer, l'objectif principale de la conception est de réduire le risque sismique a un niveau minimal, et de facilité l'exécution de l'ouvrage ; en adaptant une conception optimal qui satisfait les exigences architecturale, sécuritaire et économique.

Nous souhaitons que ce travail soit bénéfique pour les promotions à venir.

Bibliographie

- Règles parasismiques Algériennes (RPA99.modifié en 2003)

«Document technique réglementaire DTR B C2-48

- Règles techniques et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites ; BAEL 91.

- Béton armé BAEL 91 ; modifié et DTU associés (Jean-Pierre MOUGIN)

- Formulaire du béton armé 1 ,de ‘ Victor Davidivici ‘

(Eléments de calcul interface béton armé / charpentes métalliques)

- Règles du BAEL91, Eurocode 2 , Règles parasismique 92

- Dépôt légal : octobre 1996 , N^o37569

- DTR B.C.2.2 : charges permanentes et charges d’exploitations CGS, Alger 1989.

- Thèses d’ingénieur d’état en génie civil

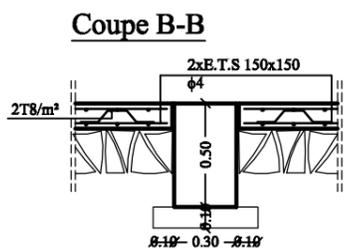
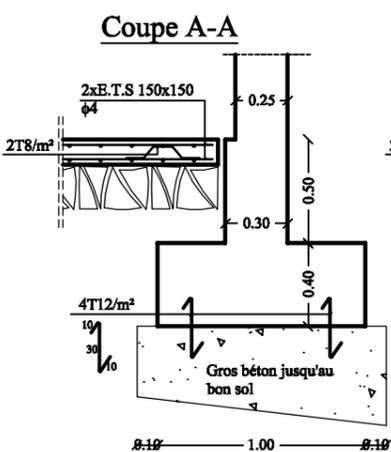
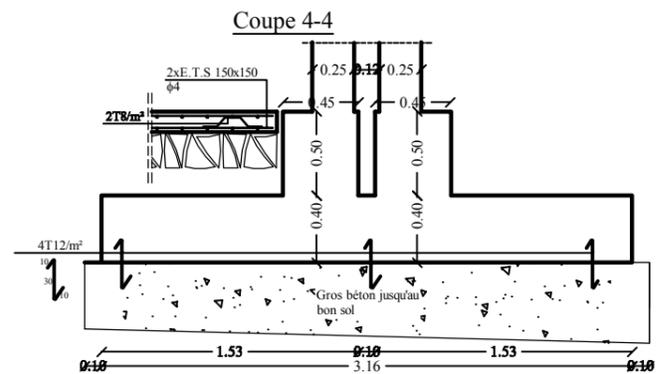
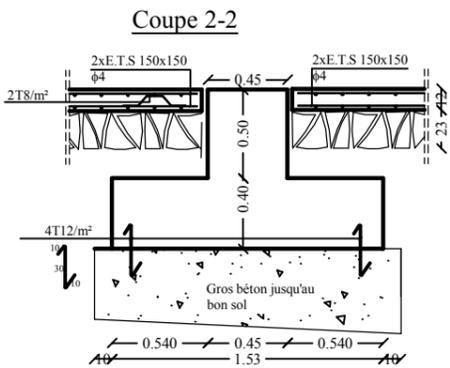
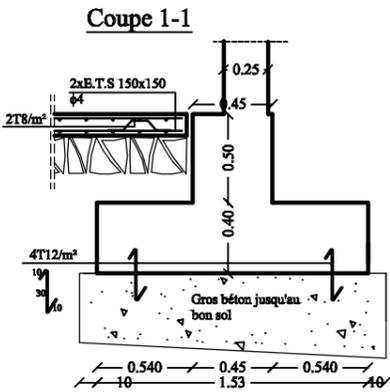
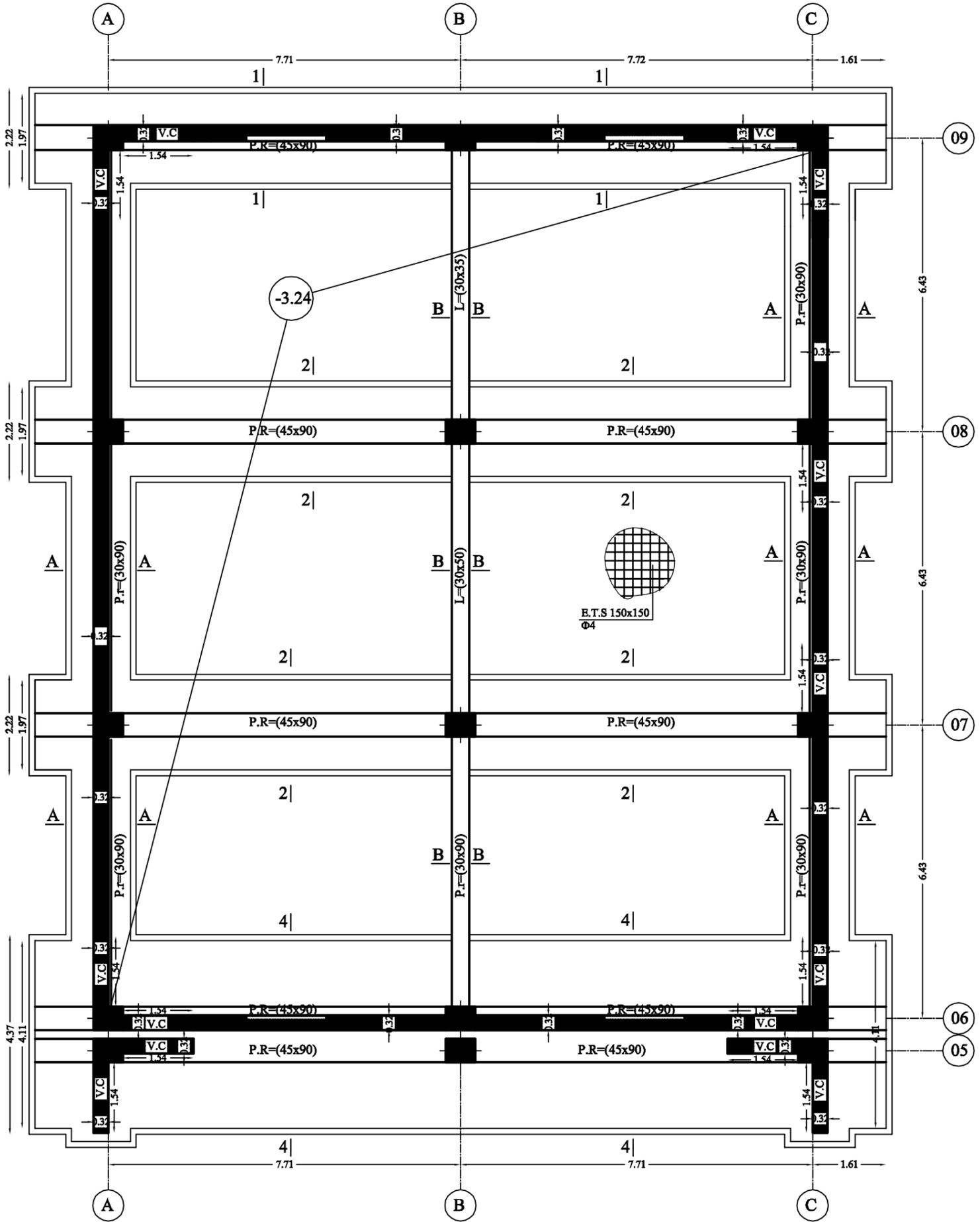
- Cours et T.D des années présidentes :

