

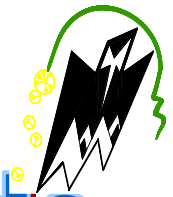
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

Université Mouloud Mammeri de Tizi ouzou

Faculté du génie de la construction

Département de génie civil



memoire de fin d'étude

En vue d'obtention du diplôme d'ingénieur d'Etat en génie civil.

Option : construction civil et industriel.

THEME

*Etude d'un bâtiment (R+10+S/Sol) à usage
d'habitation et commercial
Contreventement mixte (voiles+portiques)*



Etudié par: M^r BOUSSAFEUR LYES
M^r IMARAZENE OUAFIK

Dirigé par : M^{me} SMAHL.R

2018-2019

REMERCIEMENTS

En premier lieu, nous remercions dieu le tous puissant.

*En second lieu, nous tenons à adresser nos vifs remerciements à notre promoteur **M^{me} SEMAHI***

Pour ses orientations et conseils tout le long de notre travail.

Ainsi que l'ensemble des enseignants qui ont contribué à notre formation et le personnel de l'institut de génie civil.

Nous tenons également à remercier toutes les personnes qui ont participé de près ou de loin à la réalisation de ce projet.

Nos vifs remerciements iront aussi aux membres de jury qui nous feront l'honneur de juger ce travail et de l'enrichir par leurs propositions.

DEDICACE

*“Malgré les obstacles qui s’opposent, des difficultés qui s’interposent,
les études sont avant tout notre unique et seul atout”*

Je dédie ce travail,

A mes très chers parents

Honorables, aimables, vous représentez pour moi le symbole de la bonté par excellence, la source de tendresse et l’exemple du dévouement qui n’a cessé de m’encourager et de prier pour moi. Vos prières et vos bénédictions m’ont été d’un grand secours pour mener à bien mes études. Aucune dédicace ne serait exprimée l’amour, l’estime et le respect que j’ai toujours eu pour vous, rien au monde ne vaut les efforts fournis jour et nuit pour mon éducation et mon bien être.

Ce travail est le fruit de vos sacrifices

Là où vous êtes, soyez fiers de moi.

A mes très chères sœurs, Hanane, Lynda et Nina

Et à mon beau frère Lahlou Ait chekdid

A tous les membres de l’association DJEK EL KHIR qui ont cru en moi, qui m’ont donné le courage et la force

A toute ma grande famille et mes très chers cousins

A mon binôme Ilyes et Dyhia et à tous mes amis et camarades qui ont su à travers leurs conseils et aides à mener ce travail à terme.

IMARAZENE OUAFIK

« Moulay »

Introduction

Afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant la sécurité du public, les ingénieurs civils s'occupent de la conception de la réalisation; de l'exploitation et de la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures urbaines par un ensemble de techniques portant sur l'art de bâtir en général, notamment des bâtiments et constructions civiles.

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

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

Mon projet de fin d'études consiste à étudier un bâtiment (R+10+SS) comportant un contreventement mixte, à usage d'habitation et commercial; Il s'inscrit de manière logique et naturelle dans mon parcours d'étudiant en master et vient concrétiser et finaliser ma formation.

Notre travail est organisé sous forme de chapitres, où les trois premiers donnent des informations concernant le bâtiment ainsi que les matériaux utilisés, le calcul des charges et surcharges que subissent les éléments principaux de la structure, le pré-dimensionnement et le calcul des éléments.

Par la suite, les trois chapitres qui en suivent, nous avons procédé à la modélisation et l'analyse du bâtiment ainsi que le choix du système de contreventement, tout en exploitant les résultats pour effectuer les vérifications préconisées par le RPA 99 version 2003.

Nous donnons, dans le septième chapitre, le calcul du ferrailage ainsi que les schémas de ferrailage pour chaque élément.

Dans le dernier chapitre, nous nous sommes intéressées au choix du type de fondation et au calcul de son ferrailage.

Enfin, nous avons terminé par une conclusion, qui synthétise l'ensemble des connaissances acquises, ouvrant sur des perspectives.

I.1.Introduction :

Chaque travail a un but précis à satisfaire, comme tout ouvrage de génie civil, notre bâtiment doit être calculé de façon à assurer la stabilité et la sécurité des usages pendant et après la réalisation avec le moindre coût.

Dans ce premier chapitre on s'intéressera à la présentation global de l'ouvrage par la citation des différentes caractéristiques géométriques ; les éléments qui le constituent ; les règlements utilisés et enfin les caractéristiques des matériaux employés.

I.2.Présentation de l'ouvrage :

Notre projet consiste en l'étude et calcul des éléments résistants d'un bâtiment (R+10+sous-sol) à usage d'habitation et commercial. Le lieu d'implantation et la wilaya de **TIZI OUZOU** Commune et Daïra de **TIZI OUZOU** qui est classée selon le RPA 99 version 2003 comme étant une zone de sismicité moyenne (**Zone IIa**).

Les calculs seront conformes aux règlements en vigueur, à savoir ;

- ❖ Le Règlement Parasismique Algérien (**RPA 99-version2003**).
- ❖ Les techniques de conception et de calcul des ouvrages et des constructions en béton armé suivant la méthode des états limite (**BAEL 91- modifié 99**).

I.3. L'étude géotechnique du sol:

- ❖ L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2:Ouvrage courant ou d'importance moyenne
- ❖ Le site est considéré comme site meuble : catégorie S3
- ❖ La Contrainte admissible du sol est de 2bars.

I.4. Caractéristiques de l'ouvrage :

- ❖ **Caractéristiques géométriques :** voir plans d'architecture

Cette tour est composé :

- ✓ D'un(01)sous sol à usage commercial ;
- ✓ D'un (01)RDC usage d'habitation;
- ✓ De dix(10)étages courants à usage d'habitation ;
- ✓ D'une(01) cage d'escaliers ;
- ✓ D'une (01)cage d'ascenseur ;
- ✓ D' une (01)terrasse inaccessible ;

❖ **Dimension en élévation :**

Longueur totale de la tour.....	L= 19.65 m
Largeur totale de la tour.....	l = 16.45 m
Hauteur de sous sol.....	H_{s-sol}=4 m
Hauteur du rez-de-chaussée et sous sol.....	H_{rdc} = 3..06 m
Hauteur d'étage courant.....	H_c= 3.06 m
Hauteur totale	H_t= 34.76 m
Acrotère	H_a= 0,65m

I.5. Eléments de la structure :**I.5.1.Ossature :**

L'ossature est composée de :

- Portique(poutres et poteaux).
- Voiles porteurs en béton armé, dans les deux sens.

I.5.2.Planchers:

les planchers sont des aires planes limitant les étages et supportant les revêtements (charges et surchargés). Les planchers assurent deux fonctions principales :

❖ **Fonction de résistance mécanique :**

les planchers supposés infiniment rigides dans le plan horizontal, supportent leurs poids propres et les surcharges d'exploitation et les transmettent aux éléments porteurs de la structure.

❖ **fonction d'isolation :**

Ils isolent thermiquement et acoustiquement les différents étages.

Dans notre cas on a un plancher à corps creux plus une dalle de compression :

Qui sont portés par des poutrelles disposées parallèlement aux petites portées des travées (espacé de 65 cm) sur lesquelles sont posés les corps creux (Hourdis).Elles assurent la transmission des charges aux éléments porteurs de la structure (poteaux, poutres).

Nous avons opté pour des dalles en corps creux pour les raisons suivantes :

- Les portées des poutres ne sont pas importantes.
- La facilité de réalisation ;
- Diminuer le poids de la structure et par conséquent la résultante de la force sismique.
- Economie (exemple: le coffrage par des éléments en bois récupérables).

Le plancher terrasse est (inaccessible) et possède un complexe d'étanchéité avec une forme de pente (2%) en béton pour faciliter l'écoulement des eaux pluviales.

I.5.3.Les voiles :

Un voile est un élément qui a une importance prépondérante dans la résistance et l'équilibre de la structure, il est caractérisé par une forme géométrique spécifique qui lui offre Une importante inertie, grâce à laquelle il soulage considérablement les poteaux et les poutres dans une structure mixte (portiques-voiles).

I.5.4.Les escalier :

Le bâtiment est muni d'une seule cage d'escalier, une partie est destinée a assuré l'accès aux différents étages, Tandis que l'autre partie due pour assuré le passage ver le sous sol. Ce sont des escaliers réalisées en béton armé à deux ou trois volées coulés sur place .Elles seront constituées de palier de paillasse en béton armé. . Il est prévu également un ascenseur ,vu le nombre d étages supérieur à cinq .

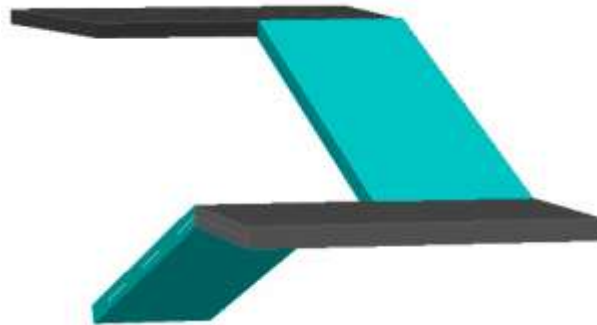


Figure I.1 : schéma d'un escalier droit.

I.5.5.Cage d'ascenseur :

Le bâtiment comporte d'une seule cage d'ascenseur qui sera réalisé en béton armé coulé sur place. , il est composé essentiellement de la cabine et de sa machinerie.

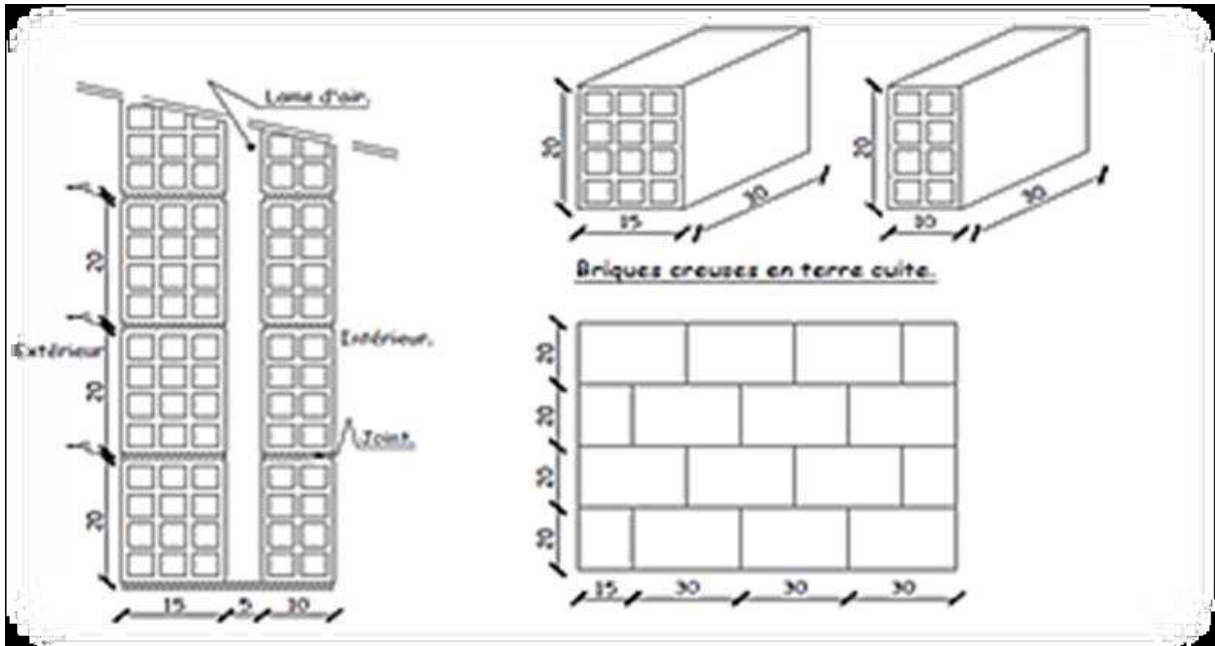
I.5.6.La maçonnerie :

❖ Murs extérieurs :

les façades sont en double cloison de briques creuses d'épaisseur de 30 cm (cloison extérieur de 15cm et intérieur de 10cm) avec une lame d'air de 5 cm d'épaisseur afin d'assurer l'isolation thermique et phonique.

❖ **Murs intérieurs :**

sont des murs de séparation réalisés en briques creuses de 10 cm d'épaisseur.

**I.5.7.Revêtements :**

Les revêtements utilisés sont :

- Carrelage pour les planchers et les escaliers.
- Céramique pour les salles de bain et cuisine.
- Plâtre pour les cloisons intérieures et les plafonds.
- Mortier de ciment pour les murs de façade et la cage d'escaliers.
- Protection multicouche pour la terrasse.

I.5.8.Les enduits :

On désigne par enduit un produit plus ou moins pâteux destiné à recouvrir tout ou partie d'une surface (verticale ou horizontale) d'une manière uniforme, en vue de réaliser une ou Plusieurs des actions suivantes :

- Imperméabilité.
- Etanchéité.
- Finition.

I.5.9. Porte-à-faux :

Ce sont des aires consolidées au niveau de chaque plancher, ils sont réalisés en corps creux.

I.5.10. Acrotère :

L'acrotère est un élément en béton armé dont la hauteur est de 94 cm, vient se greffer à la périphérie de la terrasse. Il a pour but de permettre un bon façonnage de l'étanchéité.

I.5.11. Les balcons :

Ce sont des aires consolidées au niveau de chaque plancher. Ils seront réalisés en corps creux ou en dalle pleine.

I.5.12. Eléments composant l'infrastructure :**❖ Fondations :**

La fondation est un élément qui est situé à la base de la structure, elle assure la transmission des charges et surcharges au sol.

Le type de fondation est choisi selon l'implantation du bâtiment et de caractéristiques mécanique et physique du sol.

Il existe trois type de fondations :

- ✓ Les fondations superficielles
- ✓ Les fondations profondes.
- ✓ Les fondations semi-profondes

❖ Mur de soutènement :

Les murs de soutènements sont réalisés en béton armé

I.5.13. Système de coffrage :

On opte pour un coffrage métallique pour les voiles pour réduire les opérations manuelles et le temps d'exécution. Quand aux portiques, on opte pour un coffrage classique en bois.

I.6. les caractéristiques mécaniques des matériaux :

L'objectif de cette partie est de présenter les principales caractéristiques des matériaux utilisés en béton armé, puis les modèles adoptés pour conduire les calculs réglementaires. Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction du bâtiment doivent être conformes aux règles techniques de construction et de calcul des ouvrages en béton armé (BAEL91) et tous les règlements applicables en Algérie (RPA 99 version 2003).

I.6.1. Le béton :

Le béton est un mélange optimal des agrégats , Il est fabriqué suivant une étude ou composition par laboratoire. son poids volumique est $\rho = 25 \text{ KN/m}^3$.

Le béton présente des résistances à la compression assez élevées, mais sa résistance à la traction est faible, de l'ordre 1/10 de sa résistance en compression. De plus le béton a un comportement fragile.

❖ Composition du béton :

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

- une résistance mécanique élevée.
- un retrait minimum.
- une bonne tenue dans le temps.

Pour notre projet on utilise un béton courant dosé à 350 kg/m³ de ciment. Sa composition courante pour 1 m³ est comme suit:

- Ciment : 350 kg de CPA325.
- Gravier : 800 litres de 8/ 15 et 15/25 mm.
- Sable : 400 litres de 0/5mm.
- Eau : 175 litres d'eau de gâchage.

❖ Résistance caractéristique à la compression f_{cj} :

Lorsque les sollicitations s'exercent sur un béton dont l'âge de « j » jours (en cours d'exécution) est inférieur à 28 jours, on se réfère à la résistance caractéristique f_{cj} obtenue au jour considéré ; qui est donnée comme suit :

- $f_{cj} = \frac{j}{4,76+0,83j} f_{c28}$ pour $f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$
- $f_{cj} = \frac{j}{1,40+0,95j} f_{c28}$ pour $f_{c28} > 40 \text{ MPa}$ (BAEL91/A.2.1 .11)

✓ Pour notre étude on va prendre : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

❖ Résistance du béton à la traction :

La résistance caractéristique du béton à la traction à j jours ; noté f_{tj} ; est

donnée conventionnellement en fonction de la résistance caractéristique à la compression par la relation suivante :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{c28} \dots \dots \dots (\text{BAEL91/A.2.1 .12})$$

$$\underline{\text{AN: } f_{tj} = 0,6 + 0,06 \times 25 = 2,1 \text{ MPa}}$$

❖ **Module de déformation longitudinale (module d'élasticité) :**

Ce module est connu sous le nom de module de "Young" ou module de déformation longitudinale, il est défini sous l'action des contraintes normales d'une longue durée ou de courte durée d'application.

Module d'élasticité instantané « E_{ij} » :

Il est mesuré à partir de la courbe (σ - ε) d'un test de courte durée (la contrainte appliquée est inférieure à 24 heures), il représente le module d'élasticité sous chargement accidentel.

$$E_{ij} = 11000^3 \sqrt{f_{cj}} \dots\dots\dots (\text{Art A. 2.1.21/ BAEL 91})$$

✓ Pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ Nous avons : $E_b = 32164.2 \text{ MPa}$

Module d'élasticité différé « E_{vj} » :

Il est mesuré à partir de la courbe (σ - ε) d'un teste de longue durée, il représente le module d'élasticité sous chargement durable ou transitoire.

nous prenons un module égal à: $E_{vj} = 3700^3 \sqrt{f_{cj}} [\text{MPa}]$

✓ Pour notre cas : $f_{c28} = 25 [\text{MPa}]$ on a $E_d = 10819 [\text{MPa}]$.

❖ **Module de déformation transversale du béton :**

D'après la règle (Art .A.2.1.3/BAEL91modifié99), le module de déformation transversale est donné par la formule suivante :

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

Avec : E : Module de Young (module d'élasticité).

ν : Coefficient de poisson.

• **Coefficient de poisson (BAEL91/Art2.1, 2 2) :**

Le coefficient de poisson du béton représente le rapport entre la déformation relative transversale (Δd/d) d'une pièce et la déformation relative longitudinale (Δl/l).

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

Pour des situations durables : $\gamma_b = 1,5$

	$\theta = 1$
f_{bu}	14,20

Pour des situations accidentelles : $\gamma_b = 1,15$

	$\theta = 1$	$\theta = 0,9$	$\theta = 0,85$
f_{bu}	18,48	20,53	21,74

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

L'état limite de service est un état de chargement au-delà duquel la construction ne peut plus assurer le confort et la durabilité pour lesquels elle a été conçue ; on distingue :

- L'état limite de service vis-à-vis de la compression de béton
- L'état limite de service d'ouverture des fissures.
- L'état limite de service de déformation.

La contrainte limite de service est donnée par :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots (\text{BAEL 91 modifiée 99 / Art A.4.5, 2})$$

• **Contrainte limite de cisaillement (Art : A5.1, 21 BAEL) :**

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

b : largeur de la section cisailée.

d : hauteur utile.

$$\tau_u = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \end{array} \right\}, \text{ pour une fissuration peu nuisible.}$$

$$\tau_u = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \end{array} \right\}, \text{ pour une fissuration préjudiciable ou très préjudiciable}$$

Dans notre cas :

$\tau_u = 3,33 \text{ MPa}$ fissuration peu préjudiciable.

$\tau_u = 2,50 \text{ MPa}$ fissuration préjudiciable très préjudiciable.

❖ **Diagramme contraintes-déformations de calcul du béton en compression :**

- à l'état limite ultime(ELU) :

Pour la vérification à l'état limite, on utilise pour le béton un diagramme conventionnel non linéaire dit <<parabole-rectangle>> ou bien dans le but de simplification le diagramme rectangle.

Le raccourcissement maximal du béton est limité à 3,5 %.

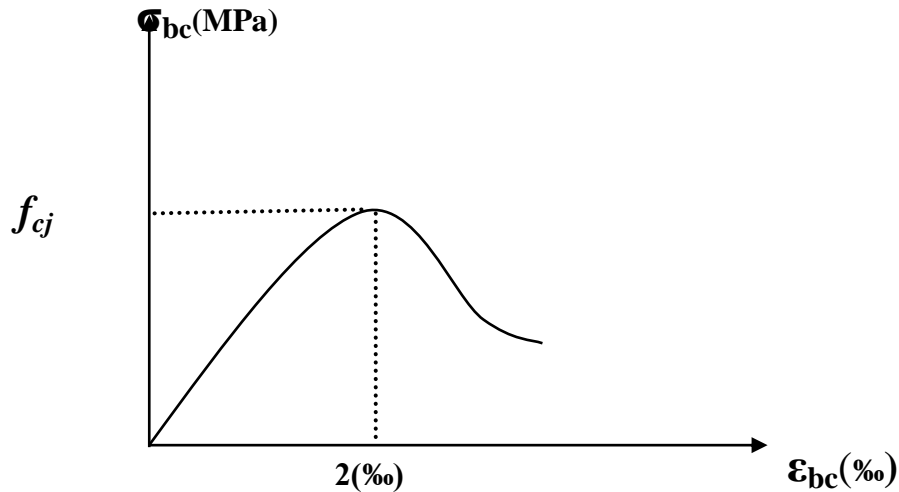


Fig I.1. diagramme réel

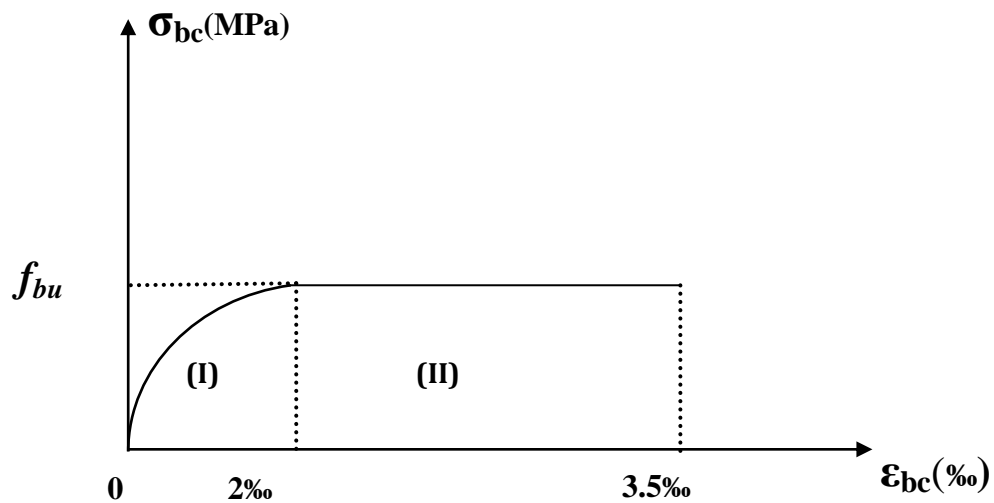


Figure I.2. Diagramme contrainte déformation du béton

(I) : Etat élastique.

(II): Etat plastique.

σ_{bc} : Contrainte de calcul du béton en compression.

f_{c28} : Contrainte du béton en compression à l'âge de 28 jours.

ϵ_{bc} : déformation du béton en compression.

Pour : $\varepsilon_{bc} < 2\text{‰}$ la loi de Hooke est applicable : $\sigma_{bc} = E_b \cdot \varepsilon_{bc}$

Avec E_b : Module de Young (Module d'élasticité)

- à l'état limite de service(ELS) :

La déformation dans le béton à l'ELS est considérée comme linéaire et élastique, son diagramme est donné par la figure suivante :

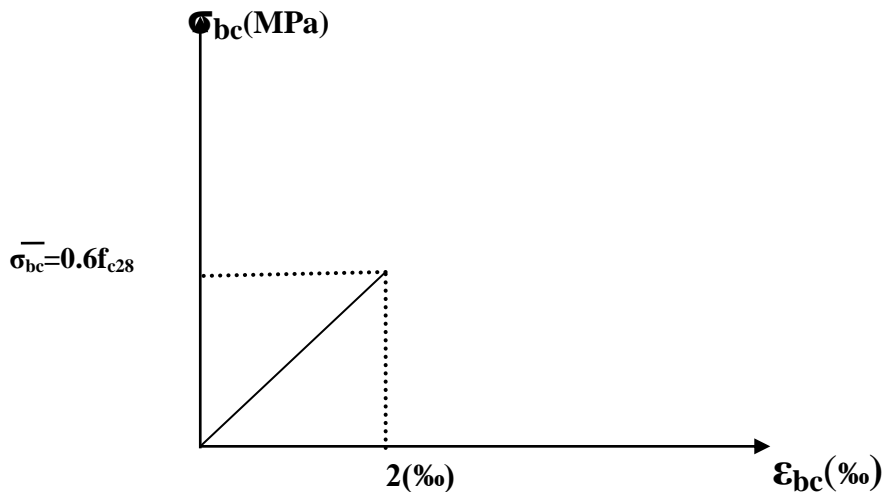


Fig I.3. diagramme de contrainte à l'ELS

I.6.2 :L'acier:

Les aciers sont utilisés pour équilibrer les efforts de traction auxquels le béton ne résiste pas ils se distinguent par leurs nuances et leurs états de surface (**R.L ; H.A**) dans le présent ouvrage, nous aurons à utiliser deux types d'aciers :

- ✓ Aciers à haute adhérence (**feE400**).....**fe = 400 MPa**
- ✓ Treillis soudés (**TL 520**)..... **fe = 520 MPa**

fe: limite d'élasticité de l'acier.

❖ Module d'élasticité longitudinal :

La valeur du module d'élasticité longitudinal de l'acier est prise égale à

$E_s = 200000 \text{ MPa}$.

❖ **Les contraintes limites :**

a) A L'état limite ultime (ELU) : (BAEL91-modifié 99/Art.A.4.3,2) :

Le comportement des aciers pour les calculs à l'ELU vérifie une loi de type élasto-plastique parfait, comme décrit sur le diagramme contrainte -déformation. elle est définie par la formule suivante :

$$\sigma_{st} = f_e / \gamma_s \dots \dots \dots \text{ Art (A.4.3,2 BAEL 91).}$$

avec:

σ_{st} : Contrainte admissible d'élasticité de l'acier

f_e : Limite d'élasticité garantie.

on note : γ_s est le coefficient de sécurité de l'acier qui a pour valeur :

- { 1,15 situation durable ou transitoire.
- { 1,00 situation accidentelle.

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

Tableau I.1 : Caractéristiques des aciers

b) A L'état limite de service (ELS) : (BAEL91-modifié 99/Art.A.4.3,2) :

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 :

b.1) Fissuration peu nuisible : (BAEL91-modifié 99/Art.A.4.5,32) :

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

b.2) Fissuration préjudiciable : (BAEL91-modifié 99/Art.A.4.5,33)

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

$$\sigma_{st} = \min(3/2f_e, 110 \sqrt{\eta f_{tj}}) \dots \dots \dots \text{ Art. (A.4.5, 33 BAEL91).}$$

b.3) Fissuration très préjudiciable : (BAEL91-modifié 99/Art.A.4.5,34)

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

$$\sigma_{st} = \overline{\min (1/2f_e, 90 \sqrt{\eta} f_{tj} \dots \dots \dots \text{Art. (A.4.5, 34 BAEL91)}).$$

Avec:

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

η : Coefficient de fissuration

$$\eta = \begin{cases} 1 & \text{pour les ronds lisses} \\ 1,6 & \text{pour les HA } (\varnothing \geq 6\text{mm}) \\ 1,6 & \text{pour les HA } (\varnothing < 6\text{mm}) \end{cases}$$

Le diagramme (Contrainte – Déformation) est conventionnellement défini ci après :

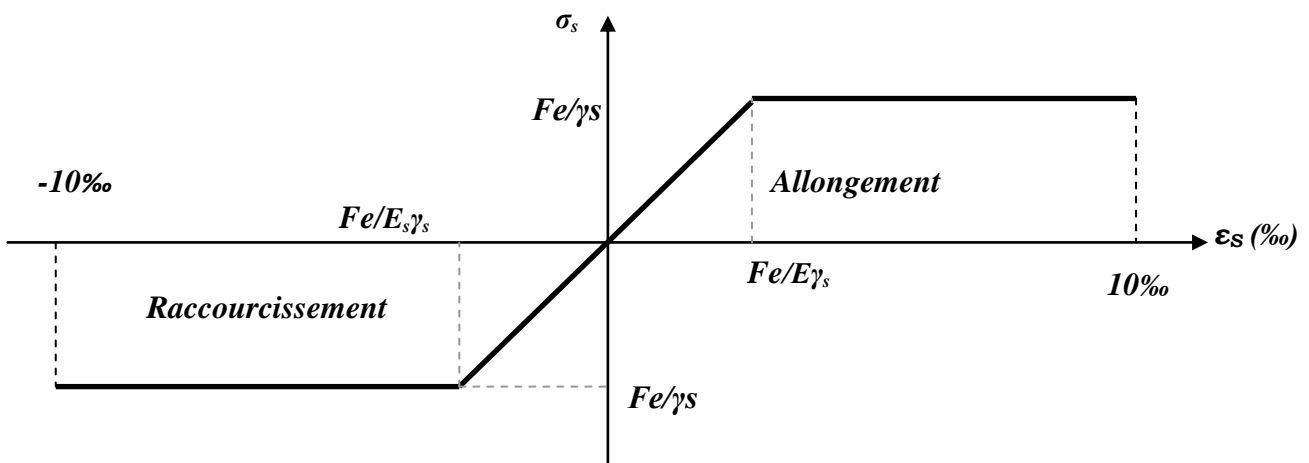


Fig I.4 Diagramme (contraintes- déformation) de l'acier

I.7. Protection des armatures :

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

- $C \geq 5 \text{ cm}$, pour les éléments exposés à la mer, aux brouillards salins, ainsi que ceux exposés aux atmosphères très agressives ;

- $C \geq 3 \text{ cm}$, pour les parois soumises à des actions agressives, intempéries, condensations et éléments en contact avec un liquide (réservoirs, tuyaux, canalisations) ;
- $C \geq 1 \text{ cm}$, pour les parois situées dans les locaux couverts et clos non exposés aux condensations.

Les enrobages des armatures doivent être strictement assurés à l'exécution.

I.8. Conclusion :

Dans cette partie, on a déterminé les différents éléments constitutifs de notre structure , leurs caractéristiques et leur fonctionnement dont on va effectuer les calculs et les vérifications dans les chapitres dessous.

Remarque :

On va prendre en premier temps la section minimale des poteaux exigées par le RPA en zone IIa(25*25)cm²

Dans notre cas nous avons :

$$L_{\max} = 320 - 25 = 295 \text{ cm}$$

$$h_i \geq \frac{L}{22,5} = \frac{295}{22,5} = 13,11 \text{ cm}$$

- ✓ **On optera pour un plancher de (16+4) = 20 cm**
- ✓ **Epaisseur du corps creux est de 16 cm**
- ❖ **Epaisseur de la dalle de compression est de 4 cm**

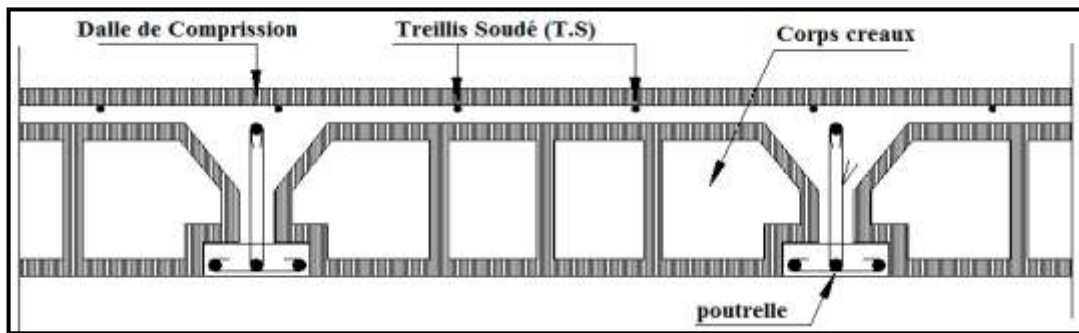


Figure II.1 : Schémas d'un plancher au corps creux.

❖ **Plancher dalle pleine**

Le pré dimensionnement d'une dalle pleine dépend des conditions essentielles de résistance et d'utilisation suivantes:

1) Condition de résistance à la flexion :

L'épaisseur de la dalle des balcons est donnée par la formule : $e > L_0 / 10$

L_0 : portée libre

e : épaisseur de la dalle.

$$L_0 = 1.40\text{m} \Rightarrow e > 1.40/10 = 0.140\text{m} = 14 \text{ cm}$$

On adoptera une épaisseur de 15cm. ($e_1 = 15 \text{ cm}$)

2) Résistance au feu :

Pour deux heures de coupe feu, l'épaisseur minimale de la dalle pleine doit être égale à

$$14\text{cm} \Rightarrow e_2 = 15 \text{ cm}$$

3) Condition d'isolation phonique:

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

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

On prend : $e_3 = 14\text{cm}$

Donc : $e = \max (e_1, e_2, e_3) = 15 \text{ cm}$.

On adoptera une épaisseur de : $e = 15 \text{ cm}$.

B. Les Poutres :

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

Le dimensionnement de la section rectangulaire doit satisfaire les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \\ 0,4h \leq b \leq 0,7h \end{array} \right. \quad \text{.....Règlement B.A.E.L 91 modifiée 99}$$

Avec: h : hauteur de la poutre.

b : largeur de la poutre.

L : portée maximum entre nus d'appuis.

Le coffrage minimum des poutres est donné par la formule suivante

$$\left\{ \begin{array}{l} b > 20\text{cm} \\ h > 30 \text{ cm} \\ h/b < 4 \end{array} \right. \quad \text{.....(RPA 99/ Art 7.5.1)}$$

Nous distinguons les poutres principales qui sont disposées perpendiculairement aux poutrelles constituant ainsi leurs appuis et les poutres secondaires qui leurs sont parallèle en assurant ainsi le chaînage.

❖ **Les Poutres Principales :**

- Hauteur : on a $L_{\max} = 400 - 25 = 375$ cm

$$\frac{375}{15} \leq h \leq \frac{375}{10} \Rightarrow 25 \leq h \leq 37,5 \text{ cm}$$

On prend : **h = 35 cm.**

- Largeur: $0,4h \leq b \leq 0,7h \Rightarrow 16 \leq b \leq 28$

On prend : **b = 25 cm.**

❖ **Les Poutres secondaires :**

Elles sont disposées parallèlement aux poutrelles, et elles servent de chaînage entre les différents éléments de la structure.

- Hauteur : on a $L_{\max} = 320 - 25 = 295$ cm

$$\frac{320}{15} \leq h \leq \frac{320}{10} \Rightarrow 21,33 \leq h \leq 32 \text{ cm}$$

On prend : **h = 30 cm.**

- Largeur: $0,4h \leq b \leq 0,7h \Rightarrow 12 \leq b \leq 21$

On prend : **b = 25 cm.**

❖ **Vérification selon le RPA 99 /version 2003**

❖

Conditions	Poutres principales	Poutres secondaires	Vérification
$h \geq 30$ cm	35 cm	30cm	Vérifiée
$b \geq 20$ cm	25 cm	25 cm	Vérifiée
$h/b \leq 4$	1.4	1.2	Vérifiée

Tableau II.1: Coffrage minimum des poutres .

❖ **Conclusion :**

Les conditions sont vérifiées, alors les sections (b x h) adoptés pour les poutres seront comme suit :

Poutres principales : (25x35) cm²

Poutres secondaire : (25x30) cm²

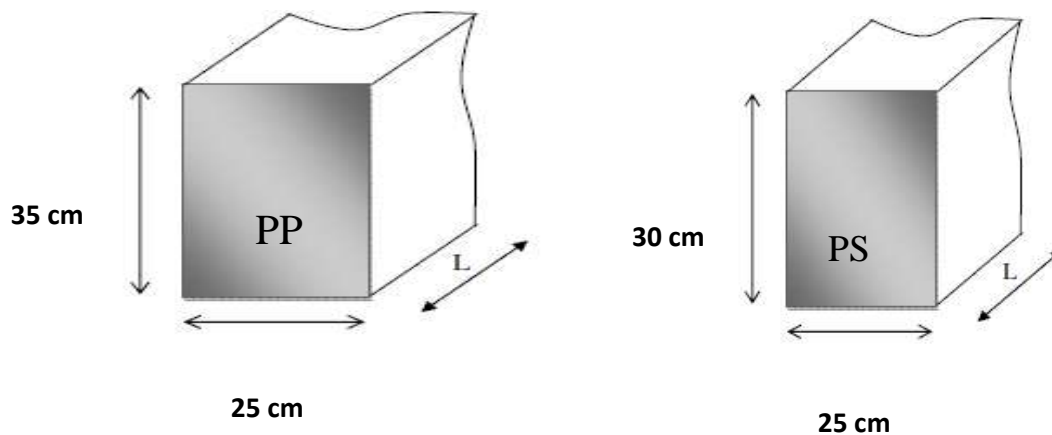


Figure II.2.: Dimension de la poutre principale et secondaire.

C. Les voiles:

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulés sur place, ils sont destinés d'une part à reprendre une partie des charges verticales et d'autre part à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des charges horizontales. Leur dimensionnement sera conforme au règlement **R.P.A 99**(l'Article 7.7.1)

Les éléments satisfaisant la condition $L \geq 4a$ seront considérés comme des voiles et dans le cas contraire, seront considérés comme des éléments linéaires.

L'épaisseur du voile " a " sera déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et de la rigidité aux extrémités, l'épaisseur minimale est de 15 cm.

L : longueur du voile .

a : épaisseur du voile .

h_e : hauteur d'étage .

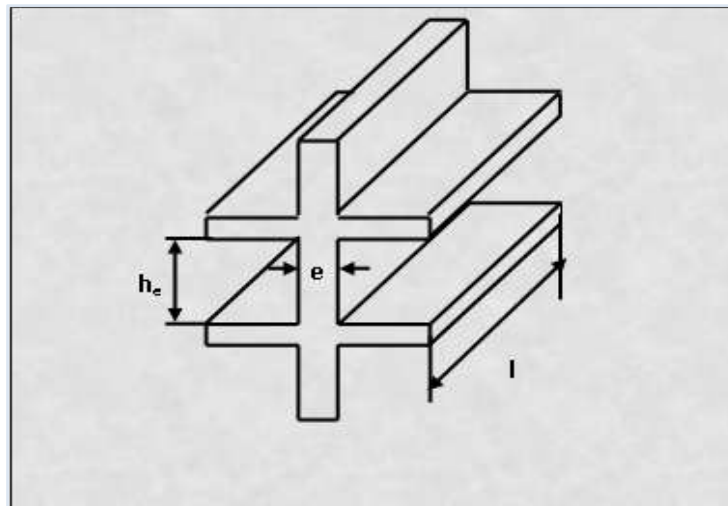


Figure II.3.: Coupe de voile en élévation.

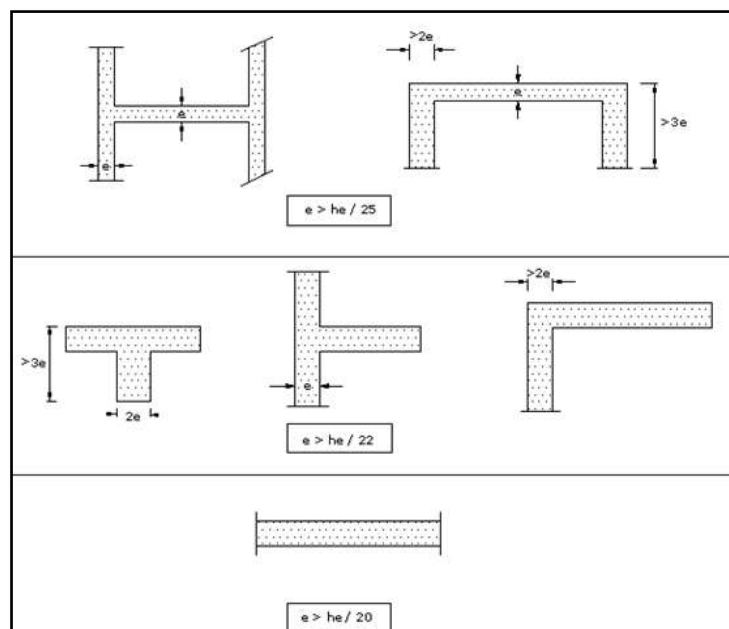


Figure II.4.: Coupe de voile en plan.

• Au niveau du sous-sol :

$$h_e = h - e_{\text{plancher}}$$

$$h_e = (400 - 20) = 380 \text{ cm}$$

$$a \geq \frac{h_e}{20} = \frac{380}{20} = 19 \text{ cm} ; \text{ On prend } a = 20 \text{ cm}$$

$$a_{\text{min}} \geq 15 \text{ cm} \Rightarrow 20 \text{ cm} > 15 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Au niveau du RDC :**

$$h_e = (306 - 20) = 286 \text{ m}$$

$$a \geq \frac{h_e}{20} = \frac{286}{20} = 14.3 \text{ cm ; On prend } a = 20 \text{ cm}$$

$$a_{\min} \geq 15 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad 20 \text{ cm} > 15 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

- **Au niveau d'étage courant :**

$$h_e = (306 - 20) = 286 \text{ m}$$

$$a \geq \frac{h_e}{20} = \frac{286}{20} = 14.3 \text{ cm ; On prend } a = 20 \text{ cm}$$

$$a_{\min} \geq 15 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad 20 \text{ cm} > 15 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

D. Les poteaux :

Ce sont des éléments verticaux en béton armé de section généralement carrée, rectangulaire ou circulaire qui se composent d'armatures longitudinales (verticales) et transversales (horizontales). Ils travaillent en flexion composée principalement en compression simple, constituent les points d'appuis pour les poutres et permettent la transmission des charges d'étages en étage puis aux fondations.

Leur pré dimensionnement se fait à la compression simple selon l'article (b8.4.1) de CBA93, tout en vérifiant les exigences du RPA, pour un poteau rectangulaire de la zone IIa, on a :

- $\min(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm}$
- $\min(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20}$
- $\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4$

Les poteaux seront pré-dimensionnés à L'ELS en compression simple en supposant que seul le béton reprend l'effort normal N_s .

La section du poteau à déterminer est donnée par la relation :

$$S_{\text{pot}} \geq \frac{N_s}{\sigma_{bc}}$$

Avec :

- N_s : effort normal de compression repris par le poteau qui sera déterminé à partir de la descente de charge donnée par les règles de BAEL 91 , en considérant le poteau le plus sollicité tel que : $N_s = G + Q$
- G : charge permanente .
- Q : charge d'exploitation en tenant compte de la dégression des surcharges .
- $\bar{\sigma}_{bc}$: contrainte admissible de service du béton à la compression simple .

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

II.2.Détermination des charges et surcharges :

on aura donc à déterminer d'abord les charges et surcharges des différent niveaux du bâtiment qui seront données comme suit :

❖ Charges permanentes (G) :

A.Les planchers :

Elles sont données par le document technique règlementaire **DTR B.C.2.2 « charges et surcharges d'exploitation »**

✚ Plancher en corps creux de la terrasse (inaccessible)

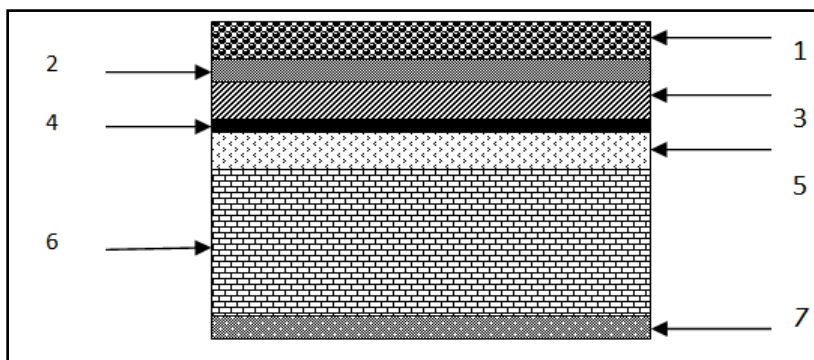


Figure .II.5: Coupe transversale au niveau de plancher étage terrasse.

Eléments	Epaisseur(m)	Poids volumique(KN/m ³)	La charge (KN/m ²)
1. Couche de gravillon	0.05	17	0.85
2. Etanchéité multicouches	0.02	6	0.12
3. Béton en forme pente	0.07	22	1.54
4. Feuille polyane	/	/	0.01
5. Isolation thermique (liège)	0.04	4	0.16
6. Plancher à corps creux (16 +4 cm)	0.20	14	2.80
7. Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
			Gt = 5.68 KN/ m².

Tableau II.2: Charges permanentes du plancher d'étage terrasse.

✚ Plancher d'étage courant:

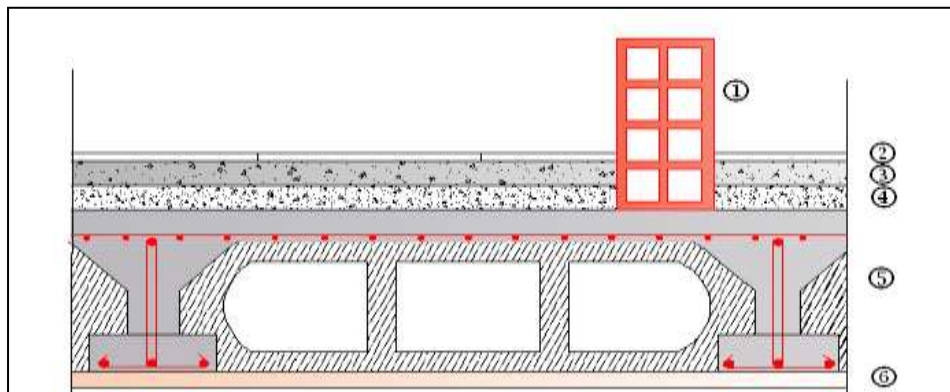


Figure. II.6: Coupe transversale au niveau de plancher étage courant.

Eléments	Epaisseur(m)	Poids volumique(KN/m ³)	La charge (KN/m ²)
1.Revêtement en carrelage	0.02	20	0.40
2. Mortier de pose	0.02	20	0.40
3. Couche de sable	0.03	18	0.54
4. Dalle en corps creux	0.20	14	2.80
5. Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
6. Cloison de séparation avec 25% d'ouverture	0.10	09	0.90
			Gt = 5.24KN/ m².

TableauII.3: Charges permanentes du plancher d'étage courant.

✚ Plancher dalle pleine :

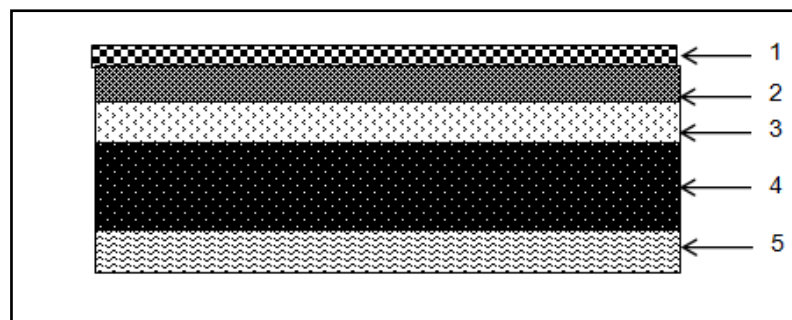


Figure .II.7 : Coupe d'un plancher en dalle pleine.

Eléments	Epaisseur(m)	Poids volumique(KN/m ³)	La charge (KN/m ²)
1.Revêtement en Carrelage	0.02	20	0.40
2. Mortier de pose	0.03	20	0.60
3. Couche de sable	0.02	18	0.36
4. Dalle pleine en béton Armé	0.15	25	3.75
5. Enduit de ciment	0.02	20	0.40
			Gt = 5.51KN/ m².

TableauII.4: Charges permanentes du plancher en dalle pleine.

A.Maçonnerie :

Mur extérieur :

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

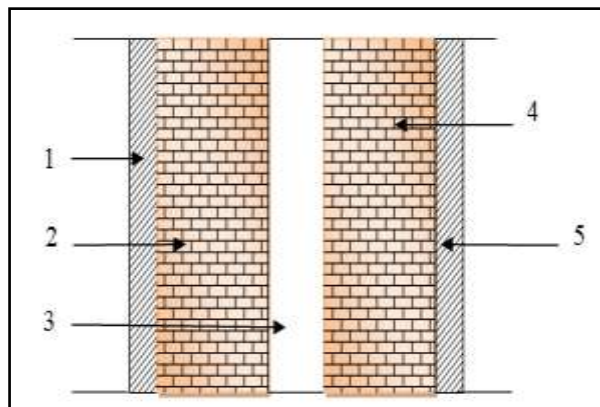


Figure .II.8 : Coupe verticale d'un mur extérieur.

Eléments	Epaisseur(m)	Poids volumique(KN/m ³)	La charge (KN/m ²)
1. Enduit en ciment	0.02	20	0.40
2. Maçonnerie en brique creuse Extérieure	0.10	09	0.90
3. Lamé d'aire	0.05	/	/
4. Maçonnerie en brique creuse Intérieure	0.10	09	0,90
5. Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
Gt = 2.40KN/ m².			

TableauII.5: Charges permanentes des murs extérieurs.

Mur intérieur :

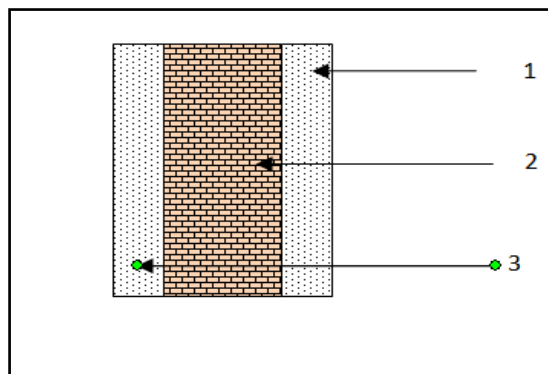


Figure .II.9 : Coupe verticale d'un mur extérieur.

Eléments	Epaisseur(m)	Poids volumique(KN/m ³)	La charge (KN/m ²)
1.Enduit en plâtre intérieur	0.02	10	0.20
2. Maçonnerie en brique creuse	0.10	09	0.90
3. Enduit en plâtre extérieur	0.02	10	0.20
Gt = 1.30 KN/ m².			

TableauII.6: Charges permanentes des murs intérieurs.

C.L'acrotère :

Les dimensions de l'acrotère qui sont illustrées dans le schémas ci dessous ,vont nous permis de déterminer la charges permanente correspondantes :

$$G = \rho \times S$$

Avec:

ρ : Masse volumique du béton (25KN/m³)

S : section longitudinale de l'acrotère.(m²)

$$G = 25 [(0.65 \times 0.1) + (0.1 \times 0.05) + (0.1 \times \frac{0.1}{2})] = 1,87 \text{ KN /ml}$$

$$G = 1,87 \text{ KN/ml}$$

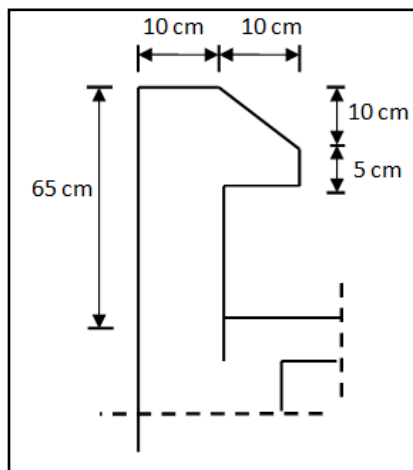


Figure .II.10 : Coupe verticale de l'acrotère.

Surcharges d'exploitation (Q) :

Les surcharges d'exportations sont données par les DTR B.C 2.2 dans le tableau suivant :

Les éléments de la structure	surcharge Q (KN/m ²)
1. Acrotère	1
2. Plancher terrasse	1
3. Plancher RDC et les étages courant à usage d'habitation	1.5
4. Plancher Sous sol à usage commercial	3.5
5. Escalier	2.5
6. Balcon	3.5

TableauII.7: Charges d'exploitations

II.3. Descente de charges :

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

II.3.1. charges et surcharges revenant au poteaux le plus sollicité (C2):

A. Surface d'influence :

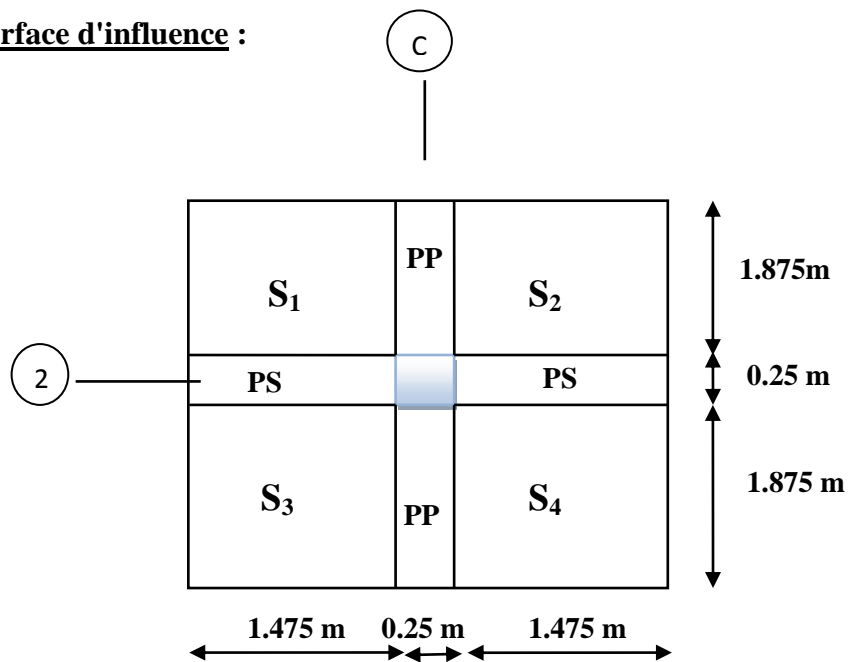


Figure.II.11: La surface d'influence revenant au poteau le plus sollicité.

➤ Section nette

$$S_{\text{nette}} = S_1 + S_2 + S_3 + S_4 = (1.875 \times 1.475) \times 4 = 11.062 \text{ m}^2$$

B. Poids propres des différents éléments:

➤ **Les poteaux** : $P_{\text{Pot}} = S \times \rho \times h_e$

Avec:

-S : section des poteaux en zone IIa ≥ 25 cm (RPA 99/version 2003)

- ρ : poids volumique du béton $25 \frac{\text{KN}}{\text{m}^3}$

- h_e : hauteur d'étage

- pour le sous- sol: $P_{\text{sous- sol}} = 0.25 \times 0.25 \times 25 \times 4 = 6.25 \text{ KN}$
- pour le RDC et les étages courants : $P_{\text{RDC}} = 0.25 \times 0.25 \times 25 \times 3.06 = 4.781 \text{ KN}$

➤ **Les poutres:** $P_{\text{Poutre}} = (b \times h \times \rho) \times L$

Avec: ρ : poids volumique du béton $25 \frac{\text{KN}}{\text{m}^3}$

L : longueur de la poutre

- Les poutres principales (25 × 35):

$$P_{\text{PP}} = (0.25 \times 0.35 \times 25) \times (4 - 0.25) = 8.203 \text{ KN}$$

- Les poutres secondaires (25 × 30):

$$P_{\text{PS}} = (0.25 \times ., 30 \times 25) \times (3.2 - 0.25) = 5.531 \text{ KN}$$

$$\text{D'où le poids totale : } P_{\text{tot}} = 8.203 + 5.531 = 13.734$$

➤ **Les planchers** $P_{\text{plancher}} = G_{\text{plancher}} \times S$

- Plancher étage courant et RDC et le sous- sol: $P = 5,24 \times 11.062 = 57.964 \text{ KN}$
- Plancher terrasse: $P_t = G_{\text{terrasse inaccessible}} \times S = 5.68 \times 11.062 = 62.832 \text{ KN}$

C. Les surcharges d'exploitation: $Q_{\text{plancher}} = Q \times S$

- Plancher terrasse: $Q_0 = 11.062 \times 1 = 11.062 \text{ KN}$
- Plancher d'étage courant : $Q_1 = Q_1 = Q_3 \dots \dots = Q_9 = 11.062 \times 1.5 = 16.593 \text{ KN}$
- Plancher RDC : $Q_{10} = 11.062 \times 1.5 = 16.593 \text{ KN}$
- Plancher du sous- sol: $Q_{11} = 11.062 \times 3.5 = 38.717 \text{ KN}$

C. Loi de dégression des surcharges

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

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

La loi de dégression des surcharges est comme suit :

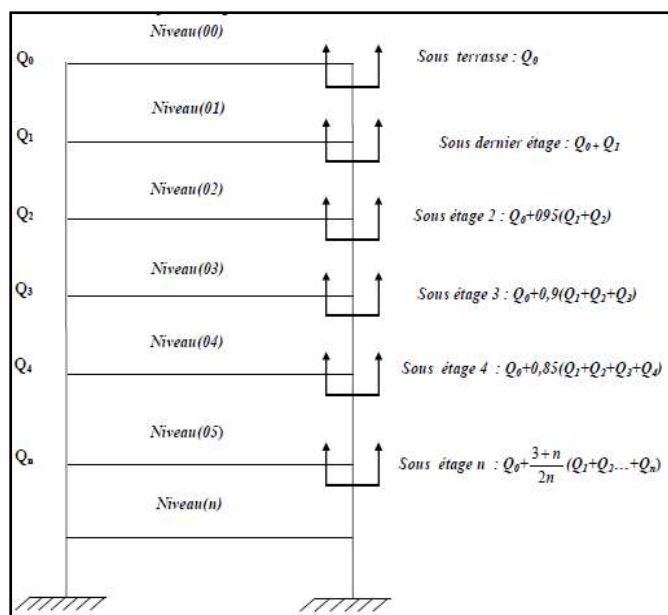
$$Q_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n} \sum_{i=1}^n Q_i, \text{ Pour } n > 5$$

Q_0 : surcharge d'exploitation à la terrasse.

Q_i : surcharge d'exploitation de l'étage i

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

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



✓ Coefficient de dégression de charges (3+n / 2n).

N:	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
Niveau	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1	RDC	S-sol
Coefficient	1	1	0,95	0,90	0,85	0,80	0,75	0,714	0,688	0,667	0,650	0,636

D.Surcharge cumulée :

Plancher terrasse : $Q_0=11.062 \text{ KN}$

$$9^{\text{ème}} = Q_0 + Q_1 = 11.062 + 16.593 = 27.655 \text{ KN}$$

$$8^{\text{ème}} = Q_0 + 0.95(Q_1 + Q_2) = 11.062 + 0.95 (16.593 \times 2) = 42.589 \text{ KN}$$

$$7^{\text{ème}} = Q_0 + 0.90(Q_1 + Q_2 + Q_3) = 11.062 + 0.9 (16.593 \times 3) = 55.863 \text{ KN}$$

$$6^{\text{ème}} = Q_0 + 0.85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 11.062 + 0.85 (16.593 \times 4) = 67.478 \text{ KN}$$

$$5^{\text{ème}} = Q_0 + 0.80(Q_1 + Q_2 + \dots + Q_4 + Q_5) = 11.062 + 0.80 (16.593 \times 5) = 77.434 \text{ KN}$$

$$4^{\text{ème}} = Q_0 + 0.75(Q_1 + Q_2 + \dots + Q_5 + Q_6) = 11.062 + 0.75 (16.593 \times 6) = 85.730 \text{ KN}$$

$$3^{\text{ème}} = Q_0 + 0.714(Q_1 + Q_2 + \dots + Q_6 + Q_7) = 11.062 + 0.714 (16.593 \times 7) = 93.994 \text{ KN}$$

$$2^{\text{ème}} = Q_0 + 0.688(Q_1 + Q_2 + \dots + Q_6 + Q_7 + Q_8) = 11.062 + 0.688 (16.593 \times 8) = 102.899 \text{ KN}$$

$$1^{\text{er}} = Q_0 + 0.667(Q_1 + Q_2 + \dots + Q_7 + Q_8 + Q_9) = 11.062 + 0.667 (16.593 \times 9) = 110.670 \text{ KN}$$

$$\text{RDC} = Q_0 + 0.65(Q_1 + Q_2 + \dots + Q_8 + Q_9 + Q_{10}) = 11.062 + 0.65 (16.593 \times 10) = 118.917 \text{ KN}$$

$$\text{Sous-sol} = Q_0 + 0.636(Q_1 + Q_2 + \dots + Q_{10} + Q_{11}) = 11.062 + 0.636 (11 \times 16.593 + 38.717) = 151.771 \text{ KN}$$

Niveaux	Charges permanentes (KN)					Charges d'exploitation (KN)		Effort Normal (KN)	Section (cm ²)	
	Poids plancher	Poids poutre	Poids poteau	G _{tot}	G _C	Q	Q _C	N _s = G _C +Q _C	s ≥ $\frac{N_s}{\sigma_{bc}}$	Section Adoptée
Terrasse	62.832	13.734	0	76.566	76.566	11.062	11.062	87.628	58.418	35×35
9	57.964	13.734	4.781	76.479	153.045	16.593	27.655	180.700	120.460	35×35
8	57.964	13.734	4.781	76.479	229.524	16.593	42.589	272.113	181.408	35×35
7	57.964	13.734	4.781	76.479	306.003	16.593	55.863	361.866	241.244	35×35
6	57.964	13.734	4.781	76.479	382.482	16.593	67.478	449.960	299.973	40×40
5	57.964	13.734	4.781	76.479	458.961	16.593	77.434	536.395	357.596	40×40
4	57.964	13.734	4.781	76.479	535.440	16.593	85.730	621.170	414.113	40×40
3	57.964	13.734	4.781	76.479	611.919	16.593	93.994	705.913	470.608	40×40
2	57.964	13.734	4,781	76.479	688.398	16.593	102.899	791.297	527.531	45×45
1	57.964	13.734	4,781	76.479	764.877	16.593	110.670	875.547	583.698	45×45
RDC	57.964	13.734	4,781	76.479	841.356	16.593	118.917	960.273	640.182	45×45
S-SOL	57.964	13.734	6,25	77.948	919.304	38.717	151.771	1071.075	714.050	50×50

Tableau II.9: Pré dimensionnement des poteaux.

Remarque :

On a adopté pour les poteaux des sections supérieurs à celle trouvé dans les calculs pour des raisons :

- Une bonne répartition des aciers.
- Eviter la rotule plastique dans les pontaux.

II.3.2. Vérification : (R.P.A 99):

1. Vérifications relatives aux exigences du RPA :

Selon l'article (Art 7.4.1) du R.P.A 99 Version 2003 : Les dimensions de la section transversale des poteaux en zone **IIa** doivent satisfaire les conditions suivant :

- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm}$
- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20}$
- $\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4$

Poteaux	Conditions exigées par RPA	Valeur calculée et vérification	Observation
35x35	$\text{min}(b, h) \geq 25 \text{ cm}$	$\text{min}(b, h) = 35 > 25 \text{ cm}$	Condition vérifiée
	$\text{min}(b, h) \geq \frac{h_e}{20}$	$\frac{h_e}{20} = \frac{306}{20} = 15.30 \text{ cm} < 35 \text{ cm}$	
	$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4$	$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} = \frac{35}{35} = 1 < 4$	
40x40	$\text{min}(b, h) \geq 25 \text{ cm}$	$\text{min}(b, h) = 40 > 25 \text{ cm}$	Condition vérifiée
	$\text{min}(b, h) \geq \frac{h_e}{20}$	$\frac{h_e}{20} = \frac{306}{20} = 15.30 \text{ cm} < 40 \text{ cm}$	
	$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4$	$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} = \frac{40}{40} = 1 < 4$	
45x45	$\text{min}(b, h) \geq 25 \text{ cm}$	$\text{min}(b, h) = 45 \geq 25 \text{ cm}$	Condition vérifiée
	$\text{min}(b, h) \geq \frac{h_e}{20}$	$\frac{h_e}{20} = \frac{306}{20} = 15.30 \text{ cm} < 45 \text{ cm}$	
	$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4$	$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} = \frac{45}{45} = 1 < 4$	
50x50	$\text{min}(b, h) \geq 25 \text{ cm}$	$\text{min}(b, h) = 50 \geq 25 \text{ cm}$	Condition vérifiée
	$\text{min}(b, h) \geq \frac{h_e}{20}$	$\frac{h_e}{20} = \frac{400}{20} = 20 \text{ cm} < 50 \text{ cm}$	
	$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4$	$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} = \frac{50}{50} = 1 < 4$	

Tableau II.10: Vérification aux RPA.

2. Vérification de la résistance des poteaux au flambement

Lorsqu'une pièce élancée (poteaux) est soumise à un effort de compression, il se produit un phénomène d'instabilité transversale, c'est le flambement.

Il faut vérifier l'élancement λ des poteaux :

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

λ : Elancement du poteau.

L_f : longueur de flambement du poteau ($L_f = 0,7 l_0$)

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

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

l_0 : longueur libre du poteau.

I : Moment d'inertie du poteau: $I = \frac{bh^3}{12}$

Niveaux	b (cm)	h (cm)	I (cm ⁴)	S (cm ²)	i (cm)	l ₀ (cm)	L _f (cm)	λ	Condition
10	35	35	125052,08	1225	10,10	306	214,2	21,21	condition vérifiée
9	35	35	125052,08	1225	10,10	306	214,2	21,21	condition vérifiée
8	35	35	125052,08	1225	10,10	306	214,2	21,21	condition vérifiée
7	35	35	125052,08	1225	10,10	306	214,2	21,21	condition vérifiée
6	40	40	213333,33	1600	11,55	306	214,2	18,54	condition vérifiée
5	40	40	213333,33	1600	11,55	306	214,2	18,54	condition vérifiée
4	40	40	213333,33	1600	11,55	306	214,2	18,54	condition vérifiée
3	40	40	213333,33	1600	11,55	306	214,2	18,54	condition vérifiée
2	45	45	341718,75	2025	12,99	306	214,2	16,49	condition vérifiée
1	45	45	341718,75	2025	12,99	306	214,2	16,49	condition vérifiée
RDC	45	45	341718,75	2025	12,99	306	214,2	16,49	condition vérifiée
S-SOL	50	50	520833,33	2500	14,43	400	280	19,40	condition vérifiée

Tableau II.10: Vérification du flambement des poteaux.

- ✓ On conclue que la condition de l'élanement $\lambda \leq 50$ est vérifiée, donc tous les poteaux de la structure sont prémunis contre le risque de flambement.

3. Vérification de l'effort normal à la base :

On doit vérifier que $v = \frac{N_s}{S \times f_{c28}} \leq 0,3$

$$= \frac{1036,737 \times 10^3}{(500 \times 500) \times 25} = 0,16 \leq 0,3 \longrightarrow \text{Condition vérifié}$$

II-4: Conclusion

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

- Hauteur du plancher en corps creux : **$h_t=20$ cm.**
- Epaisseur de la dalle pleine : **$e=15$ cm.**
- Epaisseur des voiles:
 - ✚ RDC et les différent étages : **$a = 20$ cm.**
- **Sections des poutres:**
 - ✚ poutres principales : **$(25 \times 35) \text{ cm}^2$.**
 - ✚ poutres secondaire: **$(25 \times 30) \text{ cm}^2$.**
- **Sections des poteaux :**
 - ✚ S-SOL : **$(50 \times 50) \text{ cm}^2$.**
 - ✚ RDC ,niv 1 et 2 : **$(45 \times 45) \text{ cm}^2$**
 - ✚ Niv 3, 4, 5,6 : **$(40 \times 40) \text{ cm}^2$.**
 - ✚ Niv 7,8 9,et 10 : **$(35 \times 35) \text{ cm}^2$.**

Ce résultat nous serviront de base dans la suite de nos calculs dans les chapitres qui suivent.

Introduction:

Ce chapitre se portera sur l'étude complète et spécifique pour chaque élément structural secondaire (ne font pas partie du système de contreventement) ; ces éléments ont une influence plus au moins directe sur la structure globale ; l'étude sera basée sur le dimensionnement, le ferrailage et les différentes vérifications conformément aux règles (BAEL 91 modifié 99) et le RPA.

III.1:Calcul de l'Acrotère**III.1.1:Définition**

L'acrotère est une construction complémentaire sur la plancher terrasse ayant pour objectif d'étanchéité et destinée essentiellement à protéger les personnes contre la chute.

L'acrotère est un système isostatique assimilable à une console encastrée au plancher, terrasse, la section la plus dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement.