- Cours béton armé ;UMMTO, (2015-2016), M^{eme} :BELAIDI

- Cours béton armé ;UMMTO, (2018-2019) : M^{er}BOUKAIS

- Cour MDS ;UMMTO,(2016-2018) :M^{er}LOUADJ

Coffrage fondations niv: -3.24 Ech: $\frac{1}{50}$



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

Etudié par :
-M^{elle} TAGZIRT Thilleli

Titre :
**PLAN DE COFFRAGE
PLANCHER FONDATION**

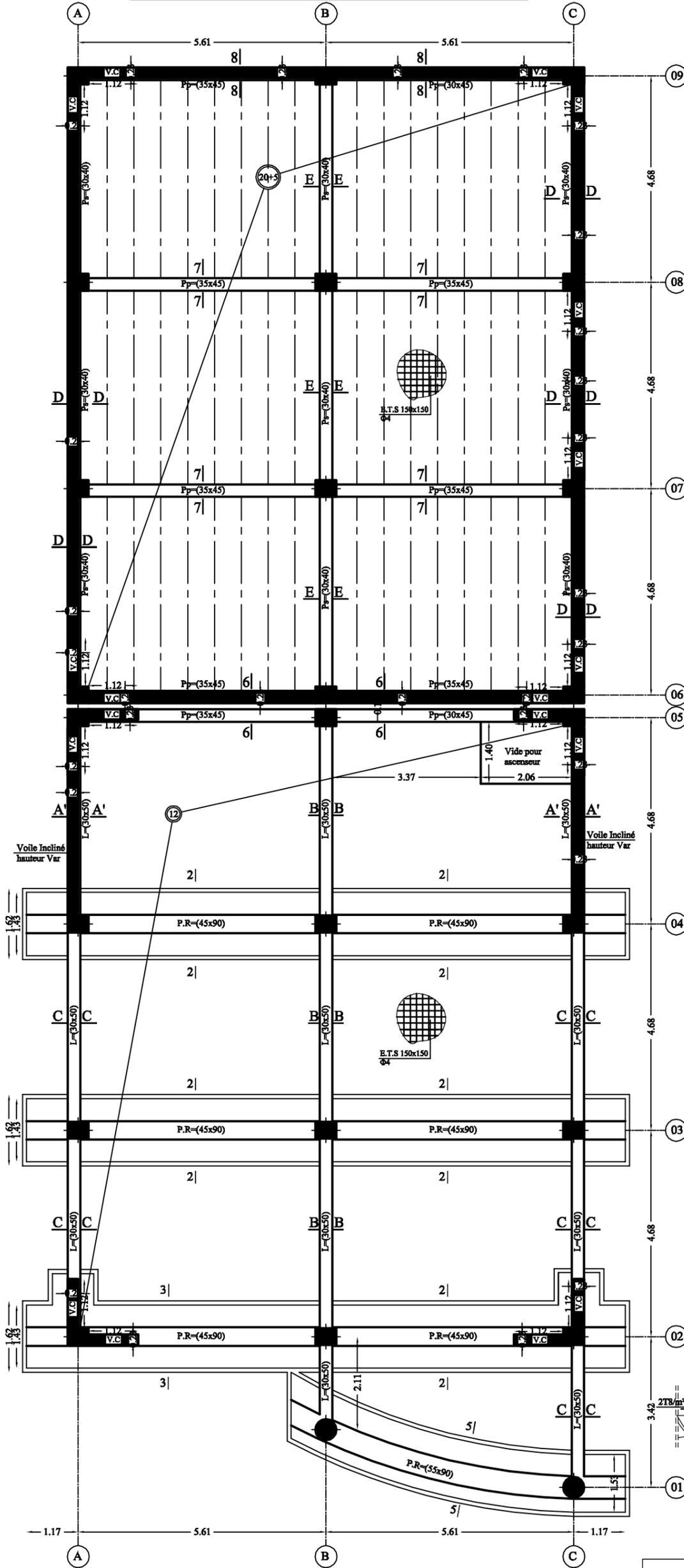
Echelle°: 1/50

Dirigé par :
-M^r BOUAFIA Youcef

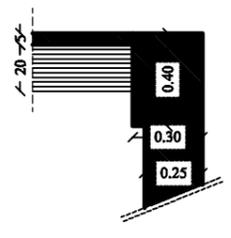
NIV-3.24

Promotion:
2019

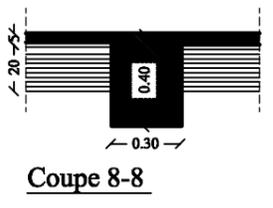
Coffrage plancher fondations niv: ±0.00 Ech: 1/30