Son ferrailage se calcul sous l'effet d'un effort normal qui est son poids propre « G », et la charge « Q =1 KN» appelée poussée de la main courant, provoquant un moment de renversement M dans la section d'encastrement.

III.1.2:Hypothèse de calcul

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

III.1.3:Dimensionnement

-Hauteur=65cm.

-Epaisseur=10cm

-L'enrobage=3 cm

-La surface = 0,075 m²

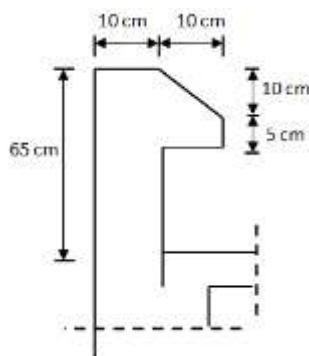


Figure III.1.1 : Coupe transversale de l'acrotère.

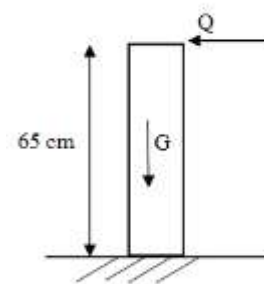


Figure III.1.2 :Schémas statique

III.1.2: Calcul des efforts internes

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

$$G=1,87 \text{ KN/ml}$$

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

-Moment de renversement M dû à la surcharge Q :

$$M_Q = Q \times H = 1 \times 0,65 \times 1 \text{ ml} = 0,65 \text{ KN.m}$$

-Effort tranchant :

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

-Effort normal du au poids propre G :

$$N = G \times 1 \text{ ml} = 1,87 \text{ KN}$$

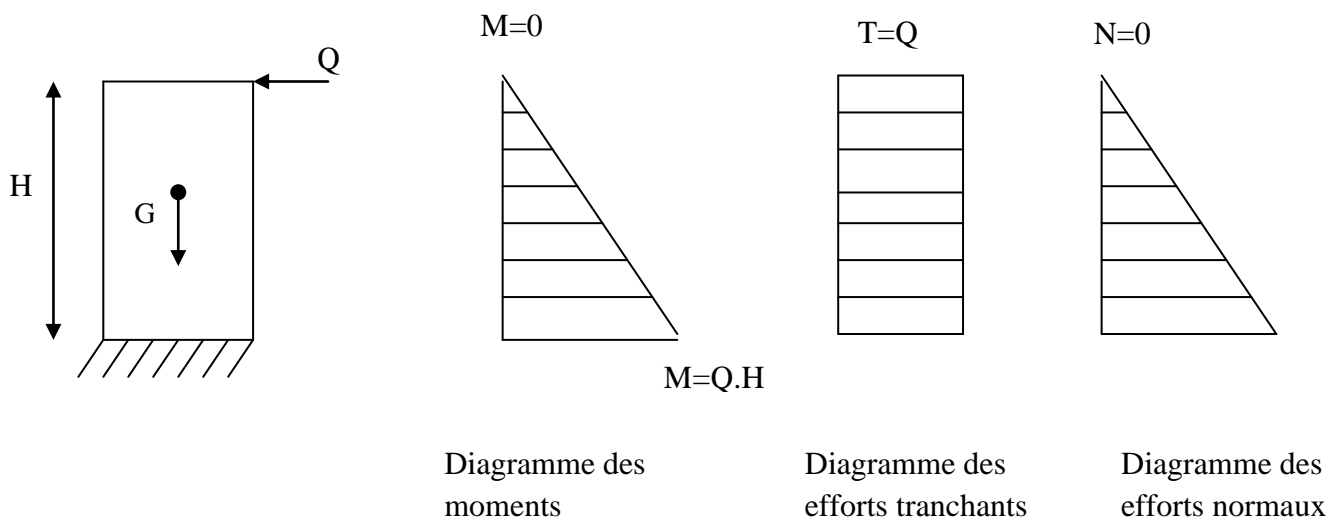


Figure III.1.3: Diagramme des efforts internes

III.1.3: Combinaison des charges

➤ A l'ELU : $q_u = 1,35G + 1,5 Q$

-L'effort normal: $N_u = 1,35G = 1,35 \times 1,87 = 2,52 \text{ KN}$

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

-Moment de flexion : $M_u = 1,5 M_Q = 1,5 \times 0,65 = 0,97 \text{ KNm}$

➤ A l'ELS: $q_u = G + Q$

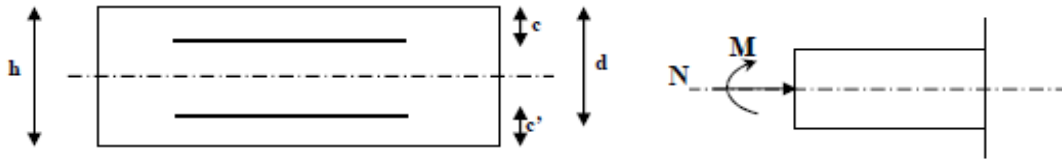
-L'effort normal: $N_s = G = 1,87 \text{ KN}$

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

-Moment de flexion : $Ms = M_Q = 0,65 \text{ KN.m}$

III.1.4 : Ferrailage de l'acrotère

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



Avec:

h : épaisseur de la section,

c et c' : l'enrobage,

$d = h - c$: hauteur utile,

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

➤ Calcul de l'excentricité à l'ELU :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,97}{2,52} = 0,38 \text{ m} = \mathbf{38 \text{ cm.}}$$

$$\frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 3 = \mathbf{2 \text{ cm}} \Rightarrow e_u > \frac{h}{2} - c$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section, et N est un effort de compression. Donc la section est partiellement comprimée. Elle sera calculée en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif, puis se ramène à la flexion composée.

➤ Calcul en flexion simple :

Moment fictif :3E

$$M_f = N_u \times \left(e_u + \frac{h}{2} - c \right) = 2,52 \times (0,38 + 0,05 - 0,03) = 1,008 \text{ KN.m}$$

Moment réduit :

$$\mu_f = \frac{M_f}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} = \frac{1,008 \times 10^6}{14,2 \times 1000 \times (70)^2} = 0,014 \quad (\mu_1 = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A})$$

Armatures fictives:

$$A_{stf} = \frac{M_f}{\sigma_{st} \cdot d \cdot \beta_f} = \frac{1,008 \times 10^6}{348 \times 70 \times 0,993} \approx 0,41 \text{ cm}^2$$

➤ **Calcul en flexion composée:**

La section réelle des armatures :

$$A_{str} = A_{stf} - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0,41 - \frac{2,52 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 0,33 \text{ cm}^2$$

III.1.5: Vérification à l'ELU

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

On doit vérifier que :

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

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0,65}{1,87} = 0,35 \text{ m} = \mathbf{35 \text{ cm.}}$$

$$A_{min} = 0,23 \times 100 \times 7 \times \frac{2,1}{400} \left[\frac{35 - 0,455 \times 7}{35 - 0,455 \times 7} \right] = \mathbf{0,80 \text{ cm}^2}$$

$$A_{min} = 0,80 \text{ cm}^2 > A_{calculé} = 0,33 \text{ cm}^2$$

Conclusion :

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

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

On adoptera pour une section d'acier de **5HA8 /ml** = 2.515 cm²,

avec un espacement $S_t = 20 \text{ cm}$

Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{2,515}{4} = 0,628 \text{ cm}^2$$

On prend **4HA8/ml** = 2.012 cm² espacées de 25 cm

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

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

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,15 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} \text{ Fissuration préjudiciable}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 2,5 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa} \right\} \Rightarrow (\bar{\tau} = 2,5 \text{ MPa})$$

$$\text{On a : } \tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} ; \quad T_u = 1,5 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{1,5 \times 10^3}{1000 \times 70} = 0,021 \text{ MPa}$$

—————> Condition vérifié

$$\tau_u = 0,021 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2,50 \text{ MPa}$$

Conclusion :

Comme le cisaillement est vérifié alors les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

3-Vérification de l'adhérence des barres (BAEL 91/Art A. 6.1.3):

On doit vérifier que : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28}$

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

Avec: Ψ_s : Coefficient de scellement

$$\Psi_s = \begin{cases} 1,5 & \text{pour la Haute adhérence} \\ 1 & \text{pour les ronds lisses} \end{cases}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9 \times d \sum U_i} \quad \sum U_i : \text{somme des périmètres utiles des barres.}$$

$$\tau_{se} = \frac{1,5 \times 10^3}{0,9 \times 70 \times 100,5} = 0,237 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0,165 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \text{Condition vérifié}$$

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

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

On a $l_s = 40 \Phi$ pour FeE400

$l_s = 50 \Phi$ pour FeE500 et les ronds lisses.

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

5. Espacement des barres :

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

on prend : $St = 20 \text{ cm} < 30 \text{ cm} \rightarrow$ condition vérifier

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

on prend : $St = 25 \text{ cm} < 40 \text{ cm} \rightarrow$ condition vérifier

III.1.6 : Vérification à l'ELS

1. Vérification des contraintes :

L'acrotère est un élément très exposé aux intempéries, c'est pour cette raison que la fissuration est considérée comme préjudiciable on doit donc vérifier les conditions suivantes :

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

$$\text{On doit vérifier que : } \sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \max(0,5 f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}}) \right\}$$

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

Dans notre cas : $\eta = 1.6$.

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \left[\frac{2}{3} \times 400 ; \max [0,5 \times 400 ; 110 (1,6 \times 2,1)^{1/2}] \right] \right\} = \min \{ 266,6 ; \max (200; 201.63) \}$$

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

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

$$\text{Valeur de } \beta_1 : \quad \rho = \frac{100 A_s}{bd} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 7} = 0,287.$$

$$\rho = 0,287 \rightarrow \beta_1 = 0,915 \rightarrow k_1 = 43,82 \sigma_s = \frac{0,65 \times 10^3}{0,915 \times 7 \times 2,01} = 50,49 \text{ [MPa]}.$$

$$\sigma_s = 50,49 \text{ [MPa]} < \bar{\sigma}_s = 201,64 \text{ [MPa]} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

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

On doit vérifier que: $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{50,49}{53,96} = 0,936 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

III.1.7: Vérification de l'acrotère au séisme (RPA 99. Art 6.2.3)

On doit vérifier que: $F_p \leq Q$

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

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

Avec :

➤ A : Coefficient d'accélération de zone

-Pour une zone IIa, groupe d'usage 2 on a : $A = 0.15$ (RPA version 2003/Art 4.2.3 tab 4-1)

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

Dans notre cas (élément en console) : $C_p = 0.8$

➤ W_p : Poids de l'acrotère = 1,87 kN/ml

$$AN: F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 1.87 = 0,898 \text{ [kN/ml]}.$$

$F_p = 0.898 \text{ kN/ml} < Q = 1 \text{ kN/ml} \rightarrow$ La condition est vérifiée.

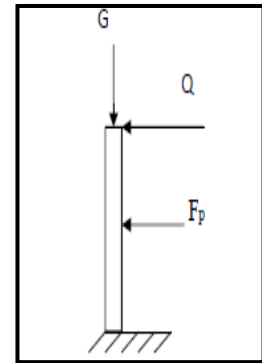
Note :

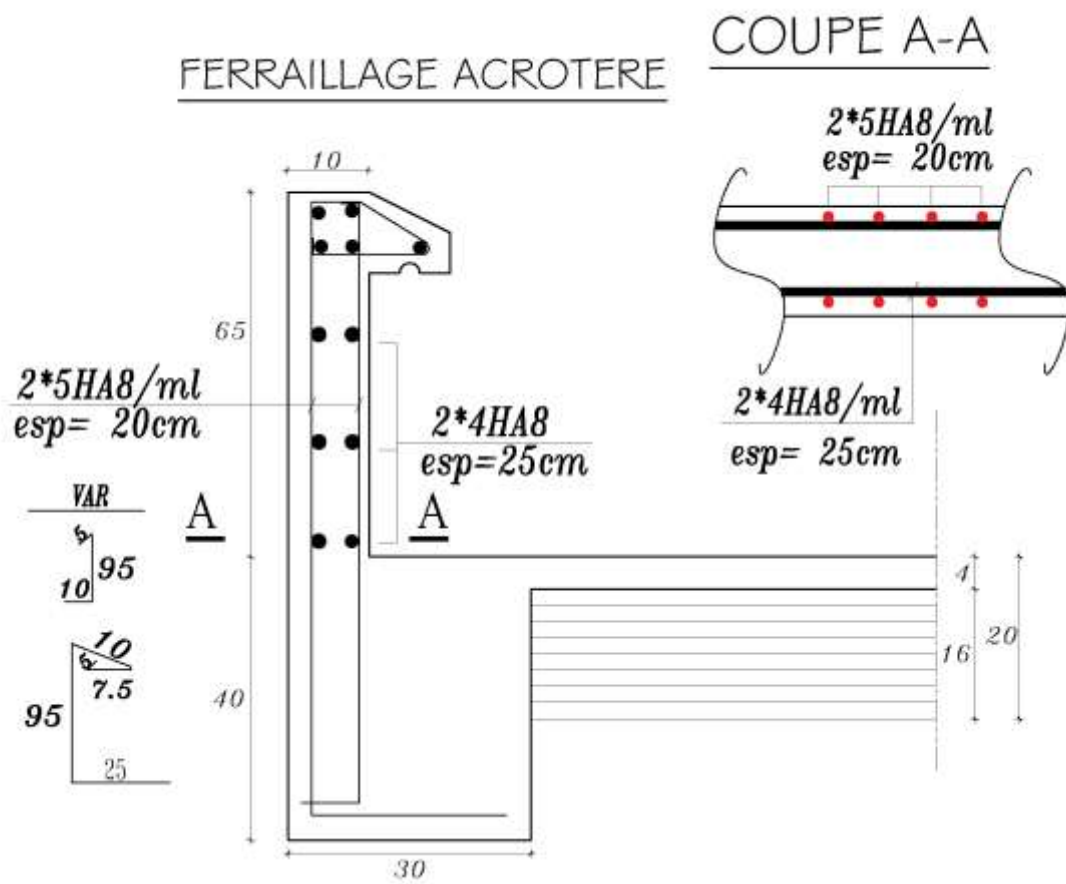
Dans le cas où la condition n'est pas vérifiée, on fait les calculs avec la force F_p .

III.1.8: conclusion

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

- Armatures principales : 4HA8 avec un espacement $St = 25\text{cm}$.
- Armatures de répartitions : 5HA8 avec un espacement $St = 25\text{cm}$





III.2.Calcul des planchers :

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

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

Le plancher en corps creux est constitué de :

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

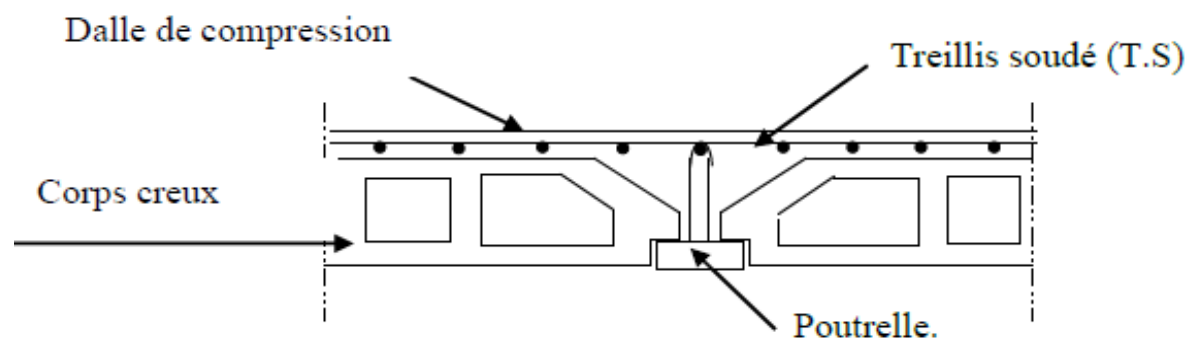


Figure III.2.1 :Schéma descriptif d'un plancher courant.

Le calcul sera fait pour deux éléments :

- Les poutrelles.
- La dalle de compression.

III.2.1.Calcul de la dalle de compression :

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

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

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

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

Les sections d'armatures doivent satisfaire les conditions suivantes :

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

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

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

$$\text{AN} : A_{\perp} \geq \frac{4 \times 65}{520} \geq 0,5 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adoptera $A_{\perp} = 5T5/\text{ml} = 0,98 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec un espacement **St = 20 cm**.

- **les armatures // aux poutrelles :**

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0,98}{2} = 0,49 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adoptera $A_{//} = 5T5/\text{ml} = 0,98 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec un espacement **St = 20 cm**.

Conclusion :

pour le ferrailage de la dalle de compression, on adoptera un treillis soudé de mailles (**5×200×200**) mm^2 .

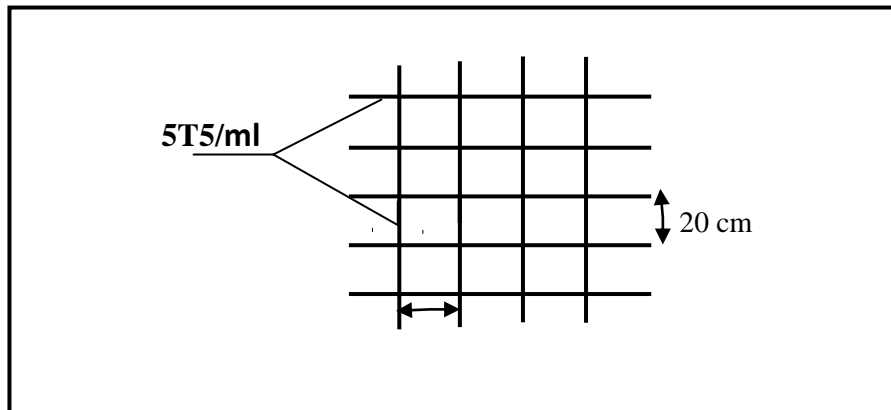


Figure III.2.2 : ferrailage de la dalle de compression

III.2.2. Etude des poutrelles :

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

1^{ère} Etape : Avant coulage de la dalle de compression :

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

- **Poids propre de la poutrelle : $G_p = 0,12 \times 0,04 \times 25 = 0,12 \text{KN/ml}$**
- **Poids propre de corps creux: $G_c = 0,95 \times 0,65 = 0,62 \text{KN/ml}$**
- **Poids propre totale : $G_t = 0,12 + 0,62 = 0,74 \text{KN/ml}$**
- **La surcharge de l'ouvrier : $Q = 1 \text{KN/ml}$**

➤ **Combinaison des charges :**

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

➤ **Ferrailage à l'état limite ultime (E.L.U)**

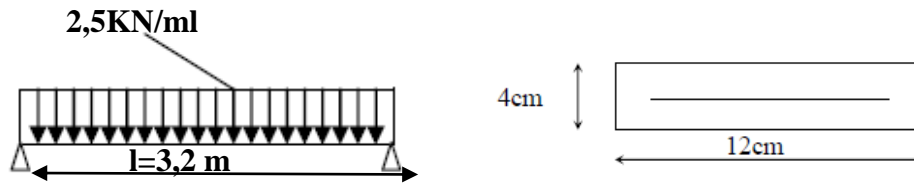


Figure III.2.3: Schéma statique de la poutrelle.

- Calcul de moment : $M_t = q_u \frac{l^2}{8} = 2,5 \times \frac{3,2^2}{8} = 3,2 \text{ KN m.}$
- Calcul effort tranchant : $T_u = q_u \frac{l}{2} = 2,5 \times \frac{3,2}{2} = 4 \text{ KN m.}$

➤ **Calcul des Armatures :**

$b = 12 \text{ cm}$; $d = h_0 - c = 4 - 2 = 2 \text{ cm}$; $f_{bu} = 14,2 \text{ MPa.}$

$$\mu_b = \frac{M_t}{b d^2 f_{bu}} = \frac{3,20 \times 10^3}{12 \times 2^2 \times 14,2} = 4,694 > \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{S.D.A}$$

Conclusion :

Comme la section de la poutrelle est faible ($12 \times 4 \text{ cm}^2$), par conséquent, on ne peut pas placer deux nappes d'armatures (des armatures tendues et comprimées obtenues par le calcul). On prévoit alors des étais intermédiaires (des échafaudages) pour l'aider à supporter les charges d'avant de la dalle de compression, de manière à ce que les armatures comprimées ne soient pas nécessaires ; espacement entre étais : **80 à 120 cm.**

2^{ème} étape : Après coulage de la dalle de compression :

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

a) Détermination de la largeur de la table de compression : (BAEL91 modifiée 99/A.4.1.3)

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

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

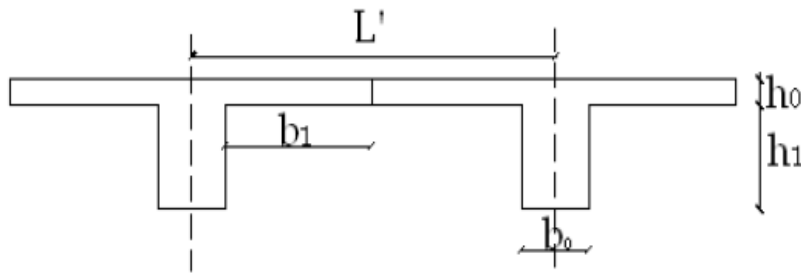


Figure III.2.4: Coupe vertical d'une poutrelle.

Avec:

- b_0 : Largeur de la nervure $b_0 = 12 \text{ cm}$.
- L' : Distance entre axes des poutrelles $L'=65 \text{ cm}$
- L : Longueur de la plus grande travée $L = 3,2 \text{ m}$.
- h_0 : épaisseur de la dalle de compression $h_0 = 4 \text{ cm}$.
- h_1 : épaisseur du corps creux $h_1=16 \text{ cm}$

$$\underline{\text{AN}} : b_1 \leq \min \left(\frac{320}{10}; \frac{65-12}{2} \right) = \min(32 \text{ cm}; 26,5 \text{ cm}) = 26,5 \text{ cm}$$

✓ On prend : $b_1 = 26,5 \text{ cm}$

b). calcul des chargements :

- Poids propre du plancher (étage terrasse): $G = 5,68 \times 0,65 = 3,692 \text{ KN/ml}$.
Poids propre du plancher étage courant : $G = 5,24 \times 0,65 = 3,406 \text{ KN/ml}$
- Charge d'exploitation : (plancher terrasse) : $Q = 1 \times 0,65 = 0,65 \text{ KN/ml}$.
- Charge d'exploitation : (plancher à usage d'habitation): $Q = 1,5 \times 0,65 = 0,975 \text{ KN/ml}$
- Charge d'exploitation : (plancher à usage commerce S-sol) : $Q = 3,5 \times 0,65 = 2,275 \text{ kN/ml}$.

c). Combinaison de charges :

❖ **Plancher à usage d'habitation (RDC et étage courant) :**

$$\text{ELU} : q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 \times 3.406 + 1.5 \times 0.98 = 6.068 \text{ KN/ml.}$$

$$\text{ELS} : q_s = G + Q = 3.406 + 0,98 = 4.386 \text{ KN/m}$$

❖ **Plancher à usage commercial (S-SOL) :**

$$\text{ELU : } q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 \times 3.406 + 1.5 \times 2.275 = \mathbf{8.01 \text{ KN/ml.}}$$

$$\text{ELS : } q_s = G + Q = 3.406 + 2.275 = \mathbf{5.681 \text{ KN/ml.}}$$

❖ **Plancher terrasse :**

$$\text{ELU : } q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 \times 3.692 + 1.5 \times 0.65 = 5.959 \text{ KN/ml.}$$

$$\text{ELS : } q_s = G + Q = 3.692 + 0.65 = 4.342 \text{ KN/ml.}$$

Remarque :

Nous considérons pour nos calculs, le plancher qui présente le cas le plus défavorable. Dans notre cas on fait le calcul pour le plancher à usage commercial (S SOL)

d. Choix de la méthode :

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

- a) Méthode forfaitaire.
- b) Méthode de Caquot.
- c) Méthode des trois moments

1^{er} cas : On a une poutre sur sept appuis :

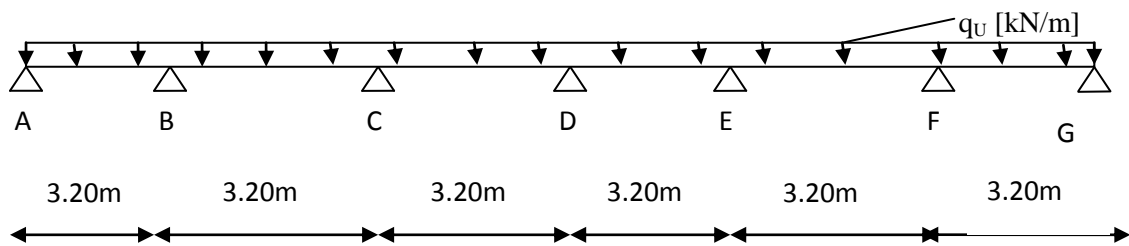


Figure III.2.5 : Schéma statique de la poutre continue reposant sur 07 appuis

❖ **Méthode forfaitaire :**

Il s'agit d'une méthode simplifiée de calcul applicable aux planchers à surcharges modérées ; tels que les planchers des constructions courantes comme les bâtiments à usage d'habitation, bureaux, d'enseignement...

L'utilisation de cette méthode conduit à un calcul rapide et direct, suivant le **BAEL91**, on peut appliquer cette méthode si les conditions suivantes sont vérifiées.

a) Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire: (Art B.6.2.210 BAEL 91 modifiée99) :

1^{ère} condition: $Q \leq \min\left(2G ; 5 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}\right)$

$Q = 3,5 \text{ KN/ml} < \min(6,812 \text{ KN/ml} ; 5 \text{ KN/ml}) = 5 \text{ KN/ml} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$

2^{ème} condition:

Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées \rightarrow **Condition vérifiée.**

3^{ème} condition:

La fissuration est considérée comme non préjudiciable \rightarrow **Condition vérifiée.**

4^{ème} condition:

Le rapport des portées successives doit être compris entre : $0,8 < \frac{L_i}{L_{i+1}} < 1,25$

$$\frac{L_1}{L_2} = \frac{3,20}{3,20} = 1 ; \quad \frac{L_2}{L_3} = \frac{3,20}{3,20} = 1 ; \quad \frac{L_3}{L_4} = \frac{3,20}{3,20} = 1 ; \quad \frac{L_4}{L_5} = \frac{3,20}{3,20} = 1 ;$$

$$\frac{L_5}{L_6} = \frac{3,20}{3,20} = 1 ; \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

\Rightarrow **la méthode forfaitaire est applicable**

❖ Principe de la méthode :

La méthode forfaitaire consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travées et des moments sur appuis à des fractions fixées forfaitairement de la valeur maximale du moment M_0 , dans la travée dite de comparaison ; c'est-à-dire dans la travée isostatique indépendante de même portée et soumise aux mêmes charges que la travée considérée.

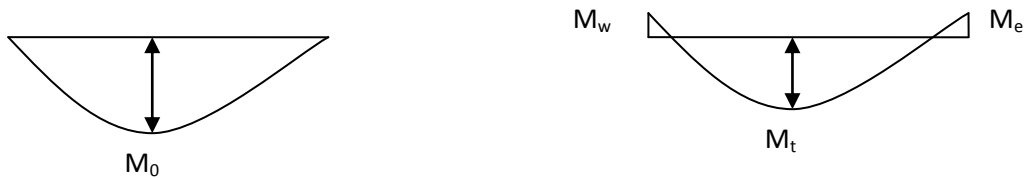


Figure III.2.5 : Diagramme des moments (principe de la méthode forfaitaire)

❖ Exposé de la méthode :

- le rapport (α) des charges d'exploitation à la somme des charges permanentes et d'exploitation en valeurs non pondérées $\alpha = \frac{Q}{Q+G}$, varie de 0 à 2/3 pour un plancher à surcharge d'exploitation modérée.

En effet pour $Q=0 \rightarrow \alpha=0$ et pour $Q=2G \rightarrow \alpha=2/3$

- M_0 : valeur maximale du moment fléchissant dans la travée entre nus d'appuis

$$M_0 = \frac{q \times l^2}{8}$$

Avec l : longueur de la travée entre nus d'appuis

q : charge uniformément répartie

- M_w et M_e sont des valeurs des moments sur l'appui de gauche et de droite respectivement
- M_t : moment maximum en travée, pris en compte dans les calculs de la travée considérée

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

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

$$M_t \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0 \quad \text{dans le cas d'une travée intermédiaire}$$

$$M_t \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0 \quad \text{dans le cas d'une travée de rive}$$

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

- $0.6M_0$ dans le cas d'une poutre à deux travées
- $0.5M_0$ pour les appuis voisins des appuis de rive dans le cas d'une poutre à plus de deux travées
- $0.4M_0$ pour les autres appuis intermédiaires dans le cas d'une poutre à plus de trois travées
- $0.3M_0$ pour les appuis de rive semi encastrés

Dans notre cas nous avons une poutre sur 07 appuis, comme présentée dans le diagramme suivant :

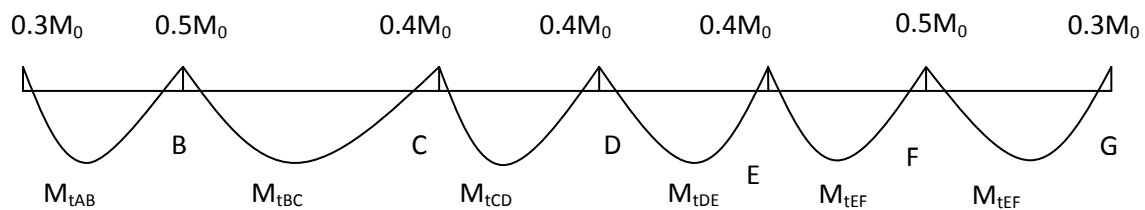


Figure III.2.6 :Diagramme des moments

III.2.3 .Application :

- **Combinaison de charge :**

ELU : $q_u=8,01$ KN/ml

ELS : $q_s= 5,681$ KN/ml

- **Calcul du rapport de charge (α) et des fonctions $f(\alpha)$:**

$$\alpha = \frac{3,5}{3,5 + 5,24} = 0,40 \qquad 1+0.3\alpha = 1,12 > 1,05$$

$$\frac{1+0.3\alpha}{2} = 0,56 \qquad \frac{1.2+0.3\alpha}{2} = 0.66$$

- **Moment isostatique :**

Pour les travées (AB), (CD), (DE) ,(FG) (BC) et(EF) :

$$M_0 = \frac{q_u x l^2}{8} = \frac{8,01 x 3,20^2}{8} = \mathbf{10,25KN.m}$$

- **Moments sur appuis :**

$$M_A = M_G = 0,3 x 10,25 = \mathbf{3,075 KN.m}$$

$$M_B = M_f = 0,5 x 10,25 = \mathbf{5,125 kN.m}$$

$$M_C = M_D = M_E = 0,4 x 10,25 = \mathbf{4,1kN.m}$$

Moments en travées :

$$\text{Travée AB} \begin{cases} M_t \geq 1,12 \times 10,25 - \frac{3,075 + 5,125}{2} = 7,38kN.m \\ M_t \geq 0,66 \times 10,25 = 6,765KN.m \end{cases}$$

$$\text{Soit } \mathbf{M_{tAB}=7,380kN.m}$$

$$\text{Travée BC} \begin{cases} M_t \geq 1,12 \times 10,25 - \frac{5,125 + 4,1}{2} = 6,867kN.m \\ M_t \geq 0,56 \times 10,25 = 5,74KN.m \end{cases}$$

$$\text{Soit } \mathbf{M_{tBC}=6,867kN.m}$$

$$\text{Travée CD} \begin{cases} M_t \geq 1,12 \times 10,25 - \frac{4,1 + 4,1}{2} = 7,380 \text{ kN.m} \\ M_t \geq 0,56 \times 10,25 = 5,74 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Soit $M_{tCD} = 7,380 \text{ kN.m}$

$$\text{Travée DE} \begin{cases} M_t \geq 1,12 \times 10,25 - \frac{4,1 + 4,1}{2} = 7,380 \text{ kN.m} \\ M_t \geq 0,56 \times 10,25 = 5,74 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Soit $M_{tDE} = 7,380 \text{ kN.m}$

$$\text{Travée EF} \begin{cases} M_t \geq 1,12 \times 10,25 - \frac{4,1 + 5,125}{2} = 6,867 \text{ kN.m} \\ M_t \geq 0,56 \times 10,25 = 5,74 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Soit $M_{tEF} = 6,867 \text{ kN.m}$

$$\text{Travée FG} \begin{cases} M_t \geq 1,12 \times 10,26 - \frac{5,125 + 3,075}{2} = 7,380 \text{ kN.m} \\ M_t \geq 0,66 \times 10,25 = 6,765 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Soit $M_{tFG} = 7,380 \text{ kN.m}$

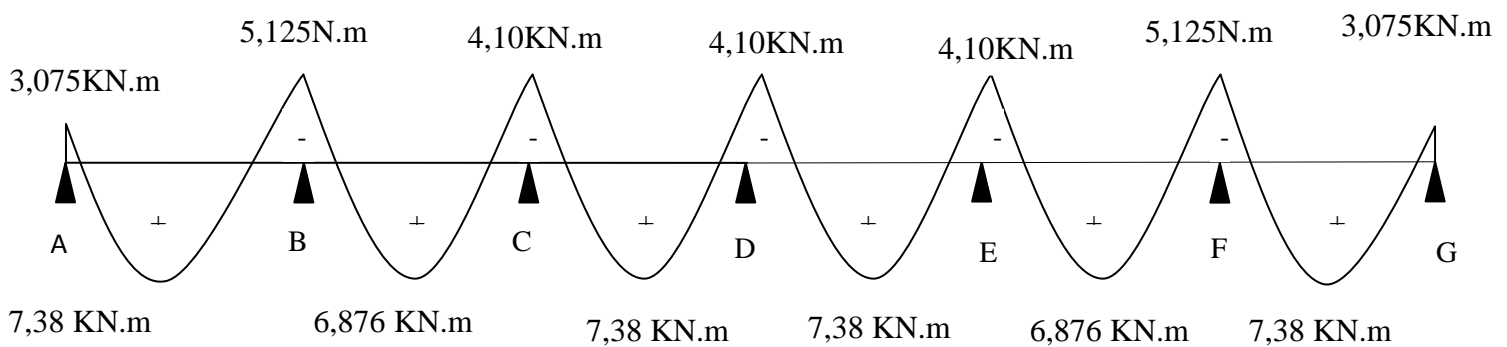


Figure III.2.7: Diagramme des moments d'une poutre continue

➤ **Calcul des efforts tranchant :**

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

l : longueur de la travée considérée,

$\theta(x)$: Effort tranchant de la travée isostatique,

M_i et M_{i+1} sont les moments aux appuis (i) et (i+1) respectivement en valeurs algébrique, on aura :

$$T_w = \frac{q_u \times l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{l} \qquad T_e = \frac{-q_u \times l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{l}$$

-Travée AB :

$$T_a = \frac{8,01 \times 3,2}{2} + \frac{-5,125 - (-3,075)}{3,2} = 12,175 \text{ kN}$$

$$T_b = -\frac{8,01 \times 3,2}{2} + \frac{-5,125 - (-3,075)}{3,2} = -13,456 \text{ kN}$$

-Travée BC :

$$T_b = \frac{8,01 \times 3,2}{2} + \frac{-4,1 - (-5,125)}{3,2} = 13,136 \text{ kN}$$

$$T_c = -\frac{8,01 \times 3,2}{2} + \frac{-4,1 - (-5,125)}{3,2} = -12,495 \text{ kN}$$

-Travée CD :

$$T_c = \frac{8,01 \times 3,2}{2} + \frac{-4,1 - (-4,1)}{3,2} = 12,816 \text{ kN}$$

$$T_d = -\frac{8,01 \times 3,2}{2} + \frac{-4,1 - (-4,1)}{3,1} = -12,816 \text{ kN}$$

-Travée DE :

$$T_D = \frac{8,0 \times 3,2}{2} + \frac{-4,1 - (-4,1)}{3,2} = 12,816 \text{ kN}$$

$$T_E = -\frac{8,01 \times 3,2}{2} + \frac{-4,1 - (-4,1)}{3,2} = -12,816 \text{ kN}$$

-Travée EF :

$$T_E = \frac{8,01 \times 3,2}{2} + \frac{-5,125 - (-4,1)}{3,2} = 12,495 \text{ kN}$$

$$T_F = -\frac{8,01 \times 3,2}{2} + \frac{-5,125 - (-4,1)}{3,2} = -13,136 \text{ kN}$$

-Travée FG :

$$T_F = \frac{8,01 \times 3,2}{2} + \frac{-3,075 - (-5,125)}{3,2} = 13,456 \text{ kN}$$

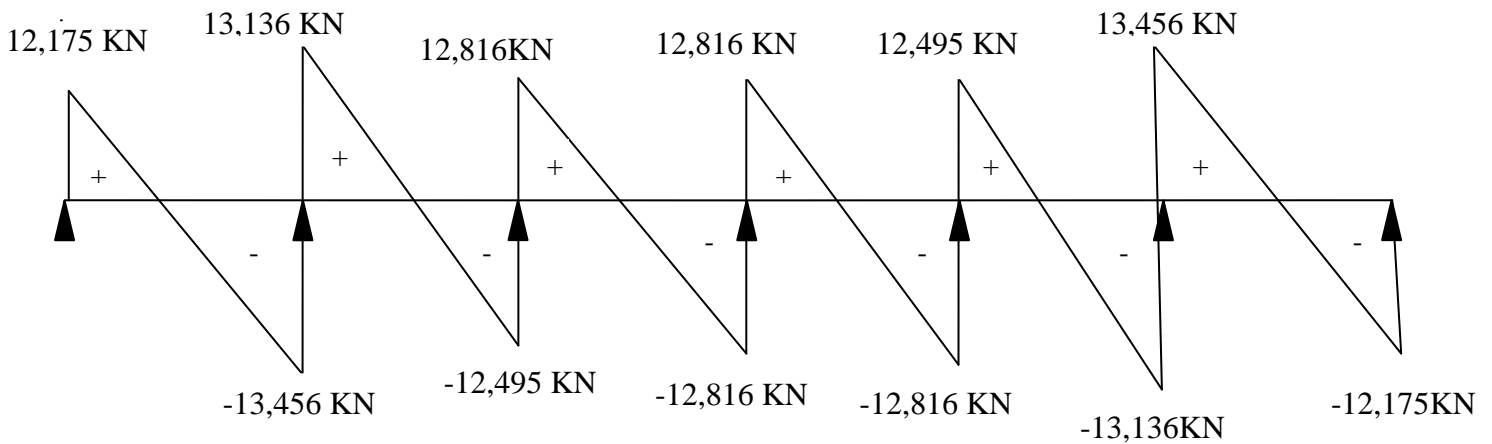


Figure III.2.8 : Diagramme des efforts tranchants

2^{er} cas : On a une poutre sur quatre appuis :

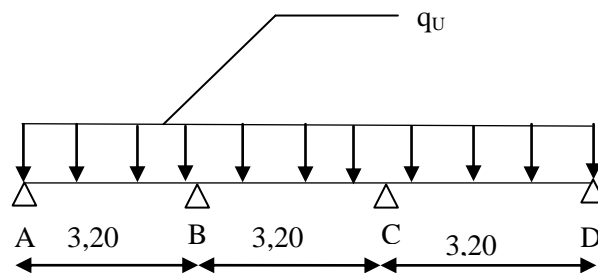


Figure III.2.9: Schéma statique

a) Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire: (Art B.6.2.210 BAEL 91 modifiée99) :

1^{ère} condition: $Q \leq \min\left(2G ; 5 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}\right)$

$Q = 3,5 \text{ KN/ml} < \min(6,812 \text{ KN/ml} ; 5 \text{ KN/ml}) = 5 \text{ KN/ml} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$

2^{ème} condition:

Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées \rightarrow **Condition vérifiée.**

3^{ème} condition:

La fissuration est considérée comme non préjudiciable \rightarrow **Condition vérifiée.**

4^{ème} condition:

Le rapport des portées successives doit être compris entre : $0,8 < \frac{L_i}{L_{i+1}} < 1,25$

$$\frac{L_1}{L_2} = \frac{3,20}{3,20} = 1 ; \quad \frac{L_2}{L_3} = \frac{3,20}{3,20} = 1;$$

\Rightarrow **Condition vérifiée**

\Rightarrow **la méthode forfaitaire est applicable**

Pour notre cas :

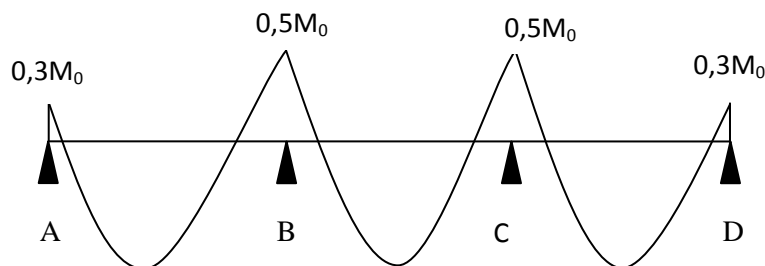


Figure III.2.10 : diagramme des moments d'une poutre continue

- **Calcul du rapport de charge (α) et des fonctions $f(\alpha)$:**

$$\alpha = \frac{3,5}{3,5 + 5,24} = 0,40 \qquad 1 + 0,3\alpha = 1,12 > 1,05$$

$$\frac{1 + 0,3\alpha}{2} = 0,56 \qquad \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} = 0,66$$

- **Moment isostatique :**

Pour les travées (AB), (BC), (CD) :

$$M_0 = \frac{q_u x l^2}{8} = \frac{8,01 \times 3,20^2}{8} = 10,25 \text{ KN.m}$$

- **Moments sur appuis :**

$$M_A = M_D = 0,3 \times 10,25 = 3,075 \text{ KN.m}$$

$$M_B = M_C = 0,5 \times 10,25 = 5,125 \text{ kN.m}$$

Moments en travées :

$$\text{Travée AB} \begin{cases} M_t \geq 1,12 \times 10,25 - \frac{3,075 + 5,125}{2} = 7,38 \text{ kN.m} \\ M_t \geq 0,66 \times 10,25 = 6,765 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Soit } M_{tAB} = 7,380 \text{ kN.m}$$

$$\text{Travée BC} \begin{cases} M_t \geq 1,12 \times 10,25 - \frac{4,1 + 4,1}{2} = 7,380 \text{ kN.m} \\ M_t \geq 0,56 \times 10,25 = 5,74 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Soit } M_{tBC} = 7,380 \text{ kN.m}$$

$$\text{Travée CD} \begin{cases} M_i \geq 1,12 \times 10,25 - \frac{5,125 + 3,075}{2} = 7,380 \text{ kN.m} \\ M_i \geq 0,66 \times 10,25 = 6,765 \text{ kN.m} \end{cases}$$

Soit $M_{tCD} = 7,380 \text{ kN.m}$

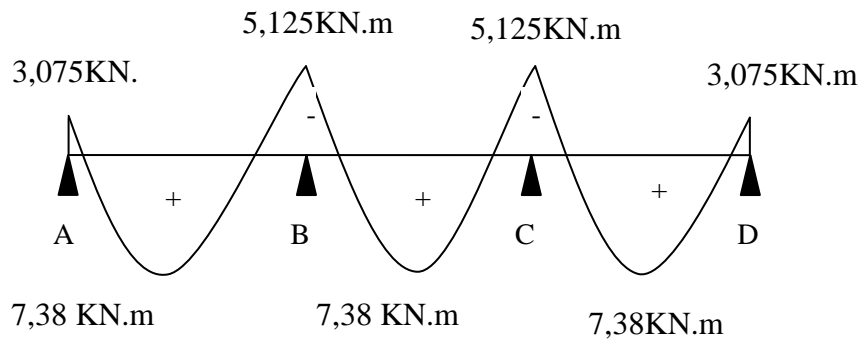


Figure III.2.11 : Diagramme des moments d'une poutre continue

➤ Calcul des efforts tranchant :

-Travée AB :

$$T_a = \frac{8,01 \times 3,2}{2} + \frac{-5,125 - (-3,075)}{3,2} = 12,175 \text{ kN}$$

$$T_b = -\frac{8,01 \times 3,2}{2} + \frac{-5,125 - (-3,075)}{3,2} = -13,456 \text{ kN}$$

-Travée BC :

$$T_b = \frac{8,01 \times 3,2}{2} + \frac{-5,125 - (-5,125)}{3,2} = 12,816 \text{ kN}$$

$$T_c = -\frac{8,01 \times 3,2}{2} + \frac{-5,125 - (-5,125)}{3,2} = -12,816 \text{ kN}$$

-Travée CD :

$$T_c = \frac{8,01 \times 3,2}{2} + \frac{-3,075 - (-5,125)}{3,2} = 13,456 \text{ kN}$$

$$T_d = -\frac{8,01 \times 3,2}{2} + \frac{-4,1 - (-4,1)}{3,1} = -12,175 \text{ kN}$$

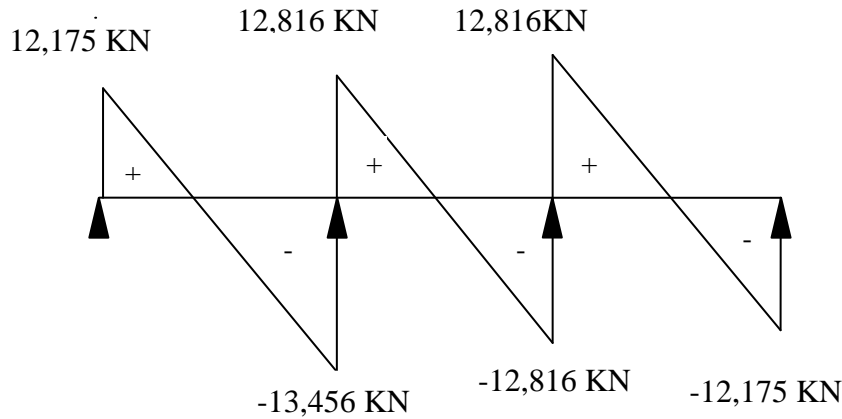


Figure III.2.12: Diagramme des efforts tranchants

3^{ème} cas :

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

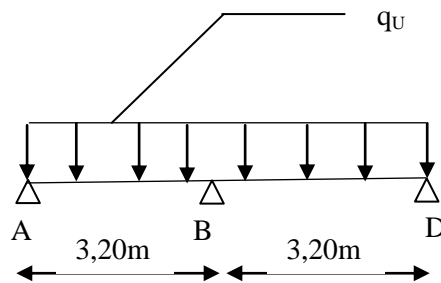


Figure III.2.13: Schéma statique

a) Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire: (Art B.6.2.210 BAEL 91 modifiée99) :

1^{ère} condition: $Q \leq \min \left(2G ; 5 \frac{\text{KN}}{\text{ml}} \right)$

$Q = 3,5 \text{ KN/ml} < \min(6,812 \text{ KN/ml} ; 5 \text{ KN/ml}) = 5 \text{ KN/ml} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$

2^{ème} condition:

Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées → **Condition vérifiée.**

3^{ème} condition:

La fissuration est considérée comme non préjudiciable → **Condition vérifiée.**

4^{ème} condition:

Le rapport des portées successives doit être compris entre : $0,8 < \frac{L_i}{L_{i+1}} < 1,25$

$$\frac{L_1}{L_2} = \frac{3,20}{3,20} = 1 ;$$

⇒ **Condition vérifiée**

⇒ **la méthode forfaitaire est applicable**

Pour ce cas :

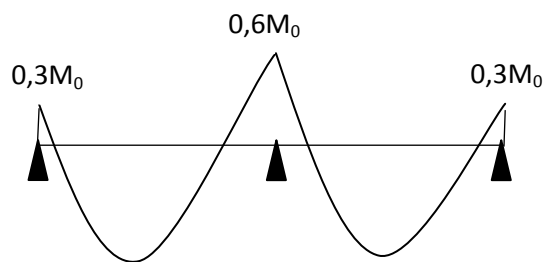


Figure III.2.14: Diagramme des moments d'une poutre continue reposant sur 3 appuis

➤ **Moment isostatique :**

Pour les travées (AB), (BC), ... :

$$M_0 = \frac{q_u x l^2}{8} = \frac{8,01 \times 3,20^2}{8} = 10,25 \text{ KN.m}$$

➤ **Moments sur appuis :**

$$M_A = M_C = 0,3 \times 10,25 = 3,075 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 0,6 \times 10,25 = 6,15 \text{ kN.m}$$

Moments en travées :

$$\text{Travée AB} \begin{cases} M_t \geq 1,12 \times 10,25 - \frac{3,075 + 6,15}{2} = 6,867 \text{ kN.m} \\ M_t \geq 0,66 \times 10,25 = 6,765 \text{ kN.m} \end{cases}$$

Soit $M_{tAB} = 6,867 \text{ kN.m}$

$$\text{Travée BC} \begin{cases} M_t \geq 1,12 \times 10,25 - \frac{6,15 + 3,075}{2} = 6,867 \text{ kN.m} \\ M_t \geq 0,66 \times 10,25 = 6,765 \text{ kN.m} \end{cases}$$

Soit $M_{tBC} = 6,867 \text{ kN.m}$

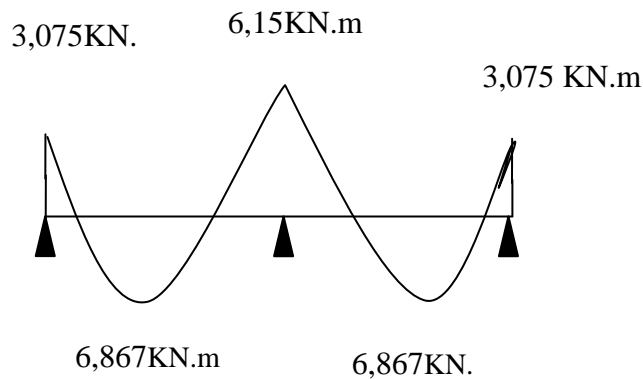


Figure III.2.15: Diagramme des moments fléchissant

➤ **Calcul des efforts tranchant :**

-Travée AB :

$$T_a = \frac{8,01 \times 3,2}{2} + \frac{-6,15 - (-3,075)}{3,2} = 11,855 \text{ kN}$$

$$T_b = -\frac{8,01 \times 3,2}{2} + \frac{-6,15 - (-3,075)}{3,2} = -13,777 \text{ kN}$$

-Travée BC :

$$T_b = \frac{8,01 \times 3,2}{2} + \frac{-3,075 - (-6,15)}{3,2} = 13,777 \text{ kN}$$

$$T_c = -\frac{8,01 \times 3,2}{2} + \frac{-3,075 - (-6,15)}{3,2} = -11,855 \text{ kN}$$

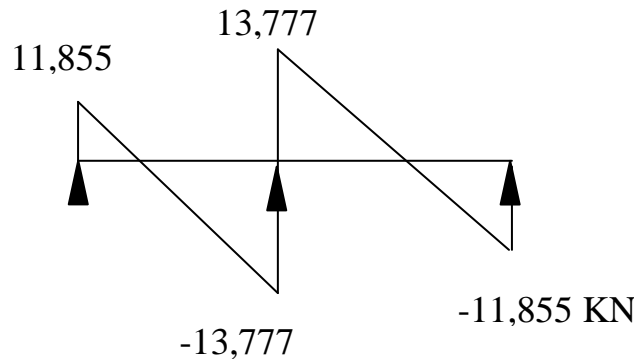


Figure III.2.16: Diagramme des efforts tranchants

III.2.4. Calcul des armatures :

On adoptera le même ferrailage pour toutes les travées en utilisant le moment maximum

$$M_{t \max} = 7,38 \text{ KN.m et } M_{a \max} = -6,15 \text{ KN.m}$$

-Caractéristiques géométriques de la section de calcul;

b = 65cm (largeur de la table de compression)

h = 20cm (hauteur total de plancher)

b₀ = 12cm (largeur de la nervure)

h₀ = 4cm (épaisseur de la table de compression)

c = 2cm (enrobage des armatures inférieures)

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

-moment résistant

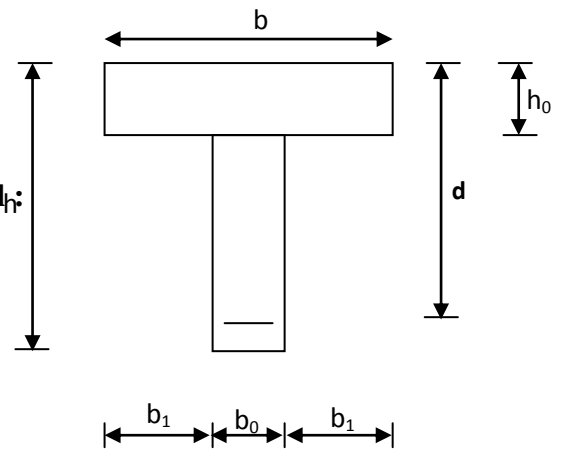


Figure III.2.17: Section de calcul de la poutrelle après coulage de la dalle de compression

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

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

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

$M_f = 7,38 < M_0 = 59,07 \rightarrow$ Donc l'axe neutre se situe dans la table de compression, le béton tendu est négligé,

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

➤ **Calcul des armatures longitudinales :**

➤ **En travée :**

$$\mu = \frac{M_t}{b d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{7,38 \cdot 10^2}{65 \times (18)^2 \times 14,2 \times 10^{-1}} = 0,025 < 0,392 \dots \dots \dots \text{SSA} \rightarrow (A_{sc} = 0).$$

$$\mu = 0,028 \rightarrow \beta = 0,987$$

-Les armatures nécessaires (traction) :

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot f_{su}} = \frac{7,38 \times 10^2}{0,987 \times 18 \times 348 \times 10^{-1}} = 1,19 \text{ cm}^2$$

On adopte $A_{st} = 3\text{HA}10 = 2,35 \text{ cm}^2$

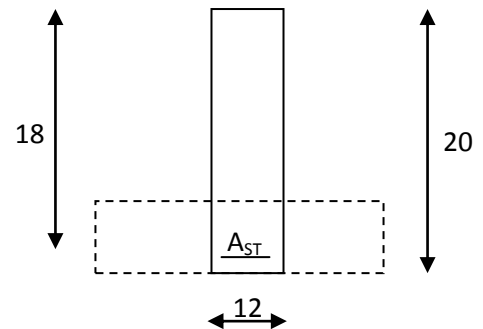
➤ **Aux appuis :**

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

$$b_0 = 12 \text{ cm}, c = 2 \text{ cm}, h = 20 \text{ cm}, d = 18 \text{ cm}$$

-Moment réduit :

$$\mu = \frac{M_a^{\max}}{b_0 d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{6,15 \cdot 10^2}{12 \times (18)^2 \times 14,2 \times 10^{-1}} = 0,111$$



$$\mu = 0.111 < 0.392 \rightarrow SSA \rightarrow A_{sc} = 0 \text{ cm}^2$$

Les armatures nécessaires sont les armatures de traction

$$\mu = 0,111 \rightarrow \beta = 0,940$$

$$A_{st} = \frac{M_a^{\max}}{\beta \cdot d \cdot f_{su}} = \frac{6,15 \times 10^2}{0,940 \times 18 \times 348 \times 10^{-1}} = 1,04 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } A_{st} = 2HA10 = 1,57 \text{ cm}^2$$

❖ Calcul des armatures transversales :

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

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

Avec: ϕ_{lmax} : Diamètre maximal des armatures longitudinales

$$\phi_t = \min \left(\frac{200}{35} ; 10 ; \frac{120}{10} \right) = \min(5,71 ; 10 ; 12) \Rightarrow \phi = 5,71 \text{ mm.}$$

✓ On opte pour une section d'armature **2HA8** $\Rightarrow A_{adop} = 1,00 \text{ cm}^2$.

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

III.2.5. Vérification à l'ELU :

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

1. Calcul de la section minimale :

On doit vérifier que: $A_s \geq A_{\min} = 0,23 b d \frac{f_{t28}}{f_e}$

- **En travée :**

$$A_{st}^{\min} = \frac{0,23 \times 65 \times 18 \times 2,1}{400} = 1,41 \text{ cm}^2.$$

$$A_{st}^{\min} = 1,41 \text{ cm}^2 < A_{ad} = 2,35 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Aux appuis :**

$$A_{st}^{\min} = \frac{0,23 \times 12 \times 18 \times 2,1}{400} = 0,26 \text{ cm}^2.$$

$$A_{st}^{\min} = 0,26 < A_{ad} = 1,57 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

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

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

Avec: $T_{max} = 13,77 \text{ KN}$.

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{\tau}_u = \min \left(0,20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = \min(3,33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa.} \\ \tau_u = \frac{T_{max}}{b_0 d} = \frac{13,77 \times 10^3}{120 \times 180} = 0,64 \text{ MPa.} \end{array} \right.$$

✓ $\tau_u = 0,64 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée, pas de risque de cisaillement.}$

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

On doit vérifier que: $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \bar{f}_{t28}$

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

Avec: Ψ_s : Coefficient de scellement

$$\Psi_s \begin{cases} 1,5 & \text{pour les Haute adhérence} \\ 1 & \text{pour les ronds lisse} \end{cases}$$

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

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

AN:

• **En travée :**

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 3 \times 3,14 \times 10 = 94,2 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{13,77 \times 10^3}{0,9 \times 94,2 \times 180} = 0,90 \text{ MPa.}$$

✓ $\tau_{se} = 0,90 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$

• **Aux appuis :**

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 2 \times 3,14 \times 10 = \mathbf{62,8 \text{ mm.}}$$

$$\tau_{se} = \frac{13,77 \times 10^3}{0,9 \times 62,8 \times 180} = \mathbf{1,35 \text{ MPa.}}$$

✓ $\tau_{se} = 1,45 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3,15 \text{ MPa} \rightarrow$ Condition vérifiée.

Donc Il n'ya pas de risque d'entrainement des barres, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

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

$$-S_t \leq \min(0,9d ; 40 \text{ cm}) = \min(16,2 \text{ cm} ; 40 \text{ cm}) = 16,2 \text{ cm}$$

✓ soit: $S_t = 16 \text{ cm}$

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

$$\text{On : } a_{ls} = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}}$$

$$\text{Avec: } \tau_{su} = 0,6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = \mathbf{2,835 \text{ MPa}}$$

$$\text{AN: } l_s = \frac{400 \times 1}{4 \times 2,835} = \mathbf{35,27 \text{ cm}}$$

-La longueur mesurée hors crochets est au moins égale $0,4 l_s$ pour les aciers HA

$$l_{ad} = 0,4 L_s = 0,4 \times 35,27 = \mathbf{14,11 \text{ cm}}$$

✓ on prend $l_s = 15 \text{ cm}$

e) Influence de l'effort tranchant :

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

$$\text{On doit vérifier que: } A_{st} \geq A_{min} = \left(T_{max} - \frac{M_{max}^a}{0,9d} \right) \times \frac{\gamma_s}{f_e}$$

$$A_{min} = \left(13,77 - \frac{6,15}{0,9 \times 0,18} \right) \times \frac{1,15}{400} = \mathbf{-0,07 \text{ cm}^2}$$

✓ $A_{st} = 1,57 \text{ cm}^2 > A = -0,07 \text{ cm}^2 \rightarrow$ Condition vérifiée; Les armatures calculées sont suffisants.

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

On doit vérifier que : $\frac{2 T_{max}}{0,9 b_0 d} \leq \frac{0,8 f_{c28}}{\gamma_b}$

Avec :

$$T \leq \frac{0,8 \times 0,9 f_{c28} b_0 d}{2 \gamma_b} = 0,36 \frac{f_{c28} b_0 d}{\gamma_b} = \frac{0,36 \times 25 \times 12 \times 18}{1,5} 10^{-1} = 1296 \text{KN}.$$

✓ $T_{max} = 13,77 \text{KN} < T = 1296 \text{KN} \rightarrow$ Condition vérifiée.

III.2.6 .Vérification à l'ELS :

- **Combinaison des charges:**

$$q_s = G + Q = 3,406 + 2,275 = 5,68 \text{KN/ml}$$

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

$$\text{On a } q_u = 8,01 \text{KN/ml} \Rightarrow \frac{q_s}{q_u} = \frac{5,68}{8,01} = 0,71$$

$$M_{ts}^{\max} = M_{tu}^{\max} \times \frac{q_s}{q_u} = 7,38 \times 0,71 = 5,24 \text{KN.m}$$

$$M_{aps}^{\max} = M_{apu}^{\max} \times \frac{q_s}{q_u} = 6,15 \times 0,71 = 4,37 \text{KN.m}$$

Les états limites de service sont définis compte tenu des exploitations et de la durabilité de la construction.

Les vérifications qui leurs sont relatives sont :

a/-Etat limite de résistance de béton en compression :

La contrainte de compression dans le béton : $\overline{\sigma_{bc}} = \sigma_s \cdot k$

➤ **En travée :**

La section d'armatures adoptée à l'ELU en travée est $A_s = 3 \phi_{10} = 2,35 \text{cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100.A_s}{b_0.d} = \frac{100 \times 2,35}{12 \times 18} = 1,0879 \rightarrow \beta_1 = 0,856 \rightarrow \alpha_1 = 0,432$$

$$K = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)} = \frac{0,432}{15(1 - 0,432)} = 0,0507$$

La contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_t^{\text{ser}}}{\beta_1.d.A_s} = \frac{5,24 \times 10^6}{0,856 \times 180 \times 235} = 144,72 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{OK}$$

$$\sigma_{bc} = 0,0507 \times 144,72 = 7,34 < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

➤ **Aux appuis :**

La section d'armatures adoptée aux appuis :

$$A_s = 2 \phi 10 = 1,57 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100.A_s}{b_0.d} = \frac{100 \times 1,57}{12,18} = 0,719 \rightarrow \beta_1 = 0,877 \rightarrow \alpha_1 = 0,369$$

$$K = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)} = \frac{0,369}{15(1 - 0,369)} = 0,039$$

$$\sigma_s = \frac{M_a^{\text{ser}}}{\beta_1.d.A_s} = \frac{4,37 \times 10^6}{0,877 \times 180 \times 157} = 176,32 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{OK}$$

$$\sigma_{bc} = 0,039 \times 176,32 = 8,3 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Donc les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes à l'ELS.

b/ Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration étant peu nuisible, aucune vérification n'est à effectuer.

c/ Etat limite de déformation :

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

Les règles de BAEL (A.6.5.2) précisent qu'on peut admettre qu'il n'est pas indispensable de vérifier la flèche si les conditions suivantes seront vérifiées.

$$L = 320\text{cm (longueur entre nus d'appuis)}$$

$$h = 20\text{cm (hauteur totale de la poutrelle).}$$

On doit vérifier que :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{22,5} \dots\dots\dots (1) \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_{ts}}{15 M_{0s}} \dots\dots\dots (2) \\ \frac{A_{st}}{b \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} \dots\dots\dots (3) \end{array} \right.$$

AN:

$$\frac{h}{l} = \frac{20}{320} = 0,0625 > \frac{1}{22,5} = 0,044 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{l} = \frac{20}{350} = 0,0625 > \frac{M_{st}}{15 M_{0s}} = \frac{5,24}{15 \times 7,27} = 0,048 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_{st}}{b \cdot d} = \frac{2,35}{12 \times 18} = 0,01 = \frac{4,2}{f_e} = 0,01 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

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

Conclusion:

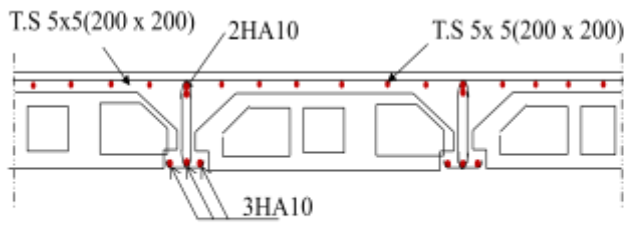
Suite aux différents calculs et vérifications effectués, nous adoptons pour le ferrailage des planchers en corps creux celui adopté précédemment :

- Armatures longitudinales

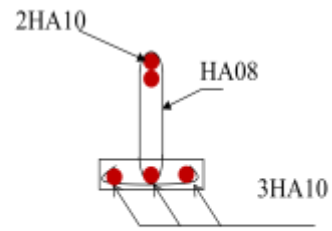
En travées : 3HA10

Aux appuis : 2HA10

- Armatures transversales : 2Etrier en HA8
- treillis soudé : TSØ5 – 150 * 150



Ferrailage du plancher.



Ferrailage de la poutrelle

III.3. calcul d'escaliers :

III.3.1. Définition :

Un escalier est un ouvrage constitué d'une suite de degrés horizontaux (marches et paliers) permettant le passage à pied entre les différents niveaux d'un bâtiment.

Ses caractéristiques dimensionnelles sont fixées par des normes, des DTU, des décrets en fonction du nombre d'utilisateurs et du type du bâtiment.

Notre bâtiment comporte un seul type d'escalier en béton armé coulé sur place

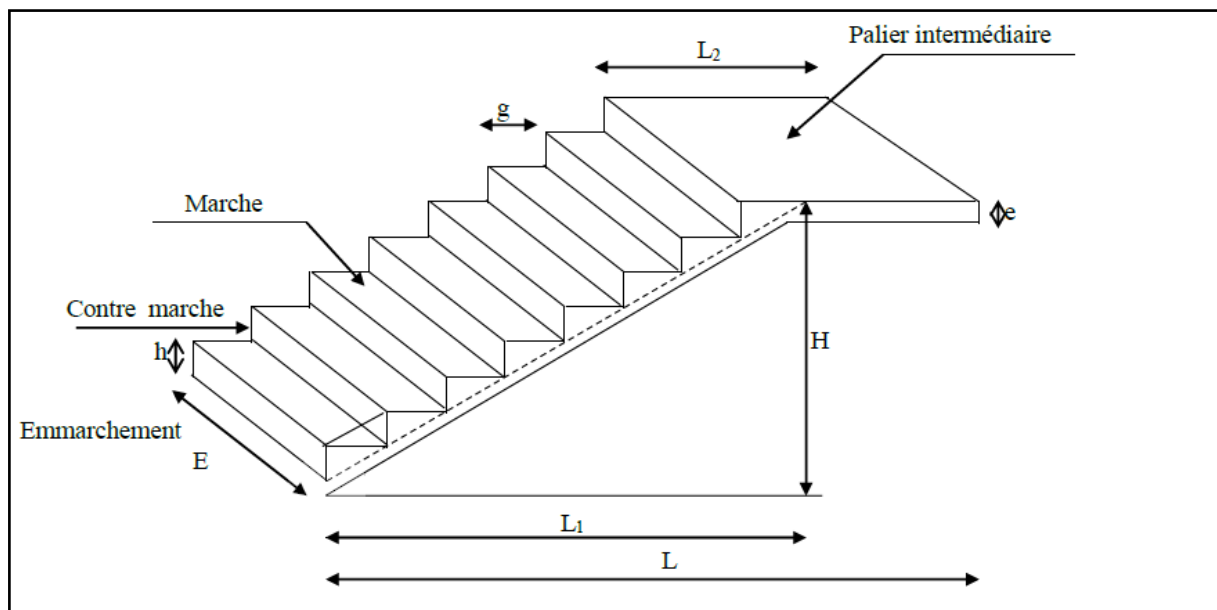


Figure 3.1 : Schéma des escaliers droits

➤ Caractéristiques dimensionnelles

Marche : c'est la partie horizontale sur la quel repose le pied de largeur g (giron)

$$25\text{cm} \leq g \leq 32\text{cm}$$

Le nombre de marches s'écrit : $n = \frac{H}{h}$

Avec : n : nombre de marches

H : hauteur entre deux niveaux consécutifs.

Contremarche « h » : c'est la différence de niveau entre deux marches successives.

$$15\text{cm} \leq h \leq 20\text{cm}$$

L'embranchement : représente la largeur (W) de la l'escalier.

Maison individuelle : **W ≥ 80 cm**

Bâtiment collectif : **W ≥ 120 cm**

Palier intermédiaire ou de repos L_p :

Partie horizontale d'un escalier séparant deux volées successives (la longueur d'un palier de repos doit être de 03 marches au moins) $L_p \geq 3g$

Paillasse : dalle inclinée supportant les marches.

La Volée :

C'est l'ensemble (marches, contremarche, paillasse) compris entre deux paliers successifs.

(Pour le confort des personnes la volée doit comporter au maximum 18 à 20 marches).

Reculement (L):

Longueur de la volée d'escalier projetée sur un plan horizontal.

Revêtement de l'escalier : Qui peut être en carrelage, en marbre, en dalle de sol...

III.3.1. Pré dimensionnement de l'escalier ::

Notre escalier comporte deux volées et un palier.