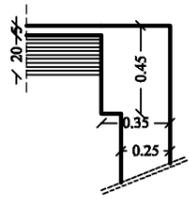
Coupe D-D



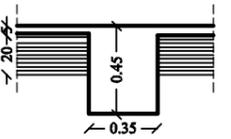
Coupe E-E



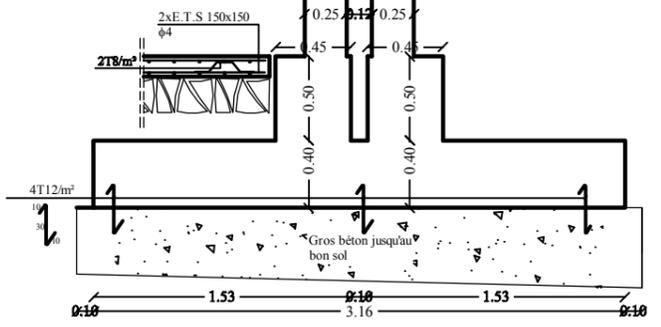
Coupe 8-8



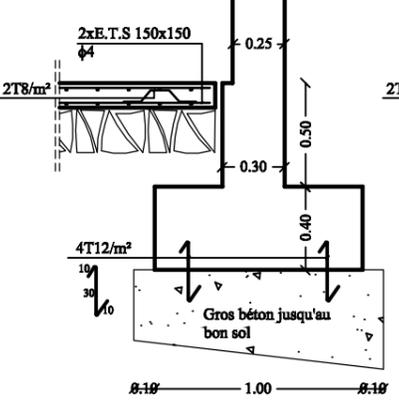
Coupe 7-7



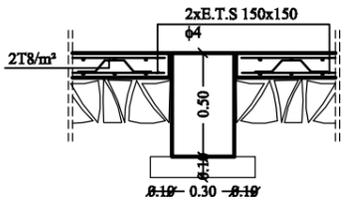
Coupe 4-4



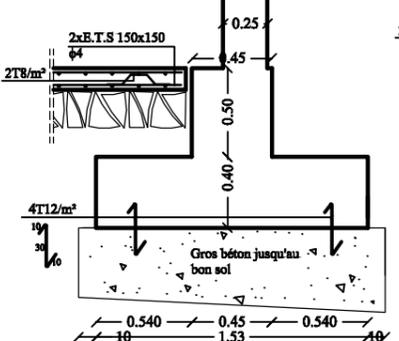
Coupe A-A



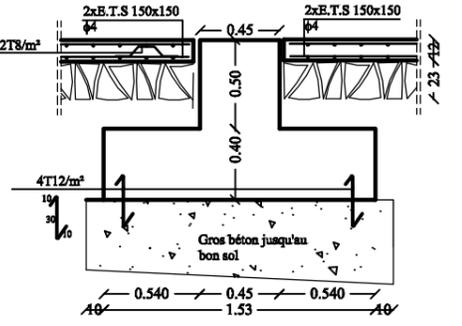
Coupe B-B



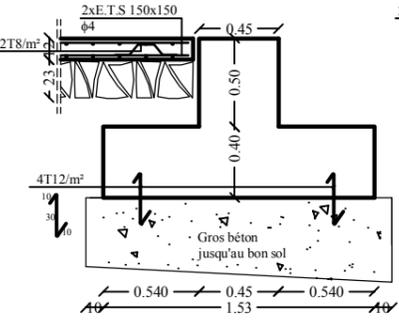
Coupe 1-1



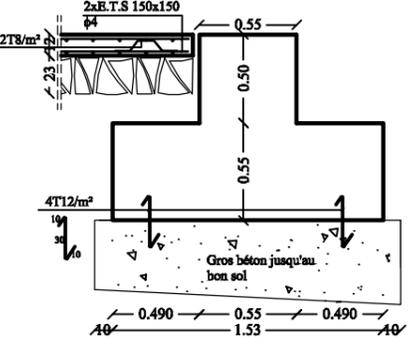
Coupe 2-2



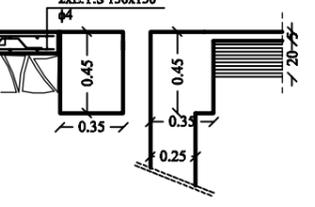
Coupe 3-3



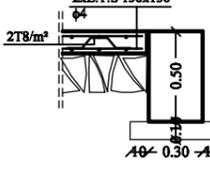
Coupe 5-5



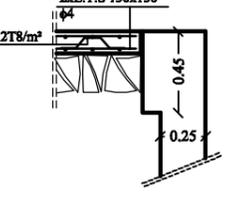
Coupe 6-6



Coupe C-C

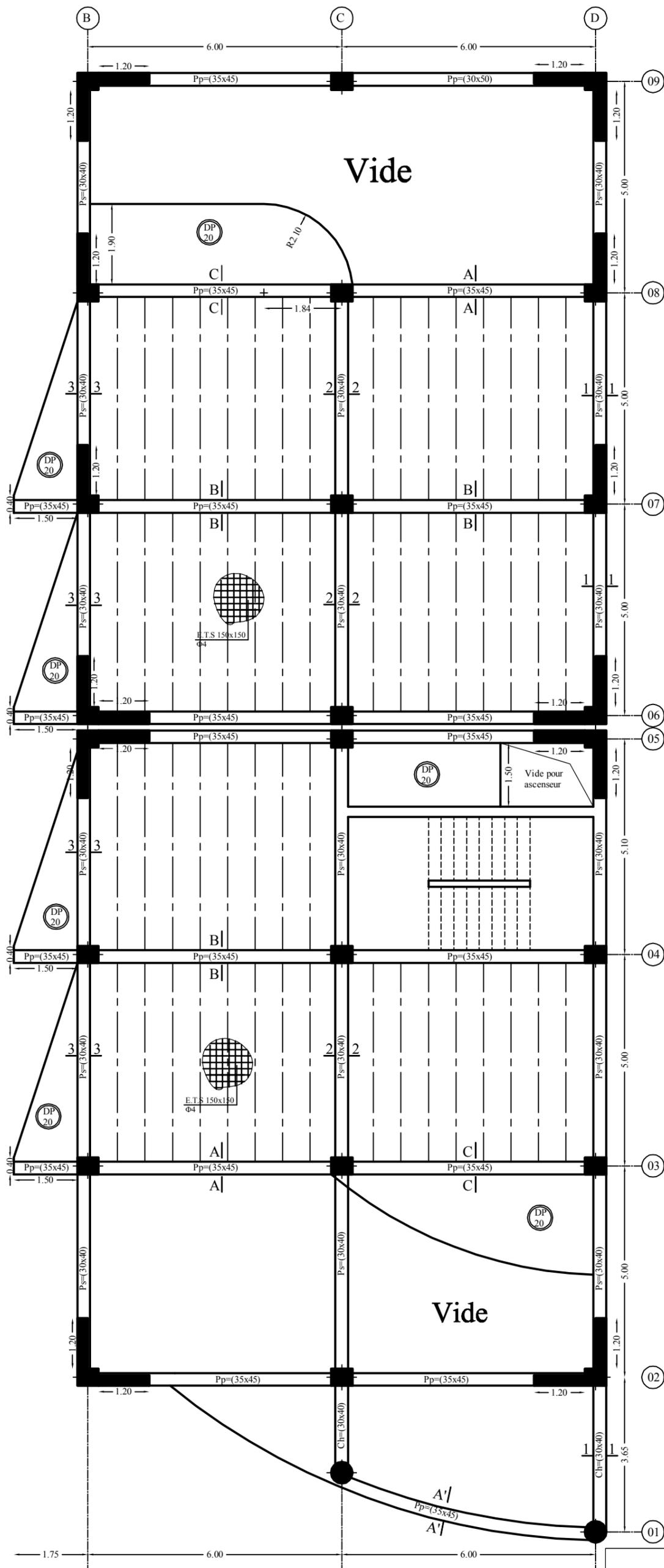


Coupe A'-A'

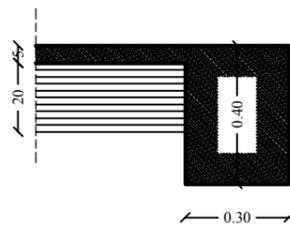


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

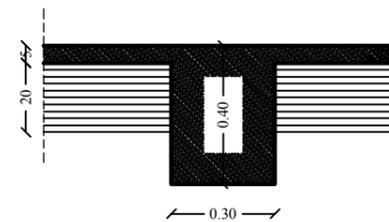
Etudié par : -M ^{elle} TAGZIRT Thilleli	Titre : PLAN DE COFFRAGE PLANCHER FONDATION	Echelle°: 1/50
Dirigé par : -M ^r BOUAFIA Youcef	NIV+0.00	Promotion: 2019