Les escaliers seront pré dimensionnés suivant la formule de BLONDEL, en tenant compte des dimensions données sur les plans d'architectures.

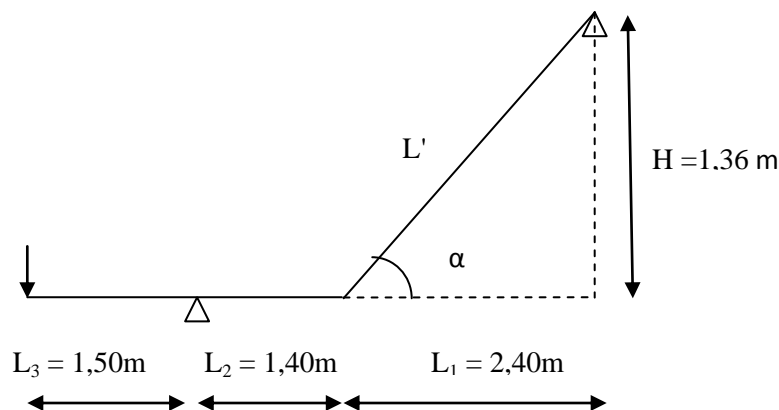


Figure 3.A.1 : Le schéma statique de l'escalier

On prend en compte ce qui suit :

h : est le plus courant $14\text{cm} \leq h \leq 18\text{cm}$

g : est le plus courant $28\text{cm} \leq g \leq 36\text{cm}$

On adopte: **$h = 17\text{cm}$**

$g = 30\text{cm}$

Le nombre de contre marche : $n = \frac{H}{h}$

Le nombre de marches : $m = n - 1$

a). **Nombre de contre marche :**

Le nombre de contre marches est : $n = \frac{1,36}{17} = 8$ **n = 8 contre marches**

b). **Nombre de marches :**

Le nombre de marches pris égale à : $m = 8 - 1 = 7$ **m = 7 marches**

❖ **Vérification de la lois de BLONDEL :**

$$\left. \begin{array}{l} 59 \text{ cm} \leq g+2h \leq 66 \text{ cm} \\ 59 \text{ cm} \leq 30 + 2 \times 17 = 64 \leq 66 \text{ cm} \end{array} \right\} \text{ condition vérifié}$$

c). **L'épaisseur de la pailasse et du palier :**

Le pré dimensionnement se fera comme une poutre simplement appuyée sur ces deux cotés et l'épaisseur doit vérifier :

➤ **Pailasse:**

$$\frac{L_0}{30} \leq e_p \leq \frac{L_0}{20}$$

Avec L_0 : portée entre appuis de l'escalier ($L_0 = L' + L_2$)

Angle d'inclinaison:

$$\text{tg} \alpha = \frac{H}{l_1} = \frac{136}{240} = 0,566 \Rightarrow \alpha = 29,54^\circ$$

$$L' = \frac{L_1}{\cos \alpha} = \frac{240}{\cos \alpha} = 275,89 \text{ cm}$$

Longueur réelle de la pailasse : $L_0 = 275,89 + 290 = 415,89 \text{ cm}$

D'ou:

$$\frac{415,89}{30} \leq e_p \leq \frac{415,89}{20} \Rightarrow 13,86 \leq e_p \leq 20,79$$

on prend **$e_p = 25 \text{ cm}$**

➤ Palier:

$$e \geq \frac{Lz}{10} = \frac{140}{10} = 14 \Rightarrow e = 25 \text{ cm.}$$

III.3.2.Détermination des sollicitations de calcul :

Le calcul se fera en flexion simple pour 1 ml d'emmarchement, pour une bande d'1 m de projection horizontale.

➤ les charges permanentes :

• La volée :

Désignation	Epaisseur (m)	P (KN/m ³)	G(KN/m ²)
Enduit ciment	0,02	18	0,36
Mortier de pose	0,02	20	0,4
Carrelage	0,02	20	0,4
Lit de sable	0,02	18	0,36
Marche	0,17/2	25	2,125
Garde corps	/	/	0,2
Paillasse	0,25/cos 29,54	25	7,18
G_{total}=11,02 KN/m²			

Tableau 3..1 : charges permanentes de la volée

• **Le palier :**

Désignation	Epaisseur (m)	P (KN/m ³)	G(KN/m ²)
Enduit ciment	0,02	18	0,36
Mortier de pose	0,02	20	0,4
Carrelage	0,02	20	0,4
Lit de sable	0,02	18	0,36
Dalle en béton	0,25	25	6,25
G_{total} = 7,77KN/m²			

Tableau 3.2 : charges permanentes du palier.

➤ **les charges d'exploitation :**

La surcharge d'exploitation des escaliers donnée par la DTR B.C.2.2 est :

$Q_p = Q_v = 2,5 \times 1 \text{ m} = 2,5 \text{ KN/ml.}$

III.3.A.3. Calcul à l'ELU :

➤ **Combinaison de charges :**

ELU : $q_u = (1,35 G + 1,5 Q) \times 1 \text{ m}$

Palier : $q_{pl} = (1,35 \times 7,77 + 1,5 \times 2,5) \times 1 \text{ m} = 14,24 \text{ KN/ml}$

Volée : $q_{ps} = (1,35 \times 11,02 + 1,5 \times 2,5) \times 1 \text{ m} = 18,63 \text{ KN/ml}$

Mur extérieure : $P_{um} = 1,35 \times 2,40 \times (3,06 - 0,20) \times 1 \text{ m} = 9,27 \text{ KN}$

➤ **calcul des efforts internes:**

Pour déterminer les efforts internes dans les escaliers on se référera aux méthode de calcul de RDM.

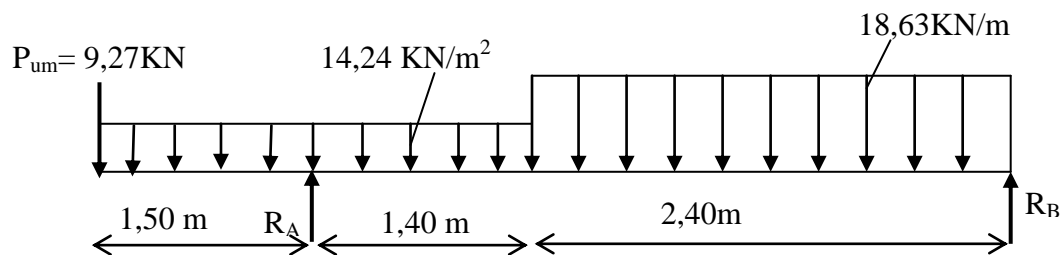


Figure 3.2: Schéma de chargement à l'ELU.

réactions d'appuis :

$$\sum F/y = 0 \Rightarrow R_A + R_B = (18,63 \times 2,4) + (14,24 \times 2,9) + 9,27 = 95,28 \text{ KN}$$

$$R_A + R_B = 95,28 \text{ KN}$$

$$\sum M/B = 0 \Rightarrow 9,27 \times 5,3 + 18,63 \times 2,4 \times \left(\frac{2,4}{2}\right) + 14,24 \times 1,4 \times \left(2,4 + \frac{1,4}{2}\right) +$$

$$14,24 \times 1,5 \times \left(2,4 + 1,4 + \frac{1,5}{2}\right) - 3,8 \times R_A = 0$$

$$R_A = 68,89 \text{ KN}$$

⇒

$$R_B = 26,39 \text{ KN}$$

Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissant➤ **Moment fléchissant**

Tronçon (m)	Expression	X(m)	M _z (KN)
0 ≤ x ≤ 1,5	-9,27 x - 14,24 x ² /2	0	0
		1,5	-29,92
1,5 ≤ x ≤ 2,9	68,89(x - 1,5) - 9,27 x - 14,24 x ² /2	1,5	-29,92
		2,9	9,68
0 ≤ X ≤ 2,4	26,39 x - 18,63 x ² /2	2,4	9,86
		0	0

Effort tranchant

Tronçon (m)	Expression	X(m)	T _y (KN)
0 ≤ x ≤ 1,5	-9,27 - 14,24x	0	-9,27
		1,5	-30,63
1,5 ≤ x ≤ 2,9	59,62 - 14,24x	1,5	38,26
		2,9	18,32
0 ≤ x ≤ 2,4	-26,39 + 18,63x	2,4	18,32
		0	-26,39

Calcul de la valeur de X pour laquelle :

$$T_y = 0 \Rightarrow M_z = M^{\max}$$

$$T_y = 0 \Rightarrow -26,39 + 18,63x = 0 \Rightarrow x = 1,42 \text{ m}$$

$$M_z (1,42\text{m}) = 67,72\text{m} \Rightarrow M_0 = M^{\max} = 18,69\text{KN.m}$$

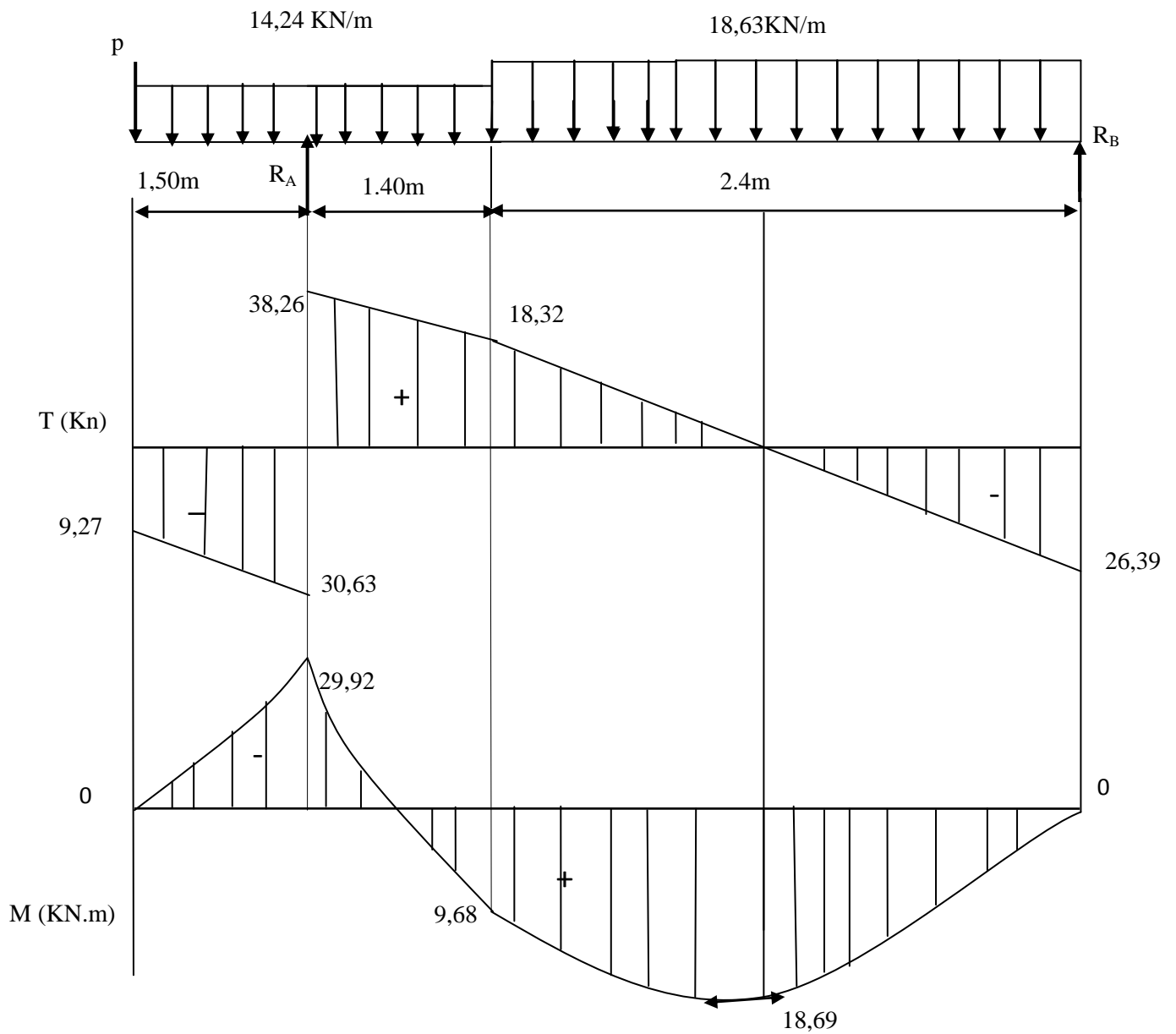


Figure 3.3 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissants à l'ELU

pour tenir compte des semis encastrement aux extrémité ,on porte une correction a l'aide des coefficients réducteurs de 0,85 et 0,3 pour le moment M_{\max} en travée et en appuis respectivement

$$\text{Moment en travée : } M_{\text{trav}} = 0,85 \times M_0$$

$$\text{Moment aux appuis : } M_{\text{app}} = -0,3 \times M_0$$

Alors:

$$M_{\text{trav}} = 0,85 \times 18,69 = \mathbf{15,89 \text{ KN.m}}$$

$$M_{\text{app}} = -0,3 \times 18,69 = \mathbf{-5,60 \text{ KN.m}}$$

III.3.B.4.Calcul des armatures :

Le calcul des armatures sera basé sur le calcul d'une section rectangulaire ,soumise à la flexion simple pour une bande de (1m), en utilisant les moments et les efforts calculés précédemment, dont les caractéristiques sont :

$$b = 100 \text{ cm} ; c = 2 \text{ cm} ; d = 23 \text{ cm}$$

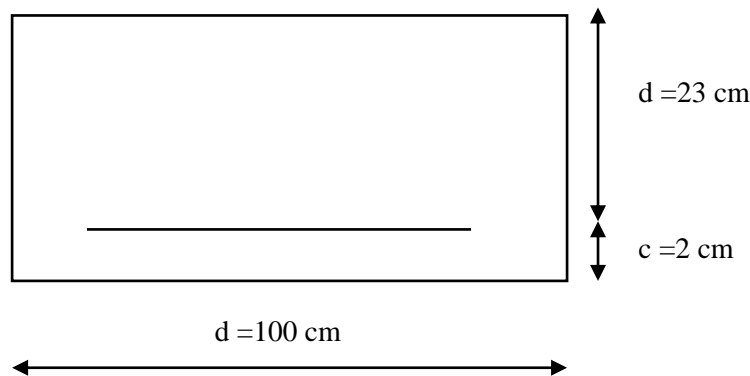


Figure 3.4 :une section rectangulaire d'une bande de 1m

A) Armatures principales :

- **En travée :**

$$\mu_b = \frac{M_t}{bd^2 f_{6c}} = \frac{15,89 \times 10^6}{10^3 \times 230^2 \times 14,2} = \mathbf{0,021} \leq \mu_l = \mathbf{0,392} \quad \Rightarrow \mathbf{S.S.A}$$

$$\mu_b = 0,021 \quad \Rightarrow \quad \beta = 0,989$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta d \sigma_s} = \frac{15,89 \cdot 10^2}{0,989 \times 23 \times 34,8} = 2,00 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA12/ml = 4,52 cm²** ; avec un espacement **St = 25cm**

- **Aux appuis:**

$$\mu_b = \frac{M_a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{5,60 \times 10^6}{10^3 \times 230^2 \times 14,2} = 0,007 \leq \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A (Section simplement armé)..}$$

$$\mu_b = 0,007 \quad \Rightarrow \quad \beta = 0,996$$

$$A_{st} = \frac{M_a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{5,60 \cdot 10^2}{0,996 \times 23 \times 34,8} = 0,70 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA10/ml = 3,14 cm²** ; avec un espacement **St = 25cm**.

B) Armatures de répartition:

- **Aux appuis :**

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{3,14}{4} = 0,78 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA8 /ml = 2,01 cm²** ; avec un espacement **St = 25 cm**.

- **En travée :**

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

Soit : **4HA8 /ml = 2,01 cm²** ; avec un espacement **St = 25cm**.

III.3.B.4.vérifications à l'E.L.U :

1) Espacement des armatures :

L'espacement des barres d'une même nappe d'armatures ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

Armatures principales \longrightarrow **St** **min {3h ; 33cm} = min {75 ; 33cm}**

St=25 cm <

Armatures de répartition \longrightarrow **St** **min {4h ; 45cm} = min {100 ; 45cm}**

St=25 cm <

2) Condition de non fragilité (BEAL 91 ; Art 4.2.1) :

On doit vérifier que: $A_s \geq A_{\min} = 0,23bd$

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 23 \times \frac{2,1}{400} = 2,78 \text{ cm}^2$$

Aux appuis : $A_{st} = 2,35 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,78 \text{ cm}^2$ **Condition vérifiée**

En travée : $A_{st} = 3,39 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,78 \text{ cm}^2$ **Condition vérifiée.**

3) Vérification de l'effort tranchant (BAEL91.Art A.5.1) :

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{T^{\max}}{b \cdot d} < \bar{\tau}_u$

Il suffit de vérifier la section la plus sollicitée.

Dans notre cas $T^{\max} = 38,26 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{38,26 \times 10^3}{10^3 \times 230} = 0,166 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2}{\gamma_b} f_{c28} ; 5 \text{ MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa} \longrightarrow \text{La fissuration est non préjudiciable :}$$

$\tau_u = 0,166 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$ **Condition vérifiée.**

$\tau_u < \bar{\tau}_u$ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

4) Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement (BAEL91 Art.6.1. 3) :

On doit vérifier que : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28}$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa } \Psi_s = 1.5 \text{ (pour les aciers H.A)}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9 \cdot d \cdot \sum U_i} \quad , \quad \sum U_i = n \cdot \pi \cdot \Phi = 4 \times 3,14 \times 12 = 150,72 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{38,26 \times 10^3}{0,9 \times 230 \times 150,72} = 0,905 \text{ Pa}$$

$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se}$ **Condition vérifiée.**

Donc il n'y a pas de risque d'entraînement dans les barres longitudinales.

5) Vérification de l'ancrage des barres (BAEL91 Art A6-1.2.1) :

$$\tau_s = 0,6\Psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

La longueur de scellement droit :

$$l_s = \frac{\Phi f_e}{4\tau_s} = \frac{12 \times 400}{4 \times 2,835} = 423,28 \text{ mm}$$

$$\text{Soit } l_s = 43 \text{ cm}$$

Vu que l_s dépasse l'épaisseur de la poutre dans laquelle les barres seront ancrées, les règles de BAEL 91 admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet « L_c » est au moins égale à $0,4.l_s$ pour les aciers H.

$$L_c = 0,4l_s = 17,2 \text{ cm, donc on prend: } L_c = 18 \text{ cm}$$

6) Influence de l'effort tranchant sur le béton :

On doit vérifier aux voisinages des appuis que :

$$T_u \leq 0,4 \cdot a \cdot b \cdot f_{c28} / \gamma_b \quad \text{Avec } a = 0,9 \cdot d$$

$$T_u \leq 0,4 \cdot \frac{3}{4} \times 0,9 \times 0,23 \times 1 = 1380 \text{ KN}$$

$$T_u^{\max} = 38,26 \text{ KN} < T_u = 1380 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

III.3.B.5.Calcul à l'E.L.S :

➤ **Combinaison de charges :**

$$\text{ELS : } q_s = (G+Q) \times 1 \text{ m}$$

$$\text{Palier: } q_{pl} = (7,77 + 2,5) \times 1 \text{ m} = 10,27 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Volée: } q_{ps} = (11,02 + 2,5) \times 1 \text{ m} = 13,52 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Mur extérieure : } p_{sm} = 2,40 \times (3,06 - 0,20) \times 1 \text{ m} = 6,86 \text{ KN/ml}$$

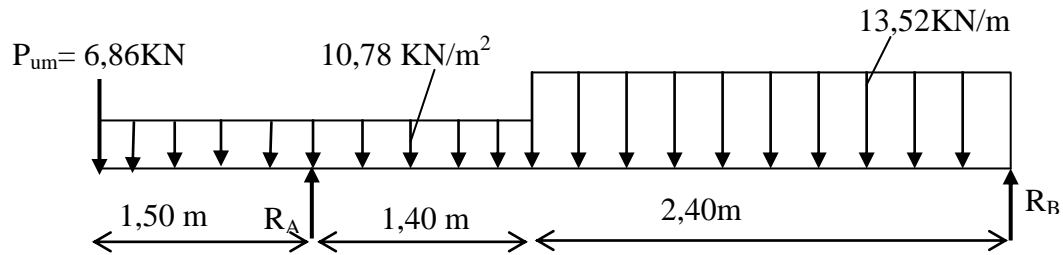


Figure 3.5: Schéma de chargement à l'ELS.

réactions d'appuis :

$$\sum F/y=0 \Rightarrow R_A + R_B=(13,52 \times 2,40)+(10,78 \times 2,9)+6,86= 70,57 \text{ KN}$$

$$R_A+ R_B= 70,57 \text{ KN}$$

$$\sum M/B=0 \Rightarrow 6,86 \times 5,3 +13,52 \times 2,4 \times (-) + 10,78 \times 1,4 \times (2,4 + -) +$$

$$10,78 \times 1,5 \times (2,4+1,4 + -) -3,8 \times R_A= 0$$

$$R_A =51,49 \text{ KN}$$

⇒

$$R_B =19,08 \text{ KN}$$

Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissant

➤ **Moment fléchissant**

Tronçon (m)	Expression	X(m)	M _z (KN)
0 ≤ x ≤ 1,5	-6,86 x - 10,78 x ² /2	0	0
		1,5	-22,42
1,5 ≤ x ≤ 2,9	49(x - 5) / 5(x - 75) - 78(x - 5) ² /2	1,5	-22,42
		2,9	6,86
0 ≤ X ≤ 2.4	19,08 x -13,52 x ² /2	2,4	6,86
		0	0

➤ Effort tranchant

Tronçon (m)	Expression	X(m)	T _y (KN)
0 ≤ x ≤ 1,5	-6,86-10,78x	0	-6,86
		1,5	-23,03
1,5 ≤ x ≤ 2,9	44,63-10,78x	1,5	28,46
		2,9	13,37
0 ≤ x ≤ 2,4	-19,08+13,52x	2,4	13,37
		0	-19,08

•

Calcul de la valeur de X pour laquelle :

$$T_y = 0 \Rightarrow M_z = M^{\max}$$

$$T_y = 0 \Rightarrow -19,08 + 13,52x = 0 \Rightarrow x = \mathbf{1,42 \text{ m}}$$

$$M_z(1,42\text{m}) = 13,46\text{m} \Rightarrow \mathbf{M_0 = M^{\max} = 13,46\text{KN.m}}$$

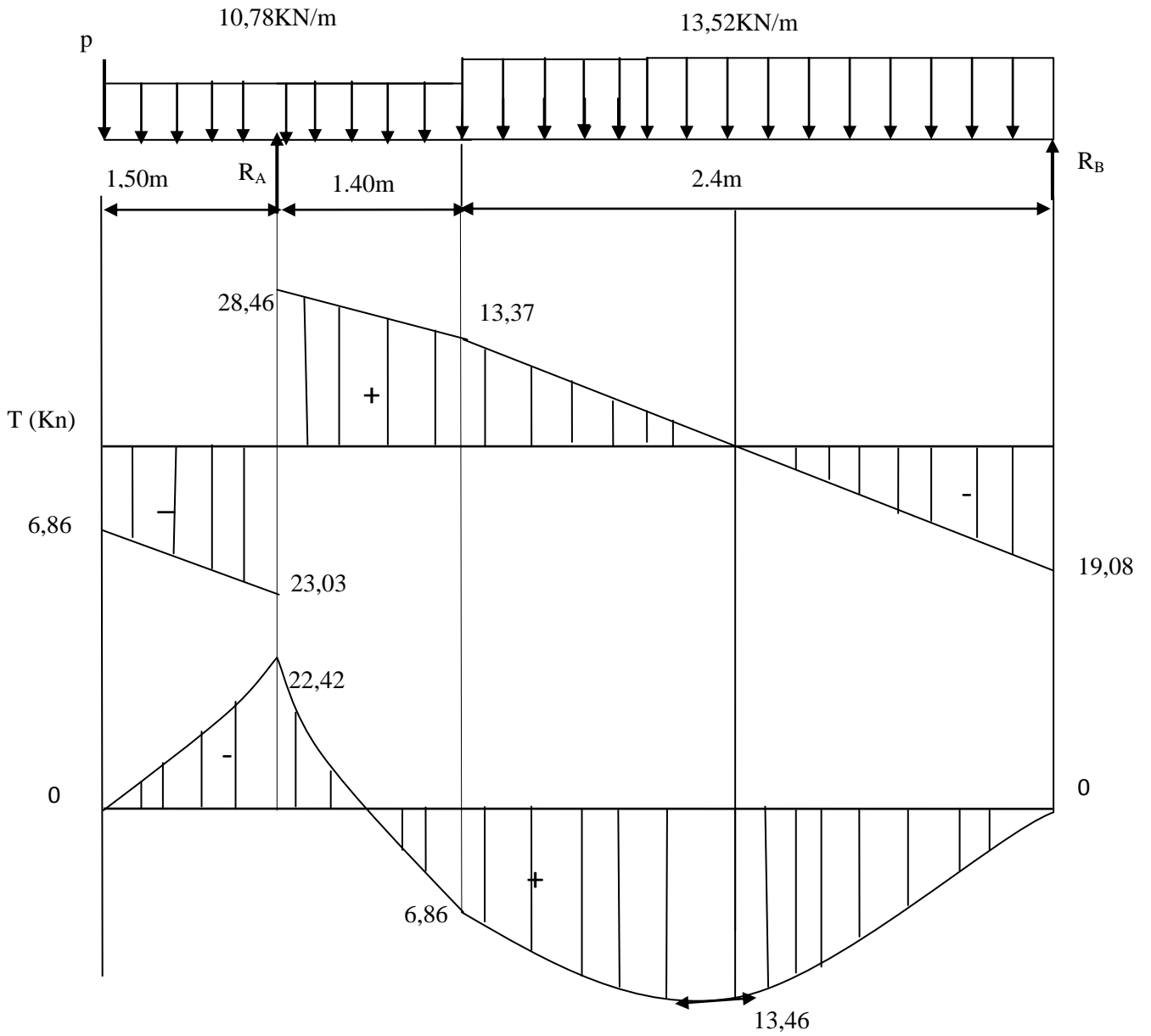


Figure 3.3 :Diagramme des efforts tranchants et des moment fléchissant à L'ELS

pour tenir compte des semis encastrement aux extrémité ,on porte une correction a l'aide des coefficients réducteurs de 0,85 et 0,3 pour le moment M_{\max} en travée et en appuis respectivement

$$\text{Moment en travée : } M_{\text{trav}} = 0,85 \times M_0$$

$$\text{Moment aux appuis : } M_{\text{app}} = -0,3 \times M_0$$

Alors:

$$M_{\text{trav}} = 0,85 \times 13,46 = \mathbf{11,44 \text{ KN.m}}$$

$$M_{\text{app}} = -0,3 \times 13,46 = \mathbf{-4,04 \text{ KN.m}}$$

III.3.A.6.Vérification à l'E.L.S :

1) l'état limite d'ouverture des fissurations :

La fissuration est considérée comme peu nuisible, alors aucune vérification n'est nécessaire ; alors la section est justifiée vis avis des ouvertures des fissures.

2) l'état limite de compression du béton (BAEL91/ A.4.5.2) :

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} = K_1 \sigma_{St} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$

- En appui :

$$\rho_1 = \frac{100.A_s}{b.d} = \frac{100 \times 3,14}{100 \times 23} = 0,102$$

$$\rho_1 = 0,102 \xrightarrow{\text{Tableau}} = 0,946 \text{ et } k_1 = 77,6$$

La contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1.d.A_s} = \frac{4,04 \times 10^6}{0,946 \times 230 \times 235} = 79,01 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

La contrainte dans les bétons est :

$$\sigma_{bc} = \sigma_s / k_1 = 79,01 / 77,6 = 1,02 \text{ Mpa}$$

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

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

• **En travée :**

$$\rho_1 = \frac{100.A_s}{b.d} = \frac{100 \times 4,52}{100 \times 23} = 0,147$$

$$\rho_1 = 0,147 \xrightarrow{\text{Tableau}} = 0,937 \text{ et } k_1 = 64,37$$

La contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1.d.A_s} = \frac{11,44 \times 10^6}{0,937 \times 230 \times 339} = 156,59 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

La contrainte dans les bétons est :

$$\sigma_{bc} = \sigma_s / k_1 = 156,99 / 64,37 = 2,43 \text{ Mpa}$$

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

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

3) Etat limite de déformation :

Avant de faire la vérification à la flèche, on doit vérifier les conditions suivantes :

$$- \quad - \quad \dots (1)$$

On doit vérifier que: $\left\{ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 M} \dots \dots \dots (2) \right.$

$$\left(- \quad - \quad \dots (3) \right.$$

Avec h : hauteur totale (25cm)

L : portée entre nus d'appuis (L = 5,3 m) ;

M_t : moment max en travée (M_t = 11,44 KN m) ;

M₀ : moment max de la travée isostatique ;

A : section des armatures ;

d : hauteur utile de la section droite.

Donc on aura :

$$1) \frac{h}{L} = \frac{25}{530} = 0,047 < \frac{1}{16} = 0,06$$

La 1^{ère} condition n'est pas vérifiée, donc il est nécessaire de faire une vérification de la flèche.

Calcul de la section homogénéisée :

$$B_0 = b \times h + 15A_t$$

$$B_0 = 100 \times 25 + 15 \times 4,52 = 2567,8 \text{ cm}^2 \text{ Moment}$$

statique de la section homogénéisée:

$$S_{/xx} = \frac{bh^2}{2} + 15A_t d$$

$$S_{/xx} = \left[\frac{100 \times 25^2}{2} + 23 \times 4,52 \times \frac{23}{15} \right] = 32809,4 \text{ cm}^3$$

$$V_1 = \frac{S_{/xx}}{B_0} = \frac{32809,4}{2567,8} = 12,77 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 25 - 12,77 = 12,23 \text{ cm}$$

Moment d'Inertie de la section homogénéisée :

$$I_0 = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15A_{st} (V_2 - c)^2$$

$$I_0 = \frac{100}{3} (12,70^3 + 12,23^3) + 15 [3,39(12,30 - 2)^2] = 138539 \text{ cm}^4$$

Calcul de la flèche :

$$F = \frac{5q_s l^4}{384 E_{v28} I_0}$$

Avec :

\bar{f} : La flèche admissible

$q_s = \max(q'_{ps} ; q'_{pl}) = \max(10,78 ; 13,52) = 13,52 \text{ KN}$.

E_v : module de déformation longitudinal de béton différée.

$$E_{v28} = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818,87 \text{ MPa} .$$

I_0 : moment d'inertie totale de la section homogénéisée par rapport au CDG de la section.

$$F = \frac{5 \times 13,52 \times (5,30)^4 \times 10^3}{384 \times 10818,87 \times 135703 \times 10^{-2}} = 0,0093 \text{ m} = 0,93 \text{ cm}$$

$$\bar{F} = \frac{L}{500} = \frac{530}{500} = 1,06$$

$F = 0,94 \text{ cm} < \bar{F} = 1,06 \text{ cm} \dots\dots\dots$ Condition vérifiée

Conclusion :

Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

III.4:Calcul de la poutre palière

III.4.1.Définition:

La poutre palière est une poutre d'une section rectangulaire (bxh) , considérée comme semi encastree dans les poteaux .Elle est destinée à supporter son poids propre ,le poids de mur et la réaction du palier .

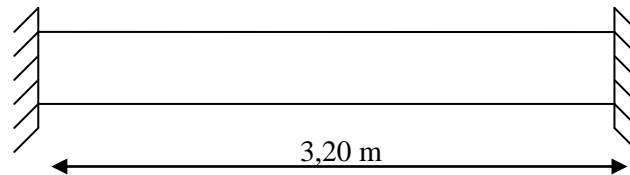


Figure 4.1: Schéma de la poutre palière

III.4.1.Pré dimensionnement : RPA99 modifié 2003(Art 7.5.1)

- Hauteur:

La hauteur h_t est donnée par la relation suivante :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{320}{15} \leq h \leq \frac{320}{10} \Rightarrow 21,33\text{cm} \leq h \leq 32 \text{ cm}$$

Selon RPA99 modifié 2003 : **$h \geq 35\text{cm}$**

\Rightarrow On opte pour : **$h = 35\text{cm}$**

- Largeur :

La largeur b est donnée par la relation suivante :

$$0,4h \leq b \leq 0,7h \Rightarrow 14 \text{ cm} \leq b \leq 24,5 \text{ cm}$$

Selon RPA99 modifié 2003 : **$b \geq 20\text{cm}$**

\Rightarrow On opte pour : **$b = 30\text{cm}$** .

- **La vérification de la condition $\frac{b}{h} \leq 4$:**

$$\frac{h}{b} \leq 4 \rightarrow \frac{35}{30} = 1,16 \leq 4 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

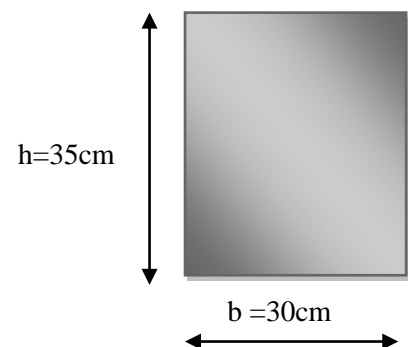


Figure 4.2 :Section de la poutre palière

III.4.2. Evaluation des charges et surcharges :➤ Les charges permanentes :

- Poids propre de la poutre : $25 \times 0,3 \times 0,35 = 2,625 \text{ KN/ml}$
- Réaction de palier à L'ELU : $T_u = 68,89 \text{ KN}$.
- Réaction de palier à L'ELS : $T_s = 51,49 \text{ KN}$.

➤ La surcharge d'exploitation :

$$Q = 2,5 \times 1 \text{ m} = 2,5 \text{ KN/ml}$$

III.4.3: Calcul à L'ELU➤ **Combinaisons de charges**

$$q_u = 1,35 G + \frac{2T_u}{L} = (1,35 \times 2,625) + \frac{(2 \times 68,89)}{3,20}$$

$$q_u = 46,60 \text{ KN / mL}$$

➤ **Calcul des efforts internes :**

Moment isostatique :

$$M_{o_u} = M_u^{\max} = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{46,60 \times (3,20)^2}{8} = 59,65 \text{ KN.m}$$

Effort tranchant :

$$T_u = T_u^{\max} = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{46,60 \times 3,20}{2} = 74,56 \text{ KN}$$

En tenant compte de l'effort de semi encastrement on aura :

$$\text{Sur appuis : } M_a = -0,3M_u^{\max} = -0,3 \times 59,65 = -17,89 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0,85M_u^{\max} = 0,85 \times 59,65 = 50,70 \text{ KN.m}$$

▪ **Diagrammes des efforts internes à l'ELU:**

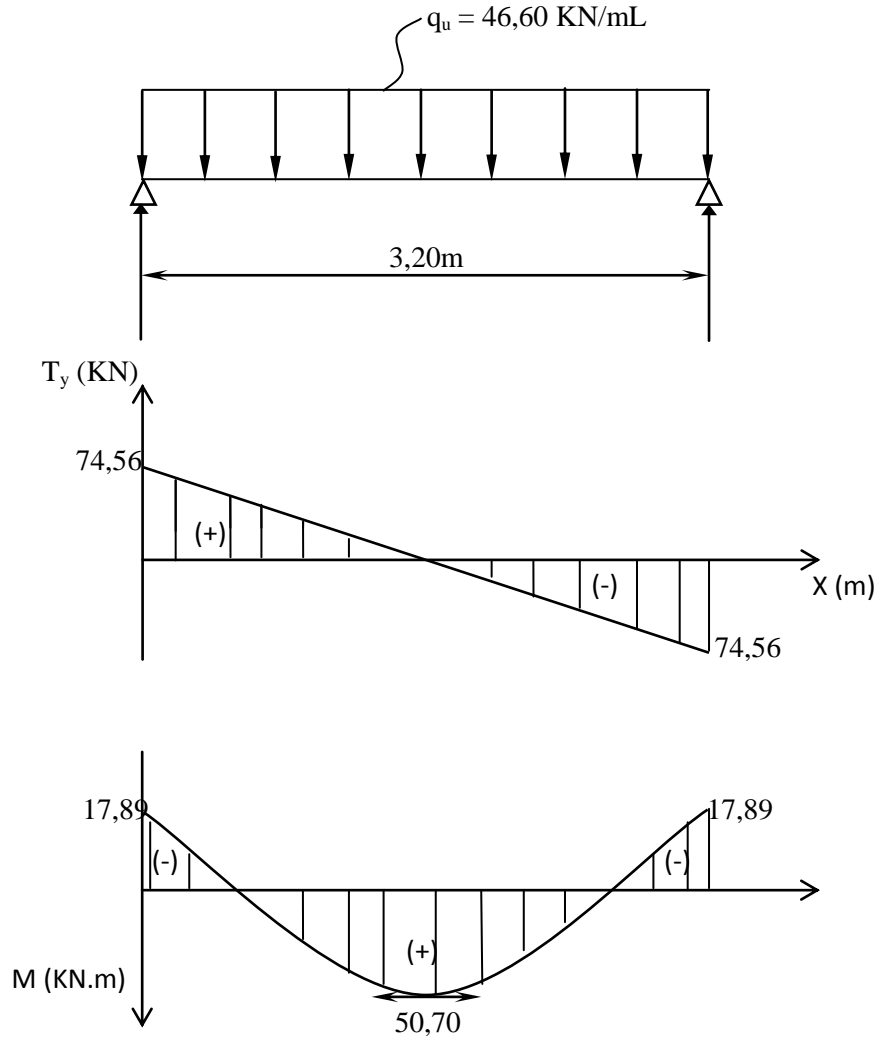


Figure 4.3: Diagramme des efforts tranchants et les moments fléchissant à L'ELU

➤ **Calcul des armatures :**

Armature longitudinales :

Le calcul des armatures sera basé sur le calcul d'une section rectangulaire ($b \times h$) tel que

• **En travée :**

$$\mu_b = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{50,70 \times 10^6}{300 \times (320)^2 \times 14,2} = 0,116$$

$$\mu_b < \mu_\ell \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_b = 0,116 \Rightarrow \beta = 0,938$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{50,70 \times 10^3}{0,938 \times 32 \times 348} = 4,85 \text{ cm}^2$$

\Rightarrow On opte pour 3HA16 = 6,03 cm²

▪ **Aux appuis :**

$$M_a = -17,89 \text{ KN.m} \quad h = 35 \text{ cm} \quad b = 30 \text{ cm} \quad d = h - c = 35 - 3 = 32 \text{ cm}$$

$$\mu_b = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{17,89 \times 10^6}{300 \times (320)^2 \times 14,2} = 0,041$$

$$\mu_b = 0,041 < \mu_\ell = 0,392 \Rightarrow \text{Section simplement armée}$$

$$\mu_b = 0,041 \Rightarrow \beta = 0,979$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{17,89 \times 10^3}{0,979 \times 32 \times 348} = 1,64 \text{ cm}^2$$

\Rightarrow On opte pour 3HA14 = 4,62 cm²

Armatures Transversales

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

$$\phi_{t \leq} \min \frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_{t \leq} \min \frac{35}{35}; \frac{30}{10}; 1 = 10 \text{ mm}$$

✓ $\phi_{t \leq} 10 \text{ mm} \Rightarrow$ On opte pour une section d'armature 2HA8 $\Rightarrow A_{\text{adop}} = 1,00 \text{ cm}^2$.

III.4.4 Les vérifications à L'ELU :

a) **Vérification de la non fragilité du béton :** (Art A 4.2.1/ BAEL 91 modifié 99)

➤ En travée :

$$A_{\text{min}} = 0,23bd \frac{f_{c28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times 30 \times 32 \frac{2.1}{400} = 1,159 \text{cm}^2$$

$$A_{\min} = 1,159 \text{cm}^2 < A_{\text{adopté}} = 6,03 \text{cm}^2 \dots \text{Condition vérifié.}$$

➤ **En appuis :**

$$A_{\min} = 0.23 \times 30 \times 32 \frac{2.1}{400} = 1,159 \text{cm}^2$$

$$A_{\min} = 1,159 \text{cm}^2 < A_{\text{adopté}} = 4,62 \text{cm}^2 \dots \text{Condition vérifié.}$$

b) Vérification à l'effort tranchant- contrainte de cisaillement : (Art A.5.1.2/ BAEL91 modifié99)

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} < \tau_u \text{ avec } : T_u = 74,56 \text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{74560}{300 \times 320} = 0,776 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{MPa} \right) = \min \left(0.20 \frac{25}{1.5} ; 5 \text{MPa} \right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min (3.33 ; 5 \text{MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.776 < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots \text{Condition vérifié.}$$

c) Influence de l'effort tranchant sur le béton : (Art A.5.4.3.2.1/BAEL91 modifié99)

$$T_u^{\max} = 0.4ba \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \text{ avec } : a = 0.9d$$

$$T_u^{\max} = 0.4 \times 0.30 \times 0.9 \times 0.32 \frac{25 \times 1000}{1.5} = 576 \text{KN}$$

$$74,56 < 576 \dots \text{Condition vérifié.}$$

d) Influence de l'effort tranchant sur les armatures : (Art A.5.4.3.2.1/BAEL 91 modifié 99)

$$A_a = 2,35 \text{cm}^2 \geq \frac{1.15}{f_e} \left(T_u + \frac{M_u}{0.9d} \right) = \frac{1.15}{400} \left(74,56 + \frac{-17,89}{0.9 \times 0.32} \right) = 0.036 \text{cm}^2$$

$$4,62 > 0,036 \dots \text{Condition vérifiée.}$$

e) Vérification de la contrainte d'adhérence acier béton :

La valeur limite de la contrainte d'adhérence pour l'ancrage des armatures est donnée par

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}}$$

$\Psi_s = 1.5$ coefficient scellement HA.

Σu_i : somme des périmètres utiles des barres

• **En travée :**

$$\sum U_i = n \times \pi \times \varnothing = 3 \times 3,14 \times 1,6 = 15,07 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{74,56 \times 10^3}{0,9 \times 150,7 \times 320} = 1,72$$

✓ $\tau_{se} = 1,72 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3,15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$

• **Aux appuis :**

$$\sum U_i = n \times \pi \times \varnothing = 3 \times 3,14 \times 1,4 = 13,18 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{74,56 \times 10^3}{0,9 \times 131,8 \times 320} = 1,96 \text{ MPa.}$$

✓ $\tau_{se} = 1,96 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3,15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$

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

f) Longueur de scellement :

$$\overline{\tau_{su}} = 0,6 \times \Psi_s^2 f_{t28} = 2,835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{f_e}{4 \times \tau_{su}} \varnothing = \frac{400 \times 1}{4 \times 2,84} = 35,27 \text{ cm}$$

On remarque que L_s dépasse l'épaisseur dans laquelle la barre est armée, donc on opte pour un crochet dont la longueur est fixée forfaitairement à $0,4L_s$

$$L_1 = 0,4 \times L_s = 0,4 \times 35,27 = 14,10 \text{ cm}$$

III.6.10 Espacement des barres :

D'après le RPA Art (7.5.2.2) l'écartement est donné selon les deux zones

- **En zone nodale :**

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{H}{4} ; 12\phi \right\} = \min(8,75 \text{ cm} ; 16,8 \text{ cm}) = 8,75 \text{ cm}$$

✓ on opte pour $S_t = 10 \text{ cm.}$

- **En zone courante :**

$$S_t \leq \frac{H}{2} = \frac{35}{2} = 17,5 \text{ cm ,}$$

✓ on opte pour $S_t = 15 \text{ cm.}$

III.4.5.Calcul à L'ELS :**III.4.5.Calcul à L'ELS :**➤ **Combinaisons de charges**

$$q_s = G + \frac{2T_s}{L} = 2,625 + \frac{(2 \times 51,49)}{3,20}$$

$$q_s = 34,80 \text{ KN / mL}$$

➤ **Calcul des efforts internes :****Moment isostatique :**

$$M_{o_s} = M_s^{\max} = \frac{q_s \times L^2}{8} = \frac{34,80 \times (3,20)^2}{8} = 44,54 \text{ KN.m}$$

Effort tranchant :

$$T_s = T_s^{\max} = \frac{q_s \times L}{2} = \frac{34,80 \times 3,20}{2} = 55,68 \text{ KN}$$

En considérant l'effet du semi-encastrement, les moments corrigés sont :

$$\text{Sur appuis : } M_{sa} = -0,3M_s^{\max} = -0,3 \times 44,54 = -13,36 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travée : } M_{st} = 0,85M_s^{\max} = 0,85 \times 44,54 = 37,87 \text{ KN.m}$$

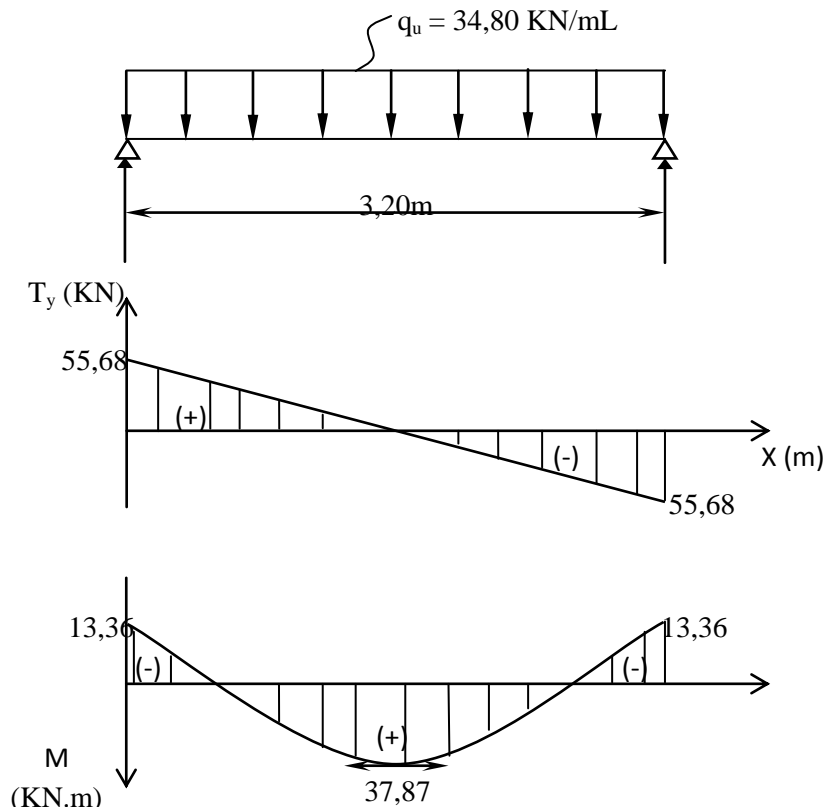


Figure 4.4: Diagramme des efforts tranchants et les moments fléchissant à

III.4.6 Vérification à l'ELS :

a) Vérification des contraintes:

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

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

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} \text{ avec } \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_{st}}$$

➤ Appuis :

• Acier :

$$\rho = \frac{100A_{st}}{bd} = \frac{100 \times 4,62}{30 \times 32} = 0,481$$

$$\rho = 0,481 \quad \beta = 0.895 \quad k_1 = 32.62$$

$$\sigma_s = \frac{13,36 \times 10^6}{0.895 \times 320 \times 4.62 \times 10^2} = 100,97\text{MPa}$$

$$\sigma_s = 108,43 \leq \sigma_s = 348 \text{ MPa} \dots\dots\dots\text{Condition vérifié.}$$

- **Béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{100,97}{32,62} = 3,09 \text{ MPA} < \sigma_{bc} = 15 \text{ MPA} \longrightarrow \text{C.V}$$

➤ **Travée:**

- **Acier:**

$$\rho = \frac{100A_{st}}{bd} = \frac{100 \times 6,03}{30 \times 32} = 0,628$$

$$\rho = 0,628 \quad \beta = 0,883 \quad k_1 = 27,73$$

$$\sigma_s = \frac{37,87 \times 10^6}{0,883 \times 320 \times 6,03 \times 10^2} = 222,26 \text{ MPA}$$

$$\sigma_s = 222,26 \leq \sigma_s = 348 \text{ MPa} \dots\dots\dots\text{Condition vérifié.}$$

- **Béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{222,26}{27,3} = 8,01 \text{ MPA} < \sigma_{bc} = 15 \text{ MPA} \dots\dots\dots\text{Condition vérifié.}$$

b)Etat limite de fissuration : (Art A.4.5.2/BAEL99

Nous avons une fissuration peu préjudiciable \Rightarrow aucune vérification n'est nécessaire

C)Vérification de la flèche :(Art A.6.5.2/BAEL 91modifié 99) :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \frac{35}{300} = 0,1 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \longrightarrow \text{C.V}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \frac{30}{300} = 0,1 \geq \frac{37,87}{10 \times 44,54} = 0,0850 \longrightarrow \text{C.V}$$

$$\frac{A_t}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} = \frac{6,03}{30 \times 32} = 0,0063 \leq \frac{4,2}{400} = 0,0105 \longrightarrow \text{C.v}$$

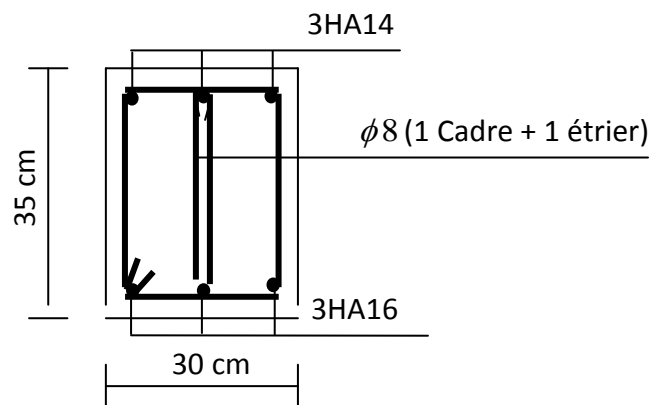
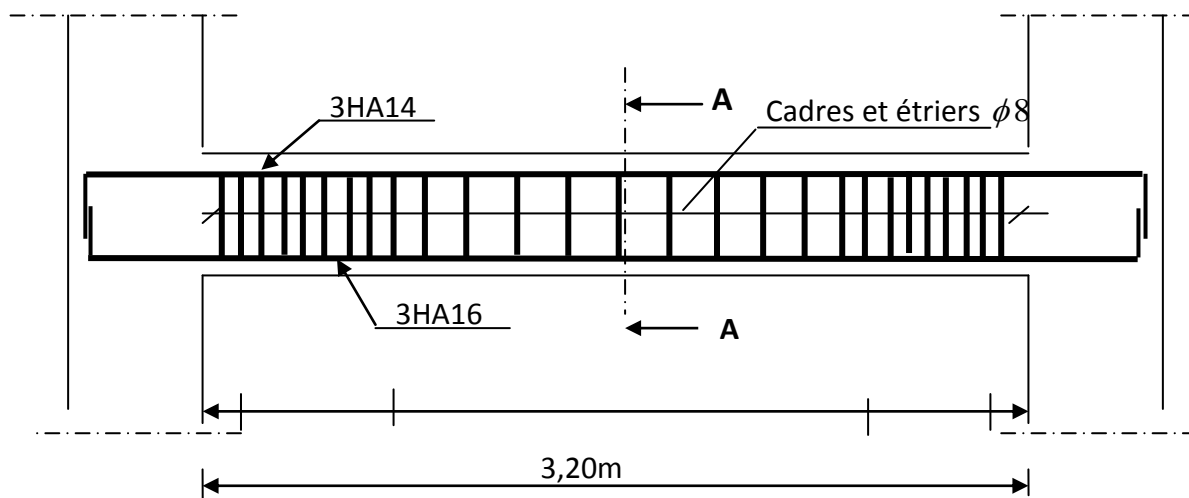
Toutes les conditions sont vérifiées, alors le calcul de la flèche n'est pas nécessaire, donc les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

Conclusion :

Le ferrailage de la poutre palière est comme suit :

Appuis : 3HA14 = 4,62cm²

Travées : 3HA16 = 6,03cm²



Coupe A-A

FIGURE 4.5: Ferrailage de la poutre palière

III.5.Calcul des balcons :

III.5.1.Introduction :

Le balcon se calcule comme une console encastrée au niveau de la poutre du plancher; soumis à des charges permanentes dues à son poids propre << G >> , au poids propre du garde corps. Le calcul du ferrailage se fera pour une bande de 1m.

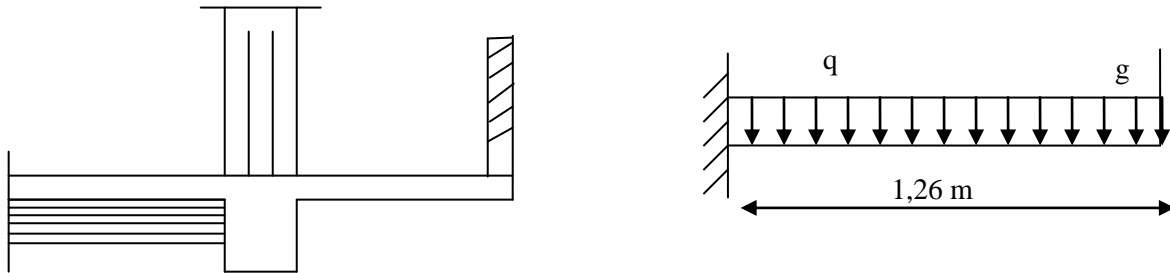


Figure.5.1 : Schéma statique du balcon.

III.5.2.Dimensionnement du balcon :

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

L : La largeur de balcon

$$L = 1,26\text{m}$$

$$\frac{L}{10} \geq \frac{126}{10} = 12,5[\text{cm}]$$

Ce qui donne $e = 15$ [cm].

III.5.3.Charges et surcharges du balcon :

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

a- Charges permanente

Charge G due à la dalle en béton arme $G = 5,51$ [KN/ml].

b- surcharge d'exploitation :

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

c- charge concentrée

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

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

III.5.4.Calcul à l'état limite ultime(ELU) :**III.5.4.1.Combinaison de charges :**

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

Pour la dalle : $q_{u1}=1,35G+1,5Q=1,35 \times 5,51+1,5 \times 3,5=12,69$ [KN/ml];

Garde corps: $q_{u2}=1,35G_1=1,35 \times 1,3=1,75$ [KN/ml].

Main courante : $q_{u3} = 1.5 \times 1 = 1,5$ [KN/ml].

III.5.4.2 :Calcul du moment :

$$Mu = q_{u1} \times \frac{l^2}{2} + q_{u2} \times l$$

$$Mu = 12,69 \times \frac{1,26^2}{2} + 1,75 \times 1,26$$

$$Mu = 12,28[\text{KN.m}]$$

Remarque :

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

III.5.4.3.Calcul de l'effort tranchant :

$$Vu = q_{u1} \times l + q_{u2}$$

$$Vu = 12,69 \times 1,26 + 1,75 = 17,74 \text{ KN.}$$

III.5.5. Ferrailage :

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

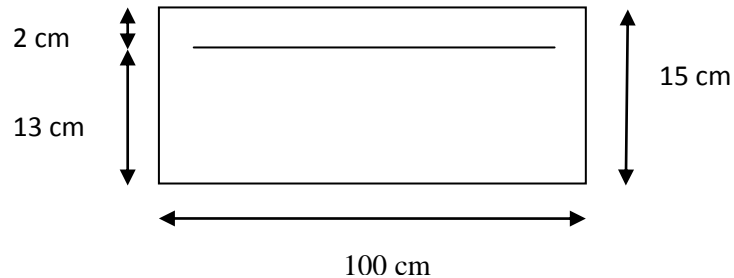


Figure 5.2 : Disposition des armatures principales du balcon

III.5.5.1. Armatures principales :

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

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{12,28 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14,2} = 0,060 < 0,392 \implies \text{section simplement armée.}$$

$$\mu_u = 0,060 \implies \beta = 0,969$$

$$A = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{12,28 \times 10^3}{0,969 \times 12 \times 348} = 3,03 [\text{cm}^2]$$

Soit 4HA12 = 4,52 cm² avec un espacement S_t = 25[cm].

III.5.5.2. Armature de répartition :

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

Soit 4HA8 = 2,01[cm²] avec S_t = 25[cm].

III-5.6. Vérification à l'ELU :**III.5.6.1. Condition de non fragilité (BAEL 91/Art. 4.2.1) :**

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

$$A_S = 4,52 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,45 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_S = 4,52 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

III.5.6.2. Vérification au cisaillement : (BAEL91-modifié99/Art A.5.1.211)

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

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

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

Fissuration peu nuisible :

$$\tau_u = \frac{17,74 \times 10^3}{1000 \times 120} = 0,147 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

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

III.5.6.3. Vérification de l'adhérence des barres : (BAEL91-modifié99/Art A.6.1, 3)

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

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

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9d \sum U_i} \quad \sum U_i = n\pi\phi = 4 \times 3,14 \times 12 = 150,72 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{17,74 \times 10^3}{0,9 \times 120 \times 150,72} = 1,09 \text{ MPa}$$

$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \Rightarrow$ **Condition vérifiée** \Rightarrow pas de risque d'entraînement des barres.

III.5.6.4. Ancrage rectiligne des barres :

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

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

Avec :

$$\tau_{su} = 0,6 \Psi_s^2 f_{t28} \text{ (Art. A.6.1,23/BAEL91)}$$

$$\bar{\tau}_{su} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_S = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} L_S = \frac{\Phi f_e}{4 \tau_{su}} = \frac{12 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.32 \text{ cm} \\ L_S = 40\emptyset = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm} \end{array} \right.$$

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

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

Soit la longueur hors du crochet égal a :

$$L_{cr} = 0.4 L_S = 0.4 \times 48 = 19.2 \text{ cm} \quad \text{soit } L_{cr} = 20 \text{ cm.}$$

III.6.5. Vérification de l'espacement des barres : BAEL91-modifié99/Art A.5.1, 42)

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

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

III.5.7.Calcul à l'état limite de service(ELS):

III.5.7.1.Combinaison de charges :

G+Q

Pour la Dalle : $q_{s1} = 5.51 + 3.5 = 9,01 \text{ [KN/ml]}$.

Garde corps : $q_{s2} = 1,3 \text{ [KN/ml]}$.

Main courante : $q_{s3} = 1 \text{ [KN/ml]}$.

III.5.7.2 : Calcul du moment :

$$M_s = q_{s1} \times \frac{l^2}{2} + q_{s2} \times l$$

$$M_s = 9,01 \times \frac{1,26^2}{2} + 1,3 \times 1,26$$

$$M_s = 8,79 \text{ [KN.m].}$$

III.5.8. Vérification à l'ELS :**III.5.8.1. Vérification des contraintes de l'acier :**

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

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa} \quad \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}}$$

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

tableau $\beta_1 = 0,905 \longrightarrow k_1 = 37,63$

$$\sigma_s = \frac{8,79 \times 10^5}{0,905 \times 12 \times 452} = 179,07 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_s \Rightarrow \text{la condition est vérifiée.}$$

III.5.8.2. Vérification des contraintes de béton : (BAEL91-modifié99/Art. A.4.5.2)

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

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

$$\sigma_b = k \sigma_s$$

$$K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{37,63} = 0,026$$

$$\sigma_b = 0,026 \times 179,07 = 4,65 \text{ MPa}$$

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

III.5.8.3. Vérification de l'ouverture des fissures :

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

III.5.8.4. Vérification de la flèche : (BAEL91-modifié99/Art B.6.5.2)

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

$$1/ \frac{e}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{15}{126} = 0.12 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$2/ \frac{e}{L} \geq \frac{M_s}{10.M_u} \rightarrow \frac{15}{126} = 0.12 \geq \frac{8.79}{10(12.28)} = 0.071 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$3/ \frac{A}{b.d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{4.52}{100 \times 12} = 0.0037 \leq \frac{4,2}{400} = 0.0105 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion :

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

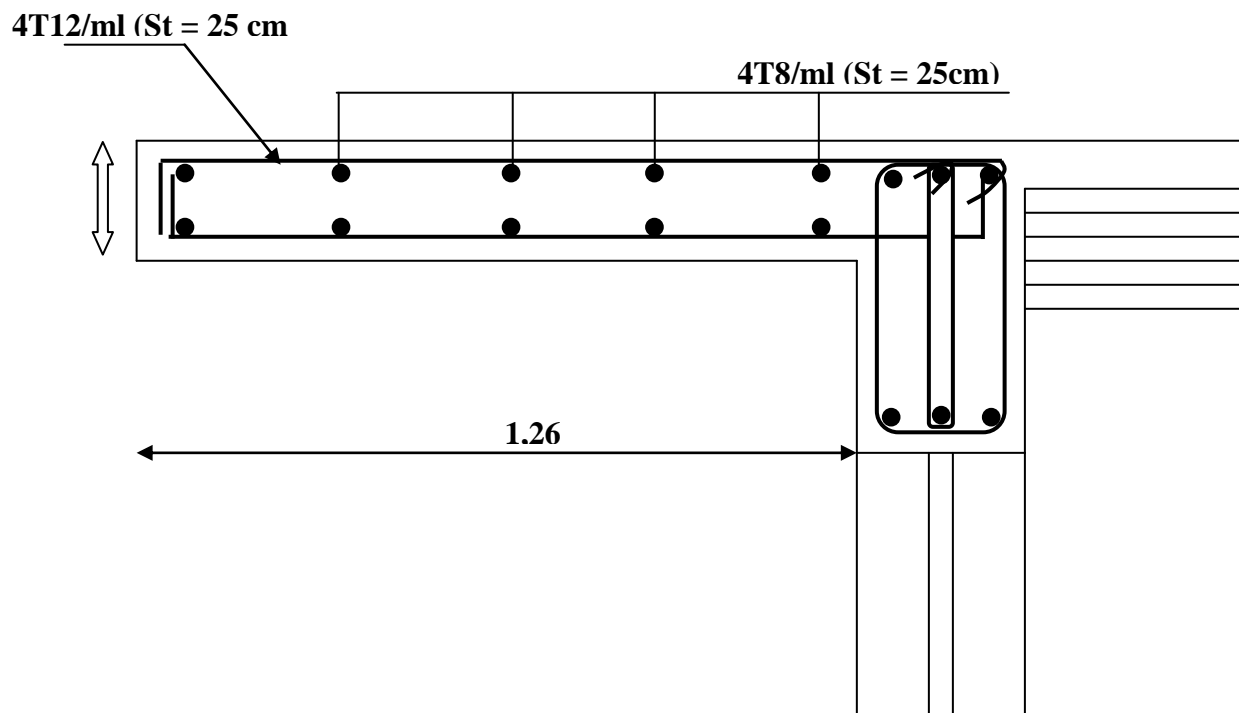


Figure III.5.3 : Ferrailage du balcon

III.6. La poutre de chaînage :

Les poutres de chaînage sont des poutres en béton armé; elle repose sur deux appuis des poutres principales elle supporte son poids propre et le poids des cloisons extérieures ; ceinturant les façades à chaque étage au niveau du plancher, cela les aide à rester solidaires de la structure, elles servent de porte à faux.

Et pour le ferrailage on prend le cas le plus défavorable dans les deux sens (transversale, longitudinal).

III.6.1: Dimensionnement :

Les dimensions de la poutre sont données par les formules suivantes :

- **L'épaisseur :**

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

$$\frac{L}{15} = \frac{320}{15} = 21,33 \leq h \leq \frac{L}{10} = \frac{320}{10} = 32$$

- ✓ **On adopte une hauteur h = 30 cm**

- **La largeur :**

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

$$0,4h = 12 \leq b \leq 0,7h = 21$$

- ✓ **On adoptera une largeur b = 25 cm**

III.6.2. Evaluation des charges et surcharges :

- **Les charges permanentes :**

Poids propre de la poutre : $0,25 \times 0,30 \times 25 = 1,875 \text{ KN/ml}$

Poids du mur (double cloison) : $(3,06 - 0,30) \times 2,4 = 6,624 \text{ KN/ml}$

Poids du plancher : $(5,24 \times 0,65/2) = 1,703 \text{ KN/ml}$

on aura: $G_T = 10,202 \text{ KN/ml}$.

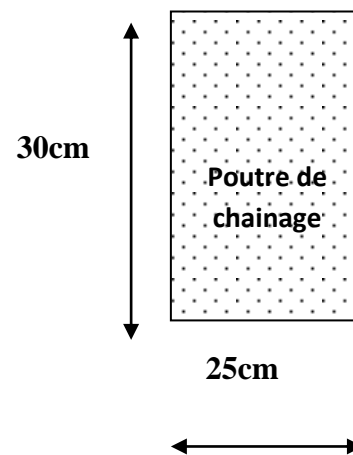


Figure.6.1: Coupe transversal de la poutre

➤ La surcharge d'exploitation :

$$Q = 1,5 \times (0,65/2) = 0,487 \text{ KN/ml.}$$

➤ Combinaisons de charges :

$$\text{ELU : } q_u = 1,35G + 1,5 Q = 1,35 \times 10,202 + 1,5 \times 0,487 = 14,50 \text{ KN/ml.}$$

$$\text{ELS : } q_s = G + Q = 10,202 + 0,487 = 10,69 \text{ KN/ml.}$$

III.6.3. Etude de la poutre à l'ELU :

On considère la poutre comme étant une poutre simplement appuyée sur deux appuis.

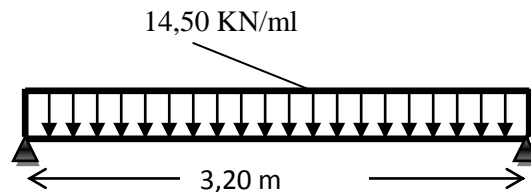


Figure III.6.2: Schéma statique de calcul à l'ELU.

III.6.3.1. Calcul des efforts :

▪ Calcul des moments :

Afin de tenir compte des semi-encastremets aux appuis, on affectera les moments par des coefficients tel que :

▪ En travée : $M_t = 0,85 \cdot q_u l^2 / 8$

$$M_t = 0,85 \times 14,50 \times \left(\frac{3,20^2}{8} \right) = 15,78 \text{ [KN.m]}$$

▪ Aux appuis : $M_a = (-0,30) \cdot q_u l^2 / 8$

$$M_a = -0,30 \times 14,50 \times \left(\frac{3,20^2}{8} \right) = -5,57 \text{ [KN.m]}$$

▪ Calcul des réactions d'appuis :

$$R_A = R_B = q_u \times \frac{l}{2} = 14,50 \times \frac{3,20}{2} = 23,20 \text{ [KN]}$$

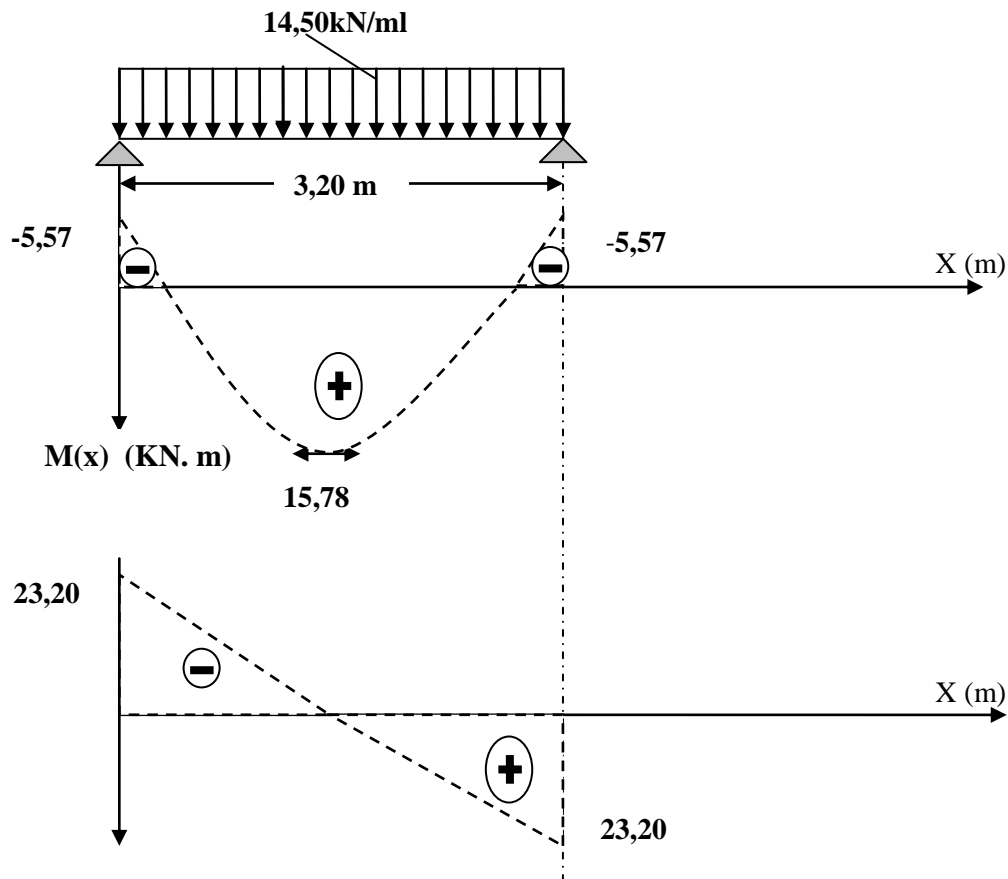


Figure. III.6.3. Diagramme des efforts internes à L'ELU.