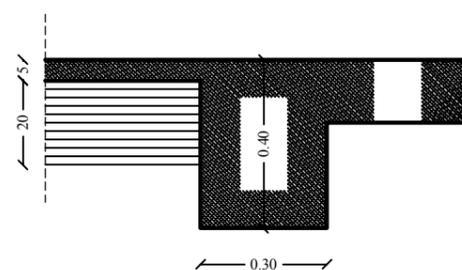
Coupe 1-1



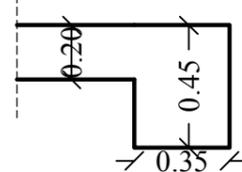
Coupe 2-2



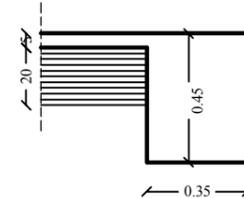
Coupe 3-3



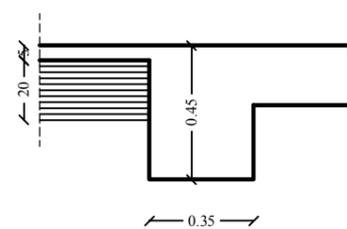
Coupe A'-A' Ech:1/25



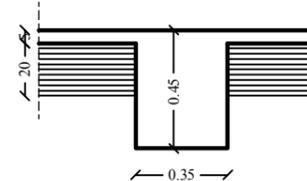
Coupe A-A



Coupe C-C



Coupe B-B



Coffrage plancher niv: +14.99 Ech: 1/50

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

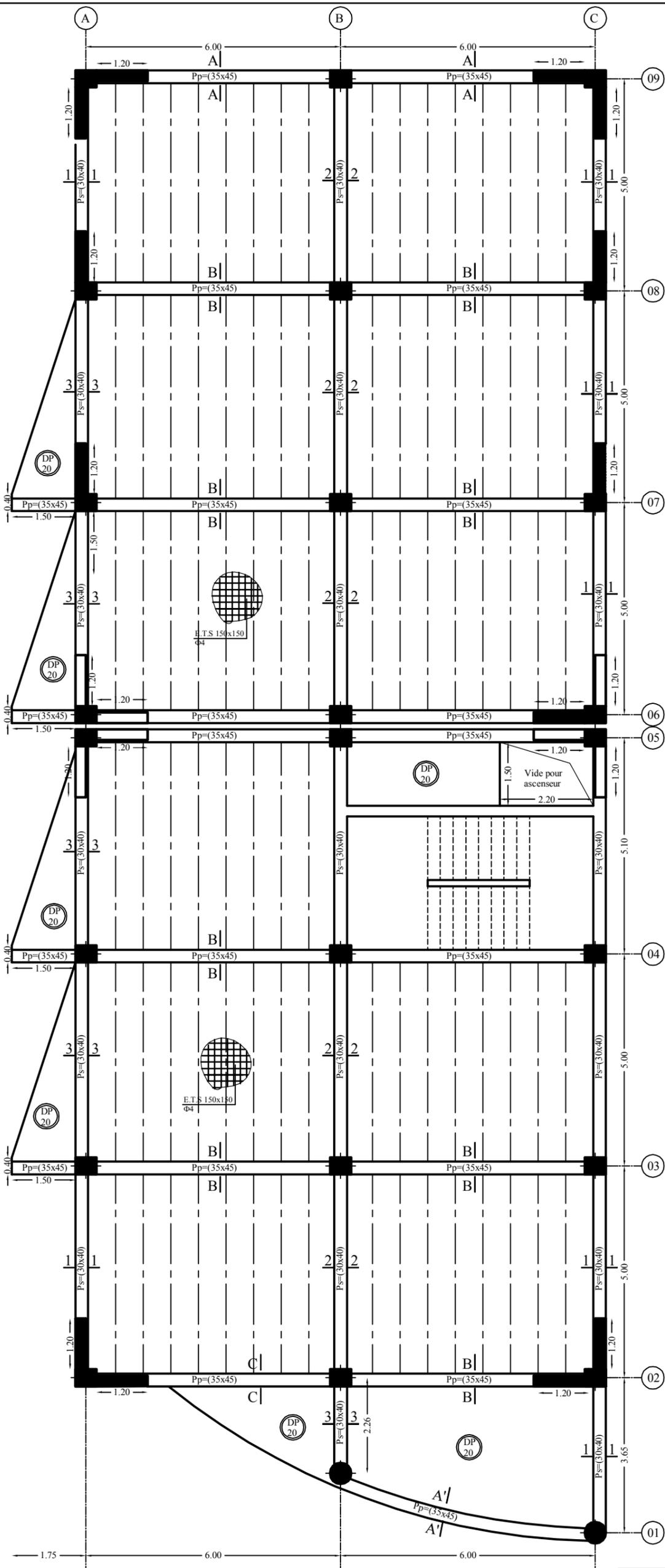
Etudié par :
-M^{elle} TAGZIRT Thilleli

Titre :
Coffrage plancher
niv:+14.99

Echelle: 1/50

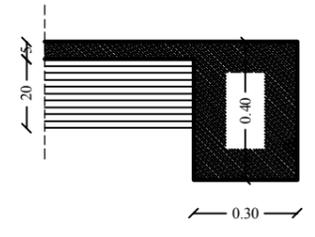
Dirigé par :
-M^r BOUAFIA Youcef

Promotion:
2019

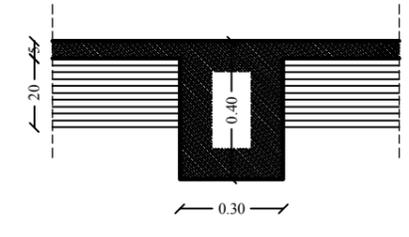


Coffrage plancher niv: +8.50 & +11.73 Ech: 1/50

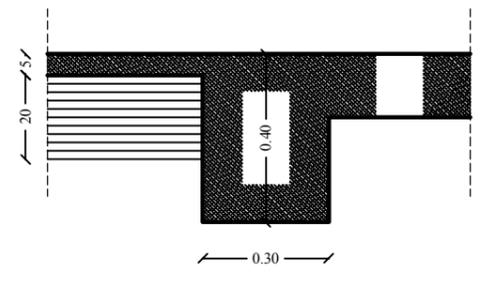
Coupe 1-1



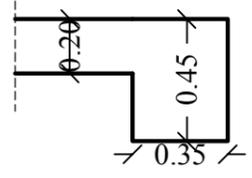
Coupe 2-2



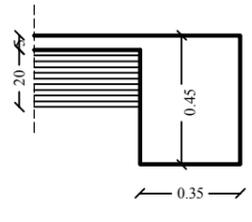
Coupe 3-3



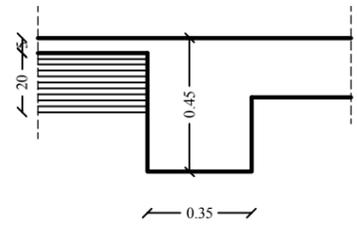
Coupe A'-A' Ech:1/25



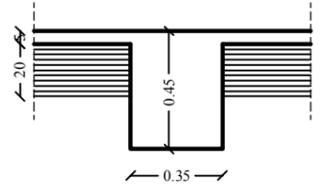
Coupe A-A



Coupe C-C



Coupe B-B



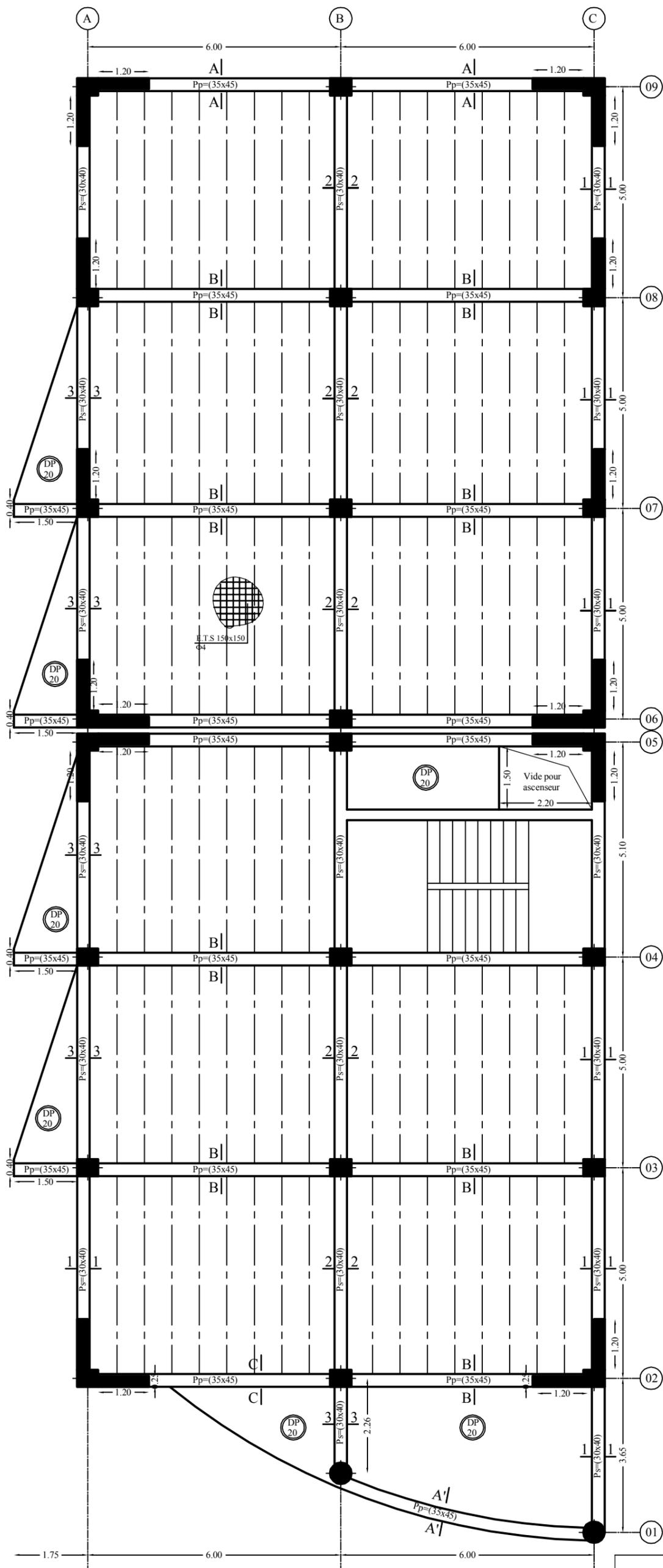
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

Etudié par :
-M^{elle} TAGZIRT Thilleli
Dirigé par :
-M^r BOUAFIA Youcef

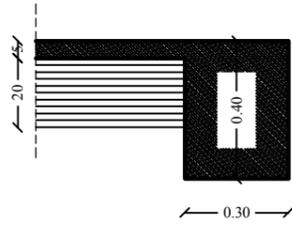
Titre :
Coffrage plancher
niv: +5.50, +11.73