III.6.3.2. Calcul des armatures :

1. Calcul des armatures longitudinales :

- En travée :

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{15,78 \times 10^3}{25 \times 28^2 \times 14,2} = 0,057$$

$$\mu = 0,057 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A} \Rightarrow \mu = 0,057 \Rightarrow \beta = 0,970$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{15,78 \times 10^3}{0,970 \times 28 \times 348} = 1,67 \text{ cm}^2$$

✓ On opte pour une section d'armature 3HA10 $\Rightarrow A_{\text{tadopté}} = 2,35 \text{ cm}^2$

- Aux appuis :

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{5,57 \times 10^3}{25 \times 28^2 \times 14.2} = 0,020$$

$$\mu = 0,020 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow S.S.A \Rightarrow \mu = 0,020 \Rightarrow \beta = 0,990$$

$$A_a = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{5,57 \times 10^3}{0,988 \times 28 \times 348} = 0,58 [\text{cm}^2]$$

✓ On opte pour une section d'armature 3HA8 $\Rightarrow A_{\text{tadopté}} = 1,50 \text{ cm}^2$

III.6.4. Vérification à l'ELU :

a) Condition de non fragilité : BAEL 91/(Art A.4.2.1):

On doit vérifier que: $A_s \geq A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$

$$\text{AN: } A_{\min} = 0,23 \times 25 \times 28 \times 2,1/400 = 0,84 \text{ cm}^2$$

on constate que:

$$A_t = 2,35 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,84 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$A_a = 1,50 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,84 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

b) Vérification au cisaillement (BAEL 91/Art 5.2.2):

On doit vérifier que: $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \overline{\tau_u}$

$$\text{AN: } \left\{ \tau_u = \frac{23,20 \times 10}{25 \times 28} = 0,33 \text{ MPa} \right.$$

$$\tau_u = \min(0,15 f_{c28} / \gamma_b; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

✓ on conclue que: $\tau_u = 0,33 \text{ MPa} < \tau_u = 2,5 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée} \rightarrow \text{Pas de risque de cisaillement.}$

c) Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis (Art A.5.1, 313):

- dans le béton (BAEL / Art A.5.1.313) :

On doit vérifier que : $V_u \leq 0,4 \cdot b \cdot 0,9 \cdot d \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$

AN: $V_u = 23,20 \text{ KN} < 0,4 \times 25 \times 0,9 \times 28 \times 2,5 / 1,5 = 420 \text{ KN} \rightarrow$ condition vérifiée

- Sur les aciers : (BAEL91 / Art A.5.1, 321):

On doit vérifier que : $A \geq \frac{1,15}{f_e} (T_u + \frac{M_u}{0,9d})$

AN: $\frac{1,15}{400} (23,20 + \frac{-5,57}{0,9 \times 0,28}) = 0,003 \text{ cm}^2$

✓ $A_a = 2,35 \text{ cm}^2 > 0,003 \text{ cm}^2 \rightarrow$ condition vérifiée.

On constate que l'effort tranchant T_u n'a pas d'influence sur les armatures inférieures.

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

On doit vérifier que : $\tau_{se} \leq \tau_{se} = \overline{\Psi}_s f_{t28}$

AN: $\overline{\tau}_{se} = \overline{\Psi}_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$

et: $\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9d \sum u_i}$

AN:

- $u_i = n \pi l Q = 3 \pi 10 = 3 \times \pi \times 1 = 9,42 \text{ cm}$

- $\tau_{se} = \frac{23,20 \times 10^3}{0,9 \times 280 \times 94,2} = 0,98 \text{ MPa}$

✓ on conclue que : $\tau_{se} = 0,98 \text{ MPa} \leq \tau_{se} = 3,15 \text{ MPa} \rightarrow$ condition vérifiée

e) Calcul des ancrages des barres (BAEL 91/ Art A.6.1, 21) :

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

Avec: $\tau_{su} = 0,6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 2,835 \text{ MPa}$

AN: $l_s = \frac{400 \times 1}{4 \times 2,835} = 35,27 \text{ cm}$

-La longueur mesurée hors crochets est au moins égale $0,4 l_s$ pour les aciers HA

$l_{ad} = 0,4 l_s = 0,4 \times 35,27 = 14,10 \text{ cm}$

✓ soit : $l_s = 15 \text{ cm}$

2. Calcul des armatures transversales (BAEL 91 modifié 99 Art A.7.2, 2) :

- Le diamètre des armatures transversales est donné comme suite:

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{ht}{35}; \frac{b}{10}; \phi 1 \right)$$

$$\underline{\text{AN}}: \phi_t \leq \min \left(\frac{30}{35} = 0,85 \text{ cm}; \frac{25}{10} = 2,5 \text{ cm}; 12 \text{ cm} \right) = 0,85 \text{ cm}$$

- ✓ **soit:** $\phi_t = 8 \text{ mm}$ → On prend un cadre et un épingle en HA8

- L'espacement des armatures transversales (BAEL 91 modifié 99 Art A.5.1, 21):

On doit satisfaire la condition suivante:

$$S_t \leq \min (0,9d; 40 \text{ cm}) = \min (0,9 \times 28; 40 \text{ cm}) = \min (25,2 \text{ cm}; 40 \text{ cm}) = \mathbf{25,2 \text{ cm}}$$

- ✓ **soit:** $S_t = 25 \text{ cm}$

- **La section d'armatures transversales:**

On doit vérifier que: $\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} > 0,40 \text{ MPa}$

$$\underline{\text{AN}}: \frac{2,35 \times 400}{25 \times 25} = 1,50 \text{ MPa} > 0,40 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

- **Exigence du RPA version 2003 (Art 7.5.2.2) :**

En zone nodale (appuis) : $S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12\phi_t \right) = \min (7,5 \text{ cm}; 9,6 \text{ cm}) = \mathbf{7,5 \text{ cm}}$

- ✓ **soit:** $S_t = 10 \text{ cm}$

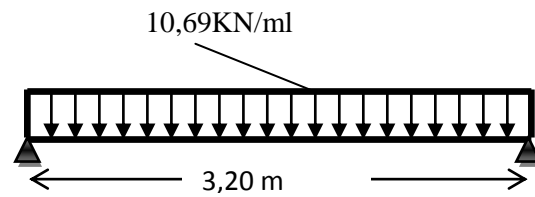
En zone courante (travée) : $S_t \leq \frac{h}{2} = \mathbf{15 \text{ cm}}$

- ✓ **soit:** $S_t = 15 \text{ cm}$

- **Quantité d'armatures transversales minimales (Art-7.5.2.2) :**

On doit vérifier que : $A_t \geq A_{\min} = 0,003 \times S_t \times b$

$$\underline{\text{AN}}: A_t = 2,35 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,003 \times 15 \times 25 = 1,125 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

III.6.5. Vérification à l'ELS :**Figure III.6.4:** Schéma statique de calcul à l'ELS.

Calcul des efforts :

- **Calcul des réactions d'appuis:**

On a: $q_s = 10,69\text{ KN/ml}$.

$$R_A = R_B = q_s l / 2 = 10,69 \times 3,2 / 2 = \mathbf{17,10\text{ KN}}$$

- **Calcul des moments :**

En travée : $M_t = 0,85 \cdot q_s \cdot l^2 / 8$

AN: $M_t = 0,85 \times 10,69 \times (3,20^2 / 8) = \mathbf{11,63\text{ KN.m}}$

Aux appuis : $M_a = (-0,30) \cdot q_s \cdot l^2 / 8$

AN: $M_a = -0,30 \times 10,69 \times (3,20^2 / 8) = \mathbf{-4,10\text{ KN.m}}$

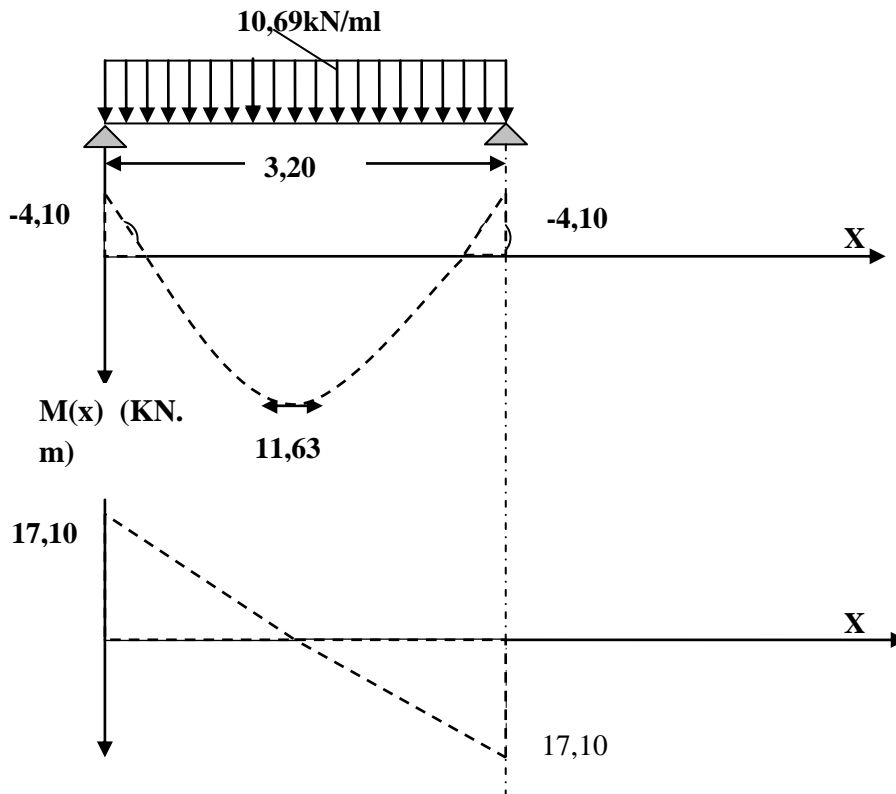


Figure. III.6.3. Diagramme des efforts internes à

1) vérification de la résistance du béton à la compression (BAEL 91/Art A.4.5 ,2)

On doit vérifier que: $\overline{\sigma}_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28}$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\underline{\text{Et:}} \sigma_{bc} = K \times \sigma_{st}$$

$$\underline{\text{d'ou:}} \sigma_{st} = \frac{M_a}{A_a \beta_1 d}$$

▪ Aux appuis :

$$M_a = -4,10 \text{ KNm et } A_a = 1,50 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = 100 \times A_a / b \times d = 100 \times 1,50 / 25 \times 28 = 0,214 \rightarrow \beta_1 = 0,925 \rightarrow K = 1/K_1 = 0,019$$

$$\sigma_{st} = 4,10 \times 10^3 / 0,925 \times 1,50 \times 28 = 105,53 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} = 0,019 \times 105,53 = 2,00 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

▪ En travée:

$$M_t = 11,63 \text{ KNm et } A_t = 2,35 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = 100 \times A_t / b \times d = 100 \times 2,35 / 25 \times 28 = 0,336 \rightarrow \beta_1 = 0,909 \rightarrow K = 1/K_1 = 0,025$$

$$\sigma_{st}=11,63 \times 10^3 / 0,909 \times 2,35 \times 28 = 194,44 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} = 0,025 \times 157,44 = 4,86 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- ✓ L'état limite de compression du béton aux appuis et en travées est vérifié donc les armatures adoptées à l'ELU sont suffisantes.

2-Vérification de la flèche (BAEL 91/(Art 6.5.2)).

On doit vérifier que :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \dots \dots \dots (1) \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 M_{0s}} \dots \dots \dots (2) \\ \frac{A_t}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \dots \dots \dots (3) \end{array} \right.$$

Avec : h : hauteur de la poutre

l : largeur de la poutre

M_s : moment fléchissant en travée à l'ELS

M_{0s} : moment max de la travée isostatique $q_s l^2 / 8 = 13,68 \text{ KNm}$

A_t : section des armatures en travée

b : largeur de la poutre

d : hauteur utile de la section .

$$\text{AN: } \frac{h}{l} = \frac{30}{320} = 0,094 > \frac{1}{16} = 0,0625 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{l} = 0,094 \geq \frac{M_t}{10 M_{0s}} = \frac{11,63}{10 \times 13,68} = 0,085 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_t}{bd} = \frac{2,35}{25 \times 28} = 0,0034 < \frac{4,2}{f_e} = 0,01 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- ✓ Les trois conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

✓

Conclusion:

Suite aux différents calculs et vérifications effectués, nous adoptons pour le ferrailage des balcons celui adopté précédemment :

les armatures longitudinales:

- en travée : 3HA10
- aux appuis : 3HA8

les armatures transversales:

Cadre et épingle en HA8

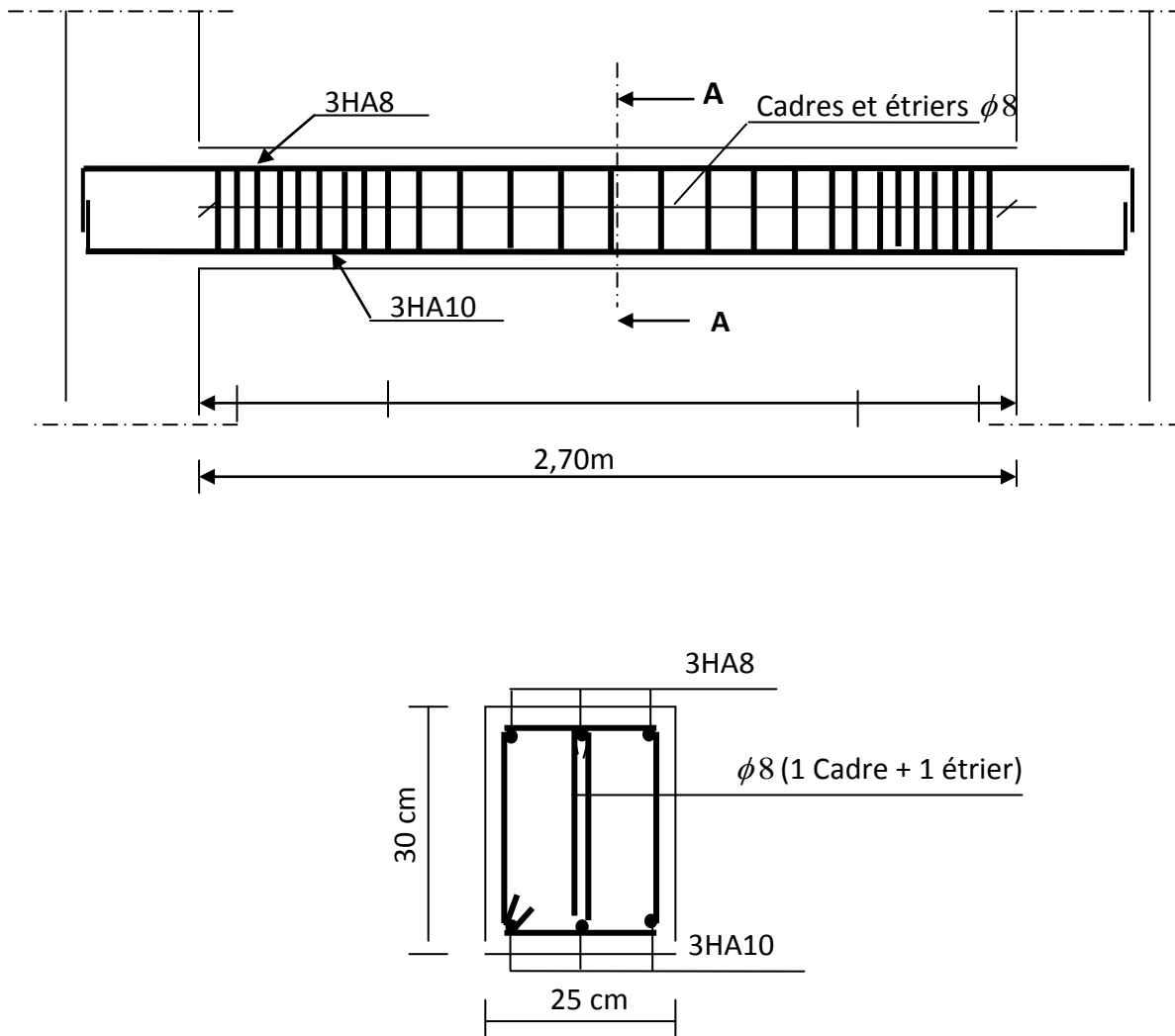


Figure III.6.4: Ferrailage de la poutre de chainage

III.7.La salle machine:**III.7.1. Introduction :**

L'Ascenseur est un appareil servant à déplacer verticalement des personnes ou des charges vers l'ensemble des étages de l'immeuble. C'est souvent un matériel muni de dispositif de sécurité.

Notre bâtiment comporte une cage d'ascenseur en béton armé avec une dalle pleine de dimensions $(2,00 \times 1,60) = 3,2 \text{ m}^2$ appuyée sur ses 4 cotés.

En plus de son poids propre, la dalle est soumise à un chargement localisé au centre du panneau estimée à 9 tonnes, répartie sur une surface de $(0,8 \times 0,8) \text{ m}^2$ transmise par le système de levage de l'ascenseur.

III.7.2. Calcul de la dalle pleine de la salle machine:

L'étude du panneau de dalle se fera à l'aide des tables de **PIGEAUD**, qui donnent des coefficients permettant de calculer les moments engendrés par les charges localisées, suivant la petite et la grande portée.

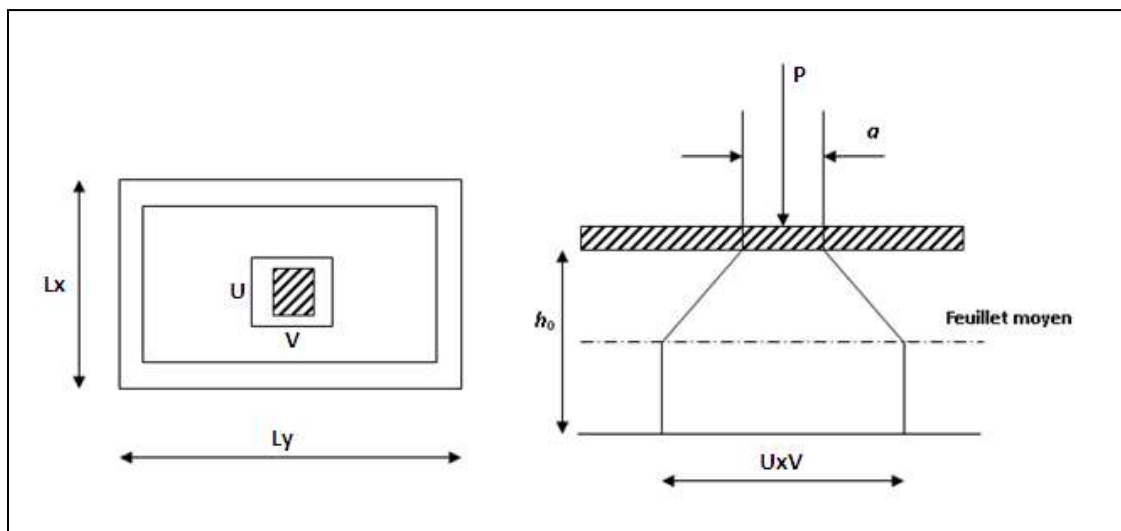
III.7 .2.1.Pré-dimensionnement:

Figure III.7.1 : Diffusion de charge dans le feuillet moyen de la dalle de la salle machine

La dalle n'est pas continue.

➤ **Hauteur de la dalle** : [RPA99 version 2003].

$$h_t \geq \frac{L_x}{30} = \frac{1,60}{30} = 5,33\text{cm. le RPA 2003 exige une hauteur } h_t \geq 12\text{cm}$$

✓ **On optera pour une hauteur h= 15cm.**

➤ **Calcul des sollicitations** :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,60}{2,00} = 0,80 \rightarrow 0,4 < \rho = 1 \leq 1 \rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux direction.}$$

a) **Moments dus au poids propre** :

$$M_x = \mu_x \cdot q \cdot l_x^2 \rightarrow \text{Moment suivant la petite portée.}$$

$$M_y = \mu_y \cdot M_x \rightarrow \text{Moment suivant la grande portée.}$$

Les coefficients μ_x et μ_y sont donnés en fonction du rapport ρ_x et du coefficient de Poisson ν .

➤ **Etat limite ultime (ELU) : $\nu = 0$**

$$\rho = 0,8 \rightarrow \mu_x = 0,0565 \text{ et } \mu_y = 0,595$$

Poids de la dalle : $G = (25 \times 0,15 + 22 \times 0,05) \times 1\text{ml} = 4,85 \text{ KN/ml.}$

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

$$q_u = 1,35 \times 4,85 + 1,5 \times 1 = 8,0475 \text{ KN/ml.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{u_x1} = 0,0565 \times (8,0475) \times (1,60)^2 = 1,164 \text{ KN.m} \\ M_{u_y1} = 0,595 \times 1,164 = 0,693 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

➤ **Etat limite de service (ELS) : $\nu = 0,2$**

$$\rho = 0,88 \rightarrow \mu_x = 0,0632 \text{ et } \mu_y = 0,710$$

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

$$\begin{cases} M_{sx1} = 0,0632 \times (5.85) \times (1,60)^2 = 0,946 \text{ KN.m} \\ M_{sy1} = 0,710 \times 0,946 = 0,672 \text{ KN.m} \end{cases}$$

b) Moments dus à la charge localisée :

$$\begin{cases} M_x = p. (M_1 + \nu M_2) \\ M_y = p. (\nu M_1 + M_2) \end{cases}$$

M_1, M_2 coefficients donnés par les abaques

en fonction de ρ_x et des rapports $\frac{U}{l_x}$ et $\frac{V}{l_y}$.

$$\nu : \text{Coefficient de poisson à } \begin{cases} E.L.U & \nu = 0 \\ E.L.S & \nu = 0,2 \end{cases}$$

Calcul de U et V :

$$\begin{cases} U = U_0 + 2 \times e + h_0 \\ V = V_0 + 2 \times e + h_0 \end{cases}$$

Avec: Hauteur de la dalle: $h_0 = \mathbf{15 \text{ cm}}$

Epaisseur du revêtement : $e = \mathbf{5 \text{ cm}}$

$U_0 = V_0 = 80 \text{ cm}$ ($U_0 \times V_0$: zone dans laquelle q est concentrée).

$$\underline{\mathbf{A.N}} : \begin{cases} U = 80 + 2 \times 5 + 15 = 105 \text{ cm.} \\ V = 80 + 2 \times 5 + 15 = 105 \text{ cm.} \end{cases}$$

$$\frac{U}{l_x} = \frac{1,05}{1,60} = 0,656 \quad \text{Et} \quad \frac{V}{l_y} = \frac{1,05}{2,00} = 0,525.$$

Pour déterminer M_1 et M_2 on doit faire une interpolation entre deux valeurs (abaque de PIGEAUD).

Pour $\rho = 0.9 \rightarrow$ après interpolation : $M_1 = \mathbf{0,0884}$ et $M_2 = \mathbf{0,0625}$

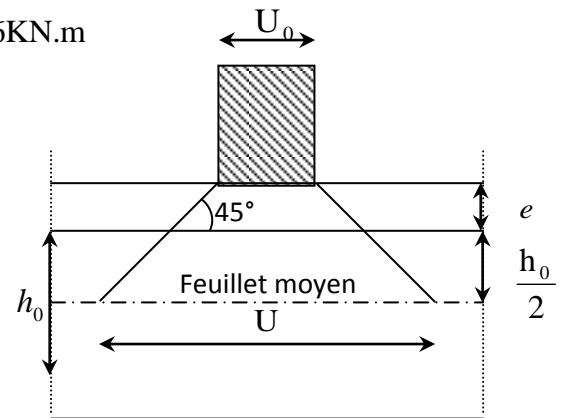


Figure.III.7.2 : Les moments des charges locales

➤ **Etat limite ultime (ELU) : $\nu = 0$**

$$P_u = 1.35 \times 90 = 121.5 \text{ KN.}$$

$$M_{ux2} = P_u \times M_1 = 121,5 \times 0,0884 = 10,74 \text{ KN.m}$$

$$M_{uy2} = P_u \times M_2 = 121,5 \times 0,0625 = 7,59 \text{ KN.m}$$

➤ **Etat limite de service (ELS) : $\nu = 0.2$**

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

$$M_{sx2} = P_s \times (M_1 + \nu.M_2) = 90 \times (0,0884 + 0,2 \times 0,0625) = 9,081 \text{ KN.m}$$

$$M_{sy2} = P_s \times (M_2 + \nu.M_1) = 90 \times (0,0625 + 0,2 \times 0,0884) = 7,216 \text{ KN.m}$$

C) Superposition des moments :

▪ **A l'ELU :**

$$M_{ux} = M_{ux1} + M_{ux2} = 1,164 + 10,74 = 11,904 \text{ KN.m}$$

$$M_{uy} = M_{uy1} + M_{uy2} = 0,693 + 7,59 = 8,283 \text{ KN.m}$$

▪ **A l'ELS:**

$$M_{sx} = M_{sx1} + M_{sx2} = 0,946 + 9,081 = 10,027 \text{ KN.m}$$

$$M_{sy} = M_{sy1} + M_{sy2} = 0,672 + 7,216 = 7,888 \text{ KN.}$$

III.7.3. Ferrailage à l'ELU:

Les moments calculés seront corrigés en leur affectant un coefficient de 0,75 en travée et de (-0,5) aux appuis.

- En travée :

$$M_x^t = 0,75 \times M_x = 8,92 \text{ KN. m}$$

$$M_y^t = 0,75 \times M_y = 6,21 \text{ KN. m}$$

- Sur appuis :

$$M_x^a = -0,5 \times M_x = -5,952 \text{ KN. m}$$

$$M_y^a = -0,5 \times M_y = -4,142 \text{ KN. m}$$

Armatures // à X-X :

Aux appuis :

$$\mu = \frac{M_{ax}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{5,952 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.2} = 0,028 \leq 0,392 \longrightarrow \text{SSA} \longrightarrow \beta = 0,986$$

$$A_{st}^a = \frac{M^{ax}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{5,952 \times 10^3}{0,986 \times 12 \times 348} = 1,45 \text{ cm}^2$$

On opte pour : $A_{st}^a = 4 \text{ HA8/ml} = 2,01 \text{ cm}^2$ avec $St = 25 \text{ cm}$

• **En travées :**

$$\mu = \frac{M_{tx}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{8,92 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14,2} = 0,044 \leq 0,392 \longrightarrow \text{SSA} \longrightarrow \beta = 0,978$$

$$A_{st}^a = \frac{M^{tx}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{8,92 \times 10^3}{0,978 \times 12 \times 348} = 2,18 \text{ cm}^2$$

On opte pour : $A_{st}^a = 4 \text{ HA10/ml} = 3,14 \text{ cm}^2$ avec $St = 25 \text{ cm}$

Armatures // à Y-Y :

Aux appuis

$$\mu = \frac{M^{ay}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{4,142 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14,2} = 0,020 \leq 0,392 \longrightarrow \text{SSA} \longrightarrow \beta = 0,990$$

$$A_{st}^a = \frac{M^{ay}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{4,142 \times 10^3}{0,990 \times 12 \times 348} = 1,01 \text{ cm}^2$$

on opte pour : $A_{st}^a = 4 \text{ HA8/ml} = 2,01 \text{ cm}^2$ avec $St = 25 \text{ cm}$

En travées :

$$\mu = \frac{M_{ty}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{6,21 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14,2} = 0,030 \leq 0,392 \longrightarrow \text{SSA} \longrightarrow \beta = 0,985$$

$$A_{st}^a = \frac{M^{ty}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{6,21 \times 10^3}{0,985 \times 12 \times 348} = 1,51 \text{ cm}^2$$

On opte pour : $A_{st}^a = 4 \text{ HA10/ml} = 3,14 \text{ cm}^2$ avec $St = 25 \text{ cm}^*$

III.7.4. Vérification à l'ELU

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

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 20 \times 27 \times \frac{2,1}{400} = 0,652 \text{ cm}^2$$

Sens x-x :

$$\left. \begin{array}{l} A^{\min} = 0,625 \text{ cm}^2 \\ A_x^a = 2,01 \text{ cm}^2 \\ A_x^t = 3,14 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} \Rightarrow A_x > A_x^{\min} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Sens y-y :

$$\left. \begin{array}{l} A^{\min} = 0,625 \text{ cm}^2 \\ A_y^a = 2,01 \text{ cm}^2 \\ A_y^t = 3,14 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} \Rightarrow A_y > A_y^{\min} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

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

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

On doit vérifier que :

$$\phi \leq \phi_{\max} = \frac{h}{10} = \frac{150}{10} = 15 \text{ mm.}$$

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

c) Espacement des barres :

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

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

d) Condition de non-poinçonnement : (Article A.5.2-4-2 du BAEL 91)

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

$$P_u \leq 0.045 \mu_c h \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec:

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

$$\rightarrow \mu_c = 2(U+V) = 2(105+105) = 420 \text{ cm} = 4,20 \text{ m.}$$

P_u : charge de calcul à l'état limite ultime.

$$\rightarrow P_u = 1,35G = 1,35 \times 90 = 121,5 \text{ KN}$$

$$P_u = 121,5 < 0,045 \times 4,20 \times 0,15 \times \frac{25}{1,5} \times 10^3 = 472,5 \text{ KN} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

e) Vérification de la contrainte tangentielle

Les efforts tranchants sont max au voisinage de la charge.

$$\text{Au milieu de U : } T_{\max} = \frac{P_u}{2U+V} = \frac{121,5}{(2 \times 1,05) + 1,05} = 38,57 \text{ KN}$$

$$\text{Au milieu de V : } T_{\max} = \frac{P_u}{3U} = \frac{121,5}{3(1,05)} = 38,57 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \times d} = \frac{38,57}{1 \times 0,12} = 321,42 \text{ KN/m}^2 = 0,32 \text{ MPa} < \frac{0,07 f_{c28}}{\gamma_b} = 1,167 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

III.7.5. Vérification à l'ELS

Correction des moments :

- En travée :

$$M_x^t = 0,75 \times M_x = 7,52 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0,75 \times M_y = 5,92 \text{ KN.m}$$

- Sur appuis :

$$M_x^a = -0,5 \times M_x = -5,02 \text{ KN.m}$$

$$M_y^a = -0,5 \times M_y = -3,94 \text{ KN.m}$$

- ✓ **Vérification des contraintes dans le béton : (Article A.4.5-2 du BAEL91)**

Aucune vérification n'est nécessaire, si la condition suivante est satisfaite :

- La section est rectangulaire ;
- La nuance des aciers est de feE400 ;
- $\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$ Avec : $\gamma = \frac{M_u}{M_s}$

➤ **Sens x-x :**

❖ **en travées :**

$$\mu = \frac{M^{Stx}}{b d^2 f_{bu}} = \frac{7,52 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14,2} = 0,036 \rightarrow \alpha = 0,0459$$

$$\gamma = \frac{M_{tx^u}}{M_{tx^s}} = \frac{8,92}{7,52} = 1,18 \rightarrow \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,18-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,34$$

$$\alpha = 0,0536 < 0,34 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

❖ **sur appuis :**

$$\mu = \frac{M^{Sax}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{5,02 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14,2} = 0,024 \longrightarrow \alpha = 0,0304$$

$$\nu = \frac{M_{ax}^u}{M_{ax}^s} = \frac{5,952}{5,02} = 1,18 \longrightarrow \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,18-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,34$$

$$\alpha = 0,0304 < 0,34 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Sens y-y:**

❖ **en travées :**

$$\mu = \frac{M^{Sty}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{5,92 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14,2} = 0,028 \longrightarrow \alpha = 0,0355$$

$$\nu = \frac{M_{ty}^u}{M_{ty}^s} = \frac{6,21}{5,92} = 1,05 \longrightarrow \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,05-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,28$$

$$\alpha = 0,0355 < 0,28 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

❖ **sur appuis :**

$$\mu = \frac{M^{Say}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{3,94 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14,2} = 0,018 \longrightarrow \alpha = 0,0227$$

$$\nu = \frac{M_{ay}^u}{M_{ay}^s} = \frac{4,142}{3,94} = 1,05 \longrightarrow \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,05-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,28$$

$$\alpha = 0,0227 < 0,28 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Toutes les conditions sont vérifiées, donc la vérification de la contrainte de compression du béton n'est pas nécessaire.

a) Etat limite de fissuration

La fissuration est peu préjudiciable, aucune vérification n'est nécessaire

b) Vérification au poinçonnement

$$Qu \leq \frac{0,045 \times U_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\text{Avec : } U_c = 2 \cdot (u+v) = 2 \times 2 \times 1,05 = 4,2 \text{ m}$$

$$Qu = 1,35 \times p = 1,35 \times 90 = 121,5 \text{ KN}$$

$$\frac{0,045 \times U_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,045 \times 0,15 \times 4,2 \times 25 \times 10^3}{1,5} = 472,5 \text{ KN}$$

$$Qu = 121,5 \text{ KN} \leq 472,5 \text{ KN} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

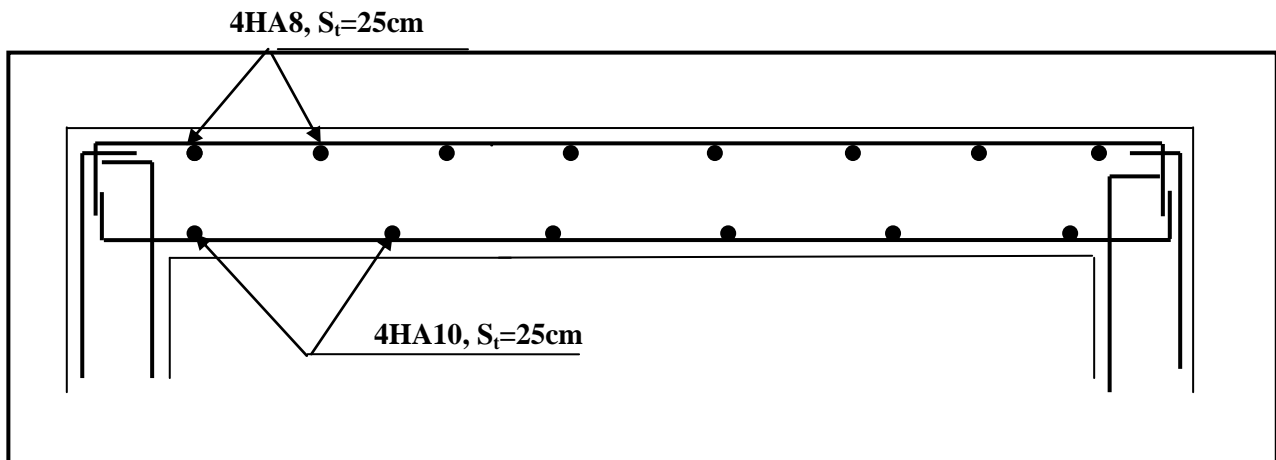


Figure.III.7.3: Plan de ferrailage de la salle machine suivant x-x

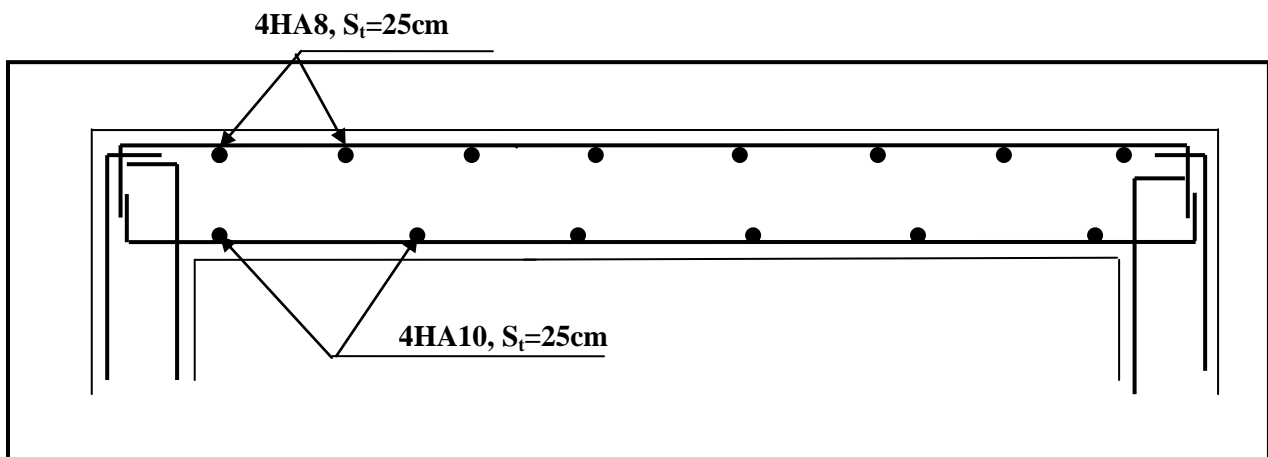


Figure.III.7.4: Plan de ferrailage de la salle machine suivant y-y

IV.1.Introduction :

Le système de contreventement est l'ensemble d'éléments de construction assurant la rigidité et la stabilité vis-à-vis des forces horizontales, engendrées par le vent ou le séisme.

Le contreventement peut être assuré par :

- Des voiles ou des murs, appelés couramment refends, entrant dans la composition l'ouvrage,
- Du système porteurs «poteaux-poutres» formant portiques d'étages,
- Des cages d'escaliers et d'ascenseurs ou «gaines» présentant une grande rigidité à la flexion et à la torsion.

Dans certain cas, il serait avantageux de faire intervenir simultanément les portiques et les refends. Pour cela il est indispensable de comparer l'inertie des choisir un système de contreventement et connaitre la répartition de sollicitations sur les refends et les portiques.

Dans le règlement parasismique algérien RPA99 révisé 2003(Art3.4refends à celle des portiques pour) la classification des systèmes structuraux sont faits en tenant compte de leur :

- fiabilité.
- Capacité de dissipation de l'énergie vis-à-vis de l'action sismique.

Dans notre cas l'ossature du bâtiment est composée, à la fois de portiques et de murs de refends, disposés parallèlement.

Le but de ce chapitre est justement de déterminer les efforts horizontaux dans les refends, d'une part, et dans les portiques d'une autre part. Pour cela nous allons comparer l'inertie des voiles à celle des portiques aux quels nous allons attribuer «une inertie fictive».

IV.2.Caractéristiques géométriques des portiques :

IV.2.1.Calcul des rigidités linéaires relatives des poteaux et des poutres :

❖ Hypothèses de calcul :

- Les charges ou les masses sont considérés concentrées au niveau du plancher.
- Les diagrammes de répartition des charges en élévation.
- La raideur des poutres ne doit pas être faible devant celle des poteaux.
- La raideur des travées adjacentes d'une même portée ne doit pas être trop différente.

$$K_{ptr} \text{ (m}^3\text{): Raideur des poutres} \quad K_{ptr} = \frac{I_{ptr}}{L_c}$$

$$K_{pot} \text{ (m}^3\text{): Raideur des poteaux} \quad K_{pot} = \frac{I_{pot}}{h_c}$$

Avec :

I : Moment d'inertie de l'élément.

h_c, L_c : Hauteur et longueur calculées qui seront déterminées ultérieurement.

$$h_c = \min(\bar{h} + 1/2h \text{ poteau}, h_0)$$

$$l_c = \min (l + 1/2 \text{ poutre}, l_0)$$

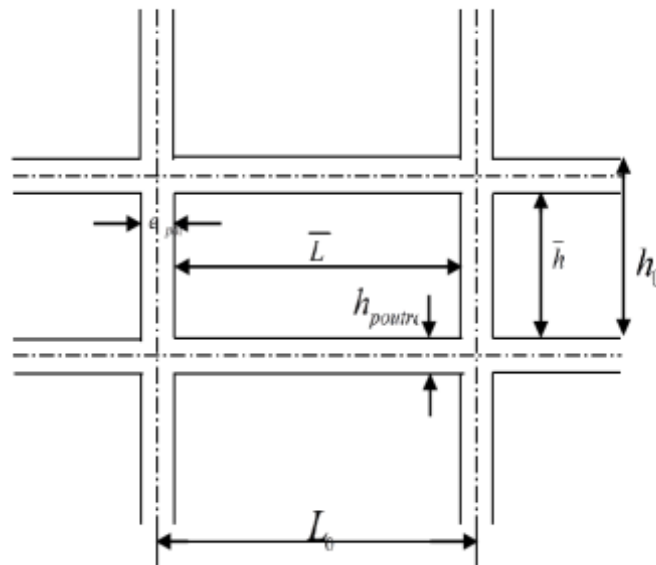
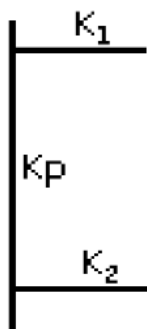


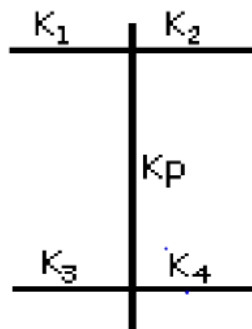
Figure IV.1 : Coupe verticale d'un niveau.

IV.2.2. Calcul des coefficients K relatifs aux portiques :

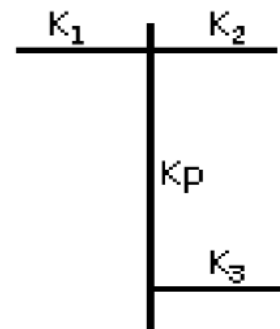
➤ Niveau courant :



$$K_j = \frac{K_1 + K_2}{2K_p}$$

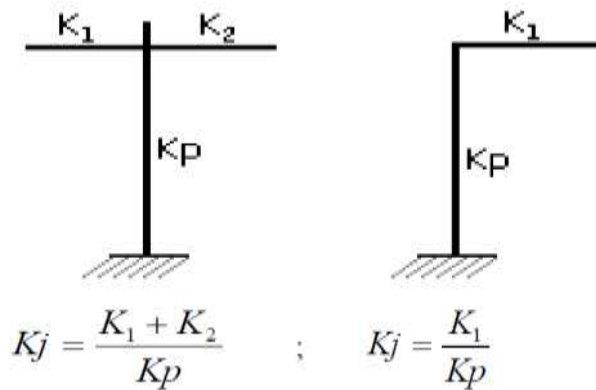


$$K_j = \frac{K_1 + K_2 + K_3 + K_4}{2K_p}$$



$$K_j = \frac{K_1 + K_2 + K_3}{2K_p}$$

➤ Niveau RDC :



IV.2.3. Calcul des coefficients correcteurs (aij) :

➤ coefficient des rigidités des poteaux (aij) :

• 1^{er} Cas: d'étage courant :

$$a = \frac{\bar{K}}{2 + \bar{K}}$$

• 2^{ème} : Premier niveau :

- Poteau encasté à la base $a = \frac{0,5 + \bar{K}}{2 + \bar{K}}$

- Poteau articulé à la base $a = \frac{0,5 + \bar{K}}{1 + 2\bar{K}}$

-

IV.2.4. Calcul des rigidités des poteaux(I) au niveau (J) :

$$r_{ij} = \frac{12E_i a_{ij} I_p}{h_c^2}$$

Avec : E_i : Module de déformation du béton ; $E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164,2 \text{ MPa}$.

I_p : Inertie de poteau.

h_c : Hauteur du poteau.

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

- **Rigidités des poteaux suivant les sens (x-x) :**

Niveau	b (cm)	h (cm)	I (cm ⁴)	he (cm)	hp (cm)	h' (cm)	e pot (cm)	hc (cm)	k (cm ³)
10	35	35	125052.083	306	30	276	35	293.5	426.072
9	35	35	125052.083	306	30	276	35	293.5	426.072
8	35	35	125052.083	306	30	276	35	293.5	426.072
7	35	35	125052.083	306	30	276	35	293.5	426.072
6	40	40	213333.333	306	30	276	40	296	720.721
5	40	40	213333.333	306	30	276	40	296	720.721
4	40	40	213333.333	306	30	276	40	296	720.721
3	40	40	213333.333	306	30	276	40	296	720.721
2	45	45	341718.75	306	30	276	45	298.5	1144.786
1	45	45	341718.75	306	30	276	45	298.5	1144.786
RDC	45	45	341718.75	306	30	276	45	298.5	1144.786
Sous -sol	50	50	520833.333	400	30	370	50	395	1318.565

Tableau IV.1 : Rigidités linéaires des poteaux dans le sens longitudinal.

- **Rigidités des poteaux suivant les sens (y-y) :**

Niveau	b (cm)	h (cm)	I (cm ⁴)	he (cm)	hp (cm)	h' (cm)	e pot (cm)	hc (cm)	k (cm ³)
10	35	35	125052.083	306	35	271	35	288.5	433.456
9	35	35	125052.083	306	35	271	35	288.5	433.456
8	35	35	125052.083	306	35	271	35	288.5	433.456
7	35	35	125052.083	306	35	271	35	288.5	433.456
6	40	40	213333.333	306	35	271	40	291	733.104
5	40	40	213333.333	306	35	271	40	291	733.104
4	40	40	213333.333	306	35	271	40	291	733.104
3	40	40	213333.333	306	35	271	40	291	733.104
2	45	45	341718.75	306	35	271	45	293.5	1164.289
1	45	45	341718.75	306	35	271	45	293.5	1164.289
RDC	45	45	341718.75	306	35	271	45	293.5	1164.289
Sous-sol	50	50	520833.333	400	35	365	50	390	1335.470

Tableau IV.2 : Rigidités linéaires des poteaux dans le sens transversal.

- Rigidités des poutres suivant le sens (x-x) :

Niveau	Travée	b (cm)	h (cm)	I (cm ⁴)	L ₀ (cm)	e _{pot} (cm)	L' (cm)	h _{ptre} (cm)	L _c (cm)	K (cm ³)
7ème,8ème, 9ème,10ème	1_2	25	30	56250	320	35	285	30	300	187.500
	2_3	25	30	56250	320	35	285	30	300	187.500
	3_4	25	30	56250	320	35	285	30	300	187.500
	4_5	25	30	56250	320	35	285	30	300	187.500
	5_6	25	30	56250	320	35	285	30	300	187.500
	6_7	25	30	56250	320	35	285	30	300	187.500
3ème,4ème, 5ème,6ème	1_2	25	30	56250	320	40	280	30	295	190.678
	2_3	25	30	56250	320	40	280	30	295	190.678
	3_4	25	30	56250	320	40	280	30	295	190.678
	4_5	25	30	56250	320	40	280	30	295	190.678
	5_6	25	30	56250	320	40	280	30	295	190.678
	6_7	25	30	56250	320	40	280	30	295	190.678
1ème,2ème, RDC	1_2	25	30	56250	320	45	275	30	290	193.966
	2_3	25	30	56250	320	45	275	30	290	193.966
	3_4	25	30	56250	320	45	275	30	290	193.966
	4_5	25	30	56250	320	45	275	30	290	193.966
	5_6	25	30	56250	320	45	275	30	290	193.966
	6_7	25	30	56250	320	45	275	30	290	193.966
S SOL	1_2	25	30	56250	320	50	270	30	285	197.368
	2_3	25	30	56250	320	50	270	30	285	197.368
	3_4	25	30	56250	320	50	270	30	285	197.368
	4_5	25	30	56250	320	50	270	30	285	197.368
	5_6	25	30	56250	320	50	270	30	285	197.368
	6_7	25	30	56250	320	50	270	30	285	197.368

Tableau IV .3 : Rigidités linéaires des poutres dans le sens transversal.

- Rigidités des poutres suivant le sens (y-y) :

Niveau	Travée	b (cm)	h (cm)	I (cm ⁴)	L ₀ (cm)	e _{pot} (cm)	L' (cm)	h _{ptre} (cm)	L _c (cm)	K (cm ³)
7ème,8ème, 9ème,10ème	A_B	25	35	89322.9167	320	35	285	35	302.5	295.282369
	B_C	25	35	89322.9167	320	35	285	35	302.5	295.282369
	C_D	25	35	89322.9167	320	35	285	35	302.5	295.282369
	D_E	25	35	89322.9167	320	35	285	35	302.5	295.282369
3ème,4ème, 5ème,6ème	A_B	25	35	89322.9167	320	40	280	35	297.5	300.245098
	B_C	25	35	89322.9167	320	40	280	35	297.5	300.245098
	C_D	25	35	89322.9167	320	40	280	35	297.5	300.245098
	D_E	25	35	89322.9167	320	40	280	35	297.5	300.245098
1ème,2ème, RDC	A_B	25	35	89322.9167	320	45	275	35	292.5	305.377493
	B_C	25	35	89322.9167	320	45	275	35	292.5	305.377493
	C_D	25	35	89322.9167	320	45	275	35	292.5	305.377493
	D_E	25	35	89322.9167	320	45	275	35	292.5	305.377493
S SOL	A_B	25	35	89322.9167	320	50	270	35	287.5	310.688406
	B_C	25	35	89322.9167	320	50	270	35	287.5	310.688406
	C_D	25	35	89322.9167	320	50	270	35	287.5	310.688406
	D_E	25	35	89322.9167	320	50	270	35	287.5	310.688406

Tableau IV.4 : Rigidités linéaires des poutres dans le sens transversal.

IV.3. Rigidité relative par portique :

➤ Les tableaux suivants donnent les longueurs de calcul pour chaque niveau :

- Rigidités des portiques suivant (X-X) :

Niveau	travées	K_{poutre}	poteau	K_{poteau}	k'	a_{ij}	E	hc	$R_{ij\ x}$	$R_{ij\ x}$
7ème,8ème, 9ème,10ème étage	1_2	187.5	1	426.072	0.440	0.180	32164.2	293.5	34430.0302	206580.181
	2_3	187.5	2	426.072	0.440	0.180	32164.2	293.5	34430.0302	
	3_4	187.5	3	426.072	0.440	0.180	32164.2	293.5	34430.0302	
	4_5	187.5	4	426.072	0.440	0.180	32164.2	293.5	34430.0302	
	5_6	187.5	5	426.072	0.440	0.180	32164.2	293.5	34430.0302	
	6_7	187.5	6	426.072	0.440	0.180	32164.2	293.5	34430.0302	
3ème,4ème, 5ème,6ème étage	1_2	190.678	1	720.721	0.265	0.117	32164.2	296	37092.5128	222555.077
	2_3	190.678	2	720.721	0.265	0.117	32164.2	296	37092.5128	
	3_4	190.678	3	720.721	0.265	0.117	32164.2	296	37092.5128	
	4_5	190.678	4	720.721	0.265	0.117	32164.2	296	37092.5128	
	5_6	190.678	5	720.721	0.265	0.117	32164.2	296	37092.5128	
	6_7	190.678	6	720.721	0.265	0.117	32164.2	296	37092.5128	
1ème,2ème, RDC	1_2	193.966	1	1144.786	0.169	0.078	32164.2	298.5	38729.7273	232378.364
	2_3	193.966	2	1144.786	0.169	0.078	32164.2	298.5	38729.7273	
	3_4	193.966	3	1144.786	0.169	0.078	32164.2	298.5	38729.7273	
	4_5	193.966	4	1144.786	0.169	0.078	32164.2	298.5	38729.7273	
	5_6	193.966	5	1144.786	0.169	0.078	32164.2	298.5	38729.7273	
	6_7	193.966	6	1144.786	0.169	0.078	32164.2	298.5	38729.7273	
S_sol	1_2	197.368	1	1318.565	0.150	0.302	32164.2	395	98580.0128	591480.077
	2_3	197.368	2	1318.565	0.150	0.302	32164.2	395	98580.0128	
	3_4	197.368	3	1318.565	0.150	0.302	32164.2	395	98580.0128	
	4_5	197.368	4	1318.565	0.150	0.302	32164.2	395	98580.0128	
	5_6	197.368	5	1318.565	0.150	0.302	32164.2	395	98580.0128	
	6_7	197.368	6	1318.565	0.150	0.302	32164.2	395	98580.0128	

Tableau IV.5 : Rigidité relative par portique dans le sen longitudinal.

- **Rigidités des portiques suivant (Y-Y) :**

Niveau	travées	K_{poutre}	poteau	K_{poteau}	k'	a_{ij}	E	hc	$R_{ij y}$	$R_{ij y}$
7ème,8ème, 9ème,10ème étage	A_B	295.283	A	433.456	0.681	0.254	32164.20	288.5	510.7011	2042.805
	B_C	295.283	B	433.456	0.681	0.254	32164.20	288.5	510.7011	
	C_D	295.283	C	433.456	0.681	0.254	32164.20	288.5	510.7011	
	D_E	295.283	D	433.456	0.681	0.254	32164.20	288.5	510.7011	
3ème,4ème, 5ème,6ème étage	A_B	300.245	A	733.104	0.410	0.170	32164.20	291	567.9463	2271.7854
	B_C	300.245	B	733.104	0.410	0.170	32164.20	291	567.9463	
	C_D	300.245	C	733.104	0.410	0.170	32164.20	291	567.9463	
	D_E	300.245	D	733.104	0.410	0.170	32164.20	291	567.9463	
1ème,2ème, RDC	A_B	305.377	A	1164.289	0.262	0.116	32164.20	293.5	604.8206	2419.2823
	B_C	305.377	B	1164.289	0.262	0.116	32164.20	293.5	604.8206	
	C_D	305.377	C	1164.289	0.262	0.116	32164.20	293.5	604.8206	
	D_E	305.377	D	1164.289	0.262	0.116	32164.20	293.5	604.8206	
S_sol	A_B	310.688	A	1335.470	0.233	0.328	32164.20	390	1112.0700	4448.2799
	B_C	310.688	B	1335.470	0.233	0.328	32164.20	390	1112.0700	
	C_D	310.688	C	1335.470	0.233	0.328	32164.20	390	1112.0700	
	D_E	310.688	D	1335.470	0.233	0.328	32164.20	390	1112.0700	

Tableau IV.6: Rigidité relative par portique dans le sens transversal.

IV.4.Calcul des inerties des voiles :

IV.4.1.Caractéristiques géométriques des voiles :

Il est remarquable que les voiles de notre structure ne comportent pas d'ouvertures, nous

n'aurons donc à calculer que les refends pleins.

IV.4.2.Calcul des inerties des refends pleins :

a) Les refends longitudinaux:

$$\left. \begin{aligned} I_y &= \frac{el^3}{12} \\ I_x &= \frac{le^3}{12} \end{aligned} \right\} \Rightarrow \text{On néglige l'inertie des refends longitudinaux par rapport à l'axe X.}$$

b) Les refends transversaux:

$$\left. \begin{aligned} I_x &= \frac{el^3}{12} \\ I_y &= \frac{le^3}{12} \end{aligned} \right\} \Rightarrow \text{On néglige l'inertie des refends longitudinaux par rapport à l'axe Y.}$$

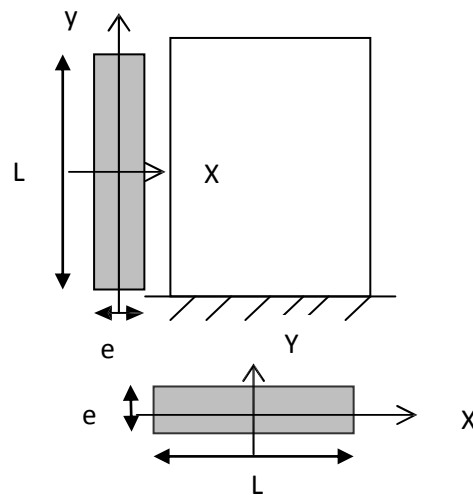


Fig.VII.2. Vue en plan et en coupe des refends

➤ Les résultats de toutes les formules ci-dessus sont données dans les tableaux ci-dessous:

❖ **Sens longitudinal :**

Niveau	voiles	Li(m)	ei(m)	I (m ⁴)	I (m ⁴) totale	I (m ⁴) moyenne
S-SOL jusqu'au 10ème étage	VL1	3.2	0.2	0.546	16.329	1.361
	VL2	3.2	0.2	0.546		
	VL3	2	0.2	0.133		
	VL4	2	0.2	0.133		
	VL5	1	0.2	0.016		
	VL6	1	0.2	0.016		

Tableau IV.7 : Inertie des voiles dans le sens longitudinal.

❖ Sens transversal :

Niveau	voiles	Li(m)	e(m)	I (m ⁴)	I niveau(m ⁴)	I totale(m ⁴)
S-SOL jusqu'au 10ème étage	VT1	4	0.2	1.06666667	26.412	2.202
	VT2	4	0.2	1.06666667		
	VT3	1.6	0.2	0.06826667		

Tableau IV .8 : Inertie des voiles dans le sens transversal..

IV.5.Calcul des inerties fictives des portiques :

Le calcul des inerties fictives des portiques, nous permet de déduire le pourcentage des efforts horizontaux revenant à chacun des éléments du contreventement. Pour cela, on utilise la méthode d'ALBERT FUENTES (**approximation successive**).

IV.5.1.Principe de la méthode :

Le principe consiste à attribuer une inertie fictive aux portiques. Pour déterminer cette inertie, il suffit de calculer les déplacements de chaque portique au niveau de chaque plancher, sous l'effet d'une série de forces horizontales égale à 1 tonne, et de comparer ses déplacements aux flèches que prendrait un refend bien déterminé de l'ouvrage sous l'effet du même système de forces horizontales (1 tonne à chaque niveau).

En fixant l'inertie du refend à 1 m⁴, il est possible d'attribuer à chaque portique et pour chaque niveau une **inertie fictive**, puisque dans l'hypothèse de la raideur infinie des planchers, nous devons obtenir la même flèche à chaque niveau, pour les refends et les portiques.

IV.5.2.Calcul des flèches dans les refends par la méthode des aires :

Le calcul des flèches du refend dont l'inertie **I = 1m⁴**, soumis au même système de forces que le portique (une force égal à une tonne à chaque étage), sera obtenu par la méthode du «moment des aires». Le diagramme des moments fléchissant engendré par la série de forces horizontales égales à 1 tonne, est une succession de trapèzes superposés et délimités par les niveaux, comme le montre la figure qui suit :

$$f_i = \frac{\sum S_i d_i}{EI}$$

Avec S_i : Surface du trapèze.

d_i : Distance entre le CDG du trapèze et le niveau considéré.

Sachant que la section du trapèze égale à : $S_i = \frac{(b_{i+1} + b_i) \times h_i}{2}$

La distance du CDG d'un trapèze à sa plus petite base: $d_i = \frac{h_i(2b_i + b_{i+1})}{3(b_i + b_{i+1})}$

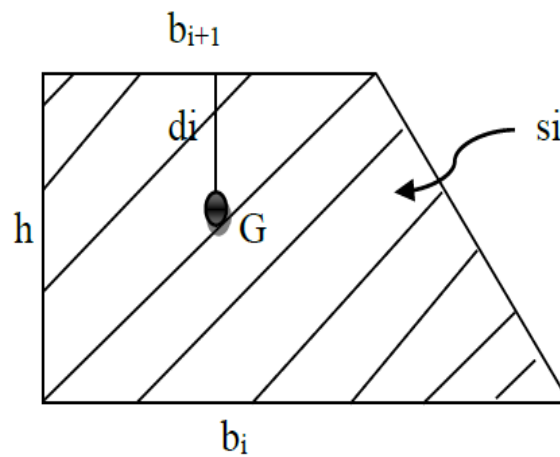


Figure IV.3 : Schéma d'un trapèze.

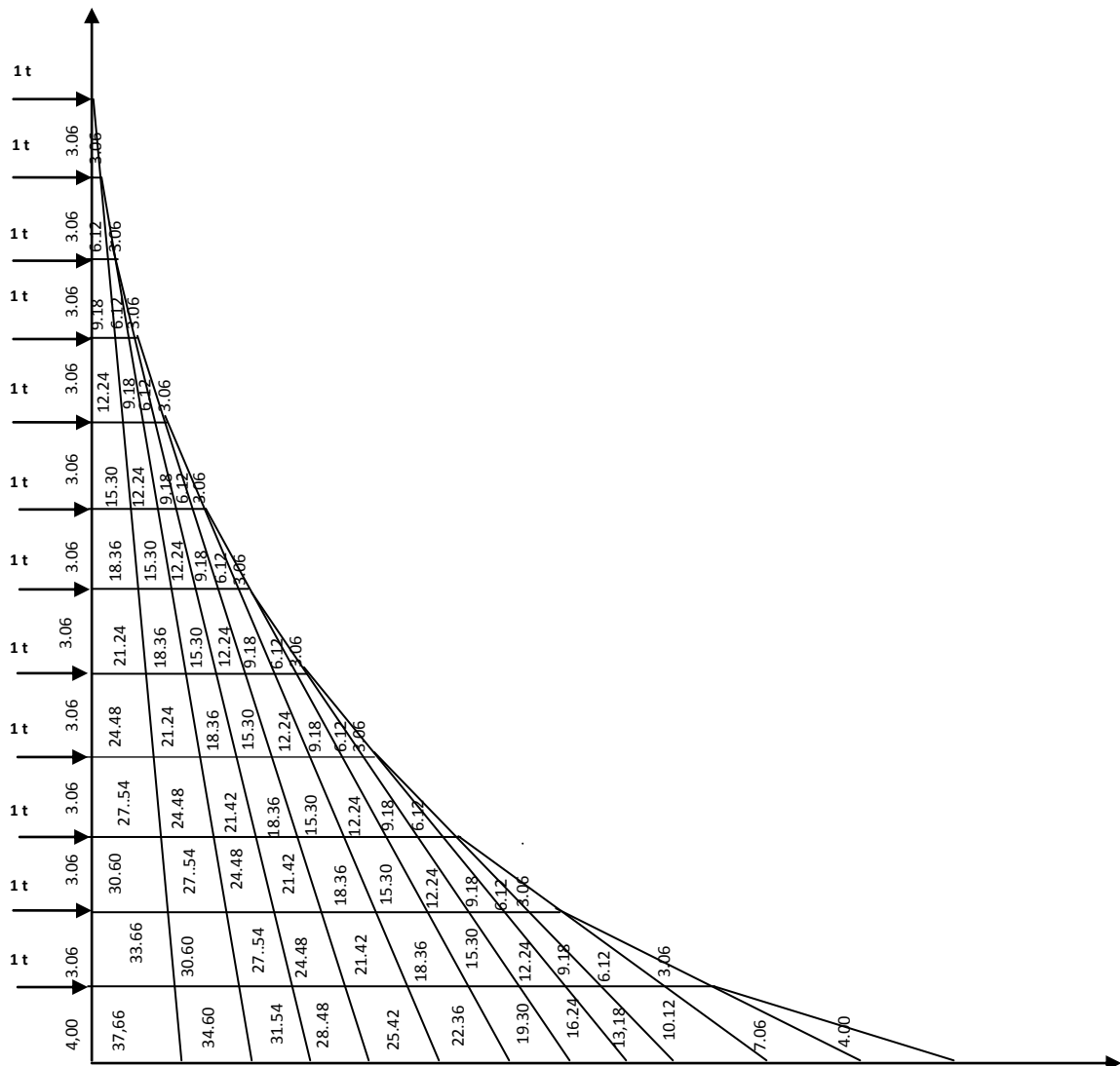


Figure IV.4: Diagramme des moments

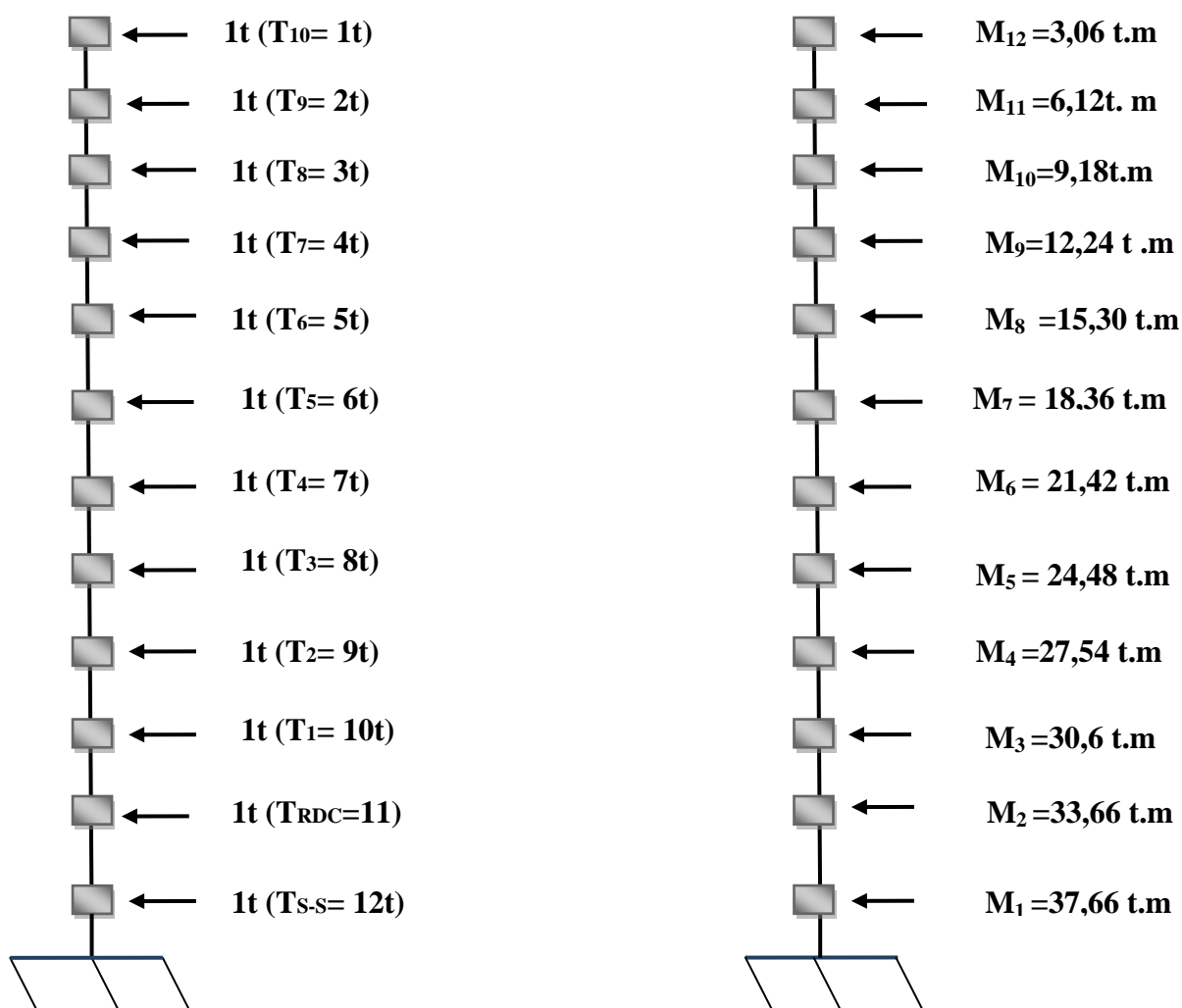


Figure IV.5 : système de forces horizontales et efforts tranchants résultants.

- Les résultats de calcul sont comme suit :

Niveau	h(m)	B	b	Si (m*m)	di	Si di	fix EI
10	3.06	3.06	0	4.68	2.04	9.55	5653.83
9	3.06	9.18	3.06	18.73	1.79	33.43	5644.27
8	3.06	18.36	9.18	42.14	1.70	71.63	5610.85
7	3.06	30.6	18.36	74.91	1.66	124.16	5539.21
6	3.06	45.9	30.6	117.05	1.63	191.02	5415.05
5	3.06	64.26	45.9	168.54	1.62	272.20	5224.04
4	3.06	85.68	64.26	229.41	1.60	367.71	4951.84
3	3.06	110.16	85.68	299.64	1.59	477.54	4584.13
2	3.06	137.7	110.16	379.23	1.59	601.70	4106.58
1	3.06	168.3	137.7	468.18	1.58	740.19	3504.88
RDC	3.06	201.96	168.3	566.50	1.58	893.01	2764.69
S_sol	4	249.96	201.96	903.84	2.07	1871.68	1871.68

IV.5.3. Calcul du déplacement des portiques :

- **Le déplacement de chaque niveau**

$$\Delta_n = \psi_n \times h$$

$$\text{Avec : } E\Psi_n = \frac{M_n}{12 \cdot \sum K_{pn}} + \frac{E\theta_n + E\theta_{n+1}}{2}$$

- **Le déplacement du portique au niveau « i »**

$$D_n = \sum_{i=1}^n \Delta_n$$

- **La rotation d'un poteau encasté à la base au 1^{er} niveau**

$$E \cdot \theta_1 = \frac{M_1 + M_2}{24 \cdot \sum K_{t1} + 2 \cdot \sum K_{p1}}$$

- **La rotation de chaque poteau articulé au 1^{er} niveau**

$$E \cdot \theta_1 = \frac{M_1 + M_2}{24 \cdot \sum K_{t1}}$$

- **La rotation d'un poteau des étages courants**

$$E \cdot \theta_n = \frac{M_n + M_{n+1}}{24 \cdot \sum K_{tn}}$$

Avec : $M_n = T_n \cdot h$

T_n : Effort tranchant au niveau (n).