Echelle: 1/50
Promotion:
2019

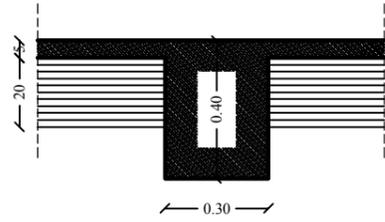


Coffrage plancher niv: +5.27 Ech: 1/50

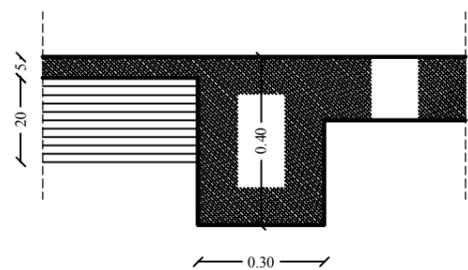
Coupe 1-1



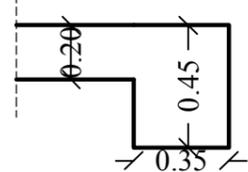
Coupe 2-2



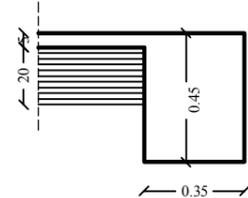
Coupe 3-3



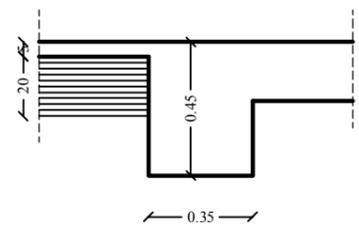
Coupe A'-A' Ech:1/25



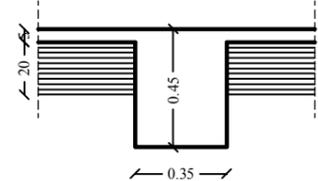
Coupe A-A



Coupe C-C



Coupe B-B



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

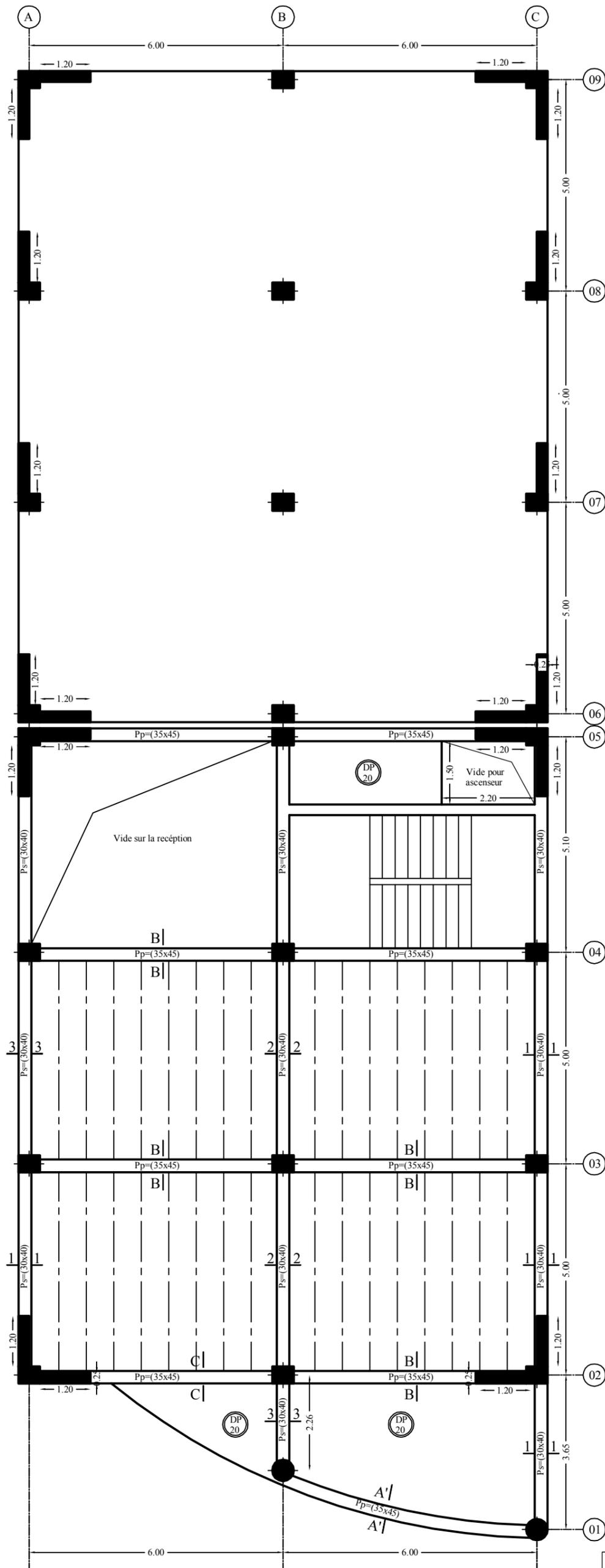
Etudié par :
-M^{lle} TAGZIRT Thilleli

Dirigé par :
-M^r BOUAFIA Youcef

Titre : Coffrage
plancher
niv:+5.27

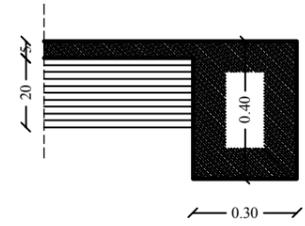
Echelle: 1/50

Promotion:
2019

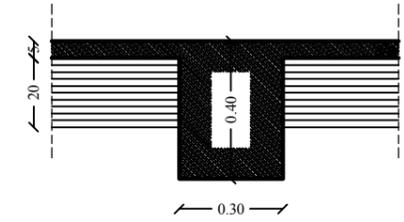


Coffrage plancher niv: +2.72 Ech: $\frac{1}{50}$

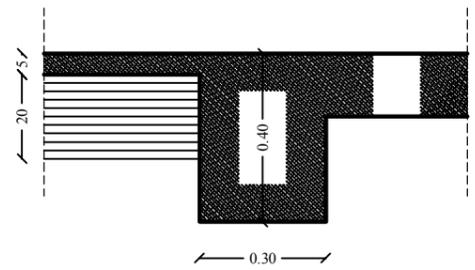
Coupe 1-1



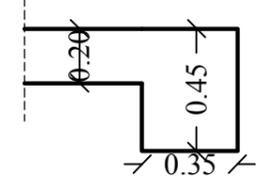
Coupe 2-2



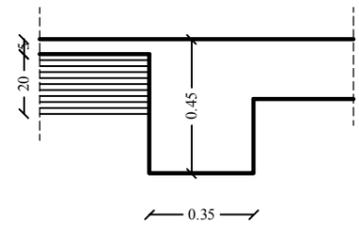
Coupe 3-3



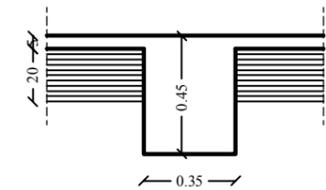
Coupe A'-A' Ech: 1/25



Coupe C-C



Coupe B-B



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

Etudié par :

-M^{elle} TAGZIRT Thilleli

Dirigé par :

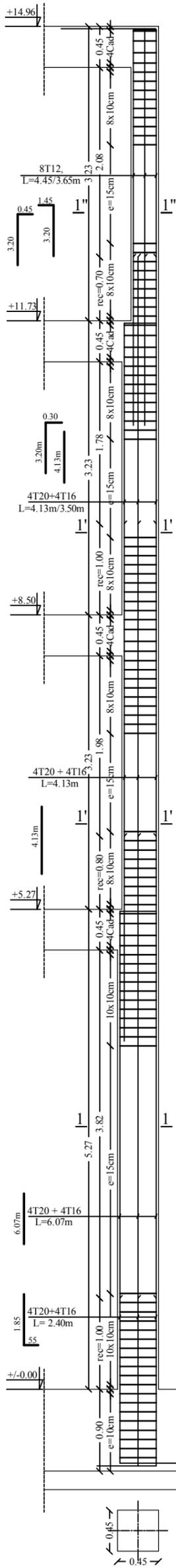
-M^r BOUAFIA Youcef

Titre : Coffrage
plancher
niv: +2.72

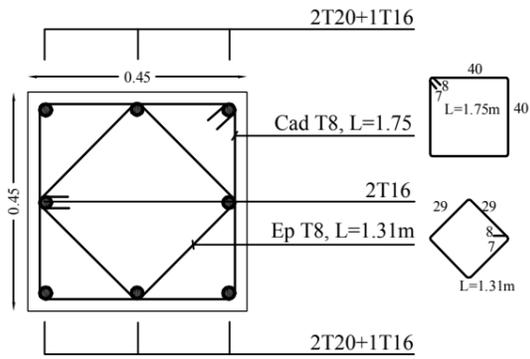
Echelle: 1/50

Promotion:
2019

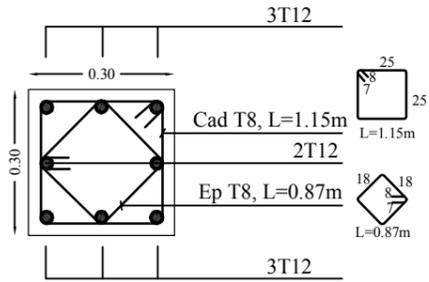
-Poteaux Carrés-



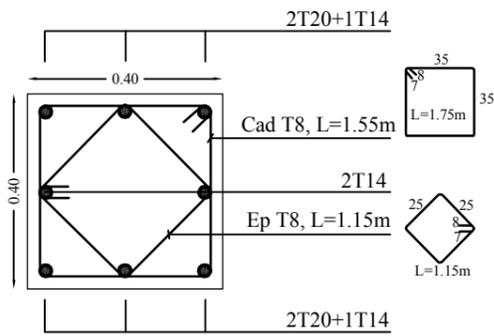
Coupe 1-1



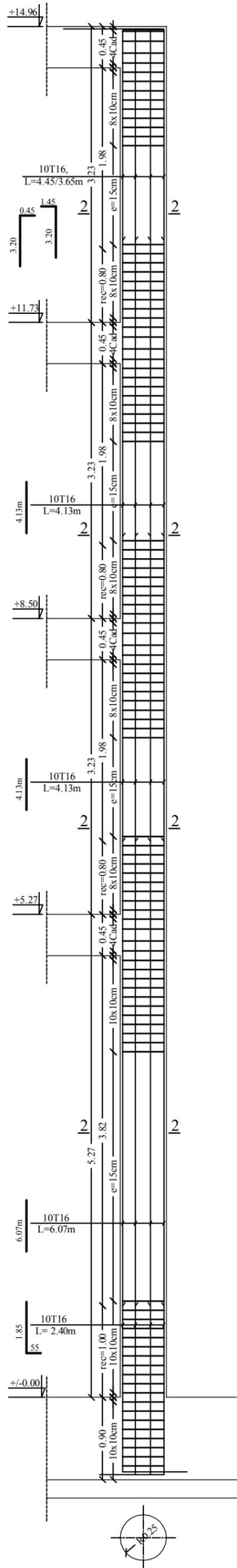
Coupe 1''-1''