K_{tn} : Raideur des poutres $K = \frac{I_m}{L}$.

K_{pn} : Raideur des poteaux $K = \frac{I_{pn}}{h}$.

h_e : Hauteur d'étage.

L : Portée libre de la poutre.

- **Inerties fictives des portiques**

$$I_{en} = \frac{f_n}{\Delta_n}$$

f_n : Flèche des refends au niveau(n)

Δ_n : Déplacement du portique au niveau(n).

- Les étapes de calcul des déplacements et des inerties fictives des portiques par niveaux sont résumées dans les tableaux qui suivent

Niveau	h	ΣK_{pn}	ΣK_{tn}	M_n	M_{n+1}	$E_{\theta n}$	$E_{\psi n}$	$E_{\Delta n}$	$D_n = \Sigma \Delta n$	E_{fn}	I_{en}
10	3.06	0.0029825	0.001125	3.06	0	0.00014344	85.4989149	261.62668	10918.9602	114863.96	10.5196
9	3.06	0.0029825	0.001125	6.12	3.06	0.00043031	170.99783	523.253359	10657.3336	103945.00	9.7533
8	3.06	0.0029825	0.001125	9.18	6.12	0.00071719	256.496745	784.880039	10134.0802	93287.67	9.2053
7	3.06	0.0029825	0.001125	12.24	9.18	0.00100406	341.99567	1046.50675	9349.20016	83153.59	8.8941
6	3.06	0.005045	0.001144	15.3	12.24	0.00131274	252.726929	773.344404	8662.73087	73804.39	8.5197
5	3.06	0.005045	0.001144	18.36	15.3	0.00160446	303.272315	928.013285	8609.4614	65141.66	7.5662
4	3.06	0.005045	0.001144	21.42	18.36	0.00189618	353.817701	1082.68217	8761.56051	56532.20	6.4522
3	3.06	0.005045	0.001144	24.48	21.42	0.0021879	404.363108	1237.35111	9119.02824	47770.64	5.2385
2	3.06	0.0080135	0.0011637	27.54	24.48	0.00252232	286.394385	876.366817	8946.06013	38651.61	4.3205
1	3.06	0.0080135	0.0011637	30.6	27.54	0.00281906	318.215983	973.740908	9346.95291	29705.55	3.1780
RDC	3.06	0.0080135	0.0011637	33.66	30.6	0.00311581	350.037635	1071.11516	9863.34821	20358.59	2.0640
S_SOL	4	0.0092299	0.0011842	37.66	33.66	0.00351905	340.019889	1360.07956	10495.2459	1871.68	0.1783

Tableau IV.9 : Inerties fictives des portiques longitudinaux.

Niveau	H	ΣK_{pn}	ΣK_{tn}	M_n	M_{n+1}	$E_{\theta n}$	$E_{\psi n}$	$E_{\Delta n}$	$D_n = \Sigma \Delta n$	E_{fn}	I_{en}
10	3.06	0.00216728	0.00118132	3.06	0	0.00015062	117.659302	360.037465	15036.3598	110881.66	7.3742
9	3.06	0.00216728	0.00118132	6.12	3.06	0.00045185	235.318605	720.074931	14676.3224	95845.30	6.5306
8	3.06	0.00216728	0.00118132	9.18	6.12	0.00075309	352.977907	1080.1124	13956.2475	81168.98	5.8160
7	3.06	0.00216728	0.00118132	12.24	9.18	0.00105433	470.637221	1440.1499	12876.1351	67212.73	5.2199
6	3.06	0.00366552	0.00120098	15.3	12.24	0.00137812	347.837582	1064.383	11435.9852	54336.59	4.7514
5	3.06	0.00366552	0.00120098	18.36	15.3	0.00168437	417.405098	1277.2596	10371.6022	42900.61	4.1364
4	3.06	0.00366552	0.00120098	21.42	18.36	0.00199062	486.972615	1490.1362	9094.34256	32529.01	3.5768
3	3.06	0.00366552	0.00120098	24.48	21.42	0.00229687	556.540153	1703.01287	7604.20636	23434.66	3.0818
2	3.06	0.00582144	0.00122151	27.54	24.48	0.00264762	394.235158	1206.35958	5901.19349	15830.46	2.6826
1	3.06	0.00582144	0.00122151	30.6	27.54	0.0029591	438.039065	1340.39954	4694.83391	9929.26	2.1149
RDC	3.06	0.00582144	0.00122151	33.66	30.6	0.00327059	481.843027	1474.43966	3354.43437	5234.43	1.5605
S_SOL	4	0.00667735	0.00124275	37.66	33.66	0.00369304	469.998677	1879.99471	1879.99471	1871.68	0.9956

Tableau IV.10 : Inerties fictives des portiques transversaux.

Niveau	Ien
10	10.5196
9	9.7533
8	9.2053
7	8.8941
6	8.5197
5	7.5662
4	6.4522
3	5.2385
2	4.3205
1	3.178
RDC	2.064
S_SOL	0.1783
SOMME	75.8897
MOYENNE	6.32414167

Tableau IV.12 : *Inertie fictive de chaque niveau dans le sens (x-x).*

Niveau	Ien
10	7.3742
9	6.5306
8	5.816
7	5.2199
6	4.7514
5	4.1364
4	3.5768
3	3.0818
2	2.6826
1	2.1149
RDC	1.5605
S_SOL	0.9956
SOMME	47.8407
MOYENNE	3.986725

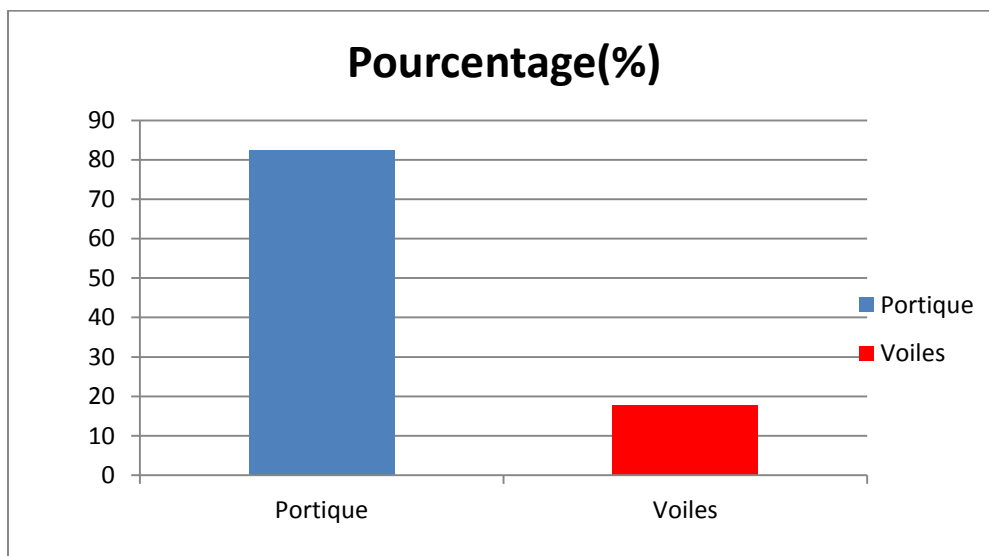
Tableau IV.12 : *Inertie fictive de chaque niveau dans le sens (y-y).*

IV.6.: Comparaison des inerties des voiles et celle des portiques :

- Sens longitudinal:

	Inertie (m ⁴)	Pourcentage(%)
Portiques	6,32	82,29
Voiles	1,36	17,71
Portiques+Voiles	7,68	100

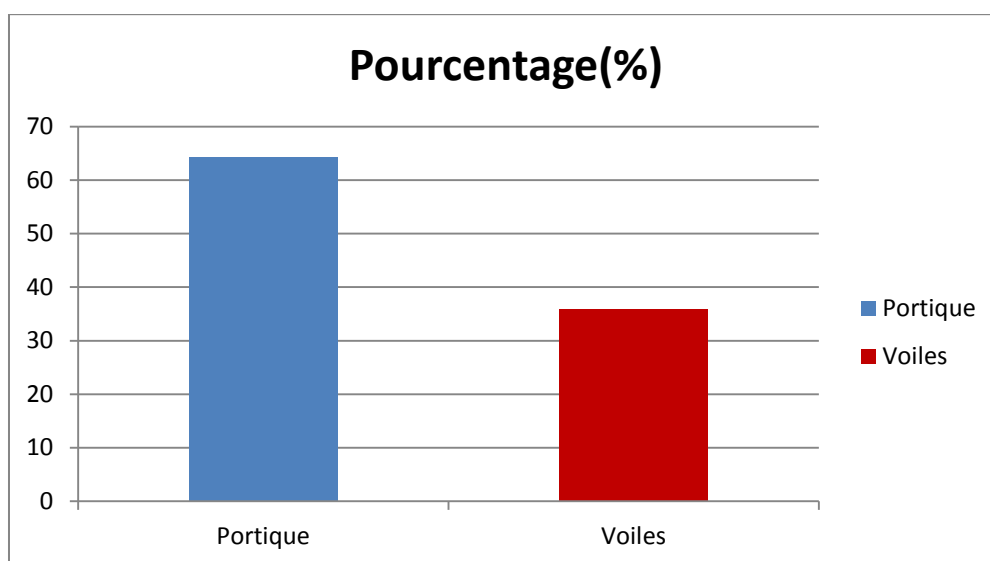
Tableau IV.14 : Comparaison des inerties de voiles et des portiques suivant le sens longitudinal



- Sens transversal :

	Inertie (m ⁴)	Pourcentage(%)
Portiques	3,94	64,17
Voiles	2,20	35,83
Portiques+Voiles	6,14	100

Tableau IV.13 : Comparaison des inerties de voiles et des portiques suivant le sens transversal



IV.6 : Proportions des charges verticales reprises par les voiles et les portiques :

On a pris exemple d'étudier le plancher de l'étage courant :

- La charge permanente du plancher : $G = 5,24 \text{ KN/m}^2$
- La surcharge d'exploitation : $Q = 1,5 \text{ KN/m}^2$
- La charge totale : $G_t = 5.24 + 1.5 = 6,74 \text{ KN/m}^2$

- La surface d'un panneau $S_p = 4 \times 3.2 = 12,8 \text{ m}^2$

- La surface totale du plancher :

$$S_t = L_x \times L_y = (19.65 \times 16,45) = 323,25 \text{ m}^2$$

- La charge verticale totale du plancher :

$$\text{Ch}_{\text{v t plancher}} = S_t \times G_t = 323,25 \times 6,74 = 2178,70 \text{ KN}$$

- La charge vertical totale d'un panneau :

$$\text{Ch}_{\text{v t panneau}} = S_p \times G_t = 12.8 \times 6.74 = 86.27 \text{ KN}$$

- La charge reprise par un voile : $\text{Ch}_{\text{r voile}} = \frac{\text{chv t panneau}}{2} = \frac{89,64}{2} = 43.32 \text{ KN}$

- La charge totale reprise par les voiles :

$$\text{Ch}_{\text{tr voiles}} = \text{Ch}_{\text{r voile}} \times 9 = 43,32 \times 9 = 389,88 \text{ KN}$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{Ch}_{\text{v t plancher}} = 2178,70 \text{ KN} \quad \longrightarrow \quad 100 \% \\ \text{Ch}_{\text{tr voiles}} = 389,88 \text{ KN} \quad \longrightarrow \quad X \end{array} \right\} \longrightarrow X = \frac{389,88 \times 100}{2178,70} = 17,89 \%$$

Conclusion :

En comparant les deux résultats, notre système de contreventement est mixte assuré par des voiles et des portiques.

Le RPA prescrit pour ce système de contreventement, les recommandations suivantes :

- Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20 % des sollicitations dues aux charges verticales.
- Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales. Au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

Donc : dans ce cas de système de contreventement mixte, la valeur du coefficient de comportement est égale à 5,(R=5).

V.1. Introduction :

Parmi les catastrophes naturelles qui affectent la surface de la terre, les secousses sismiques sont sans doute celles qui ont le plus d'effets destructeurs dans les zones urbanisées.

Face à ce risque, et à l'impossibilité de le prévoir, il est nécessaire de construire des structures pouvant résister à de tels phénomènes, afin d'assurer au moins une protection acceptable des vies humaines, d'où l'apparition de la construction parasismique. Cette dernière se base généralement sur une étude dynamique des constructions.

La complexité de l'étude dynamique d'une structure vis-à-vis des différentes sollicitations qui la mobilisent, en particulier l'effort sismique, demande des méthodes de calcul très rigoureuses ; Pour cela, l'utilisation des méthodes numériques telle que la MEF est devenu indispensable.

En s'appuyant sur l'outil informatique, qui nous offre des résultats plus exacts et un travail plus facile, on peut alors éviter le calcul manuel laborieux, voire même plus fiable.

V.2. Description de logiciel ETABS :(Extended Three Dimensions Analyses Building Systems).

ETABS est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique.

Ce logiciel permet la prise en compte des propriétés non-linéaires des matériaux, ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant différentes réglementations en vigueur à travers le monde (*Euro code, UBC, ACI...etc.*). En plus de sa spécificité pour le calcul des bâtiments, *ETABS* offre un avantage certain par rapport aux autres codes de calcul à utilisation plus étendue. En effet, grâce à ces diverses fonctions il permet une descente de charge automatique et rapide, un calcul automatique du centre de masse et de rigidité, ainsi que la prise en compte implicite d'une éventuelle excentricité accidentelle. De plus, ce logiciel utilise une terminologie propre au domaine du bâtiment (plancher, dalle, trumeau, linteau etc.).

ETABS permet également le transfert de donnée avec d'autres logiciels (*AUTOCAD, SAP2000* et *SAFE*).

V.3. Rappel :(terminologie) :

Grid line : ligne de grille

Joints : nœuds

Frame : portique (cadre)

Shell : voile

Elément : élément

Restreints : degrés de liberté(D.D.L)

Loads : charge

Uniformedloads : point d'application de la charge

Define : définir

Materials : matériaux

Concrete : béton

Steel :acier

Frame section : coffrage

Column : poteau

Beam : poutre

File :fichier

Copy :copier

Move :déplacer

Save :enregistrer

Save as :enregistrer sous

Add :ajouter

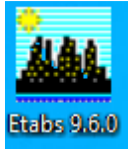
Delete :supprimer

Story :étage

Height :hauteur

V.4. Manuel d'utilisation du logiciel ETABS :

Il ya plusieurs versions de L'ETABS, dans notre travail on va utiliser la Version **9.6.0**



V.5. Etapes de modélisation :

1. Introduction de la géométrie du modèle
2. Spécification des propriétés mécaniques de l'acier et du béton.
3. Spécification des propriétés géométriques des éléments (poteaux, poutres, voiles...).
4. Définition des charges statiques (G, Q).
5. Définition de la charge dynamique E.
6. Introduction des combinaisons d'actions.
7. Définir l'action sismique Affectation des masses sismiques et inerties massiques.
8. Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragme).
9. L'analyse dynamique.
10. Visualisation des résultats.

V.5.1. Première étape :

La première étape consiste à spécifier la géométrie de la structure à modéliser.

On clique sur l'icône de L'ETABS :



a) Choix des unités :

On doit choisir un système d'unités pour la saisie de données dans **ETABS**. Au bas de l'écran, on sélectionne **KN.m** comme unités de base pour les forces et déplacements .

b) Définir les propriétés mécaniques et géométriques des éléments :

Dans le menu déroulant en haut de l'écran on sélectionne File puis New model ou bien (ctrl+n), puis on clique sur Default.edb.

On clique sur :

File ⇒ new model ⇒ No ⇒ Custom grid spacing ⇒ STORY DATA

Cette opération permet d'introduire :

- ✓ Le nombre de ligne suivant les deux directions X et Y.
- ✓ Le nombre de travée dans les deux sens X et Y.
- ✓ Les hauteurs de différents étages.
- ✓ Les longueurs de travées.

NB :

Toutes les valeurs indiquées sur les images sont celles adoptées pour notre structure.

Building Plan Grid System and Story Data Definition

Grid Dimensions (Plan)

Uniform Grid Spacing

Number Lines in X Direction:

Number Lines in Y Direction:

Spacing in X Direction:

Spacing in Y Direction:

Custom Grid Spacing

Story Dimensions

Simple Story Data

Number of Stories:

Typical Story Height:

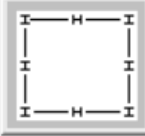
Bottom Story Height:

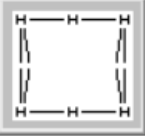
Custom Story Data

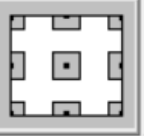
Units

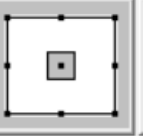
▼

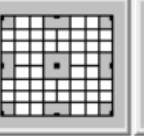
Add Structural Objects

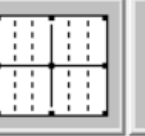

Steel Deck

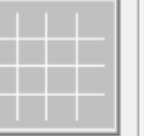

Staggered Truss

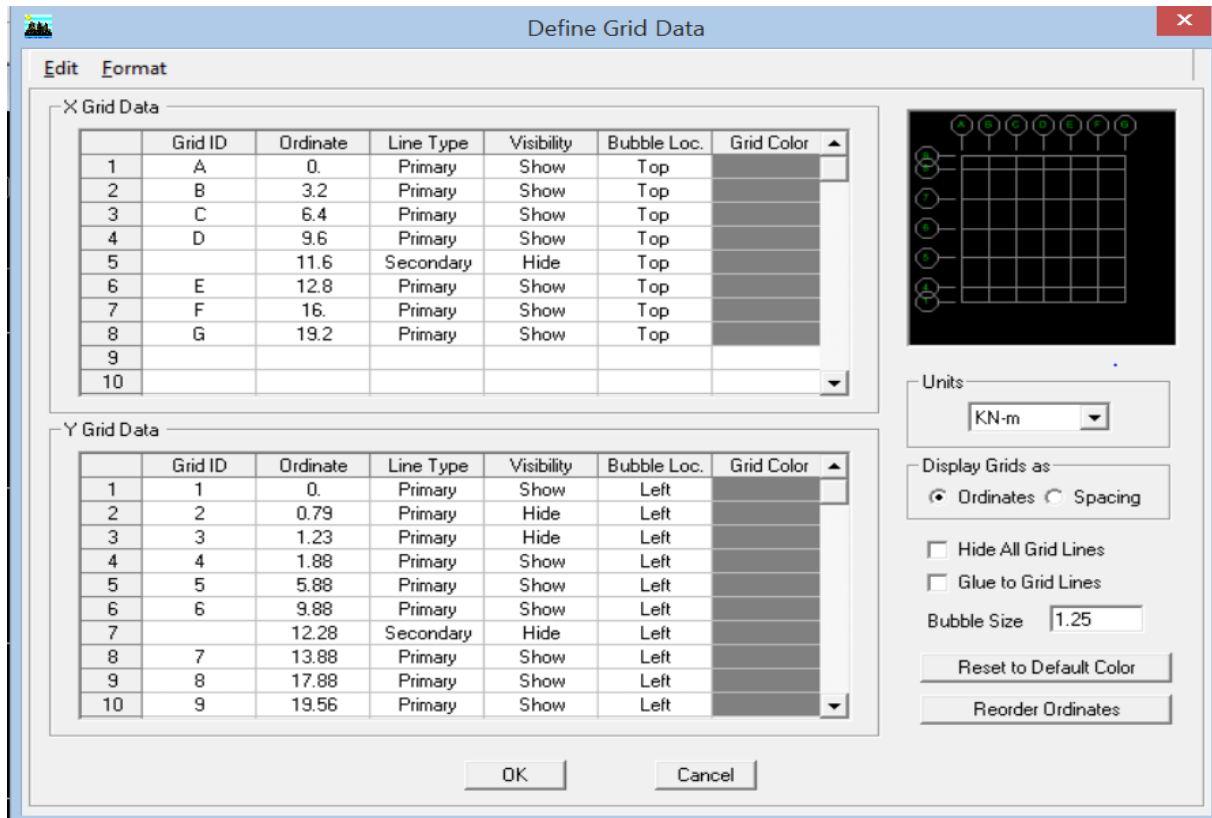

Flat Slab


Flat Slab with Perimeter Beams

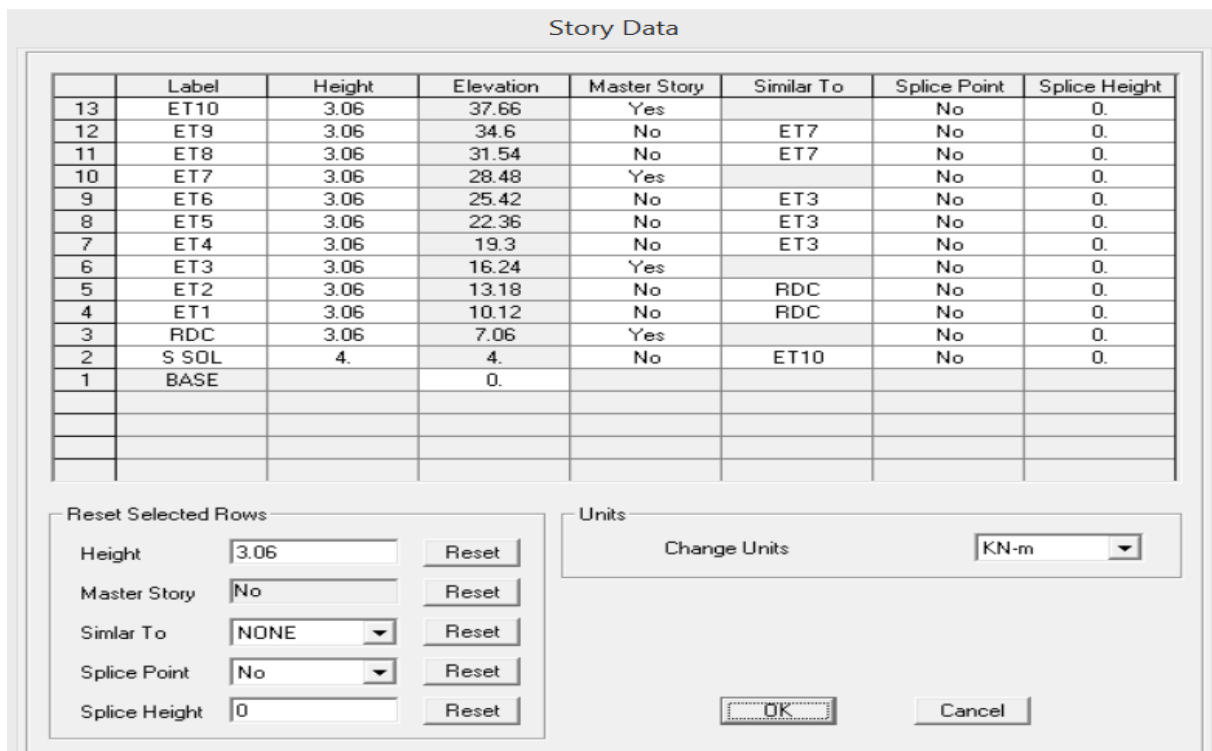

Waffle Slab


Two Way or Ribbed Slab

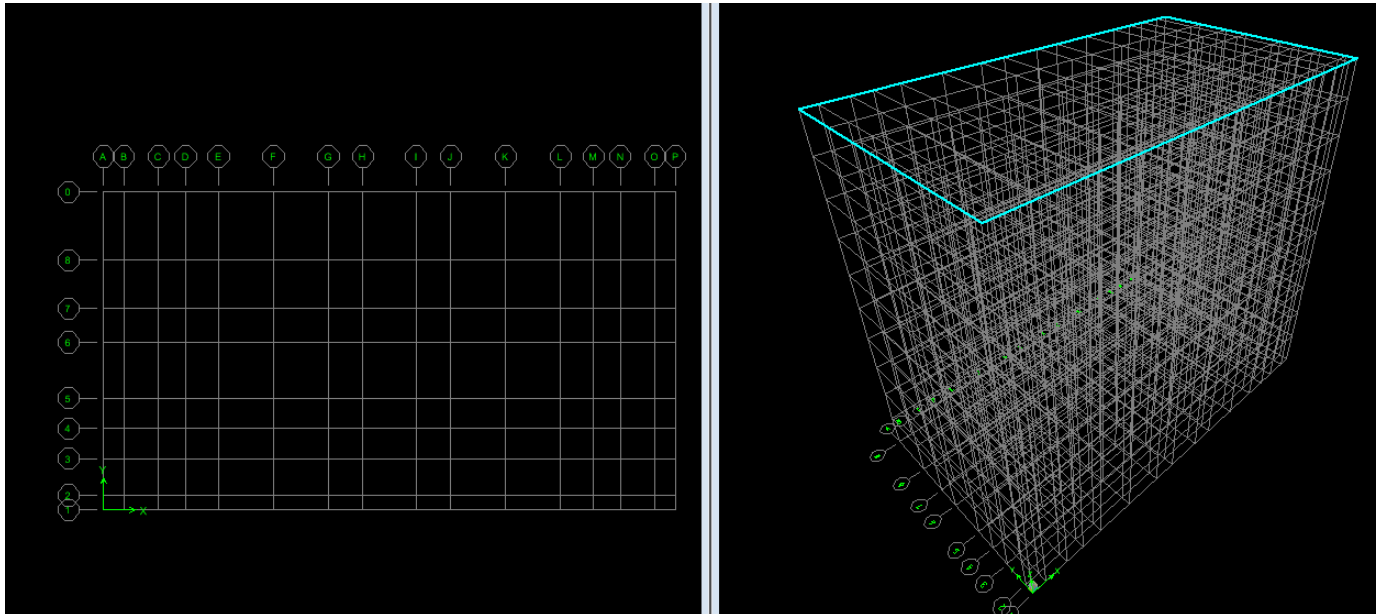

Grid Only



Pour modifier les hauteurs d'étage on clique sur le bouton droit de la souris puis **Edit Story Data**.



Après introduction des données comme il est indiqué sur la figure ci-dessus, on valide et aura deux fenêtres représentant la structure l'une en 3D et l'autre en 2D.



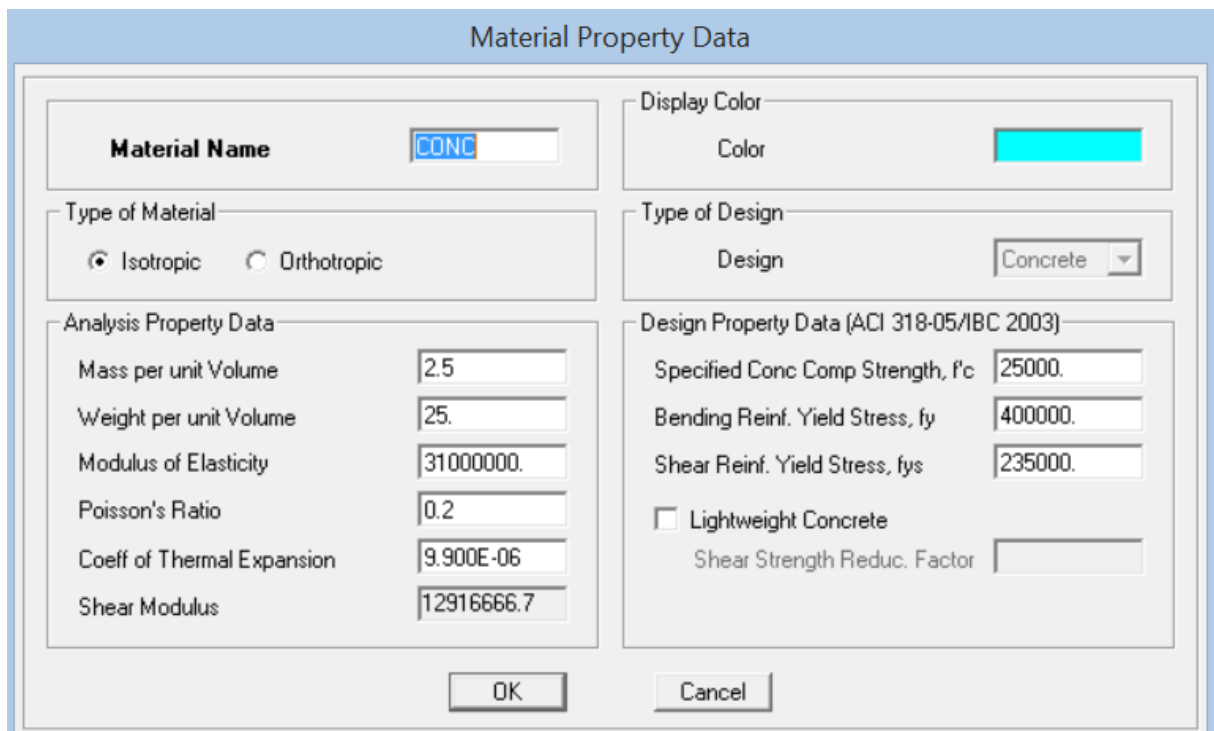
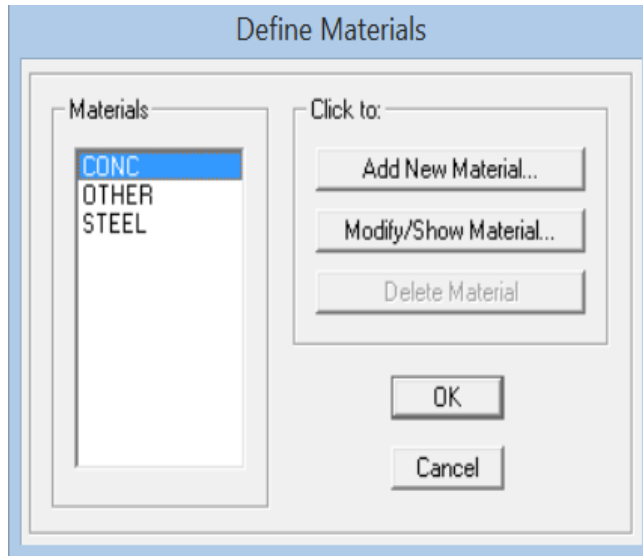
V.5.2. Deuxième étape :

La deuxième étape consiste à la définition des **propriétés mécaniques** des matériaux en l'occurrence, l'acier et le béton.

On clique sur → **Define Material proprietes** ou bien 

On sélectionne le matériau **CONC.**

Modify /Show Material, et on apporte les modifications inscrites dans la figure suivante :



V.5.3. Troisième étape :

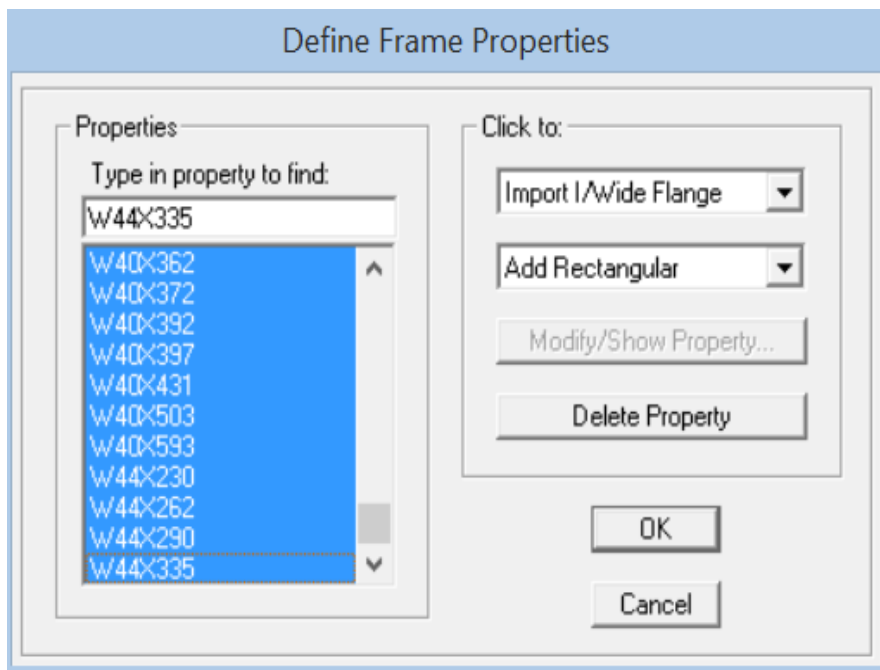
La troisième étape consiste à l'affectation des propriétés géométriques des éléments (Poutre, Poteaux, Console, voile...).

•Définition des différents éléments:**a) Les éléments barres (poteaux,poutres) :**

Nous choisissons le menu **Define**→**Frame sections**. Ou bien on clique sur l'icône 

Icône **properties**→ on sélection tout →**deleteproperty**

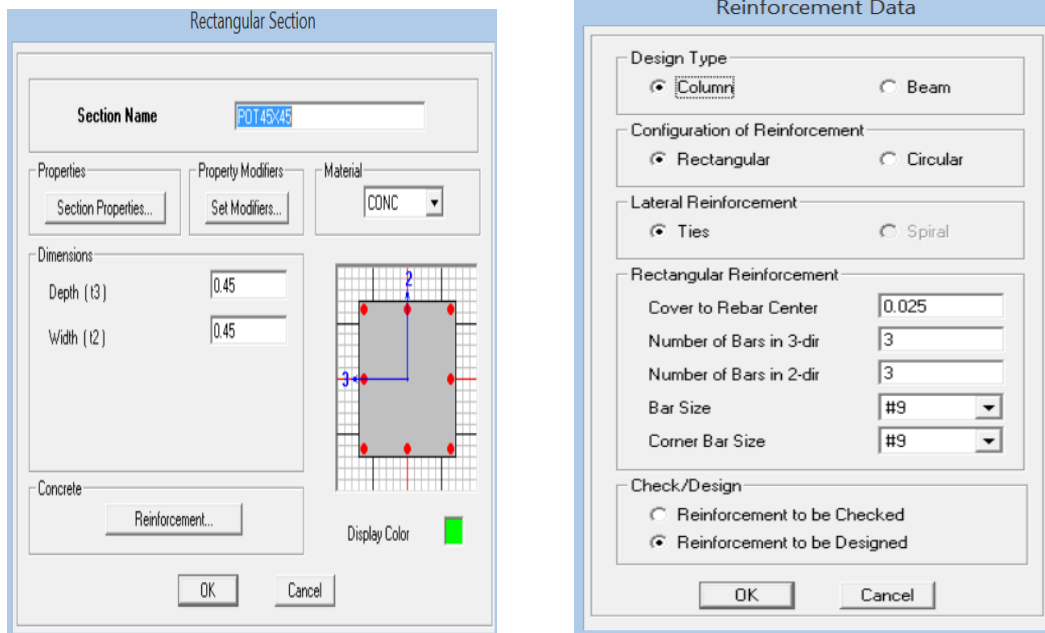
Icône **click to** → On clique sur **AddRectangular** « ajout de sections. »



- **Les poteaux :**On clique sur **Reinforcement**→ une fenetrierenforcement s'ouvre →coucher **column**.

Exemple :

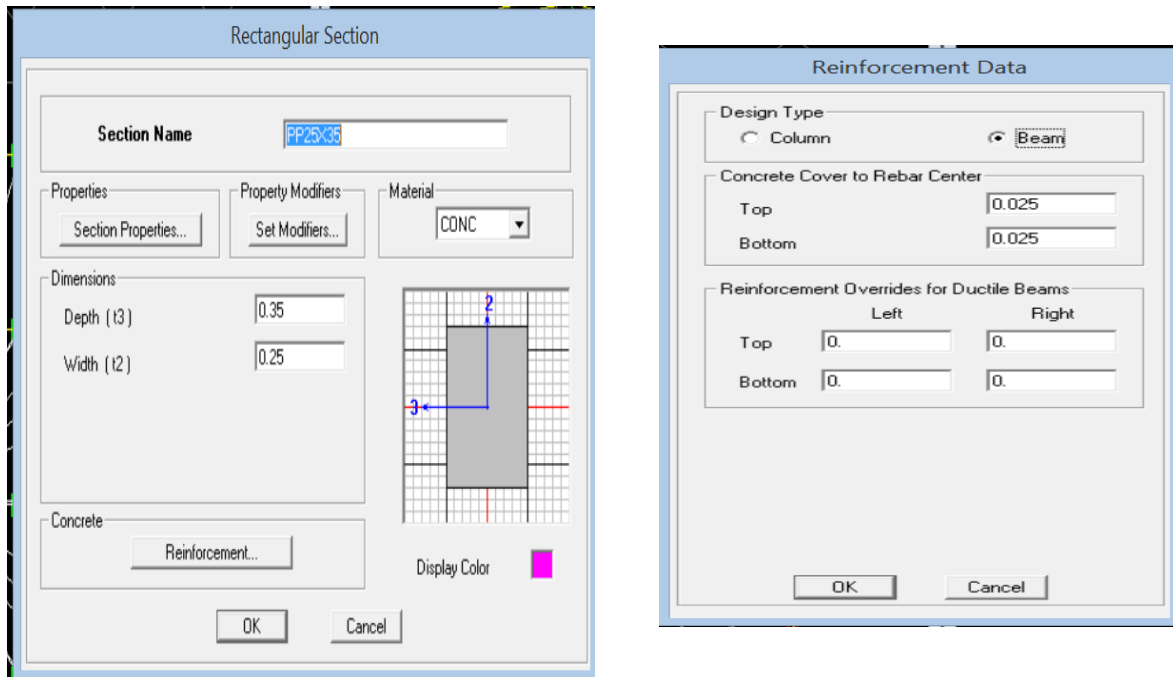
Définir les caractéristiques géométriques du poteau **(45 x45)**.



- **Les poutres :** On clique sur **Reinforcement** → une fenêtrerienforcement s'ouvre →coucher **Beam**.

Exemple :

Définir les caractéristiques géométriques de la poutre principale (**30x40**).




b) Les éléments plaques (voiles et dalles pleines) :

On distingue trois types des éléments plaques qui sont :

Element Shell : il est utilisé pour la modélisation des voiles, dalles .Les sections sont définies par l'épaisseur.

Elementmembran: il est utilisé pour les éléments minces.

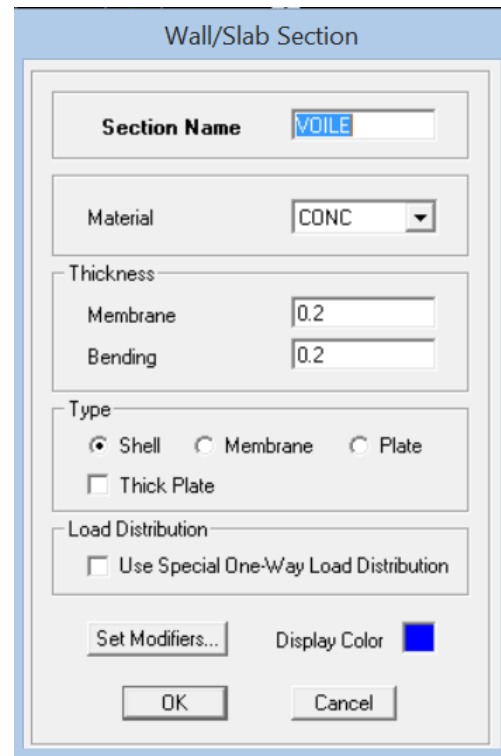
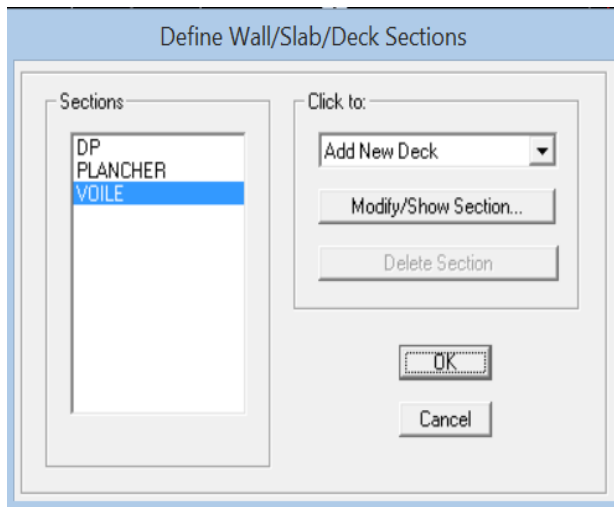
Element plate : c'est la superposition de l'élément plaque et membrane.


- **Voiles** :On choisit le menu **Define**→**wall/slab**, ou bien on clique sur l'icône 

Icône **properties**→ on sélection tout →**deleteproperty**

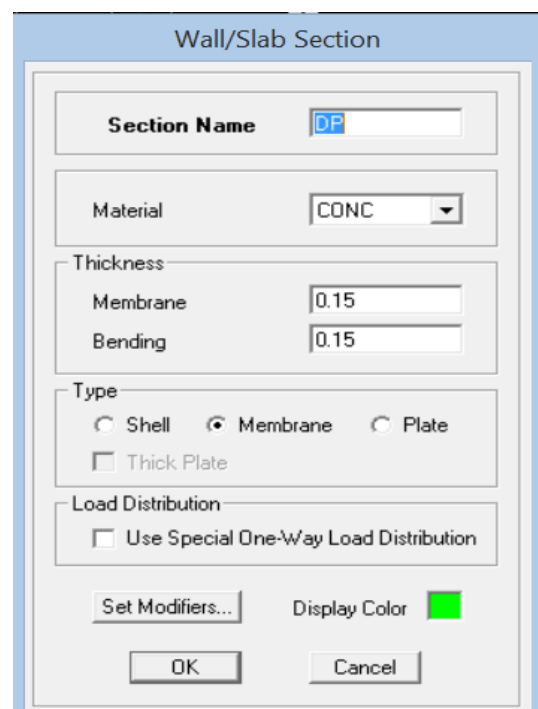
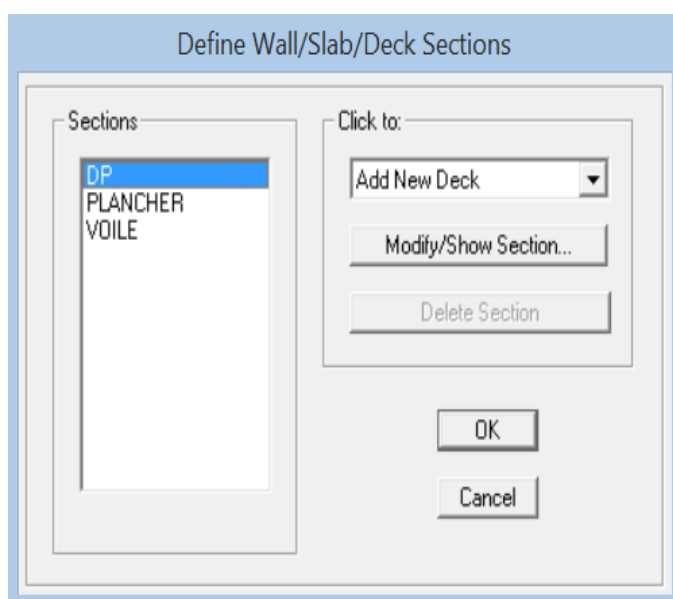
Icône **click to** → On clique sur **AddRectangular** « ajout de sections »

on clique sur **Add new wallet** on spécifie le nom et l'épaisseur.



- **Dalles pleines** : Define → wall/ slab/ deck sections, ou bien on clique sur 

on clique sur **Add new slab** et on spécifie le nom




c) Affectation des sections aux différents éléments des portiques :

❖ Pour les poteaux :

Il faut se mettre sur la vue en élévation dans la barre d'outils cliquer sur 

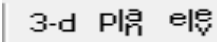
Draw → **draw line objects** → **Createlines in region or at clicks (plan, elev, 3D)**, il s'affiche une fenêtre **properties of object** none choisir le nom de la section ex : pot40x40 au dessous de la fenêtre d'ETABS **one story** cliquer sur les points de poteau pour les dessiner.

❖ Pour les poutres :

Il faut se mettre sur la vue en plan dans la barre d'outils cliquer sur 

Draw → **draw line objects** → **createlines in region or at clicks (plan, elev, 3D)**, il s'affiche une fenêtre **properties of object** none choisir le nom de la section ex : PP 30x40 au dessous de la fenêtre d'ETABS changer **one story** par **similar stories** cliquer sur les points des poutres pour les dessiner.

❖ Pour les voiles :

Il faut se mettre sur la vue en plan dans la barre d'outils cliquer sur 

Draw → **draw Area objects** → **create walls in region or at clicks (plan)** ou bien on clique sur l'icône ( ou bien ) mais il faut se mettre en élévation .

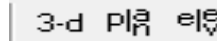
✓ Pour dessiner un voile par précision de sa longueur :

Draw → **draw Area objects** → **Draw walls**

(**plan**) il s'affiche une fenêtre → **Proprieties Of Object** none choisir le nom de la section : voile

→ **Drawing Control Fixed Length « l »** on donne sa longueur

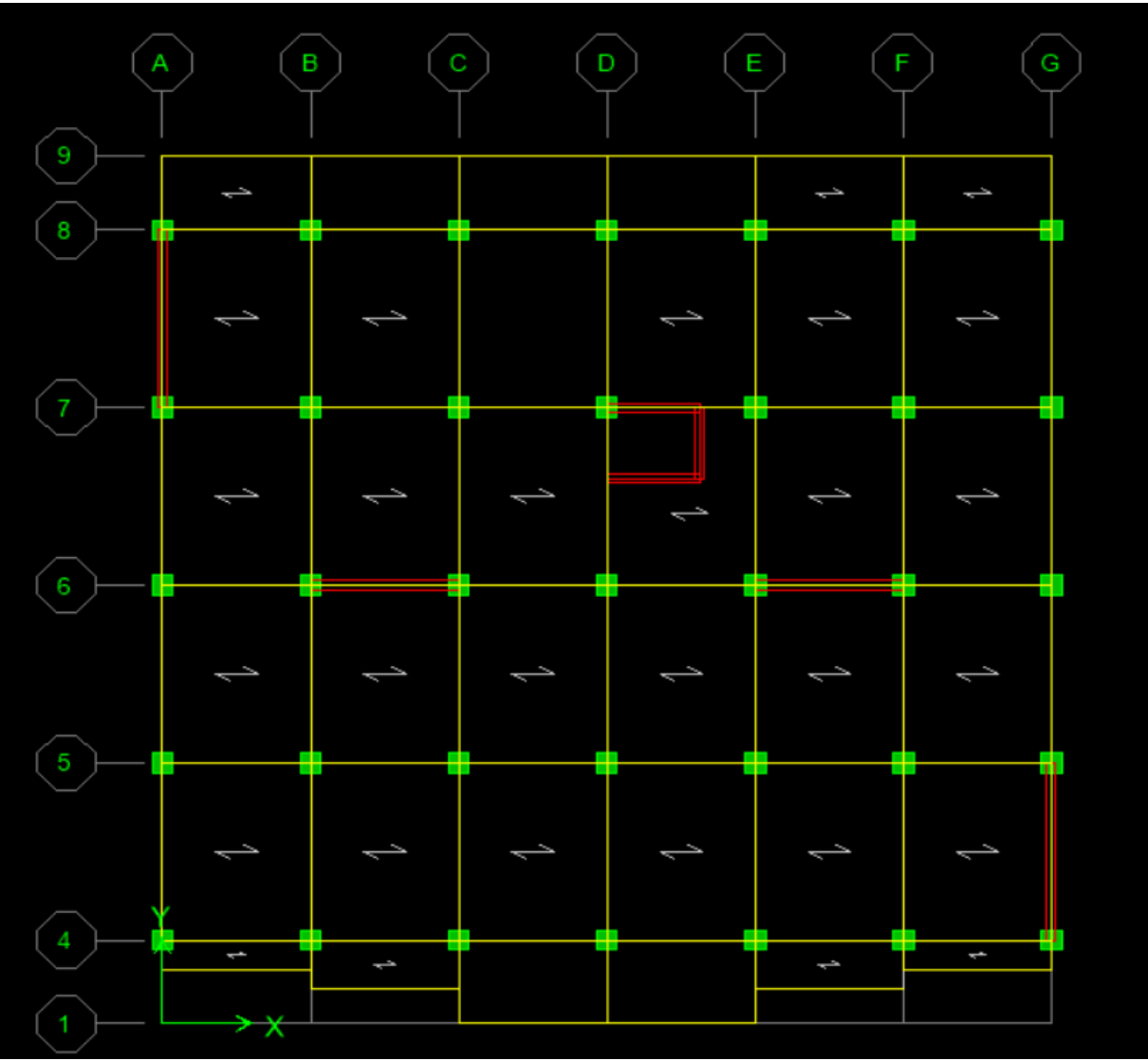
❖ Les dalles pleines :

Il faut se mettre sur la vue en plan dans la barre d'outils cliquer sur 

Draw → **Draw Area Objects** → **Draw Rectangular Area** ou bien → **Create Areas At Clicks**

ou bien → **Draw Area (plan, elev, 3D)**

Il s'affiche une fenêtre → **Proprieties Of Object** none choisir le nom de la section **dalle pleine** .



V.5.4. Quatrième étape :

Dans cette étape on va introduire les charges des structures.

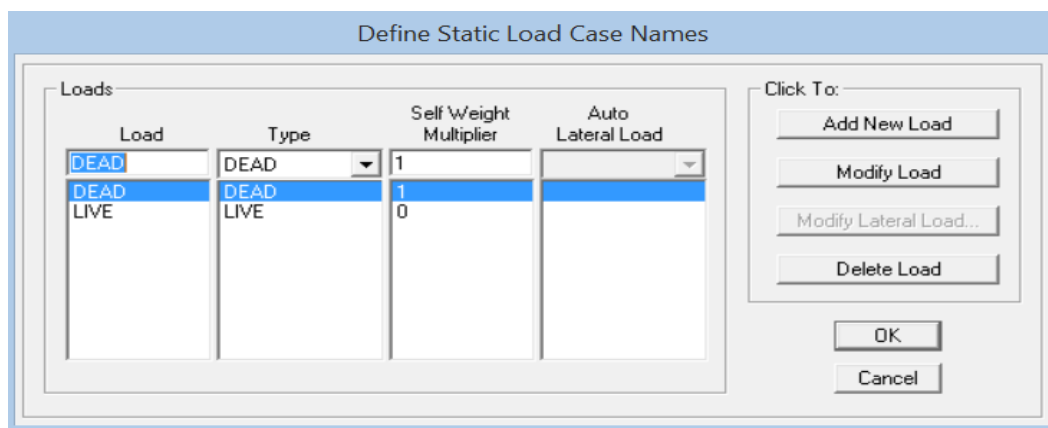
a) Définitions des charges :

Define⇒static load cases 

Cette instruction nous permet de définir les cas de charges et leurs types, telle que, on distingue les charges permanentes (G ou DEAD), d'exploitations (Q ou LIVE), sismiques (QUAKE), vent (WIND), de neige(SNOW).

Remarque :

Le poids propre de la structure est pris en compte par le coefficient 1, par contre le poids propre des charges d'exploitation annulé donc on remplace ce coefficient par 0.



b) Introduction des charges :**Exemple : Pour les dalles pleines :**

L'ETABS nous permet de spécifier les charges surfaciques sur les éléments bidimensionnels.

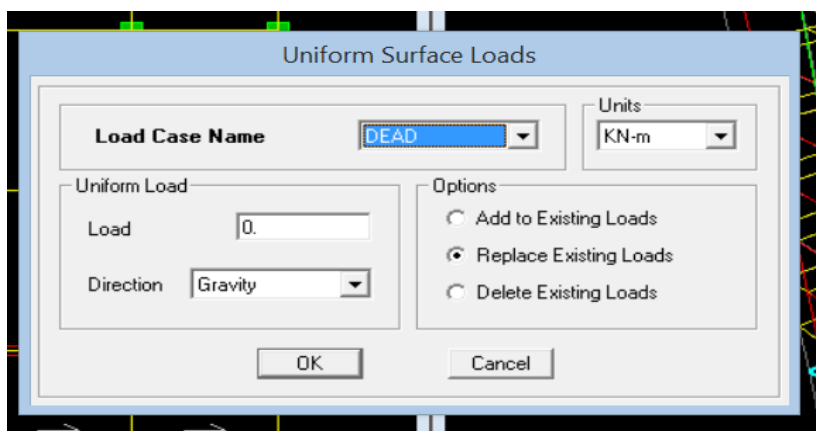
Le programme fourni pour cette charge d'être uniformément répartie par m² selon les axes

locaux ou globaux. Dans notre modélisation ces charges surfaciques on les introduit pour les

dalles pleines. Et pour les introduire :

On sélection les dalles a chargé

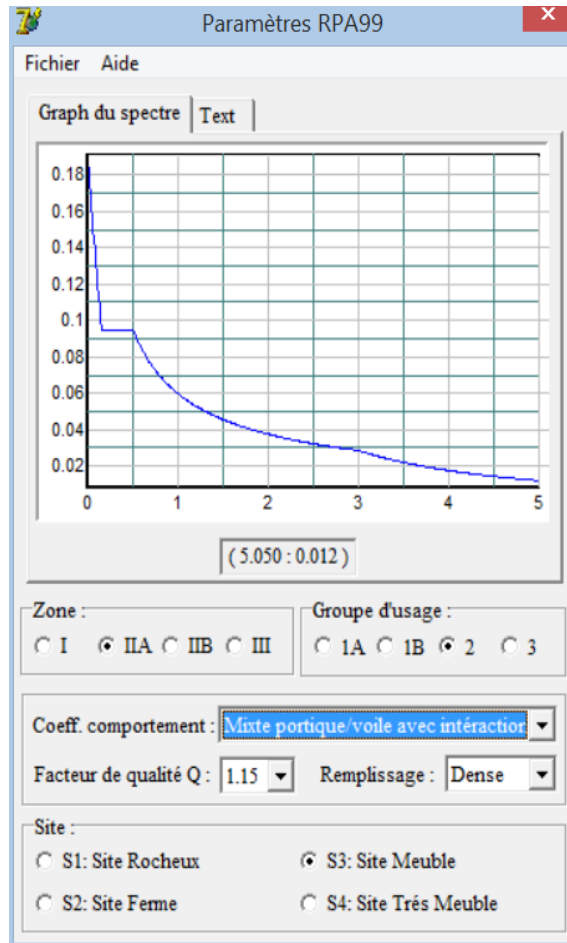
Assing⇒shell/area Loads⇒Uniform.Ou bien on clique sur l'icône .

**V.5.5. Cinquièmes étapes : Définition de la charge dynamique (E) :**

Pour le calcul dynamique de la structure on introduira un spectre de réponse conçu par le CGS. Ce spectre est une courbe de réponse maximal d'accélération (Sa/g) pour un système à un degré de liberté soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de périodes propres T.

Données à introduire dans le logiciel :

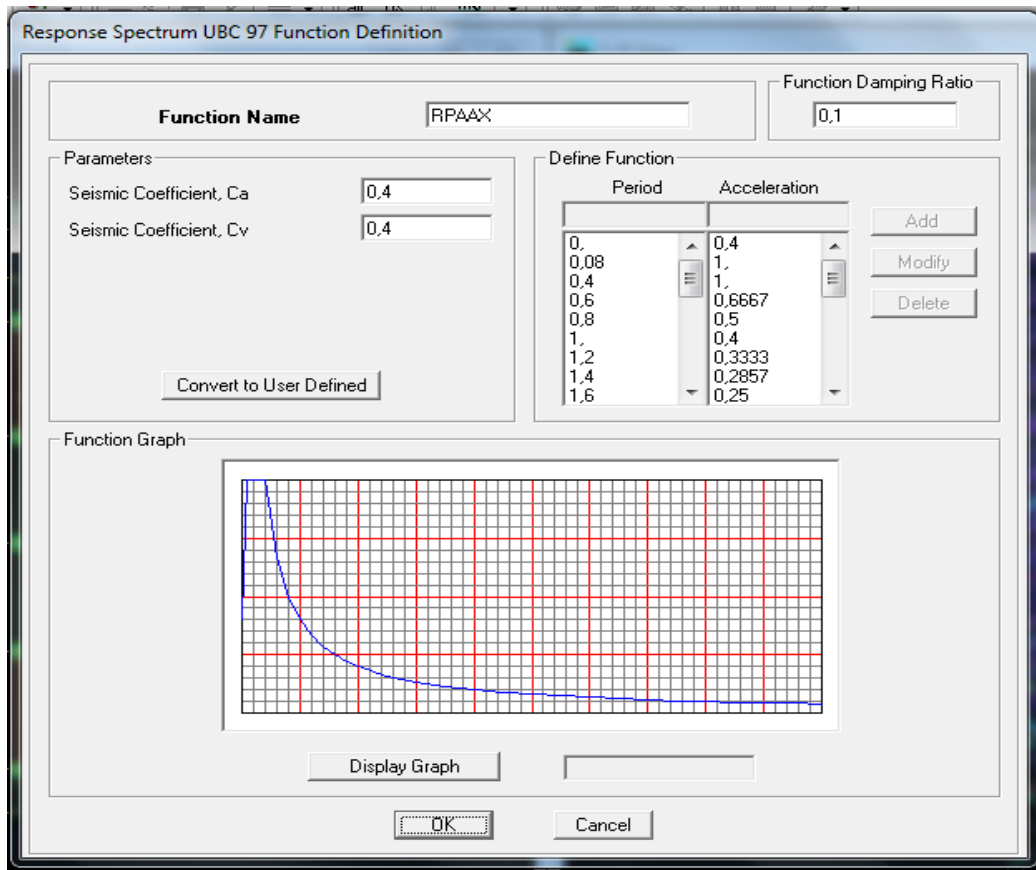
- Zone : IIa (Zone a sismicité moyenne, voir **Annexe 1 du RPA 2003**)
- Groupe d'usage : 2 (bâtiments courants, voir **chapitre 3.2 du RPA 2003**)
- Coefficient comportement : **5**
- Remplissage : Dense (Cloisons en maçonnerie).
- Site : S3 (Voir rapport de sol **Chapitre 1**).
- Facteur de qualité (Q): $Q=1+q \rightarrow Q=1.15$



On trouve le RPA après avoir introduit les données dans leurs cases respectives, on clique sur **Text** ⇒ **Enregistrer**

pour injecter le spectre dans le logiciel ETABS on clique sur :

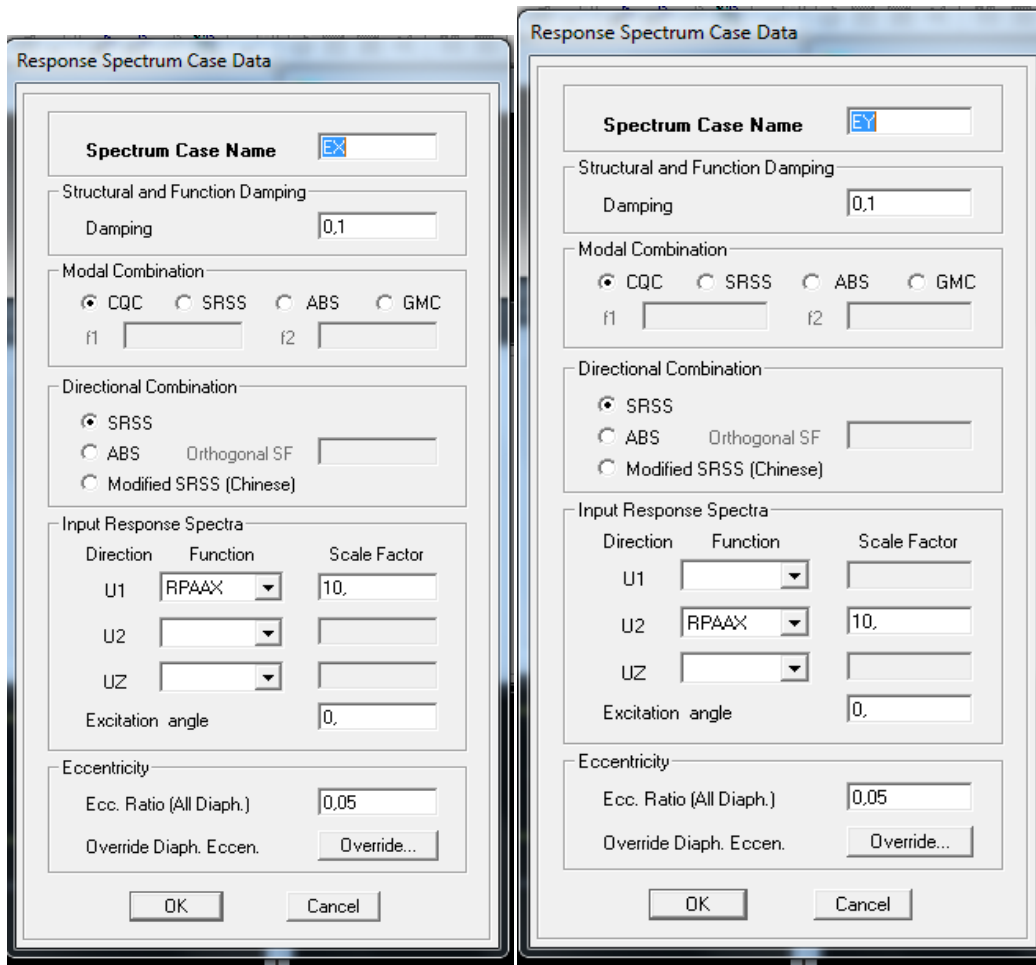
define ⇒ **response spectrum** ⇒ **function spectre from file.**



- **Définition de la charge sismique E :**

Une fois que le spectre est défini, on va définir la charge sismique E suivant les deux directions X et Y.

On clique sur : **Define**⇒**Response Spectrum Cases** ⇒**Add New Spectrum**.



V.5.6. Seizième étape : Introduction des combinaisons d'action :

❖ **Combinaisons aux états limites :**

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


ELS $G + Q$.

❖ **Combinaisons accidentelle du RPA :**

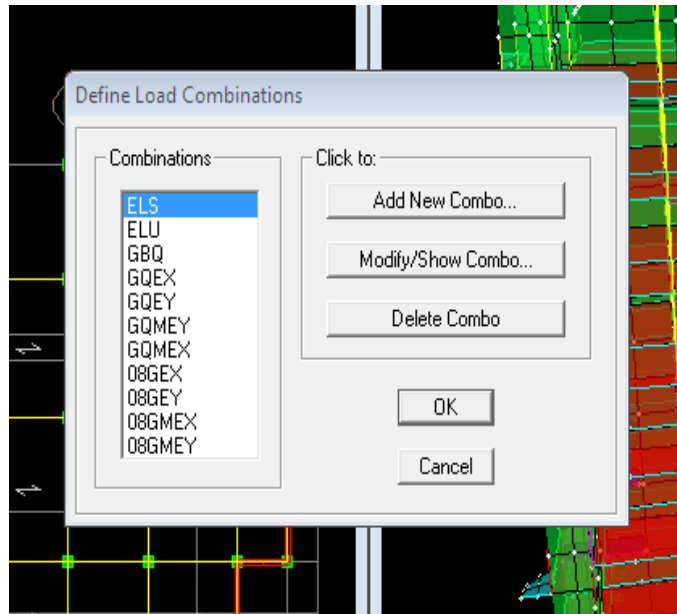
GQE : $G + Q \pm E$.

08 GE : $0,8G \pm E$.

Pour introduire les combinaisons dans le logiciel on clique sur : **Define** → **Load combinations** ou

bien cliquer sur l'icône . Dans la boîte de dialogue qui apparaît après avoir cliqué sur → **Add**

New Combo, on aura à introduire le nom de la combinaison et les charges avec leurs coefficients.




V.5.7. Septième étape : Définir l'action sismique :

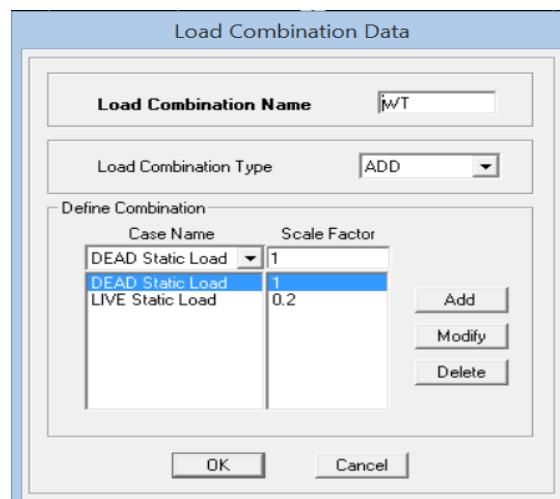
La masse sismique c'est une masse vibrante qui est excité par le séisme: Elle nous permet l'étude dynamique d'une manière automatique. Dont cette masse égale :

$$W_{\text{plancher}} = G_{\text{plancher}} + \beta Q_{\text{plancher}}$$

β : Coefficient de pondération, d'après le RPA $\rightarrow \beta=0.2$ (bâtiment d'habitation).

L'instruction à suivre :

Define \rightarrow **masse source** ou bien on clique sur cette icône 




V.5.8. Huitième étape :

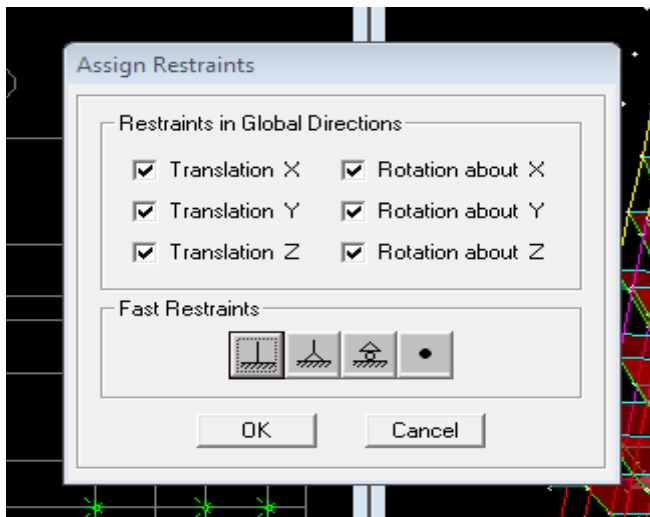
Cette étape consiste à spécifier les conditions aux limites pour les structures à modéliser.

❖ Appuis :

Les supports peuvent être spécifiés comme articulés, encastrés, ou comme encastrés avec certaines relaxations. La liaison entre les deux éléments (fondation et poteau) dont le noeud est un encastrement, pour définir ça dans le modèle de l'ETABS on :

- Sélectionne les nœuds à la base.