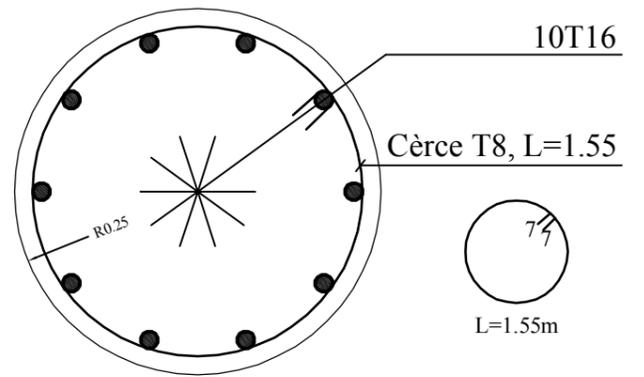
Coupe 1'-1'



Poteaux (B1 & C1) - Nbre 02-



Coupe 2-2



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

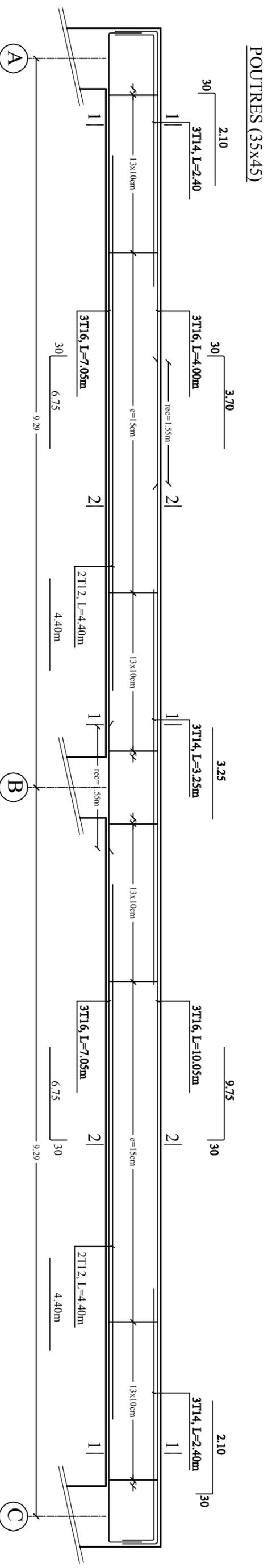
Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

Etudié par :
-M^{elle} TAGZIRT Thilleli
Dirigé par :
-M^r BOUAFIA Youcef

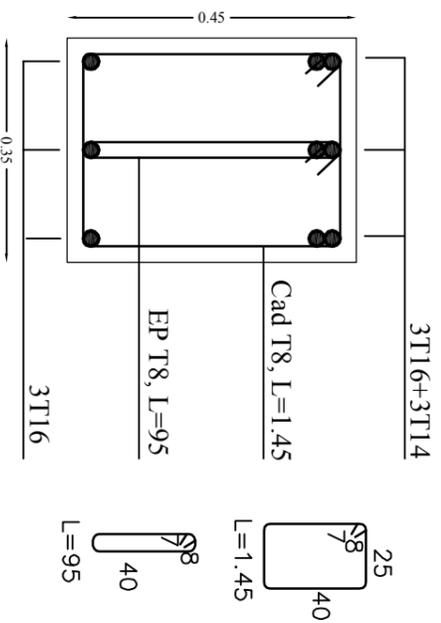
Titre :
**FERRAILLAGE
DES POTEAUX**

Echelle: 1/50
Promotion:
2019

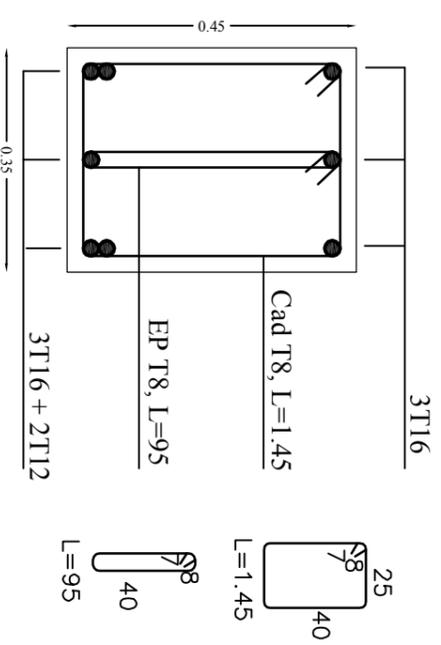
Ferrailage Poutres Principales



Coupe 1-1



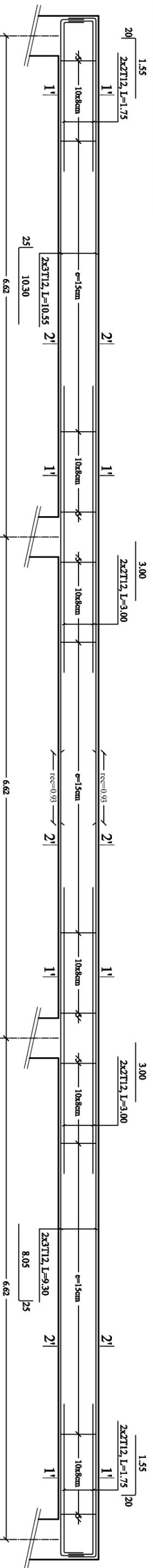
Coupe 2-2



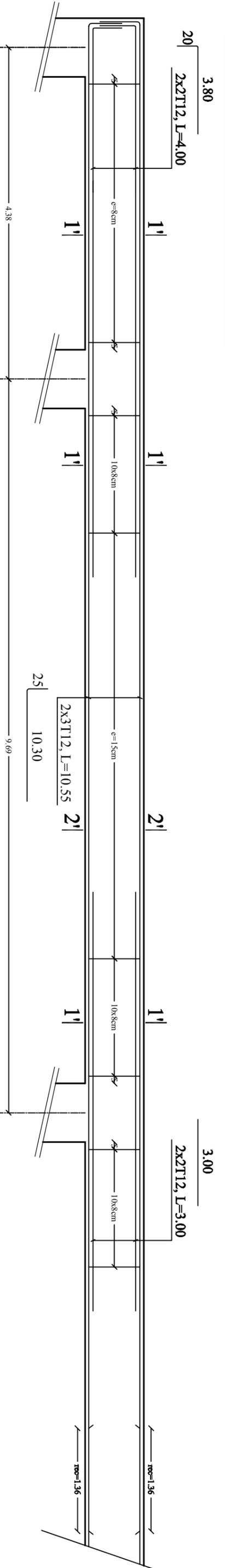
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
<i>Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil</i>	
<i>Etudié par :</i>	<i>Titre :</i>
<i>-M^{elle} TAGZIRT Thilleli</i>	FERRAILLAGE DE LA POUTRE PRINCIPALE
<i>Dirigé par :</i>	<i>Echelle :</i>
<i>-M^r BOUAFIA Youcef</i>	1/51
	<i>Promotion :</i>
	2019