Assing → joint/ point → restraints. Ou bien cliquer sur l'icône suivante 



❖ Les diaphragmes :

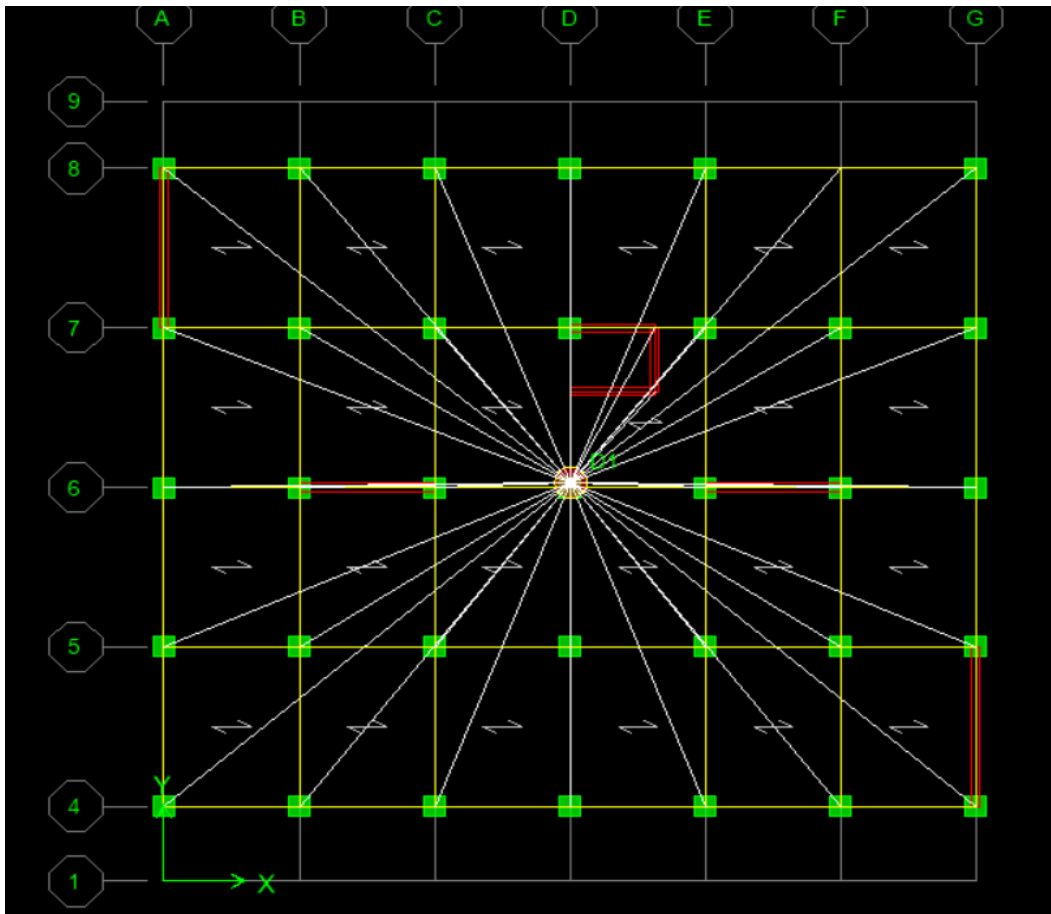
Les planchers sont supposés infiniment rigide pour cela on définit le diaphragme pour chaque Plancher

On clique sur cette icône  ou bien on procède comme suite :

Assing → joint/ point → Diaphragme → Add New Diaphragm.

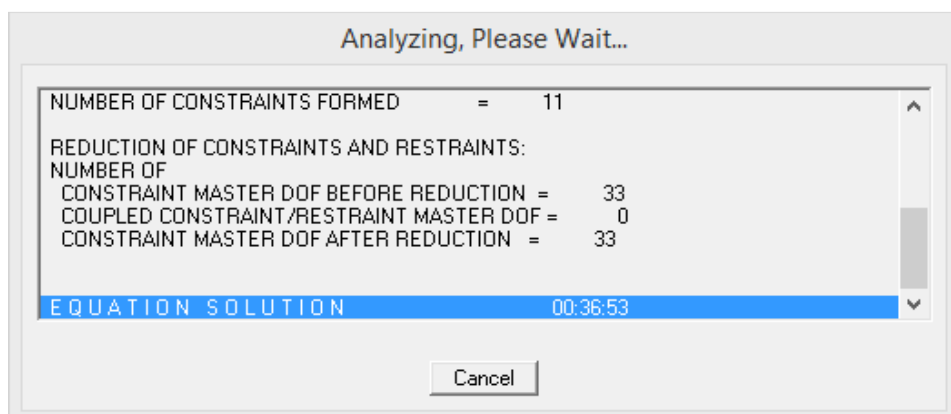
Après avoir introduit le nom du diaphragme dans la case **Diaphragm** on clique sur **OK** pour valider.

On refait la même opération pour tous les autres planchers.



V.5.9. Neuvièmes étapes : l'analyse dynamique :

Analyze → set Analysis options.



V.5.10. Dixièmes étapes :

Dans cette étape on va visualiser les différents résultats.

Déformée de la structure : on clique sur l'icône **Show Deformed Shape** et on sélectionne l'une des combinaisons de charge introduites.

Diagramme des efforts internes : on se positionne sur un plancher, on clique sur **Display** et on sélectionne **Show Member Forces/Stresses Diagramme**

Déplacement : pour extraire les déplacements on sélectionne tout le plancher du niveau considéré on appuis sur **Show Tables** puis on coche **Displacement**.

Effort tranchant et moment dues aux charges sismiques à la base

Show Tables ⇒ **Base Reactions** ⇒ **Select Cases/Comb** ⇒ **E**.

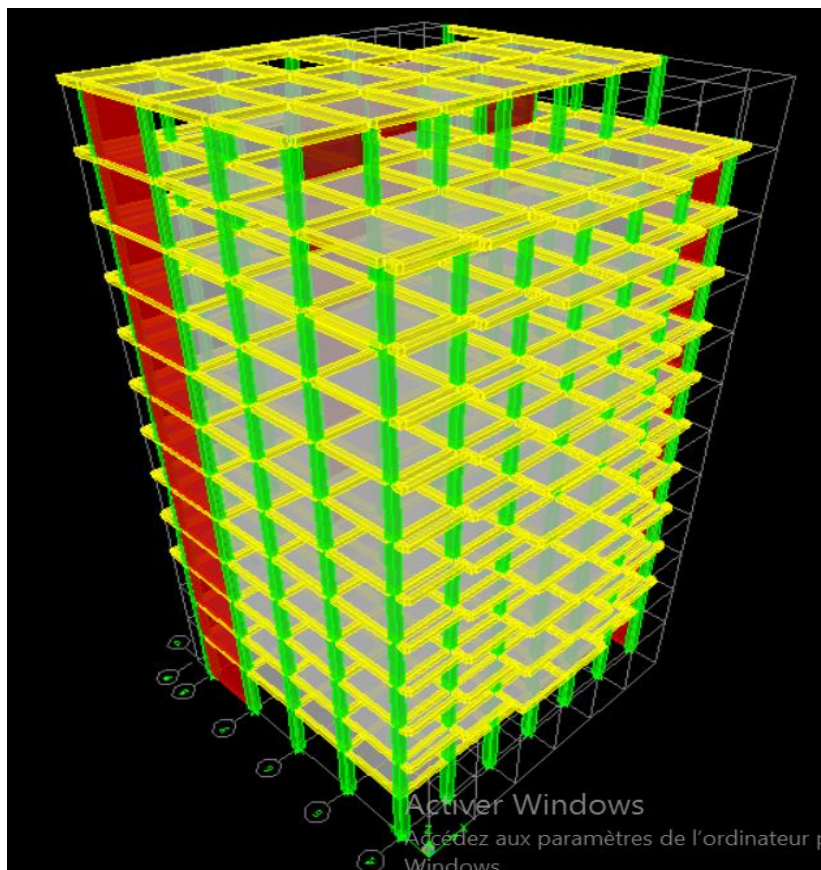


FIGURE V.1 : Vue en 3D de la structure

Introduction :

Ce chapitre consiste à vérifier les exigences du RPA qui sont :

1. La période fondamentale de la structure.
2. L'excentricité.
3. Le pourcentage de participation de la masse modale (nombre des modes).
4. L'effort tranchant à la base.
5. Les déplacements relatifs.
6. Déplacement maximal de la structure.
7. Justification vis-à-vis de l'effet P-Delta.

VI.1.Vérification de la Période fondamentale : (RPA99-version2003/ Art 4.2.4) .

a).Calcul de la période empirique :

$$T = C_T \times (h_N)^{3/4}$$

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

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

$$T_1 = 0,05 \times (34,76)^{3/4} = \mathbf{0,72 \text{ s}}$$

b). Calcul de la période empirique majorée :

$$T_{\text{maj}} = T + 30\% T = \mathbf{0,93s}$$

c). Détermination de la période par le logiciel ETABS :

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

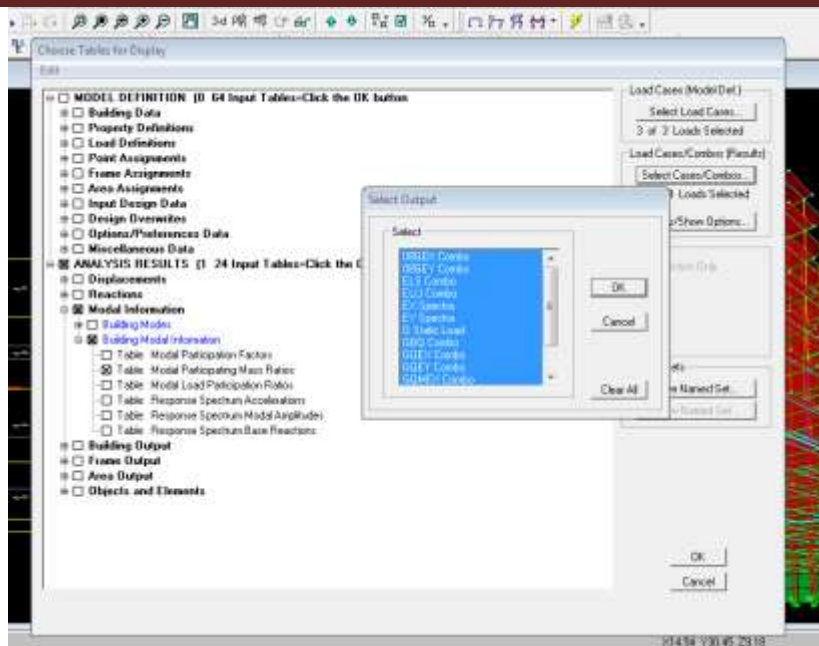
Display →show tables

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

ANALYSIS RESULTS →modal information→Building Modal Information

Puis on définit toutes les combinaisons en cliquant sur :

Select cases/combos...→OK →OK.



Ensuite, on relève les valeurs des périodes en fonction des modes telles quelles sont dans le tableau suivant :

Modal Participating Mass Ratios

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX
1	0.919636	69.5762	0.0456	0.0000	69.5762	0.0456	0.0000	0.0683
2	0.884367	0.0411	67.0558	0.0000	69.6174	67.1014	0.0000	96.5919
3	0.786349	0.0422	1.2894	0.0000	69.6595	68.3908	0.0000	1.7554
4	0.243484	16.1827	0.0105	0.0000	85.8422	68.4013	0.0000	0.0002
5	0.221645	0.0115	17.1281	0.0000	85.8537	85.5294	0.0000	1.1089
6	0.196197	0.0004	0.4594	0.0000	85.8541	85.9887	0.0000	0.0288
7	0.107665	6.5098	0.0000	0.0000	92.3639	85.9887	0.0000	0.0000
8	0.099045	0.0000	6.2575	0.0000	92.3639	92.2462	0.0000	0.3342
9	0.086818	0.0008	0.0572	0.0000	92.3647	92.3034	0.0000	0.0011
10	0.065698	0.0457	2.0799	0.0000	92.4103	94.3833	0.0000	0.0432
11	0.061965	3.1788	0.0492	0.0000	95.5892	94.4326	0.0000	0.0008
12	0.052497	0.0273	1.5004	0.0000	95.6165	95.9329	0.0000	0.0257

➤ **Comparaison des résultats :**

On a :

- La période calculée $T = 0,72$ s
- La période majorée $T_{maj} = 0,93$ s
- La période ETABS $T_{etabs} = 0,91$ s

On remarque que : $T < T_{etabs} < T_{maj}$

On peut dire que la valeur de la période trouvée par le logiciel est proche de celle calculée (majorée). \implies **La période est vérifiée.**

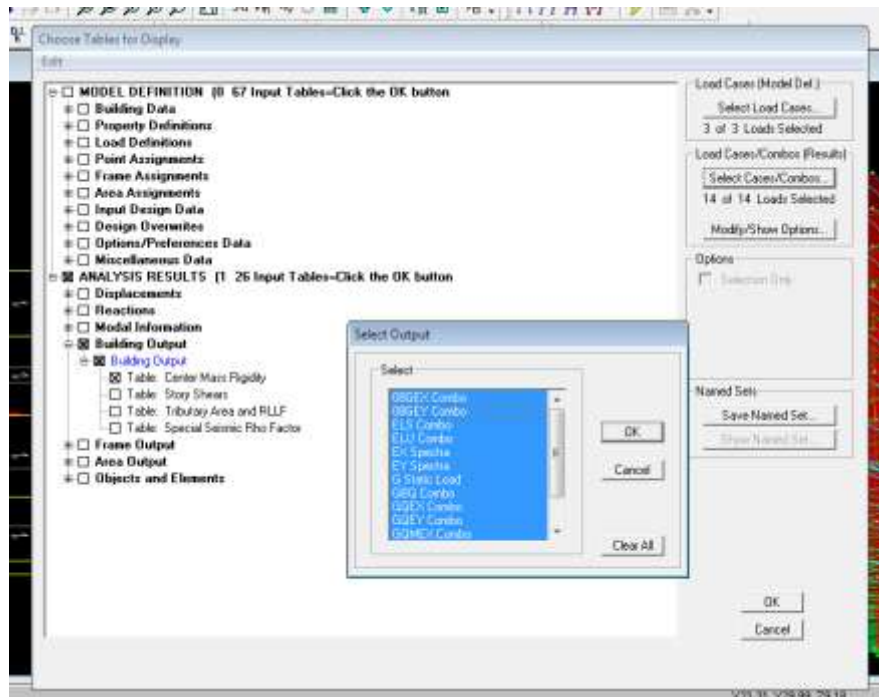
VI. 2. Vérification de l'excentricité :

D'après le RPA99/version 2003 (article 4.3.7), dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale $\pm 0.05 L$, (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

Dans cette étape, on doit vérifier l'écartement du centre de torsion par rapport au centre de gravité et le comparer à la valeur 5% de la longueur de la construction et cela dans les deux sens. Pour cela, on procède de la manière suivante :

Display \rightarrow *show tables*

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



ANALYSIS RESULTS→***building output***

Puis on définit toutes les combinaisons en cliquant sur :

Select cases/combo...→***OK***→***OK***

Les résultats s'afficheront comme suit :

Center Mass Rigidity

Edit View

Center Mass Rigidity

	Story	Diaphragm	MassX	MassY	XCM	YCM	CumMassX	CumMassY	XCCM
▶	ET11	D1	197.9988	197.9988	9.673	9.953	197.9988	197.9988	9.673
	RDC	D2	191.1170	191.1170	9.654	9.410	191.1170	191.1170	9.654
	ET 1	D3	201.4223	201.4223	9.664	9.908	201.4223	201.4223	9.664
	ET2	D4	195.7326	195.7326	9.665	9.908	195.7326	195.7326	9.665
	ET3	D5	190.7069	190.7069	9.667	9.909	190.7069	190.7069	9.667
	ET4	D6	190.7069	190.7069	9.667	9.909	190.7069	190.7069	9.667
	ET5	D7	190.7069	190.7069	9.667	9.909	190.7069	190.7069	9.667
	ET6	D8	185.6866	185.6866	9.669	9.910	185.6866	185.6866	9.669
	ET7	D9	181.3304	181.3304	9.671	9.911	181.3304	181.3304	9.671
	ET8	D10	181.3304	181.3304	9.671	9.911	181.3304	181.3304	9.671
	ET9	D11	174.1394	174.1394	9.509	10.164	174.1394	174.1394	9.509
	ET10	D12	101.6805	101.6805	8.805	12.177	101.6805	101.6805	8.805
	ET11	D13	10.1564	10.1564	11.032	12.299	10.1564	10.1564	11.032

OK

On relève les valeurs des coordonnées des deux centres (gravité et torsion) puis on calcule leur écartement tel qu'il est montré sur le tableau suivant :

Story	XCM	YCM	XCR	YCR	ex	ey
S SOL	9.673	9.953	9.898	10.702	-0.225	-0.749
RDC	9.654	9.41	9.91	10.581	-0.256	-1.171
ET 1	9.664	9.908	9.909	10.514	-0.245	-0.606
ET2	9.665	9.908	9.901	10.471	-0.236	-0.563
ET3	9.667	9.909	9.889	10.436	-0.222	-0.527
ET4	9.667	9.909	9.875	10.405	-0.208	-0.496
ET5	9.667	9.909	9.859	10.379	-0.192	-0.47
ET6	9.669	9.91	9.843	10.358	-0.174	-0.448
ET7	9.671	9.911	9.825	10.345	-0.154	-0.434
ET8	9.671	9.911	9.804	10.339	-0.133	-0.428
ET9	9.509	10.164	9.785	10.344	-0.276	-0.18
ET10	8.805	12.177	9.807	10.384	-1.002	-1.793

Tableau VI.1 : Vérification de l'excentricité

Avec : $e_x = |XCM - XCR|$

$$e_y = |YCM - YCR|$$

❖ **Comparaison des résultats :**

• **Sens longitudinal**

$$5\%L_x \geq e_x \rightarrow 0,05 \times 19,65 = 0,98 > -0,133 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

• **Sens transversal**

$$5\%L_y \geq e_y \rightarrow 0,05 \times 16,45 = 0,822 > -0,18 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

❖ **Justification de la régularité en plan :**

$$e_x = -0,133\text{m} < 15\%L_x = 2,947\text{ m} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$e_y = -0,18\text{m} < 15\%L_y = 2,467\text{ m} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

VI. 3. Vérification du pourcentage de participation de la masse modale :(nombres des modes)

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)

Mode	Period	SumUX	SumUY
1	0.884767	69.5762	0.0456
2	0.834187	69.6174	67.1014
3	0.748108	69.6595	68.3908
4	0.233473	85.8422	68.4013
5	0.209313	85.8537	85.5294
6	0.186521	85.8541	85.9887
7	0.103009	92.3639	85.9887
8	0.093631	92.3639	92.2462
9	0.082644	92.3647	92.3034
10	0.062729	92.4103	94.3833
11	0.059082	95.5892	94.4326
12	0.049722	95.6165	95.9329

La valeur de participation massique a atteint les 90% dans le **mode 8** dans les deux directions (x-x) ; (y-y)

VI.4. Vérification de l'effort tranchant à la base (RPA V.2003 /Art 4.3.6) :

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenues par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

$$V = \frac{Ax D x Q}{R} W_t \dots \dots \text{Formule (4.1 RPA99)}$$

➤ **Calcul des paramètres A, D, Q, et R :**

A:coefficient d'accélération de zone donnée dans le tableau suivant en fonction de la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

Groupe d'usage	ZONE			
	I	IIa	IIb	III
1A	0.15	0.25	0.3	0.4
1B	0.12	0.2	0.25	0.3
2	0.1	0.15	0.2	0.25
3	0.07	0.1	0.14	0.18

Pour notre cas on a :

- Groupe d'usage 2
 - Zone sismique IIa
- } → A = 0,15 (Annexe1 ; Tab 4.1 RPA99)

D : facteur d'amplification dynamique moyen, donne par la formule (4.2) de RPA99, Il dépend de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(T_2/3.0)^{\frac{2}{3}}(3.0/T)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0s \end{cases}$$

Avec :

T_2 : période caractéristique associée à la catégorie du site et donnée par le tableau 4.7 du RPA99/version2003.

$$T_2(S_3) = 0,5 \text{ s}$$

Dans notre cas : $T_2=0,5s < T_{etabs}=0,91 s < 3s$ donc : $D=2,5\eta (T_2/ T)^{2/3}$

le facteur de correction d'amortissement est donné par la formule:

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0,7$$

$\xi(\%)$ est le coefficient d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages, il est donné par le tableau (4.2/RPA 99) présenté ci-après.

	Portiques		Voiles ou murs
Remplissage	Béton armé	Acier	Béton armé/maçonnerie
Léger	6	4	10

Dans notre cas on a une structure composée des portiques en béton armé et des voiles en béton armé un remplissage dans $7 \leq \xi \leq 10$

alors on prend $\xi = 10\%$

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+10)}} = 0,76 > 0,7 \implies \text{condition vérifiée}$$

Alors :

$$D = 2,5 \times \eta \left(\frac{T_2}{T_{structure}} \right)^{\frac{2}{3}} = 2,5 \times 0,76 \left(\frac{0,5}{0,91} \right)^{\frac{2}{3}} = 1,274$$

W_t : poids de la structure donné par le logiciel

ETABS . $W_t = 42898,31 \text{ kN}$

Facteurs	Valeurs
Coefficient d'accélération de zone A	0,15
Facteur d'amplification dynamique D	1,27
Facteur de qualité Q	1,15
Coefficient de comportement R	5
Le poids total de la structure W_t [kN]	45685,65

Story Shears

	Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
	ET 1	EX	Bottom	0.00	1897.35	29.13	21805.476	526.430	36397.4
	ET 1	EY	Top	0.00	19.28	1882.66	20225.185	30610.970	217.54
	ET 1	EY	Bottom	0.00	19.28	1882.66	20225.185	35956.591	260.71
	ET 1	WT	Top	36955.56	0.00	0.00	0.000	370217.545	-354823
	ET 1	WT	Bottom	37834.35	0.00	0.00	0.000	379174.203	-363370
	RDC	EX	Top	0.00	1961.82	31.53	22545.679	526.430	36397.4
	RDC	EX	Bottom	0.00	1961.82	31.53	22545.679	602.565	42017.6
	RDC	EY	Top	0.00	19.41	1952.07	21046.598	35956.591	260.71
	RDC	EY	Bottom	0.00	19.41	1952.07	21046.598	41507.639	308.72
	RDC	WT	Top	40798.83	0.00	0.00	0.000	406410.550	-391766
	RDC	WT	Bottom	41677.62	0.00	0.00	0.000	415367.209	-400312
	S SOL	EX	Top	0.00	1993.88	34.27	22914.997	602.565	42017.6
	S SOL	EX	Bottom	0.00	1993.88	34.27	22914.997	711.519	49559.8
	S SOL	EY	Top	0.00	21.09	1988.59	21478.801	41507.639	308.72
	S SOL	EY	Bottom	0.00	21.09	1988.59	21478.801	48979.680	377.78
	S SOL	WT	Top	44370.65	0.00	0.00	0.000	441296.420	-426300
	S SOL	WT	Bottom	45685.65	0.00	0.00	0.000	454647.020	-439068

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} W = \frac{0,15 \times 1,27 \times 1,15}{5} \times 45685,65 = 2001,72 \text{KN}$$

$$V_{RPA} = 2001,72 \text{ KN.}$$

➤ **Efforts tranchants a la base obtenus par la méthode dynamique :**

$$V_{x \text{ dynamique}} = 1993,88 \text{ [KN].}$$

$$V_{y \text{ dynamique}} = 1988,59 \text{ [KN].}$$

➤ **Comparaison des résultats :**

Dans cette présente étape, on doit vérifier que les efforts tranchants calculés avec ETABS sont supérieurs ou égaux à 80% de l'effort calculé avec la formule de la méthode statique équivalente.

Il est rappelé que : $0,8V_{RPA} = 1601,38 \text{KN}$

• **Sens longitudinal :**

$$V_{x \text{ dyn}} = 1993,88 \text{ KN} \geq 80\%V_{RPA} = 1601,38 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

• **Sens transversal :**

$$V_{y \text{ dyn}} = 1988,59 \text{ KN} \geq 80\%V_{RPA} = 1601,38 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

VI.5. Vérification des déplacements :

a). Calcul des déplacements relatifs (Art 4-4-3 RPA) :

Le déplacement horizontal à chaque niveau « k » de la structure est calculé comme suit :

$$\delta k = R \delta k(RPA \text{ 99 formule 4-19})$$

δk : Déplacement dû aux forces sismiques F_i .

R : Coefficient de comportement

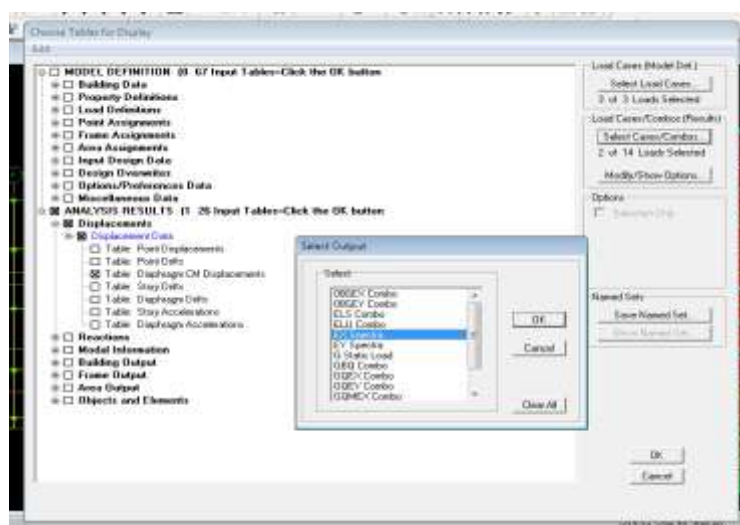
Le déplacement relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k+1 » est égal à : $\Delta k = \delta k - \delta k-1$

➤ Justification vis-à-vis des déformations :

D'après le **RPA Art 5-1** les déplacements latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage.

$$\Delta k = \Delta k \leq 0.01 h_e$$

Pour déterminer les valeurs des déplacements relatifs dans le sens longitudinal par le logiciel, on suit les étapes suivantes : **Display** → **show tables** Un tableau s'affichera, et on coche les cases suivantes :



ANALYSIS RESULTS→**Displacement Data**→**table : Diaphragm CM displacement**

Puis on définit la combinaison Ex en cliquant sur :

Select cases/combos...→2 fois sur **OK**

- **Dans le sens transversal**

De même, pour le sens transversal, on remplace seulement la combinaison

Ex par Ey en cliquant sur :

Select cases/combos...→2 fois sur **OK**

- **Tableau récapitulatif des résultats trouvés suivant les deux directions :**

Story	Story	$d_{kx}[m]$	$d_{ky}[m]$	ΔKx	ΔKy	1%He	conclusion
ET10	ET10	0.0391	0.0361	0.004	0.0035	0.0306	cv
ET9	ET9	0.0351	0.0326	0.0032	0.0035	0.0306	cv
ET8	ET8	0.0319	0.0291	0.0035	0.0035	0.0306	cv
ET7	ET7	0.0284	0.0256	0.0037	0.0035	0.0306	cv
ET6	ET6	0.0247	0.0221	0.0039	0.0036	0.0306	cv
ET5	ET5	0.0208	0.0185	0.0039	0.0036	0.0306	cv
ET4	ET4	0.0169	0.0149	0.0038	0.0035	0.0306	cv
ET3	ET3	0.0131	0.0114	0.0037	0.0033	0.0306	cv
ET2	ET2	0.0094	0.0081	0.0033	0.0029	0.0306	cv
ET 1	ET 1	0.0061	0.0052	0.0028	0.0024	0.0306	cv
RDC	RDC	0.0033	0.0028	0.0021	0.0018	0.0306	cv
S SOL	S SOL	0.0012	0.001	0.0012	0.001	0.04	cv

Tableau V.5 : Déplacements relatifs des portiques par niveau suivant les deux sens

Conclusion :

D'après les valeurs trouvées sur le tableau ci-dessus, on admet que la condition du RPA vis-à-vis des déformations est vérifiée

b). Vérification du déplacement maximal de la structure :

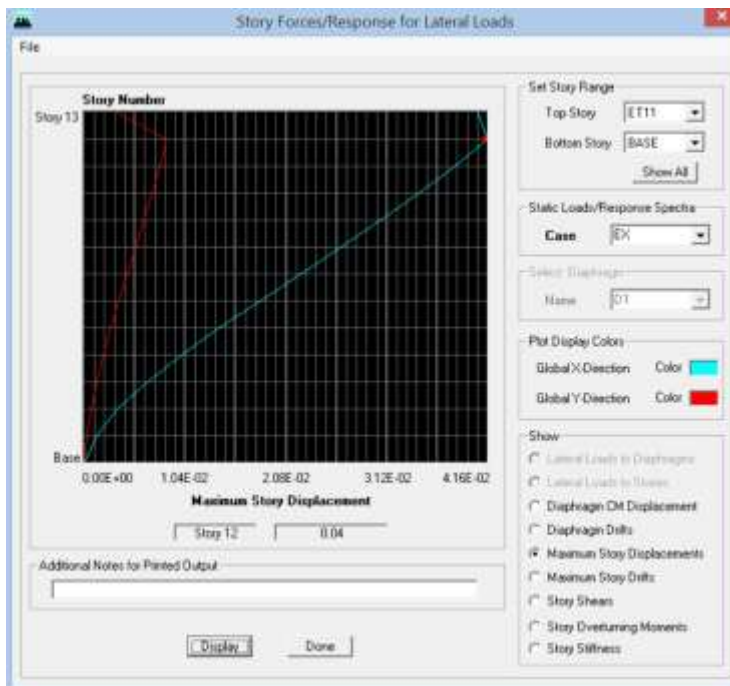
Dans cette étape on doit déterminer le déplacement maximal de la structure avec le logiciel ETABS et le comparer à la flèche admissible f_{adm}

$$f_{adm} = \frac{H_t}{500} = \frac{34,76}{500} = 0,0695 \text{ m (ART B.6.5,3 /BAEL91)}$$

❖ Détermination du déplacement maximal avec ETABS

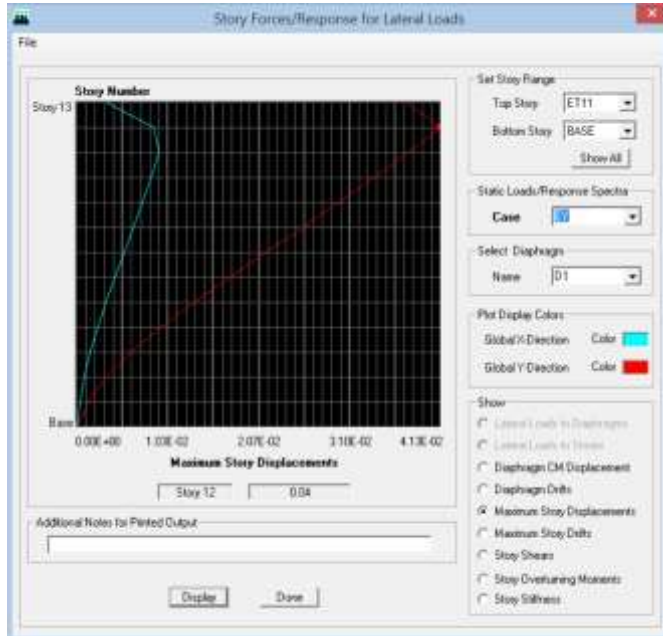
- Dans le sens longitudinal :

On suit le cheminement suivant : *Display* → *Show Story Response Plots*. Puis, on clique sur *display*
Après on relève la valeur du déplacement maximal suivant la direction indiquée.



- **Dans le sens transversal :**

De même, on remplace la direction Ex par Ey, et on relève la valeur du déplacement suivant cette direction telle qu'elle est montrée sur la fenêtre suivante :



- ❖ **Résultats trouvés :**

- ✓ Déplacement maximal suivant (x-x) : 0.04m
- ✓ Déplacement maximal suivant (y-y) : 0.04m
- ✓ Flèche admissible : 0.0695 m

VI.6 Justification vis-à-vis de L'effet P-Δ (Art 5.9 du RPA 99/ version 2003) :

Les effets de deuxième ordre (ou l'effet de P- Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0,10$$

Avec:

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau «k». $P_k = \sum(WGi + \beta WQi)$

V_k : Effort tranchant au niveau «k» = $\sum F_i$

Δ_k : Déplacement relatif du niveau «k» par rapport au niveau «k-1».

h_k : Hauteur d'étage «k».

- Si $\theta_k < 0,1$: les effets de 2^{ème} ordre sont négligés.
- Si $0,1 < \theta_k < 0,2$: il faut augmenter l'effet de l'action sismique affecter d'un

RPA

facteur égale à $\frac{1}{(1-k)}$

- Si $\theta_k > 0,2$: la structure est potentiellement instable elle doit être redimensionnée.

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Story	P	dx	VX	h	Θ	Obt
ET10	2714.71	0.004	282.47	3.06	0.01256289	CV
ET9	6524.66	0.0032	601.35	3.06	0.01134643	CV
ET8	10334.62	0.0035	857.56	3.06	0.01378404	CV
ET7	14144.58	0.0037	1070.84	3.06	0.0159715	CV
ET6	18054.94	0.0039	1257.67	3.06	0.01829669	CV
ET5	21965.31	0.0039	1422.75	3.06	0.01967668	CV
ET4	25875.67	0.0038	1568.61	3.06	0.02048513	CV
ET3	29786.04	0.0037	1696.23	3.06	0.02123285	CV
ET2	33810.2	0.0033	1805.63	3.06	0.0201935	CV
ET 1	37834.35	0.0028	1897.35	3.06	0.01824633	CV
RDC	41677.62	0.0021	1961.82	3.06	0.01457947	CV
S SOL	45685.65	0.0012	1993.88	4	0.00687388	CV

Story	P	dy	VY	h	Θ	Obt
ET10	2714.71	0.0035	288.42	3.06	0.01076576	CV
ET9	6524.66	0.0035	598.86	3.06	0.01246175	CV
ET8	10334.62	0.0035	854.99	3.06	0.01382548	CV
ET7	14144.58	0.0035	1063.22	3.06	0.01521646	CV
ET6	18054.94	0.0036	1243.15	3.06	0.01708652	CV
ET5	21965.31	0.0036	1404.42	3.06	0.01840015	CV
ET4	25875.67	0.0035	1548.34	3.06	0.01911489	CV
ET3	29786.04	0.0033	1675.06	3.06	0.01917675	CV
ET2	33810.2	0.0029	1786.31	3.06	0.01793773	CV
ET 1	37834.35	0.0024	1882.66	3.06	0.01576174	CV
RDC	41677.62	0.0018	1952.07	3.06	0.0125591	CV
S SOL	45685.65	0.001	1988.59	4	0.00574347	CV

- On constate que θ_x et θ_y sont inférieurs à 0,1 → Les effets du second ordre peuvent être négligés pour tous les étages et suivant les deux sens dans notre structure.

VI.7. Spécification pour les poteaux :

$$\vartheta = \frac{N_d}{B_c f_{c28}} \leq 0,3 \quad \text{avec : } N_d : \text{Effort normal dans les poteaux}$$

B_c : Section du poteau

- **Poteaux 50x50 :**

$$N_d = 1691,45 \text{ KN}$$

$$\vartheta = \frac{N_d}{B_c f_{c28}} = \frac{1691,45 \cdot 10^3}{500 \cdot 500 \cdot 25} = 0,27 \leq 0,3 \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Poteaux 45x45 :**

$$N_d = 1591,66 \text{ KN}$$

$$\vartheta = \frac{N_d}{B_c f_{c28}} = \frac{1591,66 \cdot 10^3}{450 \cdot 450 \cdot 25} = 0,30 \leq 0,3 \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Poteaux 40x40 :**

$$N_d = 1098,28 \text{ KN}$$

$$\vartheta = \frac{N_d}{B_c f_{c28}} = \frac{1098,28 \cdot 10^3}{400 \cdot 400 \cdot 25} = 0,27 \leq 0,3 \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Poteaux 35x35 :**

$$N_d = 467,45 \text{ KN}$$

$$\vartheta = \frac{N_d}{B_c f_{c28}} = \frac{467,45 \cdot 10^3}{350 \cdot 350 \cdot 25} = 0,15 \leq 0,3 \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

CONCLUSION

Toutes les exigences du RPA sont vérifiées, nous allons donc passer au ferrailage de la structure.

Introduction:

La superstructure est la partie supérieure du bâtiment, située au dessus du sol, elle est constituée de l'ensemble des éléments de contreventement : les portiques (poteaux –poutres) et les voiles, ces éléments sont réalisés en béton armé, leur rôle est d'assurer la résistance et la stabilité de la structure avant et après le séisme, cependant ces derniers doivent être bien armés et bien disposés de telle sorte qu'ils puissent supporter et reprendre tout genre de sollicitations.

VII.1.Etude des poteaux :

Les poteaux seront calculés en flexion composée sous l'effet des sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens longitudinal et transversal, puis vérifier à l'ELS pour les cas suivants

Situation	Béton			Acier		
	γ_b	f_{c28} (MPa)	f_{bu} (MPa)	γ_s	Fe (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1,5	25	14,167	1,15	400	348
Accidentelle	1,15	25	18.48	1	400	400

Tableau VII.1.1 : caractéristiques de calcul en situation durable et accidentelle.

Les armatures seront calculées suivant les combinaisons les plus défavorables dans les deux sens et en tenant compte de trois types de sollicitations :

- effort normal maximal de compression et moment correspondant.
- effort normal minimal de compression et moment correspondant.
- moment maximal et effort normal correspondant.

M_x : moment du poteau dans le sens longitudinal.

M_y : moment du poteau dans le sens transversal.

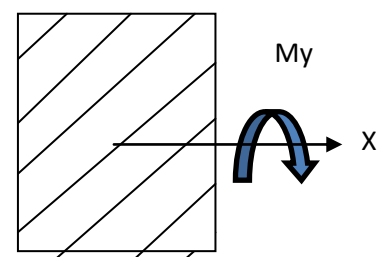


Figure VII.1.2 : les moments dans les

VII.1.1 Recommandations et exigences du RPA :**➤ Combinaisons de calcul :****▪ Combinaisons de charges suivant le règlement BAEL91/modifiée99 :**

D'après le règlement **BAEL91**, le ferrailage se calcul suivant des situations, à qui on fait correspondre des combinaisons de charges, nous citons :

- $A'ELU : 1,35G+1,5Q$
- $A'ELS : G+Q$

▪ Combinaisons des charges suivant le règlement RPA99/ modifié 2003 :

L'action sismique est considérée comme une action accidentelle au sens de la philosophie de calcul aux états limite. Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations de calcul sont :

- $G + Q \pm E$
- $0,8G \pm E$

• Les armatures longitudinales Art 7.4.2.1RPA 99/ version 2003 :

- les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et dépourvues de crochets

- le pourcentage minimal est de: **0.8 % (Zone IIa).**

-le pourcentage maximal et de : **4 % en zones courantes.**

6% en zones de recouvrement.

-le diamètre minimal est de **12mm.**

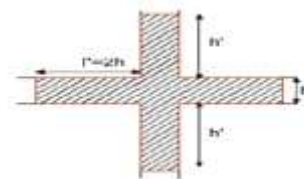
- la longueur minimale des recouvrements est de : **40Ø (zone IIa).**

- la distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser :**25cm(zoneIIa)**

- les jonctions par recouvrement doivent être faites à l'extérieur des zones nodales.

La zone nodale est définie par l' et h

$$\left\{ \begin{array}{l} l' = 2h \\ h' = \max\left\{\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60 \text{ cm}\right\} \end{array} \right.$$



❖ Délimitation de la zone nodale :

Niveau	Poteaux	He (cm)	$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60\text{cm}\right)$		l' (cm)
Etage 7,8,9,10	35x 35	306	$h' = \max(51; 35; 60\text{cm})$	$h' = 60\text{ cm}$	70
Etage 3,4,5,6	40x 40	306	$h' = \max(51; 40; 60\text{cm})$	$h' = 60\text{ cm}$	80
Etage 2,1,Rdc	45X45	306	$h' = \max(51; 40; 60\text{cm})$	$h' = 60\text{ cm}$	90
S-SOL	50X50	360	$h' = \max(60; 40; 60\text{cm})$	$h' = 60\text{ cm}$	100

Tableau VII.1.2 : Délimitation des zones nodales.

Les sections des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du **RPA 99/version 2003** sont rapportées dans le tableau suivant:

Etage	Section du poteau (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²) (zone courante)	A _{max} (cm ²) (zone de recouvrement)
S-sol ;	50x50	20	100	150
RDC ; 1 ^{ème} ;2 ^{ème} étage	45x45	16,2	81	121,5
3 ^{ème} ;4 ^{ème} ; 5 ^{ème} ;6 ^{ème} étage	40x40	12,8	64	96
7 ^{ème} ;8 ^{ème} ; 9 ^{ème} ;10 ^{ème} étage	35x35	12,8	49	73

Tableau. VII.1.3:les sections des armatures longitudinales

➤ **Sollicitations de calcul**

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement du logiciel ETABS ,les résultats sont résumés dans le tableau suivant

Zone	Sollicitations	N (KN)	Mx (KN.m)
Zone I (50x50)	N _{max} -M _{corr}	-2329,48	-19,141
	N _{min} -M _{corr}	-41,82	4,309
	N _{corr} -M _{max}	-1294,32	-46,134
Zone II (45x45)	N _{max} -M _{corr}	-2191,57	-19,327
	N _{min} -M _{corr}	-16,16	6,983
	N _{corr} -M _{max}	-596,59	73,396
Zone III (40x40)	N _{max} -M _{corr}	-1512,27	24,772
	N _{min} -M _{corr}	-53,32	10,008
	N _{corr} -M _{max}	-311,66	82,449
Zone IV (35x35)	N _{max} -M _{corr}	-643,74	22,906
	N _{min} -M _{corr}	22,77	7,757
	N _{corr} -M _{max}	-180,82	-69,233

Tableau VII.1.4: Efforts internes dans les poteaux dans le sens Longitudinal .

Zone	Sollicitations	N (KN)	Mx (KN.m)
Zone I (50x50)	N _{max} -M _{corr}	-2329,48	0,479
	N _{min} -M _{corr}	-41,82	8,055
	N _{corr} -M _{max}	-1543,64	-45,082
Zone II (45x45)	N _{max} -M _{corr}	-2191,57	-0,517
	N _{min} -M _{corr}	-16,16	26,901
	N _{corr} -M _{max}	-983,56	-77,012
Zone III (40x40)	N _{max} -M _{corr}	-1512,27	0,57
	N _{min} -M _{corr}	-53,32	46,908
	N _{corr} -M _{max}	-397,95	-74,906
Zone IV (35x35)	N _{max} -M _{corr}	-643,74	0,634
	N _{min} -M _{corr}	22,77	38,036
	N _{corr} -M _{max}	-102,32	60,381

Tableau VII.1.5: Efforts internes dans les poteaux dans le sens Transversale .

VII.1.2. Calcul des armatures :**➤ Calcul des Armatures longitudinales :**

On dit qu'une section est soumise à une flexion composée lorsque cette section subit simultanément l'action d'un moment de flexion et un effort de compression ou de traction. ➤ Le système constitué d'un moment et d'un effort normal peut être remplacé par un effort normal appliqué au centre de pression « C » qui est distant du centre de gravité de la section de $e = M / N$

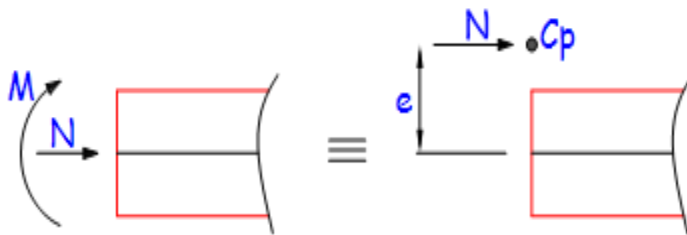


Figure. VII.1.3 : Section en flexion composée.

Lorsque N est un effort de compression, il est nécessaire de vérifier l'état limite de stabilité de forme.

➤ Etape de calcul :

- **Si** $e = \frac{M_u}{N_u} \geq \left(\frac{h}{2} - c\right)$ (1) → alors la section est partiellement comprimée.
- **Si** $e = \frac{M_u}{N_u} < \left(\frac{h}{2} - c\right)$ (2), il faut vérifier en plus l'inégalité suivante:

$$(d - c) N_u - M_f \leq \left(0.337 - 0.81 \frac{c'}{h}\right) b h^2 f_{bc} \dots\dots (3)$$

Avec: $M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c\right)$(4)

- **Si** l'inégalité (3) est vérifiée, alors la section est partiellement comprimée, donc le calcul se fait comme suit : $\mu_b = \frac{M_f}{b d^2 f_{bc}}$(5)

➤ Si $\mu_b < \mu_1 = 0,392$ → la section est simplement armée,

$$A_1 = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s} \dots\dots(6)$$

$$A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s} \dots\dots(7)$$

➤ Si $\mu_b > \mu_1 = 0,392$ → la section est doublement armée, alors il faut calculer A et A'₁

$$A_1 = \frac{M_r}{\beta d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d-c') \sigma_s} \dots\dots (8)$$

$$A_1' = \frac{\Delta M}{(d-c') \sigma_s} \dots\dots (9)$$

$$\text{Avec : } \Delta M = M_f - M_r \dots\dots (10)$$

M_r : moment ultime pour une section simplement armée.

$$\text{Finalement la section réelle d'armature est : } A_s' = A_1', A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s} \dots\dots (11)$$

- Si l'inégalité (3) n'est pas vérifiée, alors la section est entièrement comprimée, donc il faut vérifier l'inégalité (6.15)

$$(d-c') N_u - M_f \geq \left(0.5 - \frac{c'}{h}\right) b h^2 f_{bu} \dots\dots (12)$$

- Si l'inégalité (12) est vérifiée, donc la section a besoin d'armatures inférieures comprimées.

$$A_s' = \frac{M_f - (d - 0.5h) b h f_{bc}}{(d-c') \sigma_s} \dots\dots (13)$$

$$A_s = \frac{N_u - b h f_{bu}}{\sigma_s} - A_s' \dots\dots (14)$$

- Si l'inégalité (12) n'est pas vérifiée, la section n'a pas besoin d'armatures inférieures.

$$A_s' = \frac{N_u - \Psi \times b \times h \times f_{bc}}{\sigma_s} A_s = 0 \dots\dots (15) A$$

$$\text{avec : } \Psi = \frac{0.357 + \frac{N(d-c') - M_f}{b h^2 f_{bc}}}{0.857 - \frac{c'}{h}} \dots\dots (16)$$

➤ Calcul du ferrailage des poteaux avec SOCOTEC:

On introduit les caractéristiques de nos matériaux et nos efforts dans logiciel.

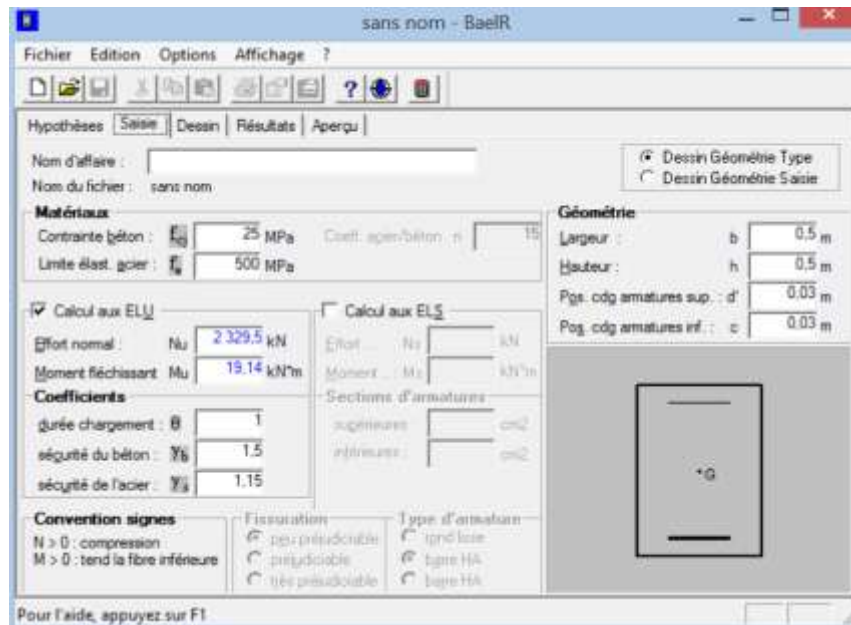


Figure. VII.1.4: Caractéristiques et sollicitation de la section

Cliquons sur l'icône Résultats pour extraire nos
 Puis la fenêtre suivante s'affiche :

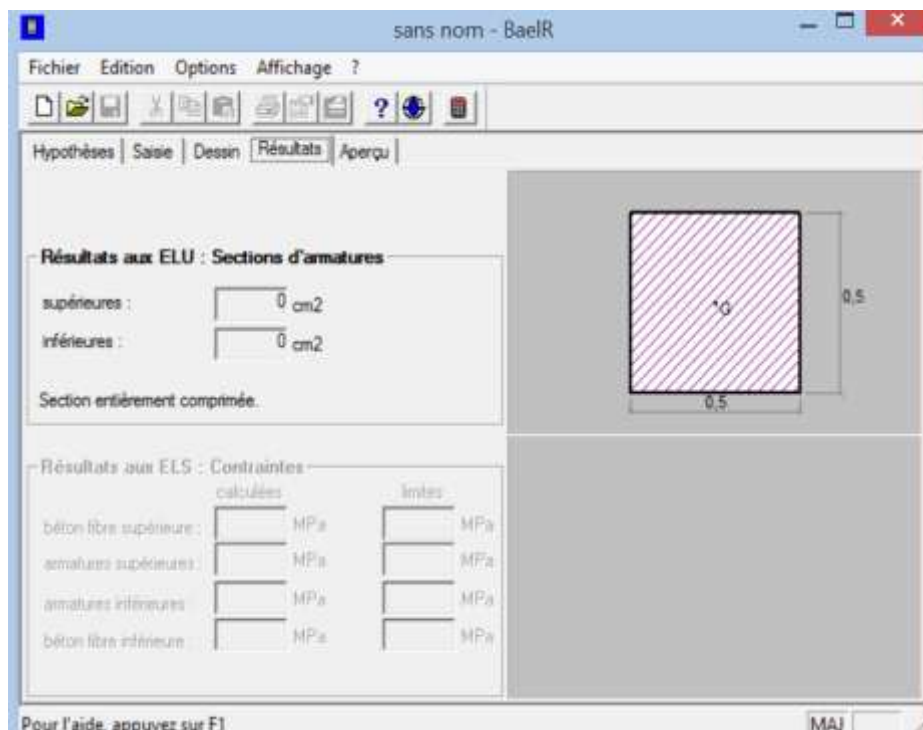
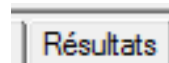


Figure. VII.1.5 : Affichage des résultats.

VII.1.3.Ferrailage des poteaux :

Le ferrailage des poteaux se fait par zone tel que:

Zone I : S-SOL

Zone II : Du RDC au 2^{ème} étage ;

Zone III : Du 3^{ème} au 6^{ème} étage;

Zone IV : Du 7^{ème} au 10^{ème} étage;

Zone	Sollicitations	N (KN)	M (KN.m)	NATURE	A _{sup} (cm ²)	A _{inf} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	Ferrailage
Zone I (50x50)	N _{max} -M _{corr}	-2329,48	-19,141	SPC	0	0	20	20,60	4HA20 + 4HA16
	N _{min} -M _{corr}	-41,82	4,309	SPC	0	0			
	N _{corr} -M _{max}	-1543,64	-46,134	SPC	0	0			
Zone II (45x45)	N _{max} -M _{corr}	-2191,57	-19,327	SPC	0	0	16,2	18,71	4HA20 + 4HA14
	N _{min} -M _{corr}	-16,16	6,983	SPC	0	0,19			
	N _{corr} -M _{max}	-983,56	73,396	SPC	0	0			
Zone III (40x40)	N _{max} -M _{corr}	-1512,27	24,772	SPC	0	0	12,8	14,19	4HA16 + 4HA14
	N _{min} -M _{corr}	-53,32	10,008	SPC	0	0			
	N _{corr} -M _{max}	-397,95	82,449	SPC	0	2,18			
Zone IV (35x35)	N _{max} -M _{corr}	-643,74	22,906	SPC	0	0	9,8	10,67	4HA14 + 4HA12
	N _{min} -M _{corr}	22,77	7,757	SPC	0	0,28			
	N _{corr} -M _{max}	-102,32	-69,233	SPC	0	3,54			

Tableau VII.1.6: Ferrailage des poteaux à l'ELU dans le Sens longitudinal

Zone	Sollicitations	N (KN)	M (KN.m)	NATURE	A _{sup} (cm ²)	A _{inf} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	Ferrailage
Zone I (50x50)	N _{max} -M _{corr}	-2329,48	0,479	SPC	0	0	20	20,60	4HA20 + 4HA16
	N _{min} -M _{corr}	-41,82	8,055	SPC	0	0			
	N _{corr} -M _{max}	-1543,64	-45,082	SPC	0	0			
Zone II (45x45)	N _{max} -M _{corr}	-2191,57	-0,517	SPC	0	0	16,2	18,71	4HA20 + 4HA14
	N _{min} -M _{corr}	-16,16	26,901	SPC	0	1,3			
	N _{corr} -M _{max}	-983,56	-77,012	SPC	0	0			
Zone III (40x40)	N _{max} -M _{corr}	-1512,27	0,57	SPC	0	0	12,8	14,19	4HA16 + 4HA14
	N _{min} -M _{corr}	-53,32	46,908	SPC	0	2,39			
	N _{corr} -M _{max}	-397,95	-74,906	SPC	0	0,76			
Zone IV (35x35)	N _{max} -M _{corr}	-643,74	0,634	SPC	0	0	9,8	10,67	4HA14 + 4HA12
	N _{min} -M _{corr}	22,77	38,036	SPC	0	2,58			
	N _{corr} -M _{max}	-102,32	60,381	SPC	0	3,54			

Tableau VII.1.7: Ferrailage des poteaux à l'ELU dans le Sens transversale.

➤ **Calcul des armatures transversales:**

Les armatures transversales sont disposées dans le plan perpendiculaire à l'axe longitudinal de la pièce et entourant les armatures longitudinales en formant une ceinture de manière à empêcher le mouvement de celles-ci vers la paroi.

Par conséquent, Si dans une section carrée, ou rectangulaire, il existe des armatures longitudinales en dehors des angles, il est nécessaire de les relier par des épingles ou des étriers, pour empêcher tout mouvement de ces armatures.

- **Les armatures transversales sont calculées à l'aide de la formule suivante :**

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a V_u}{h_t f_e} \dots\dots(1)$$

Avec:

V_u : effort tranchant de calcul,

h_t : hauteur totale de la section brute

,

f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale,

ρ_a : coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

$$\rho_a = \begin{cases} 2.5 & \rightarrow \lambda_g \geq 5 \\ 3.75 & \rightarrow \lambda_g < 5 \end{cases}$$

λ_g : Elancement géométrique du poteau

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} \dots\dots (2) \text{ ou } \lambda_g = \frac{l_f}{b} \dots\dots (3)$$

l_f : La longueur de flambement des poteaux ($L_f = 0,7 l_0$)

a, b : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

S_t : espacement des armatures transversales

$$\begin{cases} S_t \leq \min(10\phi_l^{\min}, 15\text{cm}) & \text{en zone nodale IIa} \\ S_t \leq 15\phi_l^{\min} & \text{en zone courante IIa} \end{cases}$$

ϕ : est le diamètre des armatures longitudinales du poteau.

- **La quantité minimale d'armature transversale en (%) est donnée comme suit:**

$$A_{t \min} = \frac{A_t}{S_t \times b_1} \dots \dots \dots (4)$$

$$\begin{cases} \text{Si } \lambda_g \geq 5 \rightarrow A_{\min} = 0.3\% \\ \text{Si } \lambda_g \leq 3 \rightarrow A_{\min} = 0.8\% \\ \text{Si } 3 < \lambda_g < 5 \rightarrow \text{interpolation entre les valeurs limites du poteau.} \end{cases}$$

- Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de 10ϕ minimum.

Le tableau suivant résume les résultats de calcul des armatures transversales pour les différents poteaux des différents niveaux :

Niveau	S_sol	RDC Etage1-2	Etage 3-6	Etage 7-10
Section	50x50	45x45	40x40	35x35
\varnothing (cm)	1,6	1,4	1,4	1,2
l_f (cm)	280	214,2	214,2	214,2
λ_g	5,6	4,76	5,35	6,12
V (KN)	17,28	49,80	55,96	45,55
S _t zone nodale (cm)	10	10	10	10
S _t zone courante (cm)	15	15	15	15
ρ	2,5	3,75	2,5	2,5
A _t (cm ²) zone nodale	0,22	0,83	0,87	0,81
A _t (cm ²) zone courante	0,32	1,24	1,05	1,22
A _{t min} (cm ²) zone nodale	1,5	1,62	1,2	1,05
A _{t min} (cm ²) zone courante	2,25	2,43	1,8	1,57
A _{t adop} (cm ²)	4HA10	4HA10	4HA8	4HA8

TAB VII.1.8: Détermination des armatures transversales

Conformément aux règles du **RPA 99/2003** et au **BAEL 91**, le diamètre des armatures transversales doit être supérieur au tiers du maximum des diamètres des armatures longitudinales :

$$\phi t \geq \frac{\phi l_{max}}{3} \rightarrow 8mm > \frac{20}{3} = 6.66 \text{ mm} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

VII.1.3: Vérifications à l'ELU :

1) Vérification au cisaillement (Art 7.4.3.2 RPA 99/ version 2003 :

$$\text{Avec : } \tau_{bu} = \frac{V_u}{b d} \leq \bar{\tau}_{bu}$$

Selon le RPA :

$$\bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28} \text{ [Art 7.4.3.2 RPA 99/ version 2003]}$$

$$\rho_d = \begin{cases} 0,075 & \text{si: } \lambda_g \geq 5 \\ 0,04 & \text{si : } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Selon le BAEL :

$$\bar{\tau}_{bu} = \min \left\{ \frac{0,2}{\gamma_b} f_{c28}; 5 \text{ MPa} \right\} \text{ [Art A.5.1,211/BAEL 91]}$$

- Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Niveau	Poteaux	T_{max}^u (KN)	B (cm)	d (cm)	λ_g	ρ_d	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPa)	τ_{bu} (MPa)	La condition
Etage 7,8,9,10	35x35	45,55	35	32	6,12	0,075	1,875	0,407	Condition vérifiée
Etage 3,4 ,5,6	40x40	55,96	40	37	5,35	0,075	1,875	0,378	Condition vérifiée
RDC,1,2	45x45	49,80	45	42	4,76	0,04	1	0,263	Condition vérifiée
S-SOL	50x50	17,28	50	47	5,6	0,075	1,875	0,073	Condition vérifiée

Tableau.VII.1.9 : Vérification au cisaillement dans les poteaux.

- ✓ D'après tableau, on déduit que la condition exigée par le RPA99/2003 concernant les sollicitations tangentielles est vérifiée pour tous les étages

2) Encrage des armatures (longueur de scellement) (Art 6.1.22 BAEL 91 modifiée 99) :

Longueur de scellement : $L_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}}$ Avec : $\tau_{su} = 0,6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 2,835 \text{ MPa}$

- Pour les $\phi_{20} : L_s = 70,54 \text{ cm} \rightarrow$ soit $L_s = 75 \text{ cm}$
- Pour les $\phi_{16} : L_s = 56,43 \text{ cm} \rightarrow$ soit $L_s = 60 \text{ cm}$
- Pour les $\phi_{14} : L_s = 49,38 \text{ cm} \rightarrow$ soit $L_s = 50 \text{ cm}$
- Pour les $\phi_{12} : L_s = 42,32 \text{ cm} \rightarrow$ soit $L_s = 45 \text{ cm}$

Pour l'encrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égale à : **0,4 L_s** , pour les aciers **HA**.

- Pour les $\phi_{16} : L_a = 30 \text{ cm}$
- Pour les $\phi_{16} : L_a = 24 \text{ cm}$
- Pour les $\phi_{14} : L_a = 20 \text{ cm}$
- Pour les $\phi_{12} : L_a = 18 \text{ cm}$

3) Longueurs de recouvrement (Art 7.4.2.1 BAEL 91 modifiée 99).

La longueur minimale de recouvrement est : $l_r > 40 \times \phi$ en zone **IIa**

- Pour $\phi = 12 \text{ mm} \rightarrow L_r > 48 \text{ cm} \rightarrow$ on adopte $L_r = 50 \text{ cm}$
- Pour $\phi = 14 \text{ mm} \rightarrow L_r > 56 \text{ cm} \rightarrow$ on adopte $L_r = 60 \text{ cm}$
- Pour $\phi = 16 \text{ mm} \rightarrow L_r > 64 \text{ cm} \rightarrow$ on adopte $L_r = 65 \text{ cm}$
- Pour $\phi = 20 \text{ mm} \rightarrow L_r > 80 \text{ cm} \rightarrow$ on adopte $L_r = 85 \text{ cm}$

VII.1.4: Vérifications à l'ELS :**a) Condition de non fragilité : (Art A.4.2,1/BAEL 91 Modifiée 99):**

La condition de non fragilité dans le cas de la flexion composée est :

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

Avec : $f_{t28} = 2,1$ MPa.

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

Zone	Sollicitations	N _s (KN)	Ms (KN.m)	A _{min} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	Observation
Zone I (50x50)	N _{max} -M _{corr}	1691,45	13.701	6.001	20,60	Vérifiée
	N _{min} -M _{corr}	887,45	0.712	7.018		Vérifiée
	N _{corr} -M _{max}	1668,64	24,937	7.839		Vérifiée
Zone II (45x45)	N _{max} -M _{corr}	1591,66	13,823	6.032	18,71	Vérifiée
	N _{min} -M _{corr}	587,62	5,066	6.029		Vérifiée
	N _{corr} -M _{max}	1425,27	27,736	6.726		Vérifiée
Zone III (40x40)	N _{max} -M _{corr}	1098,28	17,787	5.204	14,19	Vérifiée
	N _{min} -M _{corr}	453,23	6,999	5.952		Vérifiée
	N _{corr} -M _{max}	495,9	20,651	11.947		Vérifiée
Zone IV (40x40)	N _{max} -M _{corr}	467,45	16,432	6.211	10,67	vérifiée
	N _{min} -M _{corr}	6,64	3,398	1.094		vérifiée
	N _{corr} -M _{max}	83,73	29,153	0.948		Vérifiée

Tableau.VII.1.10 : Vérification des ferrailages à l'ELS dans le Sens longitudinal.

Zone	Sollicitations	Ns (KN)	Ms (KN.m)	A _{min} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	Observation
Zone I (50x50)	N _{max} -M _{corr}	1691,45	0,35	6.989	20,60	Vérifiée
	N _{min} -M _{corr}	887,45	0,644	7.014		Vérifiée
	N _{corr} -M _{max}	925,4	3,509	7.168		Vérifiée
Zone II (45x45)	N _{max} -M _{corr}	1591,66	0,376	5.623	18,71	Vérifiée
	N _{min} -M _{corr}	587,62	13,456	7.005		Vérifiée
	N _{corr} -M _{max}	601,34	15,177	7.215		Vérifiée
Zone III (40x40)	N _{max} -M _{corr}	1098,28	0,414	4.410	14,19	vérifiée
	N _{min} -M _{corr}	453,23	20,919	9.795		vérifiée
	N _{corr} -M _{max}	284,45	24,523	8.264		vérifiée
Zone IV (35x35)	N _{max} -M _{corr}	467,45	0,46	3.360	10,67	Vérifiée
	N _{min} -M _{corr}	6,64	17,56	1.307		Vérifiée
	N _{corr} -M _{max}	81,89	23,528	0.840		Vérifiée

Tableau.VII.1.11 : Vérification des ferrailages à l'ELS dans le Sens transversal.

b) État limite d'ouvertures des fissures:

Aucune vérification n'est nécessaire car la fissuration est peu nuisible.

c) Etat limite de compression du béton (Art A.4.5,2/BAEL 91):

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 : $\sigma_s = 348 \text{ Mpa}$

Contrainte admissible du béton : $\sigma_{bc} = 15 \text{ Mpa}$

- Tableau récapitulatif des vérifications de contraintes calculées en utilisant logiciel [SOCOTEC]

Zone	Ns (KN)	Ms (KN.m)	As (cm ²)	$\sigma_{b \text{ sup}}$	$\sigma_{b \text{ adm}}$	σ_{inf}	$\bar{\sigma}_{st}$	Observation
Zone I (50x50)	1691,45	13,701	20,60	5,84	15	5,01	384	Vérifiée
	887,45	0,712		2,85	15	2,82	384	Vérifiée
	1668,64	24,937		6,11	15	4,59	384	Vérifiée
Zone II (45x45)	1591,66	13,823	18,71	6,71	15	5,59	384	Vérifiée
	587,62	5,066		2,48	15	2,07	384	Vérifiée
	1425,27	27,736		6,64	15	4,38	384	Vérifiée
Zone III (40x40)	1098,28	17,787	14,19	6,48	15	4,36	384	Vérifiée
	453,23	6,999		2,65	15	1,82	384	Vérifiée
	495,9	20,651		3,68	15	1,22	384	Vérifiée
Zone IV (35x35)	467,45	16,432	10,67	4,52	15	1,53	384	Vérifiée
	6,64	3,398		0,43	15	0	384	Vérifiée
	83,73	29,153		3,78	15	0	384	Vérifiée

Tableau.VII.1.12: Vérification des contraintes(X-X).

Zone	Ns (KN)	Ms (KN.m)	As (cm ²)	$\sigma_{b \text{ sup}}$	$\sigma_{b \text{ adm}}$	σ_{inf}	$\bar{\sigma}_{st}$	Observation
Zone I (50x50)	1691,45	0,35	20,60	5,44	15	5,41	384	vérifiée
	887,45	0,644		2,87	15	2,83	384	vérifiée
	925,4	3,509		3,07	15	2,86	384	vérifiée
Zone II (45x45)	1591,66	0,376	18,71	6,17	15	6,14	384	vérifiée
	587,62	13,456		2,82	15	1,73	384	vérifiée
	601,34	15,177		2,94	15	1,71	384	vérifiée
Zone III (40x40)	1098,28	0,414	14,19	5,45	15	5,4	384	vérifiée
	453,23	20,919		3,48	15	0,99	384	vérifiée
	284,45	24,523		2,86	15	0	384	vérifiée
Zone IV (35x35)	467,45	0,46	10,67	3,07	15	2,98	384	vérifiée
	6,64	17,56		2,04	15	0	384	vérifiée
	81,89	23,528		3,11	15	0	384	vérifiée

Tableau.VII.1.13: Vérification des contraintes (Y-Y).

- **Conclusion :**

Les conditions à l'ELS sont vérifiées donc on opte le ferrailage calculé à l'ELU.

Schéma de ferrailage des poteaux :

➤ **Poteaux (50×50) :**

-Les armatures longitudinales : $4HA20 + 4HA16 = 20,6\text{cm}^2$

-Les armatures transversales : $4HA8 = 2,01\text{cm}^2$

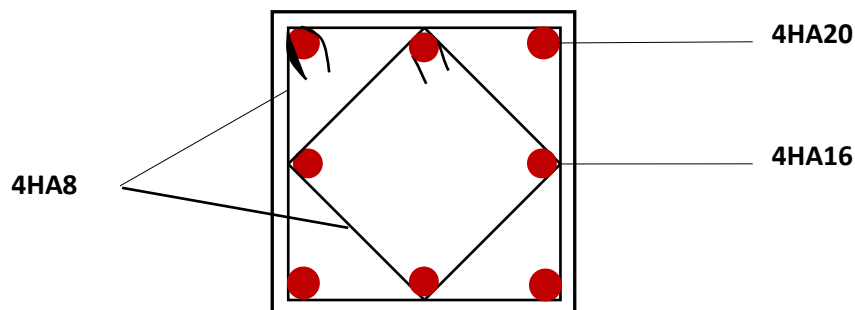


Figure. VII.1.6: Schéma de ferrailage du poteau 50x50

➤ **Poteaux (45×45) :**

-Les armatures longitudinales : $4HA20 + 4HA14 = 18,71\text{cm}^2$

-Les armatures transversales : $4HA8 = 2,01\text{cm}^2$

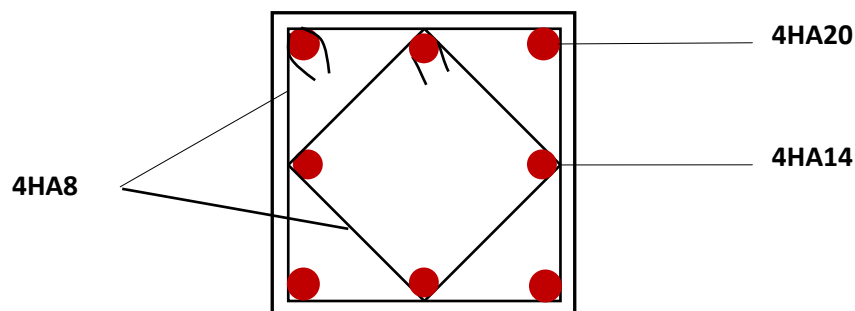


Figure. VII.1.7: Schéma de ferrailage du poteau 45x45.

➤ **Poteaux (40×40) :**

-Les armatures longitudinales : $4HA16 + 4 HA14 = 14,19 \text{ cm}^2$

-Les armatures transversales : $4HA8 = 2,01\text{cm}^2$.

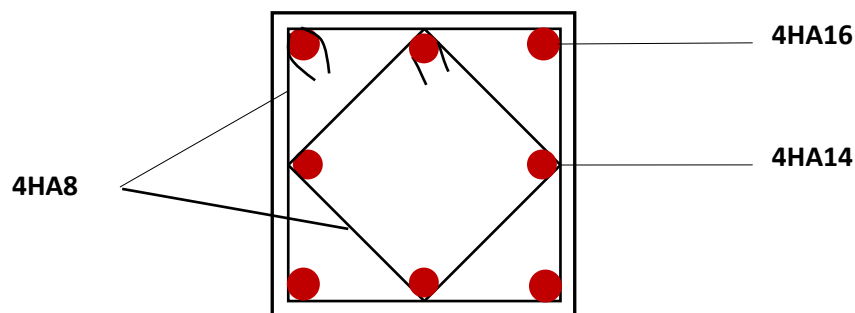


Figure. VII.1.8: Schéma de ferrailage du poteau 40x40.

➤ **Poteaux (35×35) :**

-Les armatures longitudinales : $4HA14 + 4 HA12 = 10,67 \text{ cm}^2$

-Les armatures transversales : $4HA8 = 2,01\text{cm}^2$.

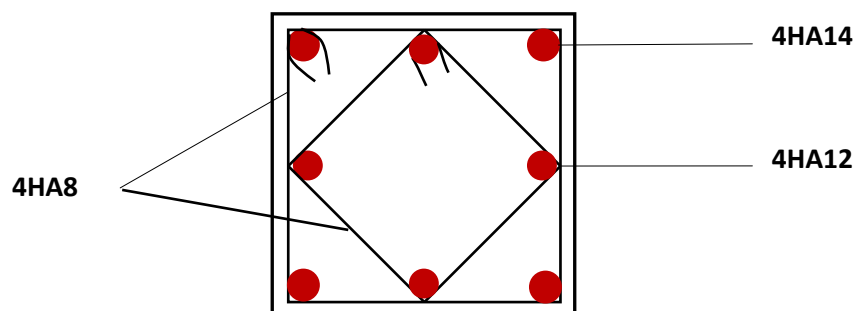


Figure. VII.1.9: Schéma de ferrailage du poteau 35x35.

VII.2 : Ferrailage des poutres :

VII.2.1.Introduction :

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous un effort tranchant et un moment fléchissant, celui-ci permet la détermination des armatures longitudinales. L'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales.

On distingue deux types de poutres, principales et secondaires, après détermination des sollicitations (M, N, T), on procède au ferrailage en respectant les prescriptions données par le RPA99/2003 et celles données par le BAEL99.

➤ **Les combinaisons de calcul :**

Ils sont ferrailés en flexion simple sous les combinaisons de charge les plus défavorables, et vérifiées à L'ELS.

Les sollicitations maximales sont déterminées par les combinaisons suivantes :

- ✓ $1,35G+1,5Q$ à l'ELU
- ✓ $G+Q$à l'ELS
- ✓ $G+Q\pm E$RPA 99 révisé 2003
- ✓ $0,8G\pm E$RPA 99 révisé 2003

VII.2.2.Recommandations du RPA99/ version 2003 :

a)Armatures longitudinales (Art 7.5.2.1 RPA / version 2003):

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de **0,5%** en toute section.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4%**en zone courante
 - **6%**en zone de recouvrement
- La longueur minimale de recouvrement est de :**40 \varnothing en zone IIa**
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à **90°**.
- On doit avoir un espacement maximum de **10 cm** entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœud.

Les sections des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du **RPA 99/version 2003** sont rapportées dans le tableau suivant:

	Section (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²) (Zone courante)	A _{max} (cm ²) (Zone de recouvrement)
Poutre principale	25x35	4,375	35	52,5
Poutre secondaire	25x30	3,75	30	45

b). Armatures transversales (Art 7.5.2.2 RPA 99/ version 2003) :

- La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par : $A_t = 0,003 \times st \times b$
- L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \min(12\phi_t^{\min}, \frac{h}{4}) \quad \text{en zone nodale et en travée} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \quad \text{en dehors de la zone nodale} \end{array} \right.$$

- Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

➤ **Sollicitation de calcul:**

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement de notre modèle, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Type	Combinaison	Section (cm ²)	Localisation	Moment (KN.m)	Effort tranchant (KN)
Poutre principale	ELU G+Q + - E	25x35	Appui	59,714	78,26
			Travée	-93,581	79,26
Poutre secondaire	0,8G + - E	25x30	Appui	-60,54	43,75
			Travée	-37,49	28,15

VII.2.3.Calcul des armatures :

VII.2.2.1.Calcul des armatures longitudinales:

Les poutres sont ferrillées en flexion simple. Elles sont calculées en travées puis au appuis sous les sollicitations les plus défavorables.

➤ **Les étapes de calcul:**

- **Calcul du moment réduit « μ »**

$$\mu = \frac{M}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

- **Calcul du moment réduit limite « μ_1 »**

Le moment réduit limite μ_1 est égale à **0.392** pour les combinaisons aux états limites, et pour les combinaisons accidentelles du RPA.

- On compare les deux moments réduits « μ » et « μ_1 » :

➤ **1er cas :** $\mu \leq \mu_1 \Rightarrow$ Section simplement armée (SSA)

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $\rightarrow A_{sc} = 0$.

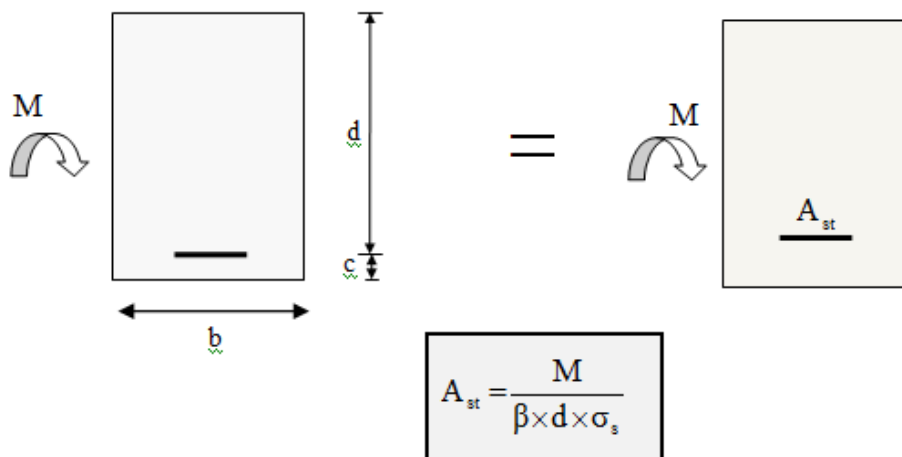


Figure VII.2.1 :Disposition des armatures tendus S.S.A

➤ **2ème cas :** $\mu \geq \mu_1 \Rightarrow$ Section doublement armée (SDA)

La section réelle est considérée comme équivalente à la somme des deux sections fictives.

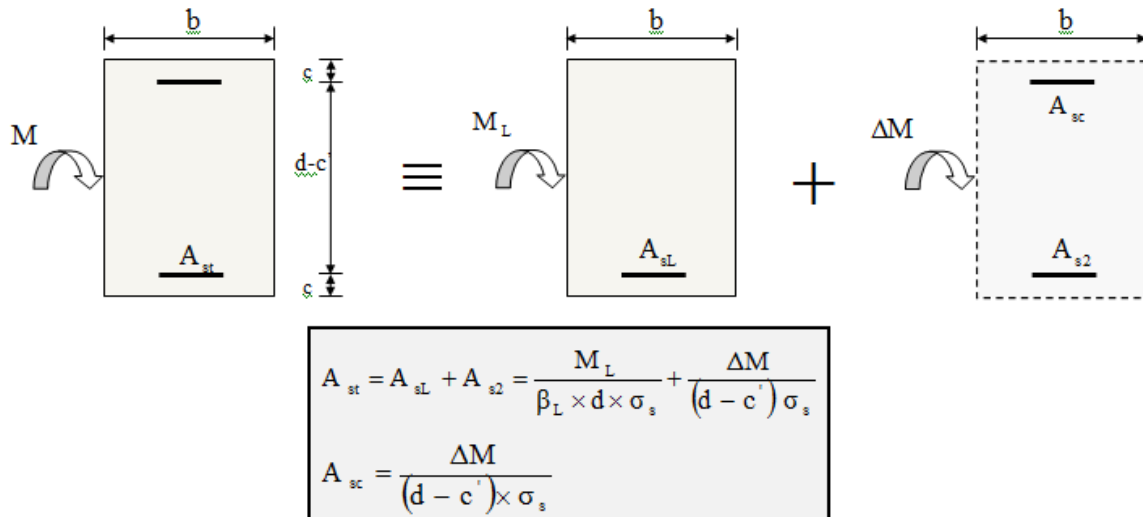


Figure.VII.2.2. : Disposition des armatures S.D.A

➤ **Ferraillage :**

a) les poutres principales :

▪ **En travées:**

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{59,714 \times 10^6}{250 \times 320^2 \times 14,2} = 0,164 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A} \Rightarrow \beta = 0,910$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{59,714 \times 10^6}{0,910 \times 320 \times 348} = 5,89 \text{ cm}^2$$

▪ **Aux appuis:**

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{93,581 \times 10^6}{250 \times 320^2 \times 14,2} = 0,257 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A} \Rightarrow \beta = 0,848$$

$$A_{st} = \frac{M_a}{\beta \times d \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{93,581 \times 10^6}{0,848 \times 320 \times 348} = 9,90 \text{ cm}^2$$

b) Les poutre secondaires:

▪ **En travées:**

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{37,49 \times 10^6}{250 \times 270^2 \times 14,2} = 0,144 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A} \Rightarrow \beta = 0,922$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{37,49 \times 10^6}{0,922 \times 270 \times 348} = 4,32 \text{ cm}^2$$

▪ Aux appuis:

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{60,54 \times 10^6}{250 \times 270^2 \times 14,2} = 0,234 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A} \Rightarrow \beta = 0,865$$

$$A_{st} = \frac{M_a}{\beta \times d \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{60,54 \times 10^6}{0,865 \times 270 \times 348} = 7,44 \text{ cm}^2$$

Les tableaux qui suivent résument les calculs et le ferrailage des poutres principales et secondaires de notre structure :

	M_{\max} (KN.m)	μ_b	Obs	B	A_{st}	Ferrailage	$A_{\text{adopté}}$ (cm ²)
En travée	96,3	0,164	SSA	0,910	5,89	3HA14(fil) + 3HA12(chap)	8,01
Aux appuis	126,72	0,257	SSA	0,848	9,90	3HA14(fil) + 3HA16(chap)	10,65

Tableau VII.2.1 : ferrailage des poutres principales

	M_{\max} (KN.m)	μ_b	obs	B	A_{st}	Ferrailage	$A_{\text{adopté}}$ (cm ²)
En travée	37,49	0,144	SSA	0,922	4,32	3HA14(fil)	4,62
Aux appuis	60,54	0,234	SSA	0,865	7,44	3HA14(fil) + 3HA12(chap)	8,01

Tableau VII.2.2 : ferrailage des poutres secondaires

VI.2.4: Vérifications à l'ELU :**VI.2.4: Vérifications à l'ELU :**

- a) Condition de non fragilité du béton de la section minimale (Art B.4.2.1 BAEL 91 modifiée 99).

Le ferrailage de la poutre doit satisfaire la C.N.F : $A_{st} \geq A_{st}^{min}$

$$\diamond \text{ Calcul de la section minimale } A_{st}^{min} \geq \frac{0,23 b d f_{t28}}{f_e}$$

$$\text{Avec : } f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$\rightarrow \text{Poutres principales } A_{st}^{min} \geq \frac{0,23 \times 25 \times 35 \times 2,1}{400} = 1,06 \text{ cm}^2$$

Aux appuis :

$$A_{\text{Adopte}} = 10,65 \text{ cm}^2 > A_{st}^{min} = 1,06 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition Vérifiée.}$$

En travées :

$$A_{Adopte} = 8,01 \text{ cm}^2 > A_{st}^{min} = 1,05 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Poutres Secondaire** : $A_{st}^{min} \geq \frac{0,23 \times 25 \times 30 \times 2,1}{400} = 0,90 \text{ cm}^2$

Aux appuis :

$$A_{Adopt} = 8,01 \text{ cm}^2 > A_{st}^{min} = 0,90 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

En travées :

$$A_{Adopt} = 4,62 \text{ cm}^2 > A_{st}^{min} = 0,90 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifié}$$

b) Vérification aux cisaillements (Art 5.1.1 BAEL 91 modifiée 99) :

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u}{b d} < \bar{\tau}_u$

Avec : T_u^{max} : Effort tranchant max à l'ELU.

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = \min\left(\frac{0,2 \times 25}{1,5}; 5 \text{ MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa} \rightarrow \text{Fissuration peu nuisible}$$

Les résultats sont résumer dans le tableau suivant:

Poutres	Effort tranchant (KN)		b (cm)	d (cm)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Observation
Principale	T_{max}	79,26	25	32	0,09	3,33	condition vérifiée
Secondaire	T_{max}	43,75	25	27	0,06	3,33	condition vérifiée

Tableau VII.2.3 : Vérification aux cisaillements

c) Influence de l'effort tranchant aux appuis:

➤ **Influence sur le béton (Art A.5.1.313 BAEL 91 modifiée 99) :**

On doit vérifier que: $T_u \leq \bar{T}_u = 0,4 \times 0,9 \times \frac{f_{c28} b d}{\gamma_b}$

Poutres	Effort tranchant (KN)		b (cm)	d (cm)	F_{c28} (MPa)	γ_b	\bar{T} (KN)	Observation
Principale	T_{max}	79,26	25	32	25	1,5	480	condition vérifiée
Secondaire	T_{max}	43,75	25	27	25	1,5	405	condition vérifiée

Tableau VII.2.4: Influence de l'effort tranchant sur le béton

➤ **Influence sur les armatures (Art A.5.1.312 BAEL 91 modifiée 99) :**

➤ **Influence sur les armatures (Art A.5.1.312 BAEL 91 modifiée 99) :**

Lorsqu'au droit d'un appui : $T_u + \frac{M_u}{0,9d} > 0$ on doit prolonger au-delà de l'appareil de l'appui, une section d'armatures pour équilibrer un moment égale à $\left(T_u + \frac{M_u}{0,9d}\right) \times \frac{1}{\sigma_{st}}$

D'où : $A_s \geq \frac{1,15}{f_e} \left(T_u + \frac{M_u}{0,9d}\right)$ Si $T_u + \frac{M_u}{0,9d} < 0 \rightarrow$ la vérification n'est pas nécessaire

Poutres	T_u^{\max} (KN)	M_u^{\max} (KN.m)	d (m)	$0,9 \times d$ (m)	$T_u + \frac{M_u}{0,9d}$	Observation
Principale	79,26	-93,581	0,32	0,288	-245,67	Pas d'influence de l'effort tranchant sur les armatures
Secondaire	43,75	-60,54	0,27	0,243	-203,16	

Tableau VII.2.5: Influence de l'effort tranchant sur l'acier

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

L'adhérence des barres doit vérifier la relation : $\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}}$

Avec : $\overline{\tau_{se}} = \psi_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$

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

$\psi_s = 1,5$: Coefficient scellement HA.

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

➤ **Poutres Principales :**

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 3 \times 3,14 \times (1,6 + 1,4) = 28,26 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{79,26 \times 10^3}{0,9 \times 320 \times 282,6} = 0,973 \text{ MPa}$$

✓ $\tau_{se} = 0,973 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3,15 \text{ MPa} \rightarrow$ Condition vérifiée.

➤ **Poutres Secondaires :**

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 3 \times 3,14 \times 1,4 + 3 \times 3,14 \times 1,2 = 24,49 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{43,75 \times 10^3}{0,9 \times 270 \times 244,9} = 0,735 \text{ MPa}$$

$$\checkmark \tau_{se} = 0,735 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{sc} = 3,15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

e) Encrage des armatures (longueur de scellement) (Art 6.1.22 BAEL 91 modifiée 99) :

$$\text{Longueur de scellement : } L_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}}$$

$$\text{Avec: } \tau_{su} = 0,6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 2,835 \text{ MPa}$$

- Pour les $\phi_{16} : L_s = 56,44 \text{ cm}$
- Pour les $\phi_{14} : L_s = 49,38 \text{ cm}$
- Pour les $\phi_{12} : L_s = 42,32 \text{ cm}$
-

Pour l'encrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égales à : $0,4 l_s$, pour les aciers HA.

- pour les $\phi_{16} : L_a = 22,57 \text{ cm}$
- Pour les $\phi_{14} : L_a = 19,75 \text{ cm}$
- Pour les $\phi_{12} : L_a = 16,92 \text{ cm}$

f) Calcul des armatures transversale:

➤ L'espacement des armature transversales :

$$\begin{cases} S_t \leq \min(12\phi_t^{\min}, \frac{h}{4}, 30\text{cm}) & \text{en zone nodale et en travée} \\ S_t \leq \frac{h}{2} & \text{en dehors de la zone nodale} \end{cases}$$

Poutres	Zone	S_t (cm)	S_t adopter (cm)
principale	Nodale	$S_t = \min(12 \times 1,2; \frac{35}{4}; 30) = 8,75$	10
	Courante	$S_t = \frac{35}{2} = 17,5$	15
secondaire	Nodale	$S_t = \min(12 \times 1,2; \frac{35}{4}) = 8,75$	10
	Courante	$S_t = \frac{30}{2} = 15$	15

➤ **le diamètre minimale:** $\varnothing t \leq \min\left\{\frac{h}{35}; \varnothing t_{max}; \frac{b}{10}\right\}$

▪ **Poutre principale:**

$$\varnothing t \leq \min\left\{\frac{35}{35}; 1,6; \frac{25}{10}\right\} = \min\{1; 1,6; 2,5\} = 1 \text{ cm} = 10 \text{ mm}$$

On prend : $\varnothing t = 8 \text{ mm}$

✓ Soit $A_t = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2$ (un cadre et un étrier)

▪ **Poutre secondaire:**

$$\varnothing t \leq \min\left\{\frac{30}{35}; 1,4; \frac{25}{10}\right\} = \min\{0,86; 1,4; 2,5\} = 0,86 \text{ cm} = 8,6 \text{ mm}$$

On prend : $\varnothing t = 8 \text{ mm}$

✓ Soit $A_t = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2$ (un cadre et un étrier)

➤ **Armatures transversales minimales:**

La quantité d'armatures minimales est donnée par la formule suivante :

$$A_t^{\min} = 0,003 \times S_t \times b$$

$$A_t^{\min} = 0,003 \times 15 \times 25 = 1,125 \text{ cm}^2$$

✓ $A_t^{\text{adop}} = 2,01 > A_t^{\min} = 1,125 \text{ cm}^2 \rightarrow$ condition vérifiée

VI.2.5: Vérification à L'ELS :

a) **Condition de non fragilité du béton de la section minimale BAEL (Art A.4.2.1):**

Le ferrailage de la poutre doit satisfaire la C.N.F : $A_{st} \geq A_{\min}$

Avec: $A_{\min} \geq \frac{0,23 b d f_{t28}}{f_e}$ et : $f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$

		A_{st}	A_{\min}	vérifications
Poutres principales	En travée	8,01	1,104	Condition vérifiée
	Aux appuis	10,65	1,104	Condition vérifiée
Poutres secondaires	En travée	4,62	0,815	Condition vérifiée
	Aux appuis	8,01	0,815	Condition vérifiée

Tableau VI.2.6: Condition de non fragilité du béton de la section minimale.

b) **Etat limite d'ouverture des fissures (Art B.6.3/BAEL 91 modifié 99) :**

La fissuration dans le cas des poutres étant considéré peu nuisible ,alors cette vérification n'est pas nécessaire.

c) Etat limite de compression du béton :

La contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible :

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{C28} = 15 \text{ MPa (contrainte admissible)} \\ \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} \end{array} \right.$$

Avec:

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{A_s \times \beta_1 \times d} \text{ (Armatures adoptées a l'ELU.)}$$

K_1 et β_1 : coefficients tirés des tableaux en fonction de $\rho = \frac{100 A_s}{bd}$

Les résultats sont récapitulatifs dans le tableau suivant :

Poutres		M_s (KN. m)	A_{ad} (cm^2)	b (cm)	d (cm)	ρ_1	β_1	K_1	σ_s (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs
principale	Appuis	68,79	10,65	25	32	1,331	0,845	17,26	238,87	13,84	15	C.V
	Travée	26,19	8,01	25	32	1,001	0,860	20,71	118,81	5,74	15	C.V
secondaire	Appuis	27,52	8,01	25	27	1,186	0,851	18,56	149,53	8,06	15	C.V
	Travée	24,68	4,62	25	27	0,684	0,879	26,32	225,09	8,55	15	C.V

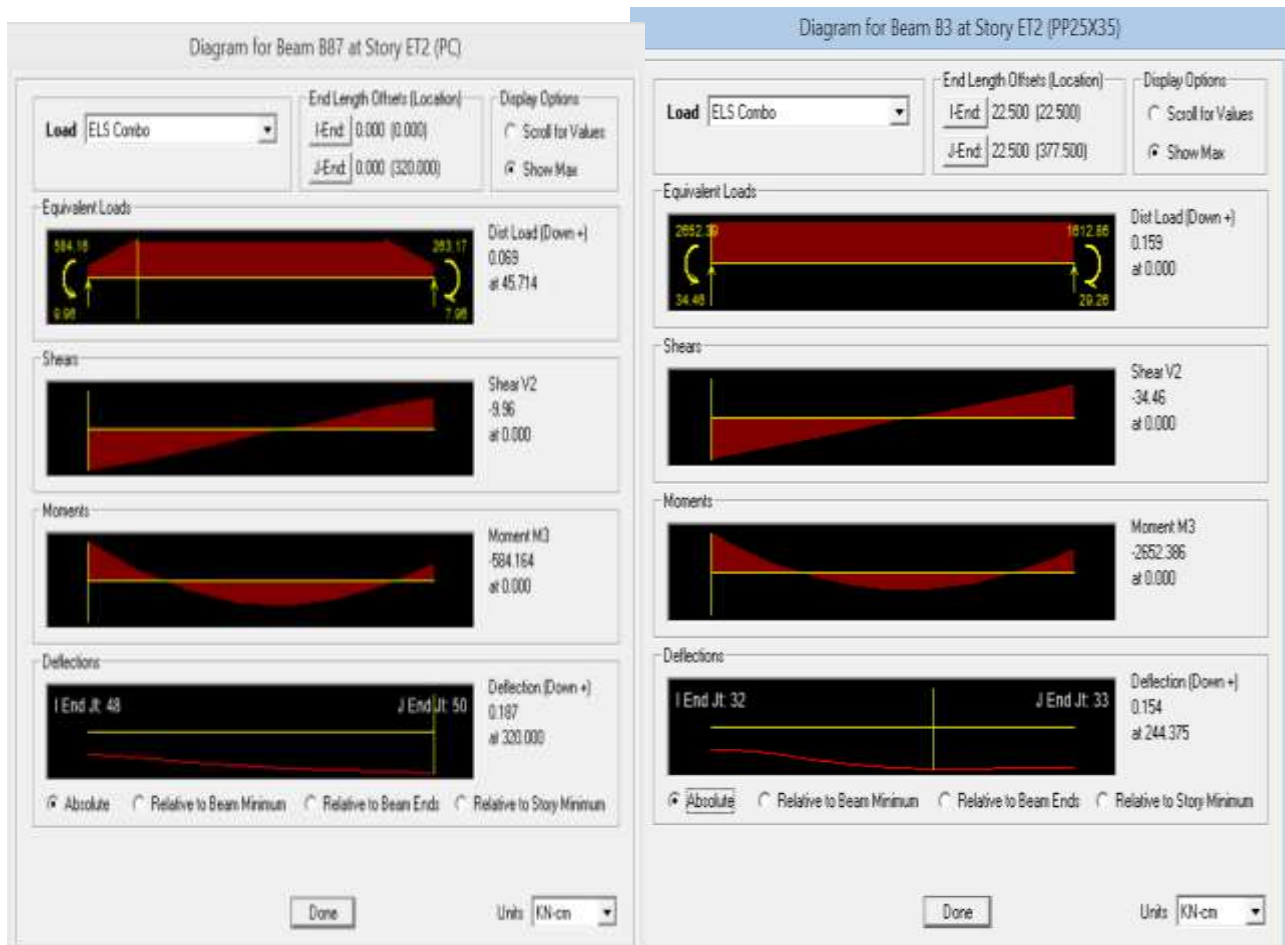
Tableau VI.2.7: vérification des contraintes à ELS

d) Etat limite de déformation :

On doit justifier l'état limite de déformation par un calcul de flèche, qui ne doit pas dépasser la valeur limite \bar{f} .

$$\bar{f} = \frac{L_{max}}{500} \geq f$$

f : La flèche tirée par états v 9.6.0



- **Poutres principales:**

$$\bar{f} = L_{\max}/500 = 400/500 = 0,8 \text{ cm} > f = 0,154 \text{ cm} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

- **Poutres secondaires:**

$$\bar{f} = L_{\max}/400 = 320/500 = 0,64 \text{ cm} > f = 0,187 \text{ cm} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

✓ **Donc la flèche est vérifiée.**

❖ **Schéma de ferrailage des poutres :**

➤ **Poutres principales :**

En travée :

- Armatures longitudinales : 3HA14(fil) + 3HA12(chap)
- Armatures transversales : 1 cadre en HA8+ étrier en HA8 = 4HA8

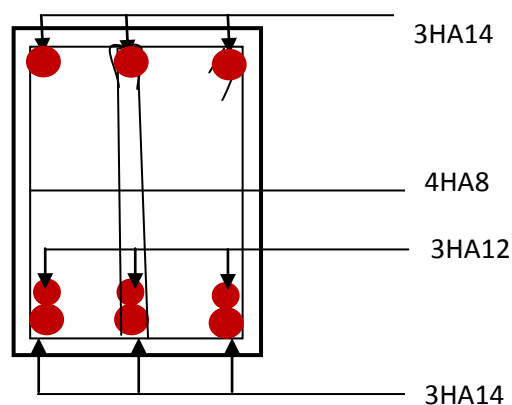


Figure VII.2.2: Ferrailage en travée d'une poutre principale

Sur appuis :

- Armatures longitudinales : 3HA14+ 3HA16 (chapeaux).
- Armatures transversales : 1 cadre en HA8+ étrier en HA8 = 4HA8

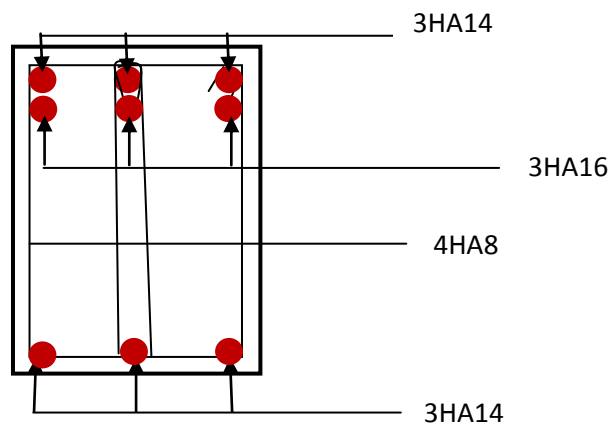


Figure. VI2.2.3: Ferrailage sur appuis d'une poutre principale.

➤ **Poutres secondaires .**

En travée :

- Armatures longitudinales : 3HA14
- Armatures transversales : 1 cadre en HA8+ étrier en HA8 = 4HA8

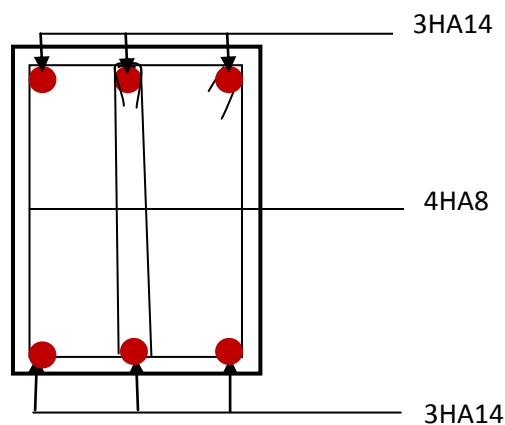
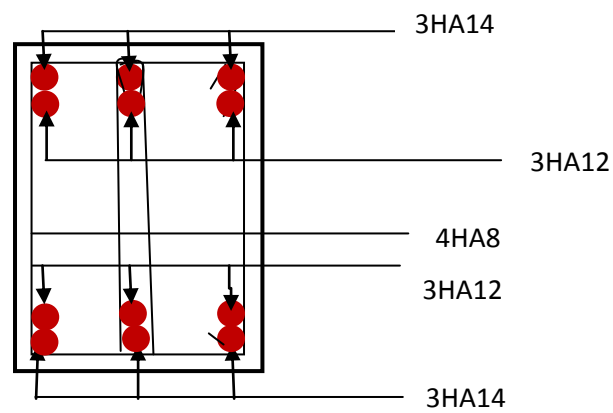


Figure.VII.2.4 : Ferrailage en travée d'une poutre secondaire.

Sur appuis :

- Armatures longitudinales : 3HA14 + 3HA12 (chapeaux).
- Armatures transversales : 1 cadre en HA8+ étrier en HA8 = 4HA8

**Figure.VII.2.5** : Ferrailage sur appuis d'une poutre secondaire

VII.3: Ferrailage des Voiles

Le voile est un élément structural de contreventement qui doit reprendre les forces horizontales dues au vent "action climatique" ou aux séismes (action géologique), soumis à des forces verticales et 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 sous l'action des sollicitations dues aux séismes.

Conception :

- Il faut que les voiles soient placés de telle sorte que l'excentricité soit minimum (TORSION)
- Les voiles ne doivent pas être trop éloignés (flexibilité du plancher)
- L'emplacement des voiles ne doit pas déséquilibrer la structure (il faut que les rigidités dans les deux directions soient très proches).

Le RPA/99/version 2003(Art.3.4.A.1.a) exige de mettre des voiles à chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14m de hauteur dans la zone IIa

VII.3.1:Exposé de la méthode de calcul

La méthode utilisée est la méthode de la résistance des matériaux (R.D.M.) qui se fait pour une bande de largeur (d).

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M) en utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M \cdot V}{I}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M \cdot V'}{I}$$

B : section du béton

I : moment d'inertie du trumeau

V et V' : bras de levier : $V = V' = \frac{L}{2}$

❖ Remarque :

- Dans notre cas le diagramme des contraintes sera relevé directement du logiciel.
- Le calcul se fera pour par bandes de longueur « d » donnée par :

$$d \leq \min \left(\frac{h_c}{2} ; \frac{2}{3} L_c \right)$$

Avec :

h_e : hauteur entre nus de planchers du voile considéré

L_c : la longueur de la zone comprimée $L_c = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} - \sigma_{min}} L$

longueur de la zone tendue : $L_t = L - L_c$

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des Diagrammes des contraintes obtenues.

- En fonction des contraintes agissant sur le voile, trois cas peuvent se présenter :
 - Section entièrement comprimé (SEC)
 - Section entièrement tendue (SET)
 - Section partiellement comprimé (SPC)

VII.3.2: Détermination des armatures :

❖ **Armatures verticales :**

Section	Diagramme des contraintes	L'effort normal N_i	L'effort normal N_{i+1}
S.E.C		$N_i = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$	$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$
S.E.T		$N_i = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$	$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$
S.P.C		$N_i = \frac{\sigma_{min} + \sigma_1}{2} \times d \times e$	$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e$

Tableau VII.3.1 :Tableau des efforts normaux.

a) Ferrailage section entièrement comprimé:

La section d'armature d'une section entièrement comprimé est égale à :

$$A_{vi} = \frac{N_1 + B \cdot f_{bc}}{\sigma_s}$$

B : section du tronçon considéré ;

Situation accidentelle : $\sigma_s = 400 \text{ MPa}$; $f_{bc} = 18.48 \text{ Mpa}$

Situation courante : $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$; $f_{bc} = 14.20 \text{ Mpa}$

➤ Armatures verticales minimales

- $A_{\min} \geq 4 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ (Art A.8.1, 21BAEL91).
- $0.2 \% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 0.5 \%$ (Art A.8.1, 21BAEL91).

b) Ferrailage d'une section entièrement tendue

La section d'armature d'une section entièrement tendue est égale à : $A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$

➤ Armatures verticales minimales

- $A_{\min} \geq \frac{B f_{t28}}{f_e}$ (Condition non fragilité BAEL art A4.2.1).
- $A_{\min} \geq 0.002 B$ (Section min du RPA art 7.7.4.1).

B : section du tronçon considéré

c)-Ferrailage section partiellement comprimé

La section d'armature est égale à : $A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$

σ_s : contrainte dans les aciers correspondant à un allongement de 10 ‰
= 348 MPA.

➤ Armatures verticales minimales

Même conditions que celles d'une section entièrement tendue.

➤ 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.

➤ **Armatures transversales**

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends.

Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'Art 7.7.4.3 du RPA 2003..... [2]

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingle au mètre carré.

➤ **Armatures de coutures**

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{T}{f_e}$$

Avec : $T = 1.4 LV_u$

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.

➤ **Potelet**

Il faut prévoir à chaque extrémité des beaux voiles un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est $\geq 4HA10$

Exigences de RPA 99 révisé 2003

1. 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 %

2. Diamètre maximal :

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 0,10 de l'épaisseur du voile.

3. 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.

4.Espacement :

D'après l'Art 7.7.4.3 du RPA 2005, l'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S \leq 1.5e$$

$$S \leq 30 \text{ cm}$$

Avec : e = 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) .

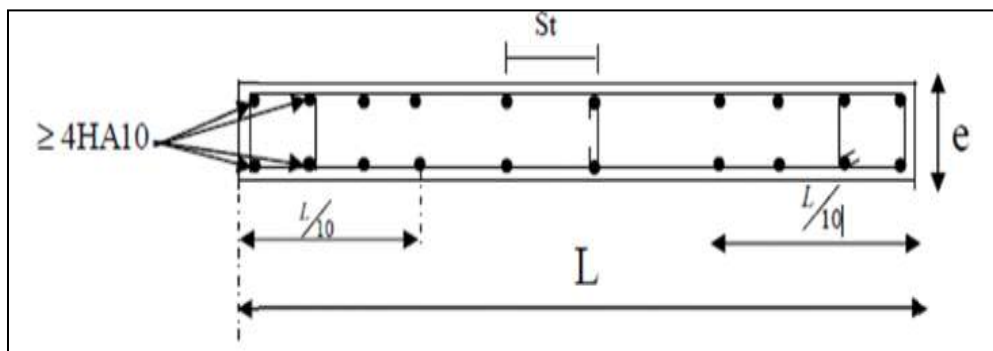


Fig VII.3.1: Disposition des armatures verticales dans les voiles

VII.3.3: Vérifications

❖ Vérification à L'ELS

Pour cet état, il est considéré :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15 \cdot A} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec :

N_s : Effort normal appliqué $N_s = G + Q$

B : Section du béton

A : Section d'armatures adoptée (verticales).

✓ Vérification de la contrainte de cisaillement

1- Selon le RPA99 (version 2003)

On vérifie que: $\tau_b = \frac{1.4T}{e \cdot d} \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \cdot f_{c28} = 5\text{MPa}$

Avec :

d : Hauteur utile (d = 0.9 h)

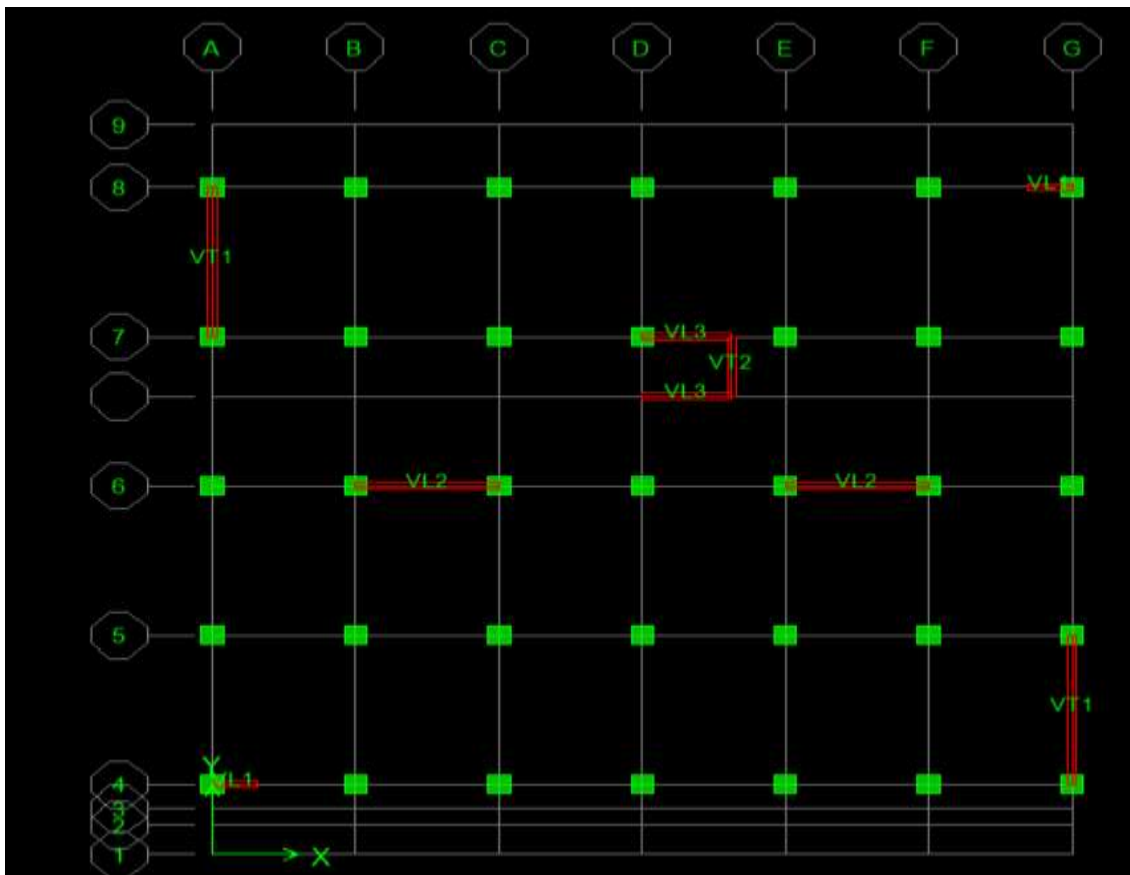
h : Hauteur totale de la section brute

2- Selon le BAEL 91

On vérifie que: $\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4\text{MPa}\right) = 2.5 \text{ MPa}.$

Avec : τ_u : contrainte de cisaillement

VII.3.4: Calcul de ferraillage :



Exemple de calcul:

Soit à calculer le ferrailage d'un voile qui se trouve au sous sol (VL2):

a. Caractéristiques géométriques :

L(m)	e(m)	B (m ²)	I (m ⁴)
3,20	0,20	0,64	0,55

Tableau VII.3.2 : Caractéristiques géométriques

b. Sollicitations de calcul :

On calcule les efforts (N_i et N_{i+1}) agissant sur le voile considéré pour tous les étages de la zone et en tirant les contraintes les plus défavorables pour enfin calculer le ferrailage que l'on adoptera pour tous les étages de la zone.

Les contraintes les plus défavorables sont données par ETABS :

$$\sigma_{\max} = 7896,34 \quad \text{KN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = -8546,19 \quad \text{KN/m}^2$$

c. Largeur de la zone comprimée « L_c » et de la zone tendue « L_t » :

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times L = \frac{7896,34}{8546,19 + 7896,34} \times 3,20 = 1,53 \text{ m}$$

$$L_t = L - L_c = 3,20 - 1,53 = 1,67 \text{ m}$$

d. Calcul « d » :

Le découpage du diagramme est en deux bandes de longueur (d):

$$\text{On prend } d = \frac{L_t}{2} = 0,83 \text{ m.}$$

Détermination de N :

Pour la zone tendue :

$$\frac{\sigma_{\min}}{L_t} = \frac{\sigma_1}{L_t - d}$$

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_{\min}(L_t - d)}{L_t} = \frac{-8546,19(1,67 - 0,83)}{1,67} = -4298,68 \text{ KN/m}^2$$

$$N_1 = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \times d \times e = \frac{-8546,19 - 4298,68}{2} \times 0,83 \times 0,20 = -1066,12 \text{ KN}$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e = \frac{-4298,68}{2} \times 0,83 \times 0,20 = -356,79 \text{ KN}$$

e. Calcul des armatures verticales :

$$1^{\text{ere}} \text{ bande : } A_{V1} = \frac{N_1}{\sigma_s} = \frac{1066,12}{400 \times 10^{-1}} = 26,65 \text{ cm}^2$$

$$2^{\text{eme}} \text{ bande : } A_{V2} = \frac{N_2}{\sigma_s} = \frac{356,79}{400 \times 10^{-1}} = 8,91 \text{ cm}^2$$

f. Les armatures de coutures :

$$A_{Vj} = 1,1 \frac{T}{f_e} = 1,1 \times \frac{910,9 \times 1,4}{400 \times 10^{-1}} = 35,06 \text{ cm}^2$$

g. Armatures minimales :

$$A_{\min} \geq \max \left(\frac{d \times e \times f_{t28}}{f_e}; 0,2\%B \right)$$

$$= \max \left(\frac{0,83 \times 0,20 \times 2,1}{400}; 0,002 \times 0,83 \times 0,20 \right)$$

$$A_{\min} = \max (8,73 ; 3,32) = 8,73 \text{ cm}^2$$

Calcul des sections totales :

- $A_1 = A_{V1} + \frac{A_{Vj}}{4} = (26,65) + \left(\frac{35,05}{4}\right) = 35,41 \text{ cm}^2 / \text{ bande}$
- $A_2 = A_{V2} + \frac{A_{Vj}}{4} = (8,91) + \left(\frac{35,05}{4}\right) = 17,42 \text{ cm}^2 / \text{ bande}$

Ferrailage adopté :**Tableau VI.25 : Ferrailage adopté.**

	Section total	Ferrailage adoptée	Espacement
1 ^{er} bande	$A_1=35,41 \text{ cm}^2$	$2 \times 9\text{HA}16=36,18 \text{ cm}^2$	$S_t=10 \text{ cm}$
2 ^{eme} bande	$A_2=17,42 \text{ cm}^2$	$2 \times 6\text{HA}14=18,48 \text{ cm}^2$	$S_t=15 \text{ cm}$

h. Armatures horizontales :

- D'après le BAEL 91 : $A_H = \frac{A_v}{4} = \frac{52,83}{4} = 13,20 \text{ cm}^2$
- D'après le RPA: $A_H \geq 0,15\%B = 0,0015 \times 20 \times 320 = 9,60$

On prend : $A_H = 11,06 \text{ cm}^2$.

Soit : $2 \times 5\text{HA}14 = 15,4 \text{ cm}^2 / 1 \text{ m de hauteur ; avec } S_H = 20 \text{ cm.}$

i. Armatures transversales :

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au minimum par (04) épingle au mètre carré soit avec **HA8. (4HA8)**

j. Les vérifications :**▪ Vérification des espacements :**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S_t \leq \min\{1,5 e, \quad 30 \text{ cm}\} = \mathbf{30 \text{ cm}}$$

$S_t = 10\text{cm}$ et 15cm **Condition vérifiée.**

$S_h = 20\text{cm}$ **Condition vérifiée.**

▪ Vérification de la contrainte dans le béton à l'ELS :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15 \times A_v} = \frac{3518,6 \times 10^3}{0,64 \times 10^6 + 15 \times 54,66 \times 10^2} = 4,87 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 4,87 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ **Condition vérifiée.**

▪ Vérification des contraintes de cisaillement :

- Selon le RPA 2003 :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b$$

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot d} = \frac{1,4 \times 910,9 \times 10^3}{200 \times 0,9 \times 320} = \mathbf{2,21 \text{ MPa}}$$

$$\bar{\tau}_b = 0,2f_{c28} = \mathbf{5 \text{ MPa}}$$

$\tau_b = 2,21 \text{ MPa} < \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa}$ **Condition vérifiée.**

- D'après le BAEL 91 :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{910,9 \times 10^3}{150 \times 0,9 \times 320} = \mathbf{1,58 \text{ MPa}}$$

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) = \mathbf{2,5 \text{ MPa}}$$

$\tau_u = 1,58 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$ **Condition vérifiée.**

➤ Ferraillage des Voiles VL1

	ZONE	I (S-S)	II (RDC 1,2)	III (étage 3-6)	IV (étage 7-10)	
Caractéristique	L[m]	1	1	1	1	
	e[m]	0.2	0.2	0.2	0.2	
	B[m ²]	0.2	0.2	0.2	0.2	
	Hp[m]	0.3	0.3	0.3	0.3	
Sollicitations	NS[KN]	518.6	439	270.9	282.1	
	T[KN]	131.39	91.71	90.2	68.63	
	σ _{max} [KN/m ²]	1280.77	389.01	544.13	3201.2	
	σ _{min} [KN/m ²]	-5942.29	-5173.83	-3917.97	-3849.55	
	nature	SPC	SPC	SPC	SPC	
	Lc[m]	0.177	0.070	0.122	0.454	
	Lt[m]	0.823	0.930	0.878	0.546	
	d[m]	0.4113	0.4650	0.4390	0.2730	
	σ _l [KN/m ²]	-2971.1	-2586.9	-1959.0	-1924.8	
	N1[m]	-366.647	-360.902	-258.015	-157.633	
	N2[m]	122.216	120.301	86.005	52.544	
	Ferraillage	AV1[cm ² /bande]	9.166	9.023	6.450	3.941
		AV2[cm ² /bande]	3.055	3.008	2.150	1.314
A _{min} =max(0.2%B;Bft ₂₈ /400)		4.319	4.883	4.610	2.866	
Avj [cm ²]		5.059	3.531	3.473	2.642	
A1=Av1+Avj/4 [cm ² /bande]		10.431	9.905	7.319	4.601	
A2=Av2+Avj/4 [cm ² /bande]		4.320	3.890	3.018	1.974	
Av1 adopté [cm ²]		11.3	11.3	7.86	7.86	
Av1 adopté [cm ²]		6.28	6.28	6.28	6.28	
Choix par		bande 1	2 X 5HA12	2 X 5HA12	2 X 5HA10	2 X 5HA10
		bande 2	2 X 4HA10	2 X 4HA10	2 X 4HA10	2 X 4HA10
Espacement		bande 1	9	10	9	6
		bande 2	10	12	10	7
AH /nappe [cm ²]		4.395	4.395	3.535	3.535	
AH adopté (cm ²)		4.71	4.71	4.71	4.71	
choix de la section		6HA10	6HA10	6HA10	6HA10	
Espacement st(cm)		20	20	20	20	
Armatures transversales			4 épingles HA8 /m ²			
vérifications des contraintes	τ _b =5 MPA	1.022	0.713	0.702	0.534	
	τ _u =2,5 MPA	0.730	0.510	0.501	0.381	
	σ _{bc} =15 MPA	2.291	1.939	1.225	1.275	

➤ Ferrailage des Voiles VL2

	ZONE	I (S-S)	II (RDC 1,2)	III (étage 3-6)	IV (étage 7-10)	
Caractéristique	L[m]	3.2	3.2	3.2	3.2	
	e[m]	0.2	0.2	0.2	0.2	
	B[m ²]	0.64	0.64	0.64	0.64	
	Hp[m]	0.3	0.3	0.3	0.3	
Sollicitations	NS[KN]	3518.6	3239	270.9	282.1	
	T[KN]	910.9	899.65	791.69	396.96	
	σ_{max} [KN/m ²]	7896.34	5678.32	4001.66	2531.12	
	σ_{min} [KN/m ²]	-8546.19	-7105.51	-5345.07	-3762.86	
	nature	SPC	SPC	SPC	SPC	
	Lc[m]	1.537	1.421	1.370	1.287	
	Lt[m]	1.663	1.779	1.830	1.913	
	d[m]	0.8316	0.8893	0.9150	0.9566	
	σ_1 [KN/m ²]	-4273.1	-3552.8	-2672.5	-1881.4	
	N1[m]	-1066.075	-947.853	-733.598	-539.911	
	N2[m]	355.358	315.951	244.533	179.970	
	Ferrailage	AV1[cm ² /bande]	26.652	23.696	18.340	13.498
AV2[cm ² /bande]		8.884	7.899	6.113	4.499	
$A_{min} = \max(0.2\% B; Bf_{t28}/400)$		8.732	9.338	9.607	10.044	
Avj [cm ²]		35.070	34.637	30.480	15.283	
$A_1 = Av_1 + Av_j/4$ [cm ² /bande]		35.419	32.355	25.960	17.319	
$A_2 = Av_2 + Av_j/4$ [cm ² /bande]		17.651	16.558	13.733	8.320	
Av1 adopté [cm ²]		36.18	36.18	27.72	20.34	
Av2 adopté [cm ²]		18.48	18.48	18.48	13.56	
Choix par		bande 1	2 X 9HA16	2 X 9HA16	2 X 9HA14	2 X 9HA12
		bande 2	2 X 6HA14	2 X 6HA14	2 X 6HA14	2 X 6HA12
Espacement		bande 1	10	10	10	10
		bande 2	15	15	15	15
AH /nappe [cm ²]		13.665	13.665	11.55	9.6	
AH adopté (cm ²)		16.94	16.94	12.43	12.43	
choix de la section		11HA14	11HA14	11HA12	11HA12	
Espacement st(cm)						
Armatures transversales			4 épingles HA8 /m ²			
vérifications des contraintes	$\tau_b = 5$ MPA	2.214	2.187	1.924	0.965	
	$\tau_u = 2,5$ MPA	1.581	1.562	1.374	0.689	
	$\sigma_{bc} = 15$ MPA	4.873	4.486	0.382	0.408	

➤ Ferraillage des Voiles VL3

	ZONE	I (S-S)	II (RDC 1,2)	III (étage 3-6)	IV (étage 7-10)	
Caractéristique	L[m]	2	2	2	2	
	e[m]	0.2	0.2	0.2	0.2	
	B[m ²]	0.4	0.4	0.4	0.4	
	Hp[m]	0.3	0.3	0.3	0.3	
Sollicitations	NS[KN]	2202.55	2088.94	270.9	282.1	
	T[KN]	443.8	326.02	271.53	167.78	
	σ_{max} [KN/m ²]	3927.75	3985.97	4261.39	4292.74	
	σ_{min} [KN/m ²]	-8396.77	-6919.19	-4261.39	-6775.18	
	nature	SPC	SPC	SPC	SPC	
	Lc[m]	0.637	0.731	1.000	0.776	
	Lt[m]	1.363	1.269	1.000	1.224	
	d[m]	0.6813	0.6345	0.5000	0.6121	
	σ_1 [KN/m ²]	-4198.4	1992.985	2130.695	2146.37	
	N1[m]	-858.1155	379.3573	319.6043	394.1674	
	N2[m]	286.0385	-126.4524	-106.5348	-131.3891	
Ferraillage	AV1[cm ² /bande]	21.4529	10.9011	9.1840	11.3266	
	AV2[cm ² /bande]	7.1510	3.1613	2.6634	3.2847	
	Amin=max(0.2%B;Bft _{2g} /400)	7.1537	6.6621	5.2500	6.4275	
	Avj [cm ²]	17.0863	12.5518	10.4539	6.4595	
	A1=Av1+Avj/4 [cm ² /bande]	25.7245	14.0390	11.7975	12.9415	
	A2=Av2+Avj/4 [cm ² /bande]	11.4225	6.2993	5.2768	4.8996	
	Av1 adopté [cm ²]	28.14	21.56	15.82	15.82	
	Av2 adopté [cm ²]	15.4	11.3	7.86	7.86	
	Choix par	bande 1	2 X 7HA16	2 X 7HA14	2 X 7HA12	2 X 7HA12
	bande	bande 2	2 X 5HA14	2 X 5HA12	2 X 5HA10	2 X 5HA10
	Espacement	bande 1	10	10	7	9
		bande 2	15	12	10	12
	AH /nappe [cm ²]		10.885	8.215	6	6
	AH adopté (cm ²)		12.32	9.04	6.28	6.28
	choix de la section		8HA14	8HA12	8HA10	8HA10
	Espacement st(cm)		20	20	20	20
	Armatures transversales		4 épingles HA8 /m ²			
vérifications des contraintes	$\tau_b = 5$ MPA	1.726	1.268	1.056	0.652	
	$\tau_u = 2,5$ MPA	1.2328	0.9056	0.7543	0.4661	
	$\sigma_{bc} = 15$ MPA	4.7335	4.6494	0.6220	0.6477	

➤ Ferrailage des Voiles VT1

	ZONE	I (S-S)	II (RDC 1,2)	III (étage 3-6)	IV (étage 7-10)	
Caractéristique	L[m]	4	4	4	4	
	e[m]	0.2	0.2	0.2	0.2	
	B[m ²]	0.8	0.8	0.8	0.8	
	Hp[m]	0.35	0.35	0.35	0.35	
Sollicitations	NS[KN]	3518.57	3443.78	2703.07	1383.8	
	T[KN]	854.87	564.33	474.84	375.2	
	σ _{max} [KN/m ²]	7682.32	5600.08	3709.4	2660.23	
	σ _{min} [KN/m ²]	-8865.34	-6301.48	-4204.68	-3270.37	
	nature	SPC	SPC	SPC	SPC	
	Lc[m]	1.857	1.882	1.875	1.794	
	Lt[m]	2.143	2.118	2.125	2.206	
	d[m]	1.0715	1.0589	1.0626	1.1029	
	σ _l [KN/m ²]	-4432.7	-3150.7	-2102.3	-1635.2	
	N1[m]	-1424.87	-1000.93	-670.17	-541.02	
	N2[m]	474.96	333.64	223.39	180.34	
Ferrailage	AV1[cm ² /bande]	35.62	25.02	16.75	13.53	
	AV2[cm ² /bande]	11.87	8.34	5.58	4.51	
	A _{min} =max(0.2%B;Bft ₂₈ /400)	11.25	11.12	11.16	11.58	
	A _{vj} [cm ²]	32.91	21.73	18.28	14.45	
	A1=Av1+Avj/4 [cm² /bande]	43.85	30.45	21.32	17.14	
	A2=Av2+Avj/4 [cm² /bande]	20.10	13.77	10.16	8.12	
	Av1 adopté [cm ²]	44.22	33.88	24.86	24.86	
	Av2 adopté [cm ²]	21.56	15.82	15.82	15.82	
	Choix par bande 1	2 X 11HA16	2 X 11HA14	2 X 11HA12	2 X 11HA12	
	bande 2	2 X 7HA14	2 X 7HA12	2 X 7HA12	2 X 7HA12	
	Espacement	bande 1	10	10	10	10
		bande 2	15	15	15	15
	AH /nappe [cm ²]	16.445	12.425	12	12	
	AH adopté (cm ²)	16.94	12.43	12.43	12.43	
	choix de la section	11HA14	11HA12	11HA12	11HA12	
	Espacement st(cm)	20	20	20	20	
	Aremature transversales	4 épingles HA8 /m ²				
vérifications des contraintes	τ _b =5 MPA	1.662	1.097	0.923	0.730	
	τ _u =2,5 MPA	1.187	0.784	0.660	0.521	
	σ _{bc} =15 MPA	3.915	3.938	3.139	1.643	

➤ Ferrailage des Voiles VT2

	ZONE	I (S-S)	II (RDC 1,2)	III (étage 3-6)	IV (étage 7-10)	
Caractéristique	L[m]	1.6	1.6	1.6	1.6	
	e[m]	0.2	0.2	0.2	0.2	
	B[m ²]	0.32	0.32	0.32	0.32	
	Hp[m]	0.35	0.35	0.35	0.35	
Sollicitations	NS[KN]	871.95	654.62	822.37	370.39	
	T[KN]	191.01	150.83	179.32	164.56	
	σ_{max} [KN/m ²]	2488.33	1251.47	37.1	691.1	
	σ_{min} [KN/m ²]	-5999.36	-5600.45	-3206.21	-2086.35	
	nature	SPC	SPC	SPC	SPC	
	Lc[m]	0.469	0.292	0.018	0.398	
	Lt[m]	1.131	1.308	1.582	1.202	
	d[m]	0.5655	0.6539	0.7908	0.6009	
	σ_1 [KN/m ²]	-2999.7	625.735	18.55	345.55	
	N1[m]	-508.864	122.747	4.401	62.296	
	N2[m]	169.621	-40.916	-1.467	-20.765	
Ferrailage	AV1[cm ² /bande]	12.722	3.527	0.126	1.790	
	AV2[cm ² /bande]	4.241	1.023	0.037	0.519	
	Amin=max(0.2%B;Bft ₂₈ /400)	5.937	6.866	8.304	6.310	
	Avj [cm ²]	7.354	5.807	6.904	6.336	
	A1=Av1+Avj/4 [cm ² /bande]	14.560	4.979	1.852	3.374	
	A2=Av2+Avj/4 [cm ² /bande]	6.079	2.475	1.763	2.103	
	Av1 adopté [cm ²]	15.4	11.3	11.3	7.86	
	Av2 adopté [cm ²]	11.3	11.3	11.3	7.86	
	Choix par	bande 1	2 X 5HA14	2 X 5HA12	2 X 5HA12	2 X 5HA10
		bande 2	2 X 5HA12	2 X 5HA12	2 X 5HA12	2 X 5HA10
	Espacement	bande 1	10	13	15	12
		bande 2	10	13	1512	20
	AH /nappe [cm ²]	6.675	5.65	5.65	4.8	
	AH adopté (cm ²)	9.04	6.28	6.28	6.28	
	choix de la section	8HA12	8HA10	8HA10	8HA10	
	Espacement st(cm)	20	20	20	20	
	Armatures transversales		4 épingles HA8 /m ²			
vérifications des contraintes	$\tau_b = 5$ MPA	0.929	0.733	0.872	0.800	
	$\tau_u = 2,5$ MPA	0.663	0.524	0.623	0.571	
	$\sigma_{bc} = 15$ MPA	2.422	1.850	2.324	1.078	

VIII.1.Introduction :

La fondation est un élément de structure qui a pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par la superstructure.

Dans le cas le plus général un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- **Un effort normal** : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes ;
- **Une force horizontale** résultant de l'action de séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction ;
- **Un moment** qui peut s'exercer dans de différents plans.

On distingue deux types de fondation selon leurs modes d'exécution et selon la résistance aux sollicitations extérieures :

a) Fondations superficielles :

Elles sont utilisées dans le cas des sols ayant une grande capacité portante. Elles sont réalisées près de la surface. Les principaux types de ces dernières que l'on rencontre dans la pratique sont :

- Les semelles continues sous poteaux, sous murs ou sous voiles
- Les radiers.
- Les semelles isolées.

b) Fondations profondes :

Elles sont utilisées dans le cas de sols ayant une faible capacité portante ou dans les cas où le bon sol se trouve à une grande profondeur, les principaux types de fondations profondes sont :

- Les pieux.
- Les puits.

VIII.2. Le choix de type de fondation:

Le type de fondation est choisi essentiellement selon les critères suivants :

- La nature de l'ouvrage à fonder.
- La nature du terrain et sa résistance.
- La profondeur du bon sol.
- Le tassement du sol.

Le choix de la fondation doit satisfaire les critères suivant :

- Stabilité de l'ouvrage (rigidité).
- Facilité d'exécution (coffrage).
- Economie.

VIII.3. Pré-dimensionnement des semelles :

VIII.3.1. Semelle isolée :

On doit vérifier que: $\frac{N}{S} \leq \sigma_{sol}$

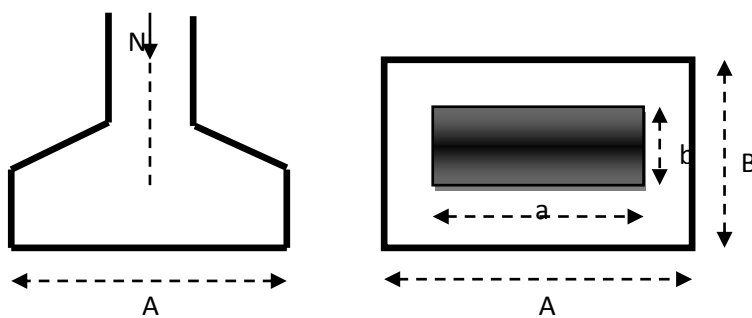


Figure VIII.1. Schéma d'une semelle isolée

Avec:

N : l'effort normal agissant sur la semelle à l'ELS

S : surface d'appui de la semelle.

σ_{sol} : Contrainte admissible du sol.

Exemple de calcul :

$$\left\{ \begin{array}{l} N_{Ser}=1691,45 \text{ KN} \\ \sigma_{sol} = 0,2 \text{ Mpa}=200 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right.$$

$$B \geq \sqrt{\frac{1691,45}{200}} = 2,90\text{m} \Rightarrow A = B = 3 \text{ m}$$

On a la section des semelles sous poteau totale est: $S=n \times B^2=35 \times 3^2=315 \text{ m}^2$

Avec: n: nombre des poteaux

La section totale à la base est : $S_t=16,00 \times 19,2 =307,20 \text{ m}^2$

Donc : $S_t=307,2 \text{ m}^2 > 50\% S_{bat}=79,83 \text{ m}^2$

Remarque :

On remarque que la surface occuper par les semelles sous poteaux dépasse **50%** de la surface totale du bâtiment, ce qui revient à dire que ce type de semelles ne convient pas à notre cas. Alors il faut opter pour des semelles filantes.

VII.3.2. Semelles filantes :**VII.3.2.1. Pré-dimensionnement des semelles filantes sous les voiles :**

Elles sont dimensionnées à l'ELS sous l'effort normal N, données par la condition la plus défavorable.

Avec : $N_s = G + Q$

La largeur B de la semelle est déterminée par la formule suivante :

$$\frac{N_s}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow \frac{G + Q}{BL} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow B \geq \frac{G + Q}{L \bar{\sigma}_{sol}}$$

Avec :

B : Largeur de la semelle

L : Longueur de la semelle sous voile

G : Charge permanent a la base du voile considéré

Q : Surcharge d'exploitation a la base du voile considéré

$\bar{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol.

❖ Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux ci-dessous :

a) Sens transversal:

Voiles	N_s	L(m)	B(m)	S=B x L (m ²)
VT ₁	1527,25	4	1,9	7,6
VT ₂	1390,82	4	1,74	6,96
VT ₃	993,71	1,6	3,10	4,96
				$\Sigma=19,52$

Tableau VIII.1 : Surface des semelles filantes sous voile (sens transversal)

c) Sens longitudinal :

Voiles	N_s	L(m)	B(m)	S=B x L (m ²)
VL ₁	894,77	1	4,47	4,47
VL ₂	1000,18	1	5,00	5,00
VL ₃	2168,53	3,2	3,39	10,85
VL ₄	2146,80	3,2	3,35	10,72
VL ₅	1211,33	2	3,03	6,06
VL ₆	993,71	2	2,48	4,96
				$\Sigma 42,06$

Tableau VIII.2 : Surface des semelles filantes sous voile (sens longitudinal).

La somme des surfaces des semelles sous voiles est :

$$S_v = \sum S_i = 19,52 + 42,06 = 61,58 \text{ m}^2$$

VIII.3.2.2. Pré-dimensionnement des semelles filantes sous poteaux :

a) Hypothèse de calcul :

Une semelle est infiniment rigide engendre une répartition linéaire de contrainte sur le sol. Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leur centre de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

b) Etape de calcul :

Détermination de la résultante des charges : $R = \sum N_i$

Avec:

R : réaction du sol donnée en fonction de la contrainte σ_{sol} .

$\sum N_i$: charges verticales totales à la base de la fondation (charges permanentes et d'exploitation).

- **Détermination de la Coordonnée de la résultante des forces : $e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R}$**

Avec:

e_i : position de N_i par rapport au centre de la file considérée

- **Détermination de la Distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle :**

$$\begin{cases} \text{si } e < \frac{L}{6} \rightarrow \text{Répartition trapézoïdale.} \\ \text{si } e > \frac{L}{6} \rightarrow \text{Répartition triangulaire} \end{cases}$$

$$\text{➤ } q_{\text{max}} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6e}{L}\right)$$

$$\text{➤ } q_{\text{min}} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6e}{L}\right)$$

$$\triangleright q_{(L/4)} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{3e}{L}\right)$$

- **Détermination de la largeur de la semelle :** $B \geq \frac{q(\frac{L}{4})}{\sigma_{sol}}$

Avec: L : distance entre nus des poteaux.

On fera le calcul sur le portique longitudinal (fil de poteaux le plus sollicité).

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Poteaux	N _S (KN)	M _{inf} (KN.m)	e _i (m)	N x e _i (KN.m)
1	1505,29	-0,213	0,04	60.2116
2	1521,52	-0,276	-0,12	-182.5824
3	2146,8	0,051	0,92	1975.056
4	948,21	2,205	1,57	1488.6897
5	1373,36	1,055	0,57	782.8152
	Σ=7495,18	Σ= 2,82		Σ=4124,19

Tableau VIII.3 :

Surface des semelles filantes sous poteaux.

- **Détermination de la coordonnée de la résultante des forces:**

$$e = \frac{\sum N_i e_i + \sum M_i}{R} = \frac{(4124,19) + (2,82)}{7495,18} = 0,55m$$

- **Détermination de la distribution par mètre linéaire de la semelle:**

On a : $e = 0,55 m < \frac{L}{6} = \frac{16}{6} = 2,67m \Rightarrow$ Répartition trapézoïdale

$$q_{min} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6e}{L}\right) = \frac{7495,18}{16} \times \left(1 - \frac{6 \times (0,55)}{16}\right) = 371,83 \text{ KN/ml}$$

$$q_{max} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6e}{L}\right) = \frac{7494,18}{16} \times \left(1 + \frac{6 \times (0,55)}{16}\right) = 565,066 \text{ KN/ml}$$

$$q_{(L/4)} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{3e}{L} \right) = \frac{7495,18}{16} \times \left(1 + \frac{3 \times (0,55)}{16} \right) = 516,76 \text{ KN/ml}$$

- **Détermination de la largeur de la semelle:**

$$B \geq \frac{q_{(L/4)}}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{516,76}{200} = 2,58 \text{ m}$$

- ✓ **Donc on opte pour $B = 3 \text{ m} \rightarrow S = B \times L = 3 \times 16 = 48 \text{ m}^2$**

Nous aurons la surface totale des semelles sous poteaux :

$$S_p = S_x n$$

n : Nombre de portique dans le sens considéré.

$$S_p = 48 \times 7 = 336 \text{ m}^2$$

La surface totale occupée par les semelles filantes est:

$$S_t = S_p + S_v = 336 + 61,58 = 397,58 \text{ m}^2$$

La surface totale de la structure : $S_{\text{bat}} = 307,2 \text{ m}^2$

$$\text{Donc : } S_t = 397,58 \text{ m}^2 > 50\% S_{\text{bat}} = 153,56 \text{ m}^2$$

Conclusion :

Les semelles présentent de grandes largeurs provoquant un chevauchement entre elles occupant ainsi une superficie supérieure à **50%** de la surface totale du bâtiment, pour cela nous opterons pour un radier général.

VIII.4:Etude du radier général :

Un radier est défini comme étant une fondation travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol diminuée du poids propre du radier.