Ferrailage Poutres secondaires

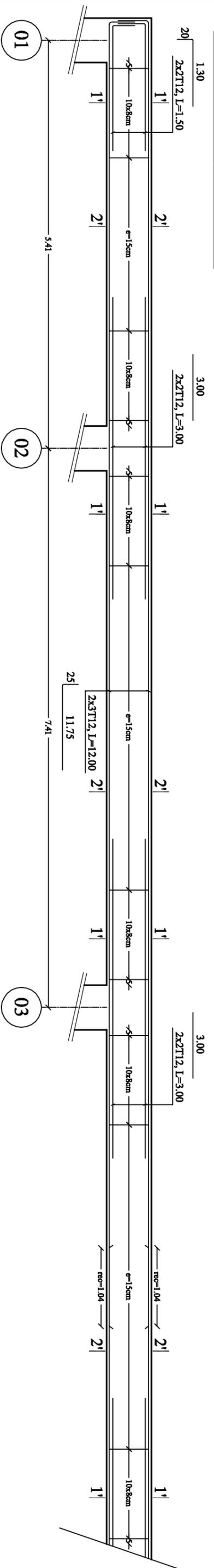
Poutres secondaires (30x40) : File (A)



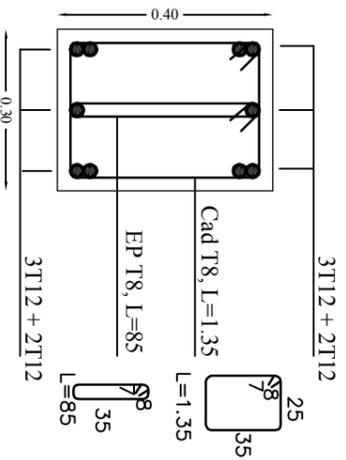
Poutres secondaires (30x40) : File (B)



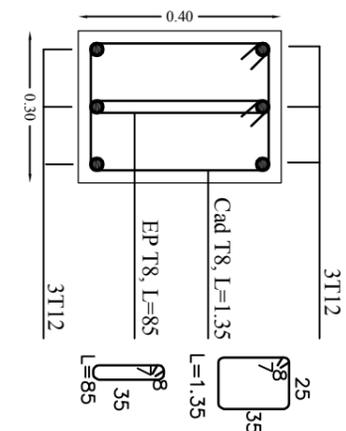
Poutres secondaires (30x40) : File (C)



Coupe 1'-1'



Coupe 2'-2'



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

Etudié par :

-M^{elle} TAGZIRT Thilleli

Titre :

FERRAILLAGE DES
POUTRES
SECONDAIRES

Echelle: 1/50

Dirigé par :

-M^r BOUAFIA Youcef

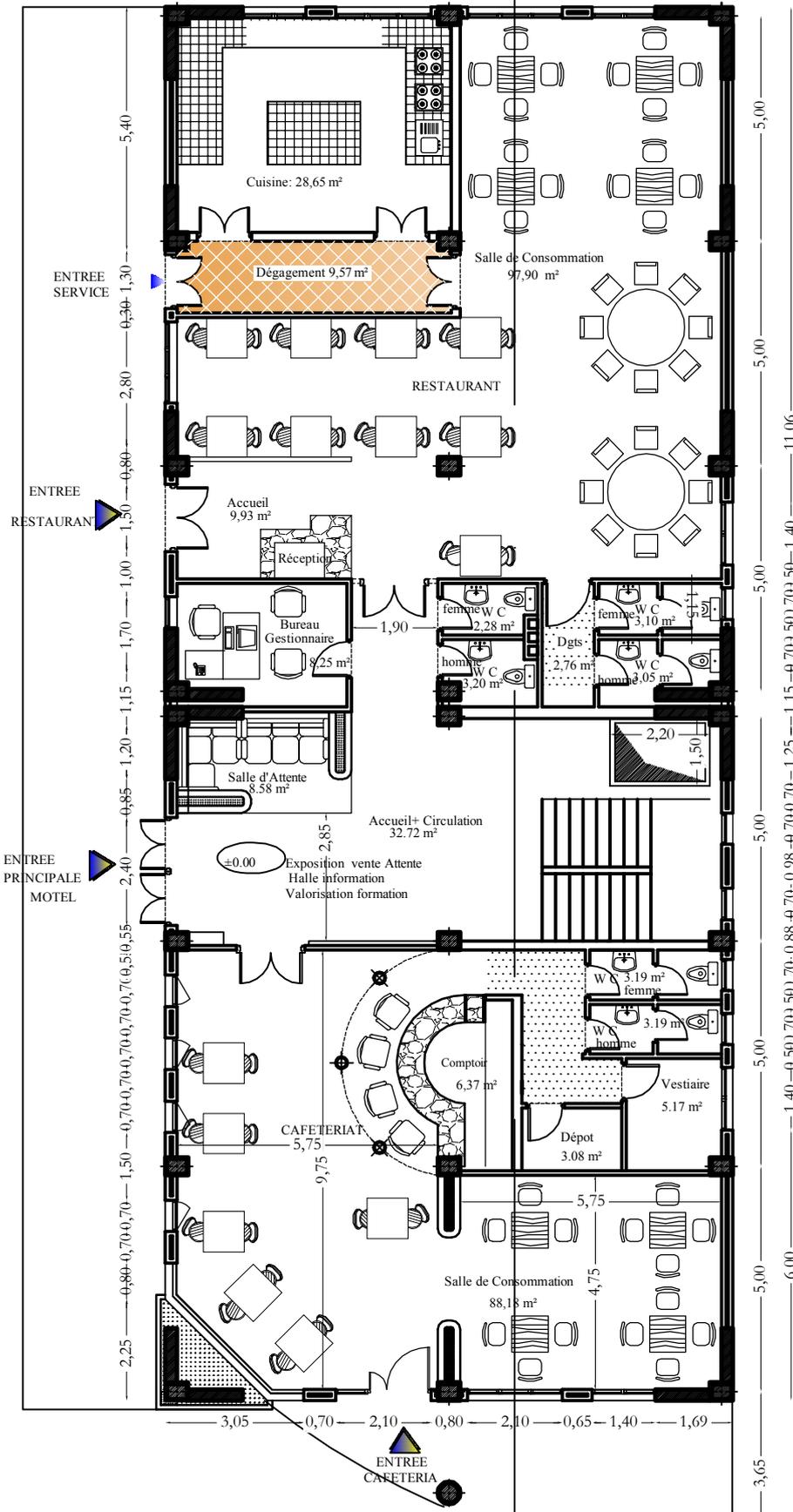
Promotion:
2019



12,50

1,70 1,40 0,71 1,97 0,87 2,10 0,65 1,40 1,70

6,00 6,00

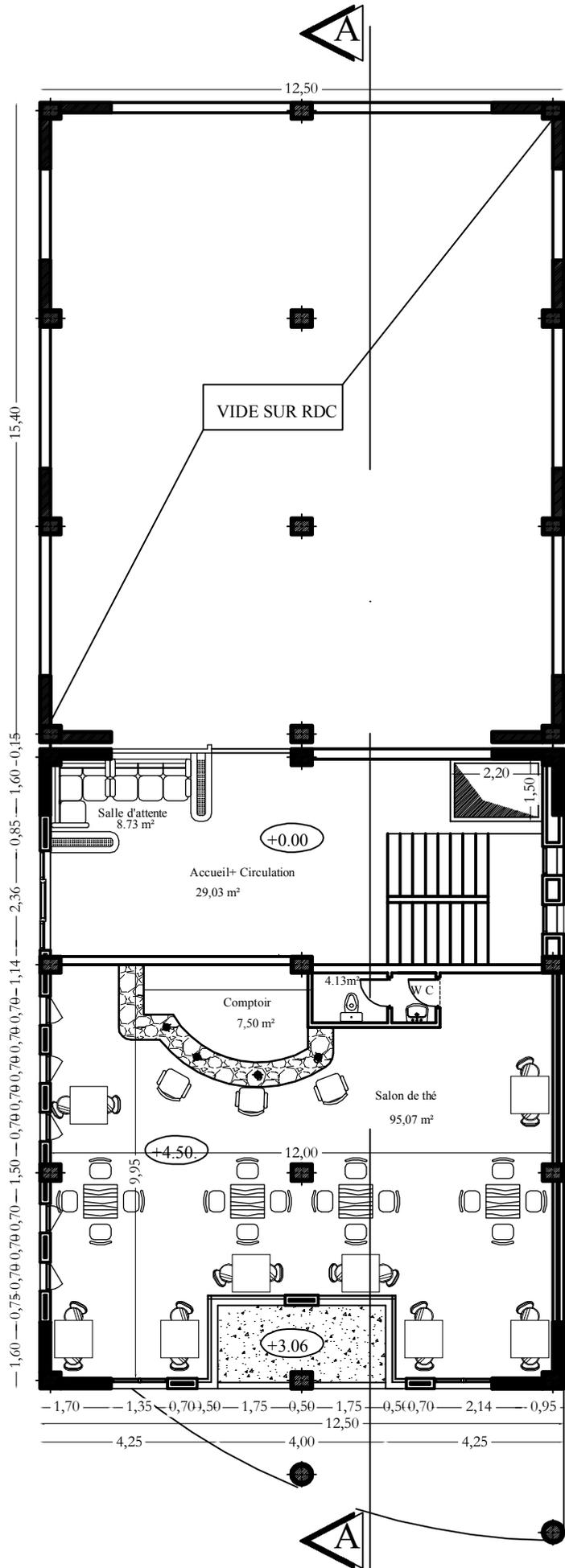


PLAN DE RDC

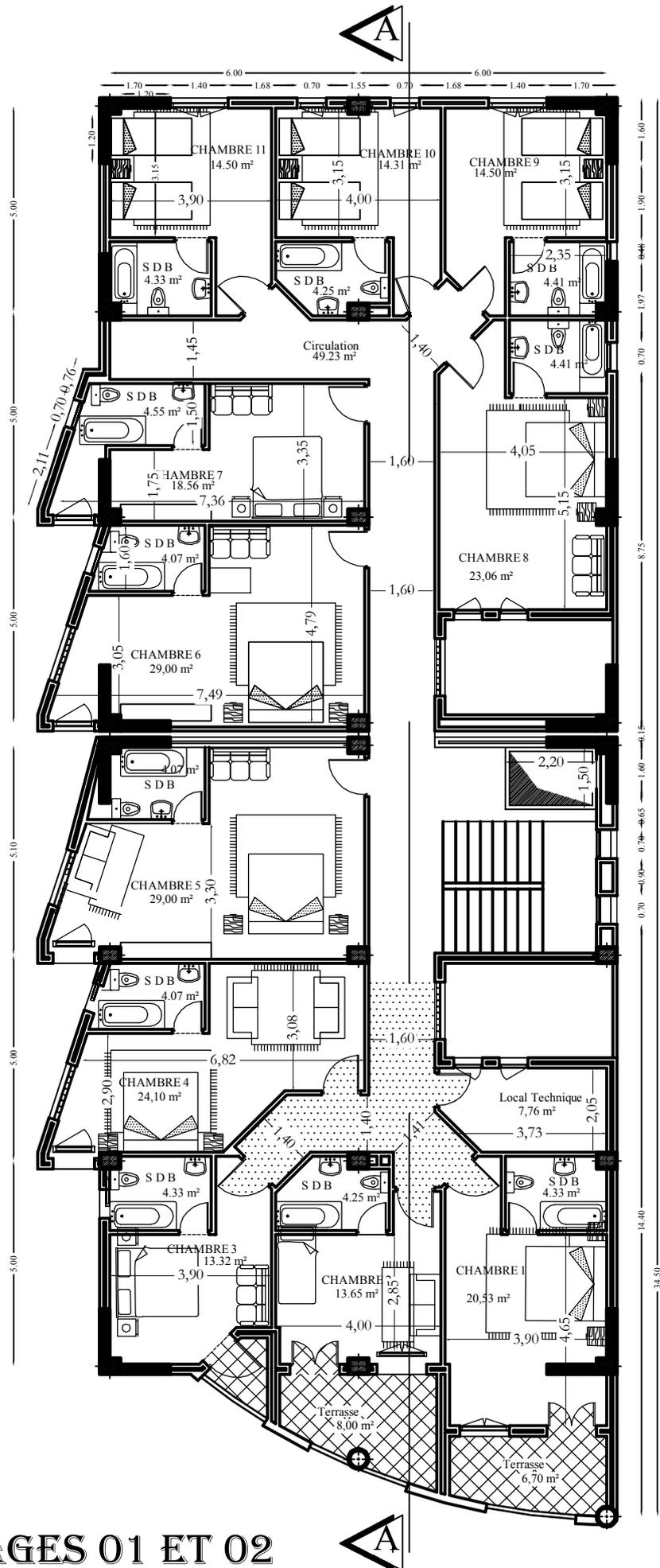


SARL MERKITOU SERVICES

CRÉATION D'UN RELAIS ROUTIER AVEC STATION DE SERVICE
GPL/C, SITUÉ AU LIEU DIT AGOULMIM, VILLAGE AGUEMOUN,
COMMUNE D'FLISSEN, DAIRA DE TIGZIRT, WILAYA DE TIZI-OUZOU

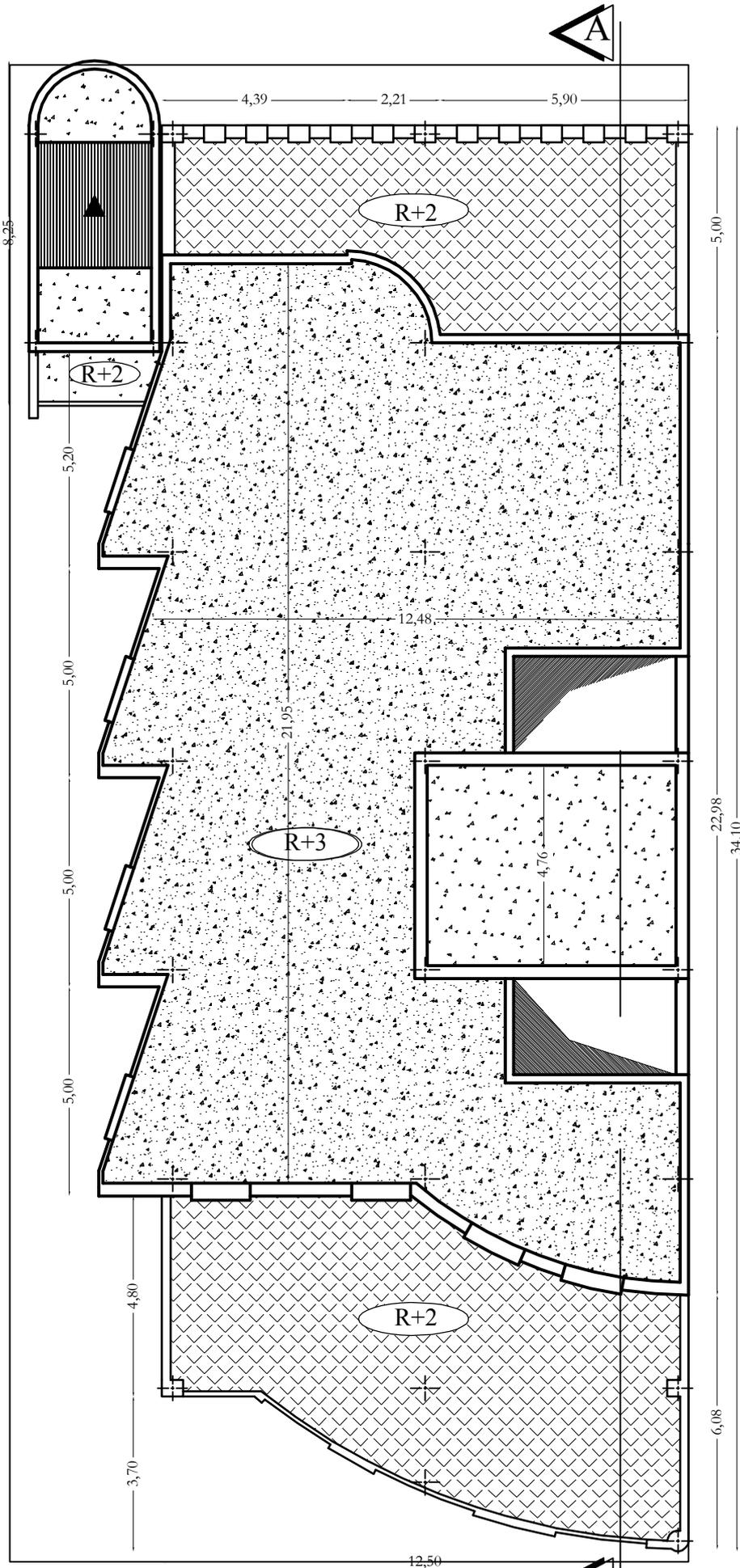


PLAN DE L'ENTRE SOL



PLAN DES ETAGES 01 ET 02

PLAN DE TOITURE



CRÉATION D'UN RELAIS ROUTIER AVEC STATION DE SERVICE
 GPL/C, SITUÉ AU LIEU DIT AGOULMIM, VILLAGE AGUEMOUN,
 COMMUNE D'IFLISSEN, DAIRA DE TIGZIRT, WILAYA DE TIZI-OUZOU

SARL MERKITOU SERVICES