Le radier est :

- Rigide en son plan horizontal

- Permet une meilleure répartition de la charge sur le sol de fondation (répartition linéaire)
- Facilité de coffrage
- Rapidité d'exécution

VII.4.1: Pré dimensionnement du radier :

a) Condition forfaitaire :

▪ Sous voiles:

Epaisseur du radier est:

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5} \rightarrow \frac{400}{8} \leq h \leq \frac{400}{5} \Rightarrow 50 \leq h \leq 80 \text{ cm}$$

✓ On prend: **h = 80cm**

▪ Dalle

La dalle du radier doit satisfaire la condition suivante :

$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20}$; avec un minimum de 25cm

$$h_d \geq \frac{400}{20} = 20 \text{ cm}$$

✓ On prend: **h_d = 30 cm**

▪ Nervure (poutre) :

Elle doit vérifier la condition suivante :

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{400}{10} = 40 \text{ cm} \rightarrow \text{Soit : } h_n = 80 \text{ cm}$$

$$0.4 h_n \leq b_n \leq 0.7 h_n \rightarrow 32 \leq b_n \leq 56 \text{ cm}$$

soit : **b_n = 55 cm**

b) Condition de vérification de la longueur élastique :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 EI}{K b}} \geq \frac{2}{\pi} L_{\max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie:

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e \Rightarrow C_e \text{ qui conduit à } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} L_{\max}\right)^4 \frac{3K}{E}}$$

Avec :

L_e : Longueur élastique

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface

$$K = \begin{cases} 5 \text{ MPa} \rightarrow \text{Très mauvais sol} \\ 40 \text{ MPa} \rightarrow \text{sol moyen} \\ 120 \text{ MPa} \rightarrow \text{Très bon sol} \end{cases}$$

Dans notre cas on a un sol moyen alors $K=40$ MPa

I : L'inertie de la section du radier (bonde de 1 m)

E : Module de déformation longitudinale déferée : $E = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.865 \text{ MPa}$

L_{\max} : Distance maximale entre nus des nervures.

$$\text{D'où } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times 4\right)^4 \frac{3 \times 40}{10818.865}} = 0.78 \text{ m}$$

✓ On prend: **$h=80$ cm**

Conclusion :

D'après les calculs précédents on adopte le dimensionnement suivant:

$h_t = 80 \text{ cm}$ (hauteur de la nervure)

$b_n = 55 \text{ cm}$ (largeur de la nervure)

$h_d = 30 \text{ cm}$ (hauteur de la dalle)

VII.4.2: Calcul de la surface du radier :

Charge permanente de la structure : **$G = 44338,03 \text{ KN}$**

Charge d'exploitation de la structure : **$Q = 6738,11 \text{ KN}$**

a) Combinaison d'actions :

■ A l'ELU :

$$N_U = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 44338,03 + 1.5 \times 6738,11 = \mathbf{69963,505KN}$$

■ A l'ELS :

$$N_S = G + Q = 44338,03 + 6738,11 = \mathbf{51076,14KN}$$

b) Détermination de la surface du radier :

■ A l'ELU :

$$S_{\text{radier}} \geq \frac{N_U}{1,33\sigma_{\text{sol}}} = \frac{69963,505}{1,33 \times 200} = \mathbf{263,02m^2}$$

■ A l'ELS :

$$S_{\text{radier}} \geq \frac{N_S}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{51076,14}{200} = \mathbf{255,38m^2}$$

D'où :

$$S_{\text{rad}} = \max(s_{\text{nec}}^{\text{ELU}}, s_{\text{nec}}^{\text{ELS}}) = \mathbf{263,02cm^2}$$

$$S_{\text{bat}} = \mathbf{307,20cm^2} > S_{\text{rad}} = \mathbf{263,02cm^2}$$

Remarque :

On remarque que la surface totale du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, dans ce cas on opte juste pour un débord minimal que nous imposent les règles du BAEL, et il sera calculé comme suit :

$$L_{\text{deb}} \geq \max\left(\frac{h}{2}; 30\text{cm}\right) = \max\left(\frac{80}{2}; 30\text{cm}\right) = \mathbf{40\text{cm}}$$

✓ Soit un débord de : $L_{\text{deb}} = \mathbf{80\text{ cm}}$

$$S_{\text{deb}} = (16 + 19,20) \times 2 \times 0,8 = \mathbf{56,32m^2}$$

$$S_{rad} = S_{bat} + S_{deb} = 307,2 + 56,32 = 363,52 \text{ m}^2$$

Donc : La surface totale du radier $S_{rad} = 363,52 \text{ m}^2$

VIII.4.3: Calcul des sollicitations :

a) Charges permanentes :

▪ Poids de radier :

G = Poids de la dalle + poids de la nervure + poids de (T.V.O) + poids de la dalle flottante

▪ Poids de la dalle :

$$P_{dalle} = S_{radier} \times h_d \times \rho_b$$

$$P_{dalle} = 363,52 \times 0,3 \times 25 = 2726,4 \text{ KN}$$

▪ Poids des nervures :

$$P_{nerv} = b_n \times h_n \times \rho_b \times \sum (L_x \cdot n + L_y \times m)$$

$$P_{nerv} = 0,55 \times 0,8 \times 25 \times (19,2 \times 7 + 16 \times 5) = 2358,4 \text{ KN}$$

▪ Poids de TVO :

$$P_{TVO} = (S_{rad} - S_{ner}) \cdot (h_n - h_d) \cdot \rho_{TVO}$$

$$S_{ner} = b_n \times \sum (L_x \cdot n + L_y \times m) = 0,55 \times 214,4 = 117,98 \text{ m}^2$$

$$P_{TVO} = (363,52 - 117,98) \times (0,8 - 0,3) \times 17 = 2087,09 \text{ KN}$$

▪ Poids de la dalle flottante

$$P_{dalleflottante} = (S_{rad} - S_{ner}) \cdot e_{pdalleflottante} \cdot \rho_b$$

$$P_{dalleflottante} = (363,52 - 117,98) \times 0,10 \times 25 = 613,85 \text{ KN}$$

$$G_{rad} = 2726,4 + 2358,4 + 2087,09 + 613,85 = 7785,74 \text{ KN}$$

Donc : Le poids totale du radier $G_{rad} = 7785,74 \text{ KN}$

b) Surcharges d'exploitations :

Surcharge de bâtiment : $Q = 6738,11 \text{ KN}$

Surcharge du radier : $Q = 4 \times 363,52 = 1454,08 \text{ KN}$

c) Poids total de la structure :

$$G_T = G_{bat} + G_{rad} = 44338,03 + 7785,74 = 52096,77 \text{ KN}$$

$$Q_T = Q_{bat} + Q_{rad} = 6738,11 + 1454,08 = 8192,19 \text{ KN}$$

d) Combinaison d'actions :

▪ A l'ELU :

$$N_U = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 \times 52096,77 + 1.5 \times 8192,19 = 82618,92 \text{ KN}$$

▪ A l'ELS :

$$N_S = G + Q = 52096,77 + 8192,19 = 60261,96 \text{ KN.}$$

VII.4.4 : Les Vérifications :a) Vérification à la contrainte de cisaillement (BAEL91 Art A.5.1.1) :

Nous devons vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

Avec : $b = 100 \text{ cm}$; $d = 0.9h_d = 0.9 \times 30 = 27 \text{ cm}$

$$T_U^{max} = \frac{q_u L_{max}}{2} = \frac{N_u b}{S_{rad}} \cdot \frac{L_{max}}{2} = \frac{82618,92 \times 1}{363,52} \times \frac{4}{2} = 454,55 \text{ KN}$$

$$\rightarrow \tau_u = \frac{454,55 \times 10^3}{1000 \times 270} = 1,68 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1,68 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

b) Vérification de la stabilité du radier :

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- Efforts normaux (N) dus aux charges verticales.
- Moment de renversement (M) du au séisme dans le sens considéré.

$$M = M_0 + T_0 \cdot h$$

Avec :

$M_{j(K=0)}$: Moment sismique à la base de la structure (tiré à partir du logiciel)

$T_{j(K=0)}$: Effort tranchant à la base de la structure (tiré à partir du logiciel)

h : Profondeur de l'infrastructure.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne : $\sigma_m = \frac{3.\sigma_1 + \sigma_2}{4}$

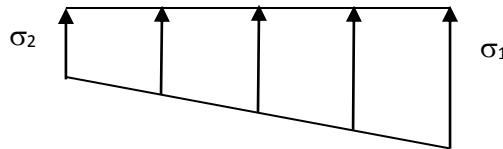


Figure VIII.2 : Diagramme des contraintes

On doit vérifier que :

▪ A l'ELU :

$$\sigma_m = \frac{3.\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1,33\sigma_{sol} \text{ (d'après le DTU 13.12/2,31)}$$

▪ A l'ELS :

$$\sigma_m = \frac{3.\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol} \text{ (d'après le DTU 13.12/2,31)}$$

Avec :
$$\begin{cases} \sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \cdot V \\ \sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

❖ Le centre de gravité du radier :

$$X_G = \frac{Lx}{2} = 9,6 \text{ m} ; Y_G = \frac{Ly}{2} = 8 \text{ m}$$

❖ Moment d'inertie du radier:

$$I_{xx} = \frac{bh^3}{12} = 19,2 \times 16^3 / 12 = 6553,6 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = \frac{b^3h}{12} = 19,2^3 \times 16 / 12 = 9437,184 \text{ m}^4$$

a) Sens longitudinal :■ **A l'ELU :**

$$M_{Ox}=48979,68; \quad T= 1993,88$$

$$M_x=48979,68+(1993,88 \times 0,8)=\mathbf{50574,78KN.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{82618,92}{363,52} + \frac{50574,78}{9437,184} \times 9,6 = \mathbf{278,72KN/m^2}$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{82618,92}{363,52} - \frac{50574,78}{9437,184} \times 9,6 = \mathbf{175,83KN/m^2}$$

$$\underline{D'o\grave{u}} : \sigma_m = \frac{3 \times 278,72 + 175,83}{4} = \mathbf{252,99KN/m^2}$$

$$\checkmark \quad \sigma_m = \mathbf{252,99 \frac{KN}{m^2}} < 1,33 \sigma_{sol} = \mathbf{266 KN / m^2} \rightarrow \text{Condition v\^erifi\^ee.}$$

■ **A l'ELS :**

$$M_x=48979,68+(1993,88 \times 0,8)=\mathbf{50574,78KN.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{xx}} \cdot V = \frac{60261,96}{363,52} + \frac{50574,78}{9437,184} \times 9,6 = \mathbf{217,22KN/m^2}$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{xx}} \cdot V = \frac{60261,96}{363,52} - \frac{50574,78}{9437,184} \times 9,6 = \mathbf{114,33 KN/m^2}$$

$$\underline{D'o\grave{u}} : \sigma_m = \frac{3 \times 217,22 + 114,33}{4} = \mathbf{194,49KN/m^2}$$

$$\checkmark \quad \sigma_m = \mathbf{194,49 \frac{KN}{m^2}} < \sigma_{sol} = \mathbf{200KN / m^2} \rightarrow \text{Condition v\^erifi\^ee.}$$

b) Sens transversal :

$$M_y=49559,89+1988,59 \times 0,8=51150,76KN.m$$

▪ **A l'ELU :**

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{82618,92}{363,52} + \frac{51150,76}{6553,6} \times 8 = \mathbf{289,71KN/m^2}$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{82618,92}{363,52} - \frac{51150,76}{6553,6} \times 8 = \mathbf{164,83KN/m^2}$$

$$\text{D'où : } \sigma_m = \frac{3 \times 289,71 + 164,83}{4} = \mathbf{258,49KN/m^2}$$

$$\sigma_m = \mathbf{258,49KN/m^2} < 1,33\sigma_{sol} = \mathbf{266KN/m^2} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

▪ **A l'ELS :**

$$M_Y = 49559,89 + 1988,59 \times 0,8 = 51150,76 \text{KN.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{60261,96}{363,52} + \frac{51150,76}{6553,6} \times 8 = \mathbf{228,21KN/m^2}$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{60261,96}{363,52} - \frac{51150,76}{6553,6} \times 8 = \mathbf{103,33KN/m^2}$$

$$\text{D'où : } \sigma_m = \frac{3 \times 228,21 + 103,33}{4} = \mathbf{196,99KN/m^2}$$

$$\sigma_m = \mathbf{196,99KN/m^2} < \sigma_{sol} = \mathbf{200KN/m^2} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

c) **Vérification de l'effort de sous pression :**

Cette vérification justifie le non soulèvement de la structure sous l'effet de la pression hydrostatique.

$$P > P' \quad \text{Avec : } P' = \alpha \times \gamma_w \times S_{radier} \times z$$

$\left\{ \begin{array}{l} P : \text{ Poids total du bâtiment à la base du radier.} \\ \alpha = 1,5 : \text{ Coefficient de sécurité vis à vis du soulèvement.} \\ \gamma_w : \text{ Poids volumique de l'eau } (\gamma_w = 10 \text{ NK/m}^3). \\ z : \text{ profondeur de l'infrastructure (h= 0,8m).} \end{array} \right.$

AN:

$$P' = 1,5 \times 10 \times 363,52 \times 0,8 = 4362,24 \text{ KN.}$$

$$p = (G_{superstructure} + G_{infrastructure}) = 52096,77 \text{ KN}$$

$$P = 52096,77 \text{ KN} > P' = 4362,24 \text{ KN} \rightarrow \text{Condition est vérifiée.}$$

✓ Pas de risque de soulèvement de la structure.

d) Vérification au poinçonnement (Art. A.5.2.42 BAEL91modifiées 99):

Aucun calcul n'est exigé si la condition suivante est satisfaite : $\leq N'_u$

$$N'_u = \frac{0,045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

N_u : Charge de calcul à l'ELU pour le poteau ou le voile le plus sollicité.

μ_c : Périmètre du contour cisailé sur le plan du feuillet moyen du radier.

a : Epaisseur du voile ou du poteau.

b : Largeur du poteau ou du voile (une bonde de 1 m).

h : Épaisseur totale du radier.

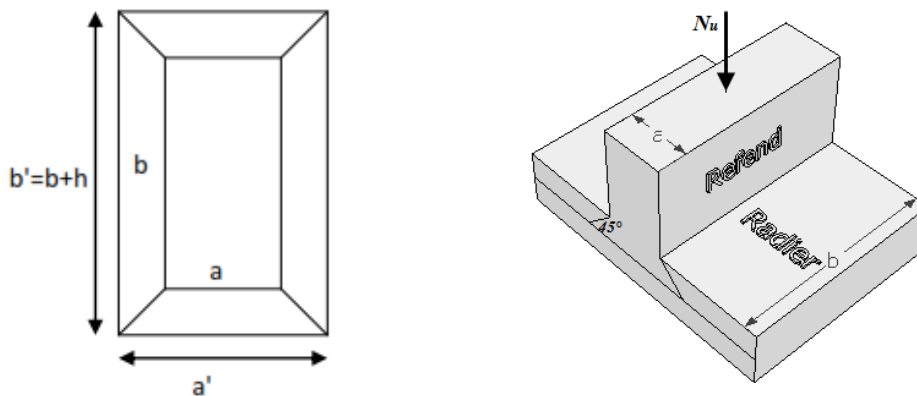


Figure .VIII.3 : Périmètre utile des voiles et des poteaux.

❖ **Calcul du périmètre utile :**

1. Poteaux :

$$\mu_c = 2 \times (a' + b' + 2h) = 2 \times (0,50 + 0,50 + 2 \times 0,8) = 10 \text{ m}^3.$$

$$N'_u = \frac{0,045 \times 10 \times 0,8 \times 25 \times 10^3}{1,5} = 6000 \text{ KN}.$$

$$N_u = 2329,48 \text{ KN} < N'_u = 6000 \text{ KN} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

2. Voiles :

$$\mu_c = 2 \times (a' + b' + 2h) = 2 \times (0,20 + 4 + 2 \times 0,8) = 11,6 \text{ m}^3.$$

$$N'_u = \frac{0,045 \times 11,6 \times 0,8 \times 25 \times 10^3}{1,5} = 6960 \text{ KN}.$$

$$N_u = 4801,44 \text{ KN} < N'_u = 6960 \text{ KN} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

e) Vérification de la stabilité au renversement :(Art A.10.1.5 RPA99/Version 2003) :

Quel que soit le type de fondations (superficielles ou profondes), on doit vérifier que l'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de fondation résistant au

renversement : $(e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4})$

$$e_x = \frac{M_x}{N_s} = \frac{50574,78}{60261,96} = 0,84 \text{ m} < \frac{19,20}{4} = 4,80 \text{ m} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$e_y = \frac{M_y}{N_s} = \frac{51150,9-}{60261,96} = 0,85 \text{ m} < \frac{16}{4} = 4 \text{ m} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

VIII.4.5: Ferrailage du radier :**VIII.4.5.1 : Ferrailage de la dalle :**

Le ferrailage d'un radier est particulier, les aciers tendus se situent en partie haute de la dalle du radier qui sera étudiée comme un plancher renversé soumis à une charge uniformément répartie prenant appuis sur les voiles et les poteaux.

Pour le calcul du ferrailage du radier, on utilise les méthodes exposées dans le **BAEL91**

❖ Ferrailage des panneaux encastrés sur 4 cotés :

✓ On distingue deux cas :

1^{er} Cas: Si $\alpha < 0,4 \implies$ La flexion longitudinale est négligeable

$$M_{0x} = q_u \frac{l_x^2}{8}; \quad M_{0y} = 0$$

2^{eme} Cas : Si $0,4 < \alpha \leq 1 \implies$ Les deux flexions interviennent, les moments développés au centre de la dalle dans les deux bandes de largeur d'unité valent :

- Dans le sens de la petite portée L_x : $M_{0x} = q_u \cdot \mu_x \cdot l_x^2$
- Dans le sens de la grande portée L_y : $M_{0y} = \mu_y M_{0x}$

Les coefficients μ_x, μ_y sont donnés par les tables de PIGEAUD.

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \text{ Avec } (L_x < L_y)$$

Remarque :

Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins ; et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, on adopte la même section d'armature, en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

❖ **Identification du panneau le plus sollicité :**

$$L_x = 3,20 \text{ m} ; L_y = 4$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3,20}{4} = 0,80$$

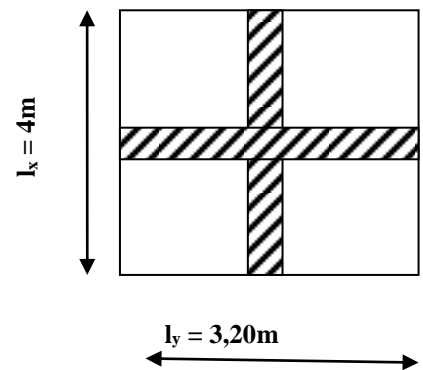


Figure VIII.4 : Le panneau le plus sollicité.

$0,4 < \rho = 0,80 < 1 \rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens

Pour le calcul du ferrailage, on soustrait de la contrainte maximale σ_m^{max} , la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

Avec :

- A l'ELU : $\sigma_m^{max} = \max(\sigma_u^1; \sigma_u^2) = \max(252,99 ; 258,49) = 258,49 \text{ KN/m}^2$

Tapez une équation ici.

- A l'ELS : $\sigma_m^{max} = \max(\sigma_s^1; \sigma_s^2) = \max(194,49 ; 196,99) = 196,99 \text{ KN/m}^2$

D'où :

- A l'ELU : $q_u = \sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = \left(258,49 - \frac{7785,74}{363,52}\right) \times 1\text{m} = 237,07 \text{ KN/ml}$

- A l'ELS : $q_s = \sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = \left(196,99 - \frac{7785,94}{363,52}\right) \times 1\text{m} = 175,57 \text{ KN/ml}$

❖ Calcul à l'ELU :

- Moments fléchissant :

Suivant la petite portée: $M_{0x} = \mu_x q_u l_x^2$

Suivant la grande portée: $M_{0y} = \mu_y M_x$

Avec: μ_x et μ_y : coefficient données en fonction du rapport ρ et du coefficient du Poisson ν
 $\rho = 0,92$ et $\nu = 0$

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0,0565 \\ \mu_y = 0,595 \end{array} \right.$$

AN:

$$M_{0x} = \mu_x q_u l_x^2 = 0,0565 \times 237,07 \times 3,2^2 = 137,15 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y M_{0x} = 0,595 \times 137,15 = 81,60 \text{ KN.m}$$

Remarque :

Afin de tenir compte du semi encastrement de cette dalle au niveau des nervures, les moments calculés seront minorés en leur affectant un coefficient de 0.5 aux appuis et 0.75 en travée.

- Moments en travées :

$$M_{tx} = 0.75 M_{0x} = 0.75 \times 137,15 = 102,86 \text{ KN}$$

$$M_{ty} = 0.75 M_{0y} = 0.75 \times 81,60 = 61,20 \text{ KN.m}$$

▪ **Moments aux appuis :**

$$M_{ax} = -0.5 M_{0x} = -0.5 \times 137,15 = -68,57 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = -0.5 M_{0y} = -0.5 \times 104,46 = -52,23 \text{ KN.m}$$

❖ **Ferraillage :**

Le ferraillage se fera en flexion simple pour une bande de 1 ml

Avec: $b = 100 \text{ cm}$; $h = 30 \text{ cm}$; $d=27 \text{ cm}$

Sens	Zone	M_u (KN.m)	μ_u	β	Section	A (cm ²)	A _{adoptée} (cm ²)	s _t (cm)
Xx	Appuis	68,57	0,066	0,966	SSA	7,55	6HA14 =9,23	15
	Travée	102,86	0,09	0,953	SSA	11,47	6HA16 =12,06	15
Yy	Appuis	52,23	0,024	0,988	SSA	5,63	6HA12 = 6,78	15
	Travée	78,34	0,07	0,964	SSA	8,67	6HA14 = 9,23	15

Tableau VIII.4 : Ferraillage du radier.

Remarque :

Les armatures en travée constituent le lit supérieur, et les armatures en appuis le lit inférieur.

❖ **Vérification à L'ELU :**

a) **condition de non fragilité (Art B.7.4 BAEL.91/ modifié 99) :**

$$\omega_x = \frac{A_{min}^x}{bh} \geq \omega_0 \frac{3 - \frac{L_x}{L_y}}{2} \Rightarrow A_{min}^x \geq \omega_0 \frac{3 - \rho}{2} bh$$

Avec ω_0 : pourcentage de référence qui dépend de la nuance des aciers, de leurs diamètre et de la résistance à la compression du béton .

Donc: $\omega_0 = 0.0008$ pour fe 400

$$A_{min}^x \geq 0.0008 \frac{3 - 0,80}{2} \times 100 \times 30 = 2,64 \text{ cm}^2$$

Sens	Zone	A(cm ²)	A _{min} (cm ²)	Observation
Xx	Appuis	9,23	2,64	Condition vérifiée
	Travée	12,06		Condition vérifiée
Yy	Appuis	6,78		Condition vérifiée
	Travée	9,23		Condition vérifiée

Tableau VIII.5 : Vérification de la condition de non fragilité.

b) Vérification des espacements (Art A8.2, 42 BAEL91/modifié 99) :

L'écartement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs ci-dessous, dans lesquels h désigne l'épaisseur totale de la dalle.

✓ **Dans le sens xx :**

$$S_t \leq \min \{3h; 33\text{cm}\} = \min \{3 \times 30; 33\text{cm}\} = 33\text{cm}$$

S_t = 15cm < 33cm → Condition vérifiée.

✓ **Dans le sens yy :**

$$S_t \leq \min \{4h; 45\text{cm}\} = \min \{4 \times 30; 45\text{cm}\} = 45\text{cm}$$

S_t = 15 cm < 45cm → Condition vérifiée.

c) Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_u^{max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec : $p = q_{um} l_x l_y = 237,07 \times 3,2 \times 4 = 3034,50 \text{ KN/m}^2$

✓ **Sens x-x** : $V_u = \frac{P}{3 l_y} = \frac{3034,50}{3 \times 4} = 252,87 \text{ KN}$

✓ **Sens y-y** : $V_u = \frac{P}{2 l_y + l_x} = \frac{3034,50}{2 \times 4 + 3,2} = 270,94 \text{ KN}$

AN:

$$\tau_u = \frac{270,94 \times 10^{-3}}{1 \times 0,27} = 1,00 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min \left\{ 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} = 3,33 \text{ MPa}$$

✓ **$\tau_u = 1,00 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \rightarrow$ Condition vérifiée.**

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

❖ **Calcul à l'E.L.S :**

$$\text{On a : } \rho = 0,80 \text{ et } \nu = 0,2 \quad \mu_x = \begin{cases} 0,0632 \\ \mu_y = 0,710 \end{cases}$$

▪ **Moments fléchissant :**

$$M_{0x} = \mu_x q_s l_x^2 = 0,0632 \times 175,57 \times 3,2^2 = \mathbf{113,62 \text{ KN.m}}$$

$$M_{0y} = \mu_y M_x = 0,710 \times 106,26 = \mathbf{80,67 \text{ KN.m}}$$

▪ **Moments en travées :**

$$M_{tx} = 0,75 M_{0x} = 0,75 \times 113,62 = \mathbf{85,22 \text{ KN.m}}$$

$$M_{ty} = 0,75 M_{0y} = 0,75 \times 80,67 = \mathbf{60,50 \text{ KN.m}}$$

▪ **Moments aux appuis :**

$$M_{ax} = -0,5 M_{0x} = -0,5 \times 113,62 = \mathbf{-56,81 \text{ KN.m}}$$

$$M_{ay} = -0,5 M_{0y} = -0,5 \times 80,67 = \mathbf{-40,33 \text{ KN.m}}$$

❖ **Vérification à l'ELS :**

a) **Vérification des contraintes :**

▪ **Dans le béton :**

On doit vérifier que : $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = \mathbf{15 \text{ MPa}}$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta \cdot d \cdot A_{st}} \rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} \sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

Exemple de calcul :

▪ Sens x-x :

Aux appuis : $A_s = 9,23 \text{ cm}^2$ (section adoptée)

$$\rho = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 9,23}{100 \times 27} = 0,34 \quad \longrightarrow \quad \left\{ \begin{array}{l} \beta = 0,909 \\ K_1 = 39,95 \end{array} \right. \longrightarrow K = 0,025$$

$$\sigma_s = \frac{M_{st}^{ser}}{\beta_1 \times d \times A_{st}}$$

$$\sigma_s = \frac{56,81 \times 10^3}{0,909 \times 27 \times 9,23} = 250,78 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_s = 6,27 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \iff \text{Condition vérifiée.}$$

Les résultats du calcul sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Sens	Zone	A_s (cm^2)	M_s	ρ_1	β_1	K_1	σ_{st}	$\bar{\sigma}_{st}$	σ_b	$\bar{\sigma}_b$	Obs
X-X	Appuis	9,23	56,81	0,34	0,909	39,95	250,78	348	6,27	15	Cv
	Travée	12,06	85,22	0,44	0,898	34,02	281,44	348	8,27	15	Cv
Y-Y	Appuis	6,78	40,33	0,25	0,920	47,50	239,47	348	5,04	15	Cv
	Travée	9,23	60,50	0,34	0,909	39,95	267,07	348	5,85	15	Cv

Tableau VIII.6 : Vérification des contraintes à l'ELS

Remarque :

Pour faciliter les travaux de ferrailage, et pour des raisons économiques, il faut adopter un même ferrailage pour tous les panneaux.

VIII.4.5.2: Ferrailage du débord:

Le débord est assimilé à une console soumise à une charge uniformément répartie. Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur.

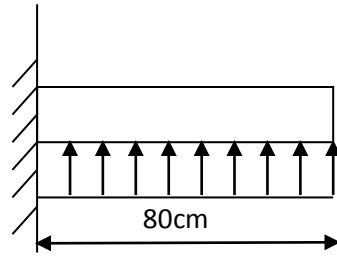


Figure VIII.5: Schéma statique du débord.

❖ **Sollicitation de calcul :**

▪ **A l'ELU :**

$$P_u = q_u = 237,07 \text{ KN/ml}$$

$$M_u = \frac{-P_u l^2}{2} = \frac{-237,07 \times 0,8^2}{2} = -75,86 \text{ KN.m}$$

▪ **A l'ELS :**

$$P_s = q_s = 175,57 \text{ KN/ml}$$

$$M_s = \frac{-P_s l^2}{2} = \frac{-175,57 \times 0,8^2}{2} = -56,18 \text{ KN.m}$$

❖ **Calcul des armatures principales :**

$$b = 1 \text{ m}; d = 27 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{75,86 \times 10^6}{1000 \times 270^2 \times 14,2} = 0,073 < 0,392 \rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0,073 \rightarrow \beta = 0,962$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{75,86 \times 10^6}{0,962 \times 270 \times 348} = 8,39 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_a = 6\text{HA}14 = 9,23 \text{ cm}^2$ avec : $S_t = 15 \text{ cm}$

❖ **Vérification à l'ELU :**

$$A_{min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 27 \times 2,1}{400} = 3,26 \text{ cm}^2$$

$A_a = 9,23 \text{ cm}^2 > A_{min} = 3,26 \text{ cm}^2 \rightarrow$ Condition vérifiée.

❖ Calcul des armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{9,23}{4} = 2,31 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_r = 3\text{HA}10 = 2,35 \text{ cm}^2$ avec : $S_t = 25 \text{ cm}$

❖ Vérification à l'ELS :

a) Vérification de la contrainte dans les aciers :

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} = K \sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 9,23}{100 \times 27} = 0,34$$

$$\rho_1 = 0,34 \rightarrow \beta_1 = 0,909 \rightarrow \alpha_1 = 0,273$$

$$K = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)} = \frac{0,273}{15(1 - 0,273)} = 0,025 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta \cdot d \cdot A_{st}} = \frac{56,18 \times 10^{-3}}{0,909 \times 0,27 \times 9,23 \times 10^{-4}} = 248 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} = 0,025 \times 248 = 6,2 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

b) Vérification de la contrainte dans les aciers :

$\sigma_{st} = 248 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \rightarrow$ Condition vérifiée.

VIII.4.5.3 : Ferrailage des nervures :

Afin d'éviter tout risque de soulèvement du radier (vers le haut), celui-ci est sera muni de nervures (raidisseurs) dans les deux sens.

Pour le calcul des sollicitations, la nervure sera assimilée à une poutre continue sur plusieurs appuis et les charges revenant à chaque nervure seront déterminées en fonction du mode de transmission des charges (triangulaires ou trapézoïdales) vers celle-ci.

a) Chargement simplifié admis :

Les nervures seront considérées comme des poutres doublement encastées à leurs extrémités.

Afin de ramener les charges appliquées sur les nervures à des charges uniformément réparties on doit calculer le chargement simplifié et cela consiste à trouver la largeur de la dalle correspondante à un diagramme rectangulaire qui donnerait le même moment (largeur l_m) et le même effort tranchant (largeur l_t) que le diagramme trapézoïdal/triangulaire.

Pour la détermination des efforts, on utilise le logiciel ETABS.

Remarque :

Les réactions du sol sont transmises aux nervures sous forme de charge triangulaire et trapézoïdale.

❖ Cas de chargement trapézoïdal :

- Moment fléchissant : $l_m = l_x \left(0.5 - \frac{l^2}{6} \right)$
- Effort tranchant : $l_t = l_x \left(0.5 - \frac{l^2}{4} \right)$

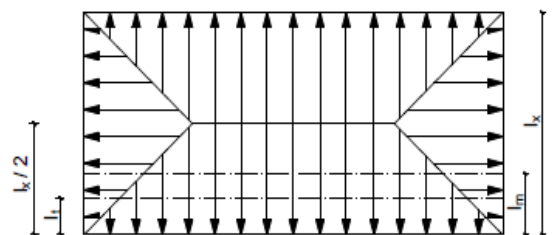


Figure VIII.6: Répartition trapézoïdale

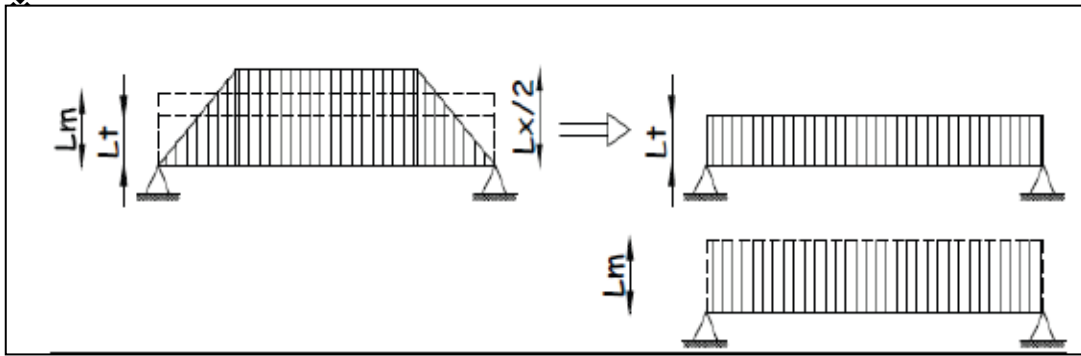
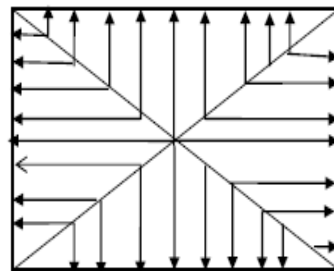
❖ Le Chargement simplifié :

Figure VIII.7: Présentation du chargement simplifié

❖ Cas de chargement triangulaire :

Moment fléchissant : $l_m = 0.333xl_x$

Effort tranchant : $l_t = 0.25xl_x$



Figures VIII.8: Répartition triangulaire.

- Pour les moments fléchissant :

$$Q_U = q_u l_m$$

$$Q_S = q_s l_m$$

- Pour les efforts tranchant :

$$Q_U = q_u l_t$$

$$Q_S = q_s l_m$$

Remarque :

Pour calculer ces poutres, on va choisir la file la plus sollicitée dans les deux sens.

• Sens longitudinal :

										Moment fléchissant				Effort tranchant			
travée	Pan	Lx	Ly	ρ	Charge	lm	lt	Qu	qs	Qum	somme Qum	Qsm	somme Qsm	Qut	somme Qut	Qst	somme Qst
a-b	1	3.2	4	0.8	Trapezoidale	1.2586667	1.088	257.06	193.06	323.55285		242.99819		279.68128		210.04928	
	2	3.2	4	0.8	Trapezoidale	1.2586667	1.088	257.06	193.06	323.55285	647.10571	242.99819	485.99637	279.68128	559.36256	210.04928	420.09856
b-c	1	3.2	4	0.8	Trapezoidale	1.2586667	1.088	257.06	193.06	323.55285		242.99819		279.68128		210.04928	
	2	3.2	4	0.8	Trapezoidale	1.2586667	1.088	257.06	193.06	323.55285	647.10571	242.99819	485.99637	279.68128	559.36256	210.04928	420.09856
C-D	1	3.2	4	0.8	Trapezoidale	1.2586667	1.088	257.06	193.06	323.55285		242.99819		279.68128		210.04928	
	2	3.2	4	0.8	ltriangulaire	1.2586667	1.088	257.06	193.06	323.55285	647.10571	242.99819	485.99637	279.68128	559.36256	210.04928	420.09856
D-E	1	3.2	4	0.8	Trapezoidale	1.2586667	1.088	257.06	193.06	323.55285		242.99819		279.68128		210.04928	
	2	3.2	4	0.8	Trapezoidale	1.2586667	1.088	257.06	193.06	323.55285	647.10571	242.99819	485.99637	279.68128	559.36256	210.04928	420.09856
E-F	1	3.2	4	0.8	Trapezoidale	1.2586667	1.088	257.06	193.06	323.55285		242.99819		279.68128		210.04928	
	2	3.2	4	0.8	ltriangulaire	1.2586667	1.088	257.06	193.06	323.55285	647.10571	242.99819	485.99637	279.68128	559.36256	210.04928	420.09856
F-G	1	3.2	4	0.8	Trapezoidale	1.2586667	1.088	257.06	193.06	323.55285		242.99819		279.68128		210.04928	
	2	3.2	4	0.8	Trapezoidale	1.2586667	1.088	257.06	193.06	323.55285	647.10571	242.99819	485.99637	279.68128	559.36256	210.04928	420.09856

Tableau VIII.7 : charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens longitudinal)

- Sens transversal :

										Moment fléchissant			Effort tranchant				
travée	Pan	Lx	Ly	ρ	Charge	lm	lt	Qu	qs	Qum	somme Qum	Qsm	somme Qsm	Qut	somme Qut	Qst	somme Qst
a-b	1	3.2	4	0.8	Trapezoidale	1.2586667	1.088	257.06	193.06	323.55285		242.99819		279.68128		210.04928	
	2	3.2	4	0.8	Trapezoidale	1.2586667	1.088	257.06	193.06	323.55285	647.10571	242.99819	485.99637	279.68128	559.36256	210.04928	420.09856
b-c	1	3.2	4	0.8	Trapezoidale	1.2586667	1.088	257.06	193.06	323.55285		242.99819		279.68128		210.04928	
	2	3.2	4	0.8	Trapezoidale	1.2586667	1.088	257.06	193.06	323.55285	647.10571	242.99819	485.99637	279.68128	559.36256	210.04928	420.09856
C-D	1	3.2	4	0.8	Trapezoidale	1.2586667	1.088	257.06	193.06	323.55285		242.99819		279.68128		210.04928	
	2	3.2	4	0.8	ltriangulaire	1.2586667	1.088	257.06	193.06	323.55285	647.10571	242.99819	485.99637	279.68128	559.36256	210.04928	420.09856
D-E	1	3.2	4	0.8	Trapezoidale	1.2586667	1.088	257.06	193.06	323.55285		242.99819		279.68128		210.04928	
	2	3.2	4	0.8	Trapezoidale	1.2586667	1.088	257.06	193.06	323.55285	647.10571	242.99819	485.99637	279.68128	559.36256	210.04928	420.09856

Tableau VIII.8 : charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens transversal).

b). Les diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchants :

➤ Sens longitudinal :

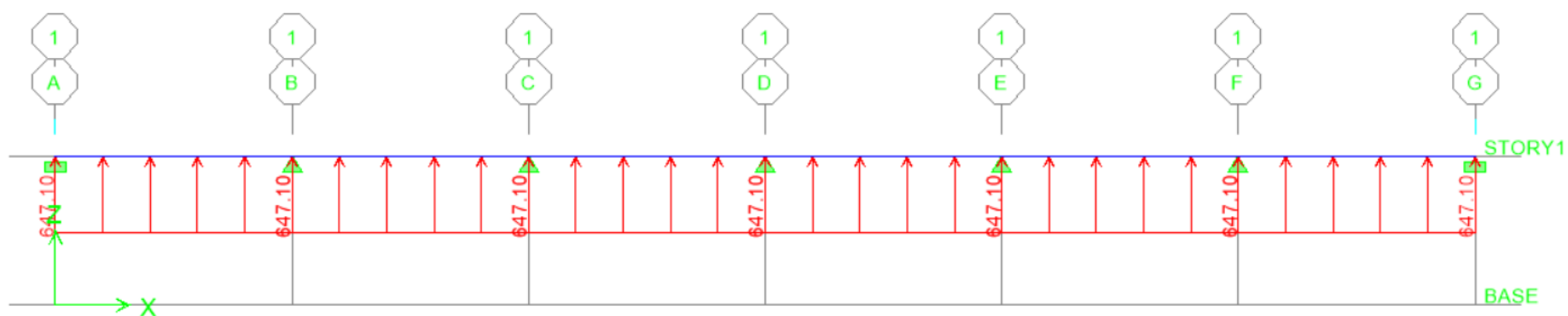


Figure VIII.8: Schéma statique de la nervure ELU (sens longitudinal).

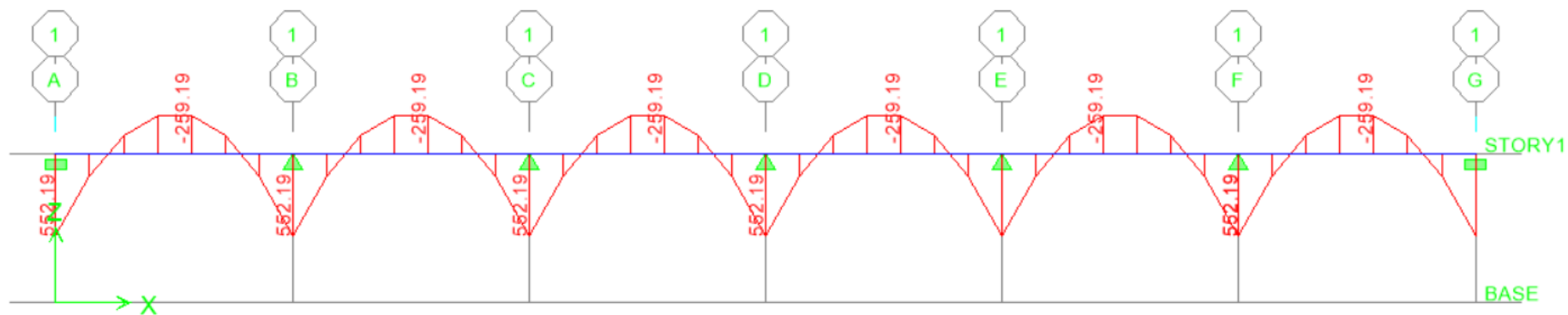


Figure VIII.9: Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.

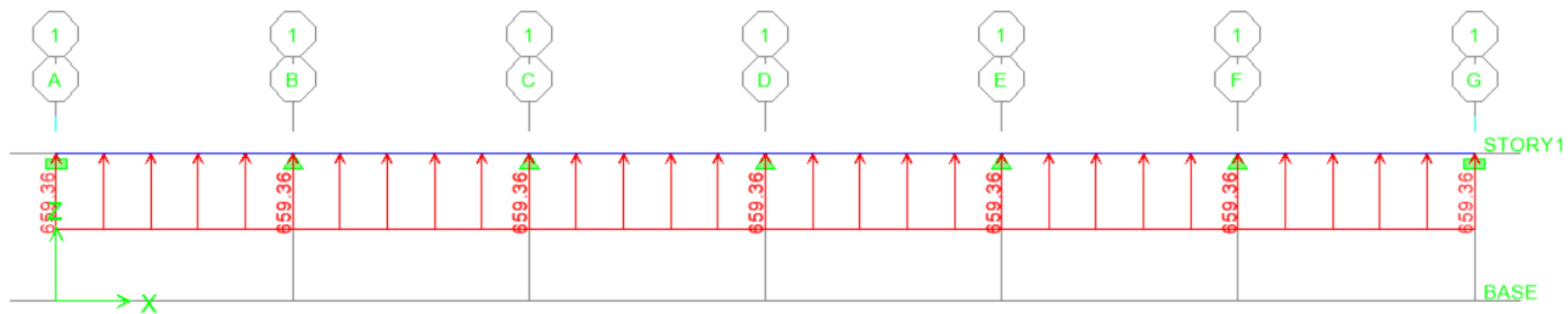


Figure VIII.10: Schéma statique de la nervure ELU (sens longitudinal).

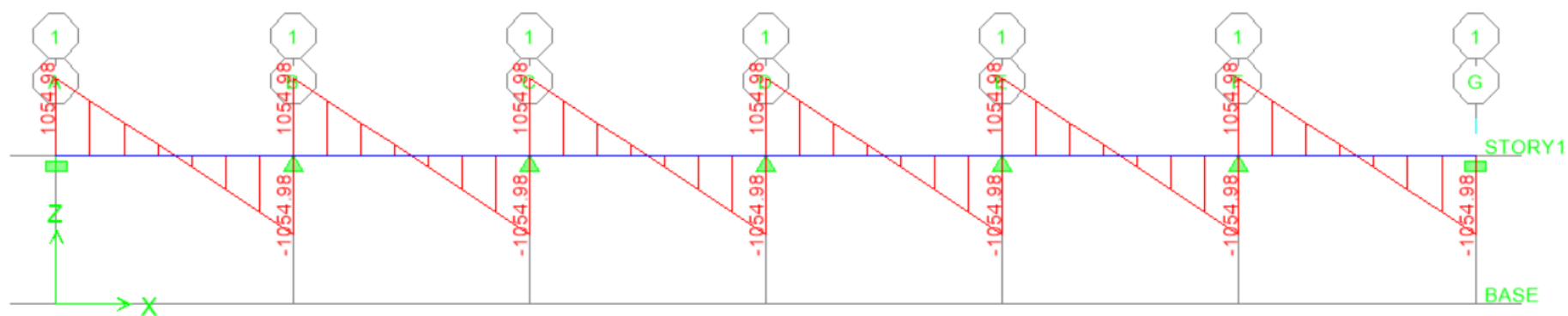


Figure VIII.11: Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.

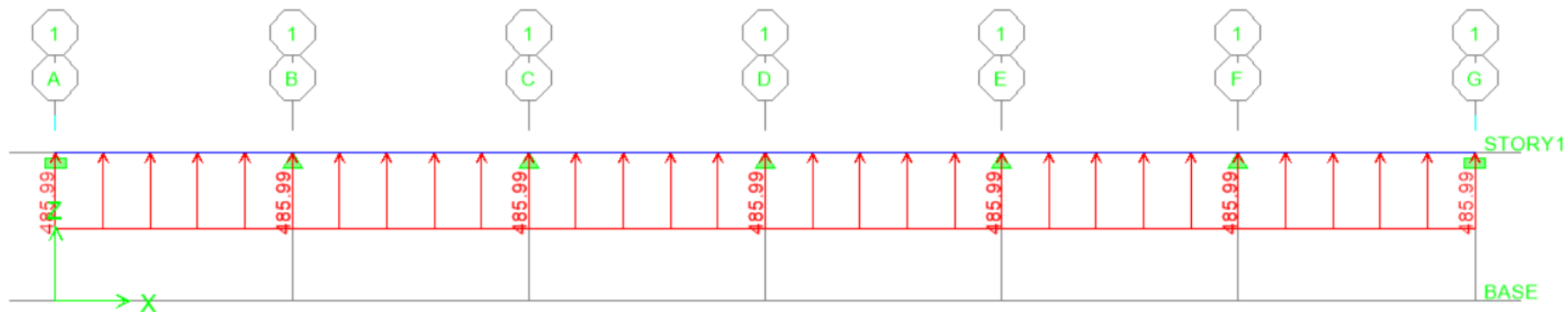


Figure VIII.12: Schéma statique de la nervure ELS (sens longitudinal).

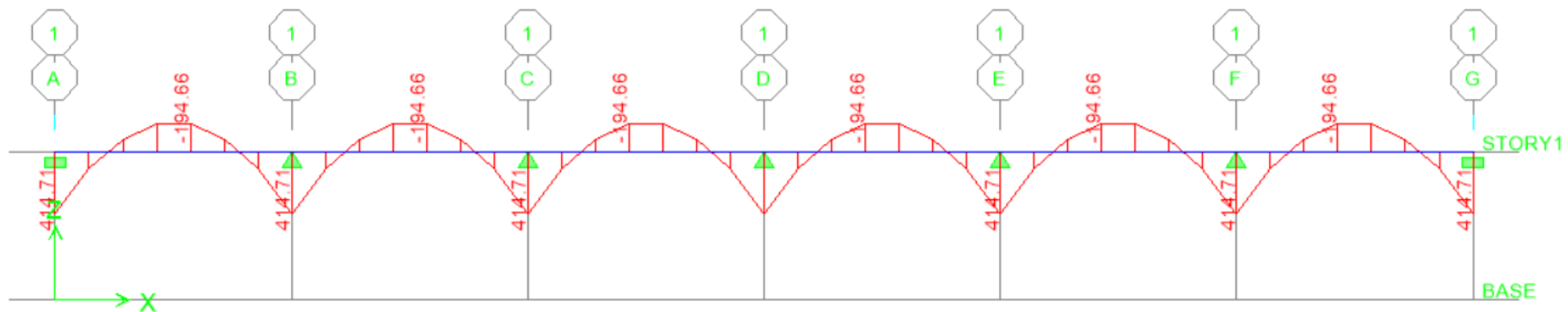


Figure VIII.13: Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.

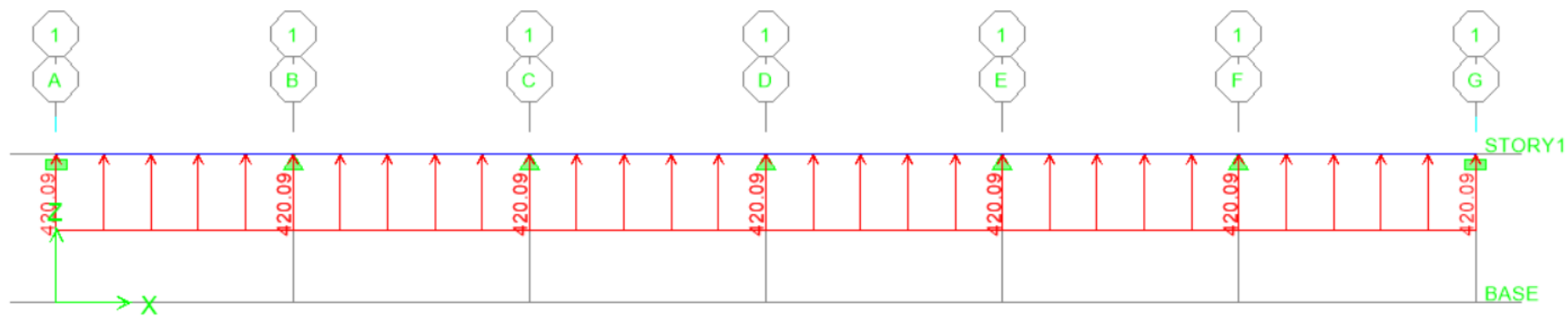


Figure VIII.14: Schéma statique de la nervure ELS (sens longitudinal).

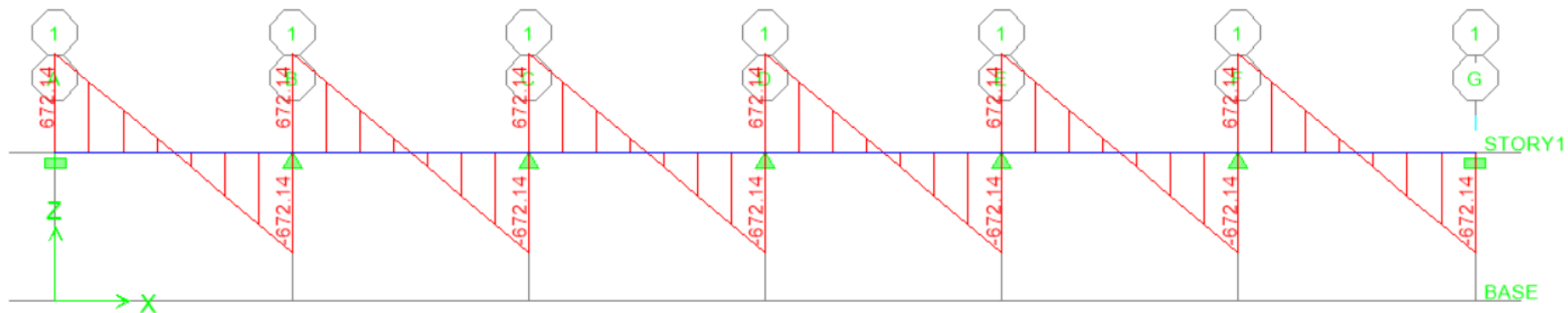


Figure VIII.15: Diagramme des efforts tranchants à l'ELS.

➤ Sens transversal :

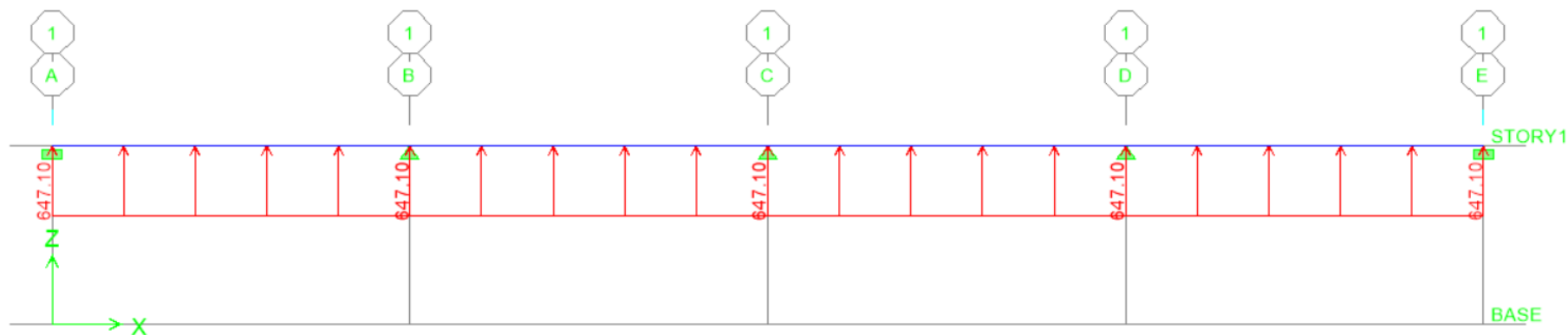


Figure VIII.16: Schéma statique de la nervure ELU (sens transversal).

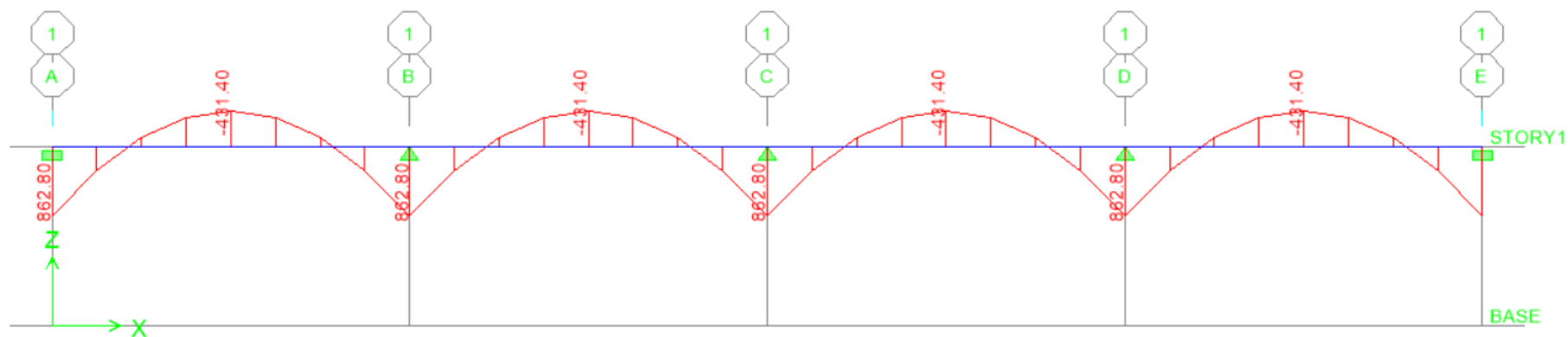


Figure VIII.17: Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.

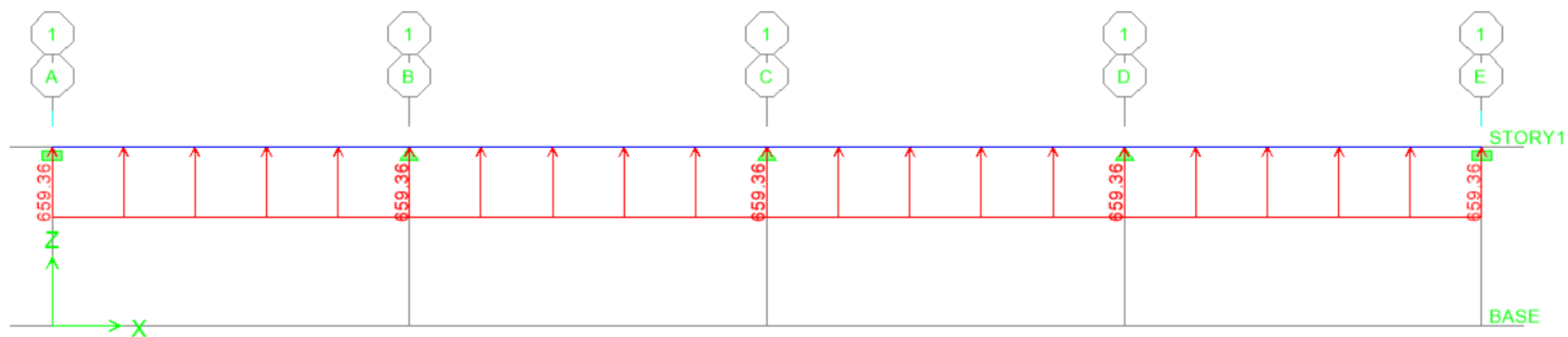


Figure VIII.18: Schéma statique de la nervure ELU (sens transversal).

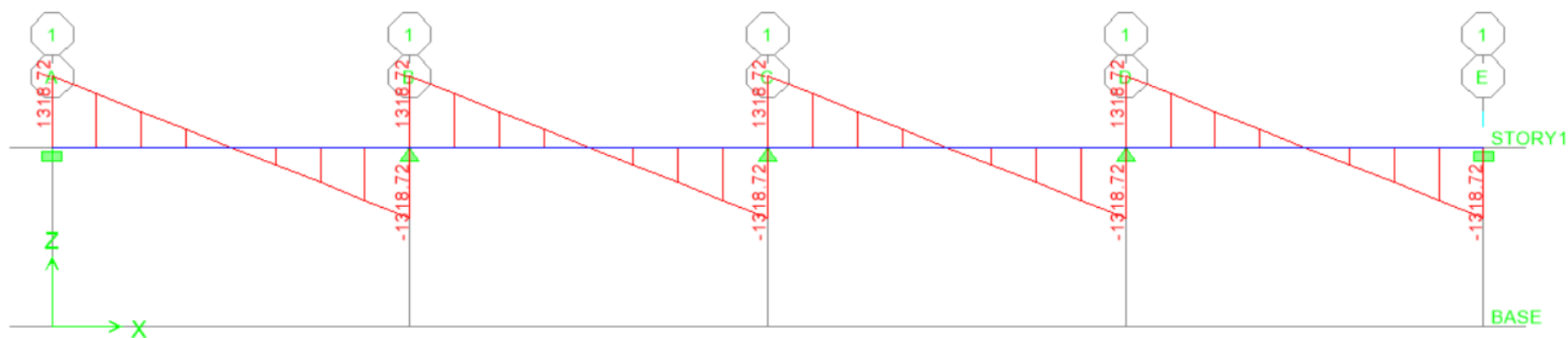


Figure VIII.19: Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.

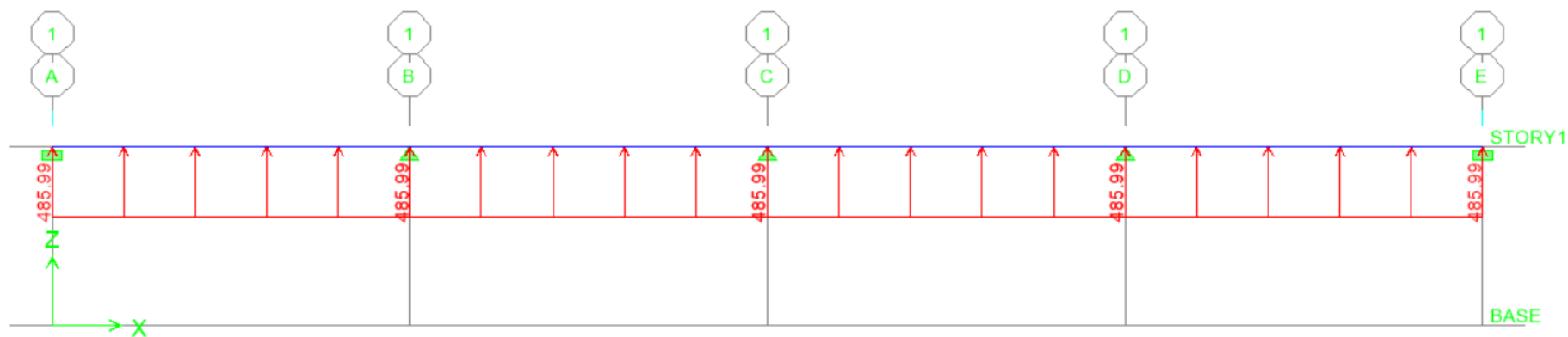


Figure VIII.20: Schéma statique de la nervure ELS (sens transversal).

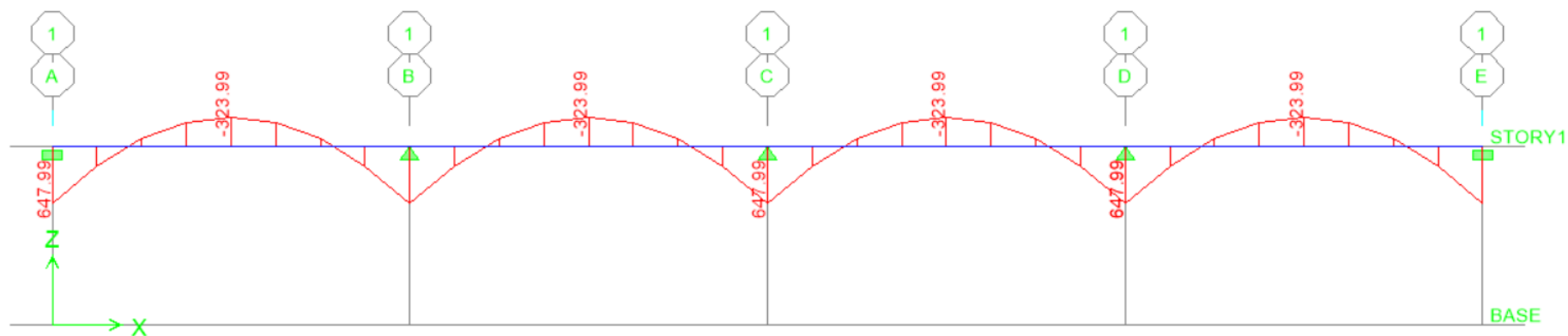


Figure VIII.21: Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.

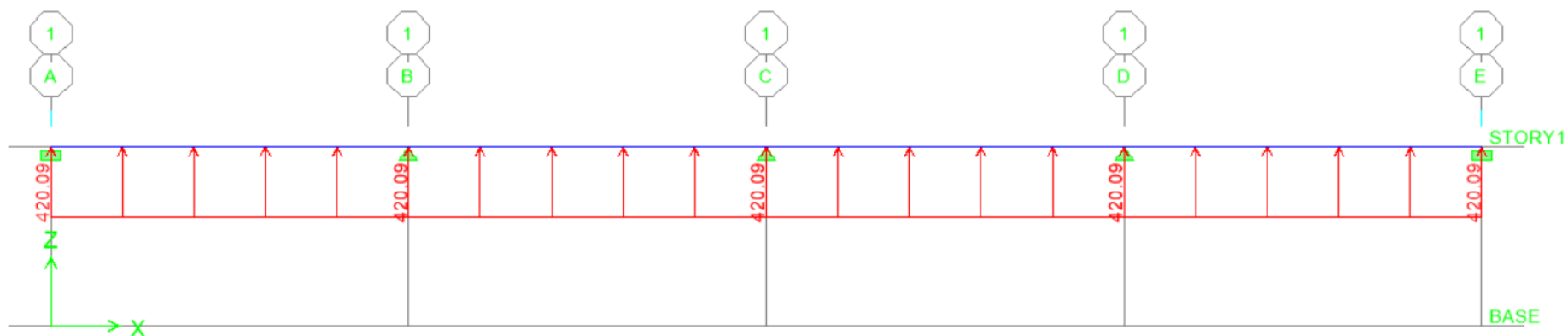


Figure VIII.22: Schéma statique de la nervure ELS (sens transversal).

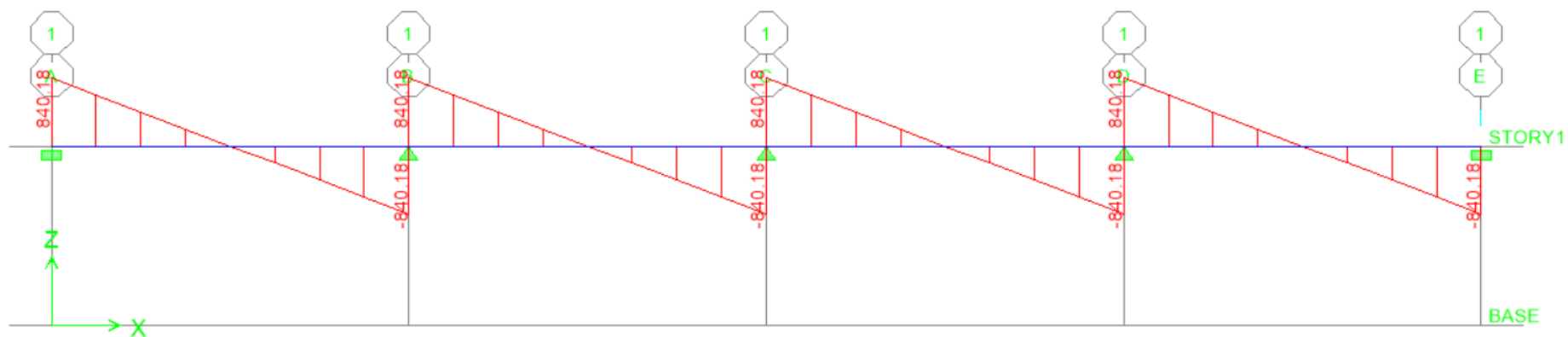


Figure VIII.23: Diagramme des efforts tranchants à l'ELS.

c).Ferrailage :

❖ Les efforts internes dans les nervures :

	Sens longitudinal		Sens transversal	
	ELU	ELS	ELU	ELS
M_{amax} (KN.m)	552,19	414,71	862,80	647,99
M_{tmax} (KN.m)	259,19	194,66	431,40	323,99
T_{max} (KN)	1054,98	672,14	1318,72	840,18

Tableau VIII.9 : Les efforts internes dans les nervures.

❖ Calcul des Armatures :

▪ Armatures longitudinales :

$h_n = 80\text{cm}$; $b_n = 55\text{cm}$; $d = 77\text{cm}$

Le ferrailage adopté pour la nervure dans les deux sens est donné dans le tableau ci-dessous :

Sens	Zone	M_u (KN.m)	μ_u	β	Section	A (cm^2)	$A_{adoptée}$ (cm^2)
xx	Appuis	552,19	0,119	0,936	SSA	22,01	6HA20(fil) + 6HA16(chap) = 30,9
	Travée	259,19	0,06	0,969	SSA	9,98	6HA16(fil) =12,06
yy	Appuis	862,80	0,186	0,896	SSA	35,93	6HA20(fil) + 6HA20(chap) = 37,68
	Travée	431,40	0,093	0,951	SSA	16,92	6HA20(fil) =18,84

Tableau VIII.10: Le ferrailage adopté pour la nervure.

▪ Armatures transversales (Art A.7.2.2/ BAEL 91modifiée 99) :

✓ Diamètre des armatures transversales :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_{lmax}}{3} = \frac{20}{3} = 6.66\text{mm} \quad \text{Soit : } \phi = 8\text{mm}$$

✓ Espacement des armatures :

En zone nodale :

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi_{lmax} \right\} = \min \left\{ \frac{80}{4}; 12 \times 2 \right\} = \min\{20; 24\} = 10\text{cm}$$

En zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{80}{2} = 40\text{cm} \quad \text{Soit : } S_t = 20\text{cm}$$

✓ Armatures transversales minimales (Art 7.5.2.2 RPA 99/ version 2003) :

$$A_{min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 10 \times 45 = 1.35\text{cm}^2$$

Soit : $A_t=4HA8=2.01\text{cm}^2$ (deux cadre et un étrier)

✓ Armatures de peau (Art 4.5.34/ BAEL 91modifiée 99) :

Les armatures de peau sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur ; leur section est d'au moins ($3\text{cm}^2/\text{ml}$) par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction. En l'absence de ces armatures, on risquerait d'avoir des fissures relativement ouvertes en en dehors des zones armées.

Dans notre cas, la hauteur de la poutre est de 80 cm, la quantité d'armatures de peau nécessaire est donc :

$$A_p = 3 \text{ cm}^2 / 1 \times 0,8 = 3,75 \text{ cm}^2$$

On opte pour : $2HA16 = 4,02\text{cm}^2$

e. Vérification à l'ELU :

❖ Condition de non fragilité (Art. A.4.2.1/ BAEL91 modifiées 99) :

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 55 \times 77 \times \frac{2.1}{400} = 5,12\text{cm}^2$$

✓ Sens longitudinale :

Aux appuis :

$$A_a = 30,9\text{cm}^2 > A_{\min} = 5,12\text{cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

En travées :

$$A_t = 12,06\text{cm}^2 > A_{\min} = 5,12\text{cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

✓ Sens transversal:

Aux appuis :

$$A_a = 37,68\text{cm}^2 > A_{\min} = 5,12\text{cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

En travées :

$$A_t = 18,84\text{cm}^2 > A_{\min} = 5,12\text{cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

❖ Vérification de la contrainte de cisaillement : (Effort tranchant)

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4\text{Mpa} \right\} = 2,5\text{Mpa}$$

$$T_u^{\max} = 1054,98 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{10549,8}{55 \times 77} = 2,49 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5\text{Mpa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

e. Vérification à l'ELS :

❖ Vérification des contraintes :

✓ Dans le béton :

On doit vérifier que :

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

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta \cdot d \cdot A_{st}}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d}$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

Sens	Zone	As (cm ²)	Ms	ρ ₁	β	K ₁	σ _{st}	σ _b	σ _b	Obs
Xx	Appuis	30,9	414,71	0,729	0,876	25,32	198,97	7,85	15	Cv
	Travée	12,06	194,66	0,285	0,915	43,82	229,09	5,23	15	Cv

Yy	Appuis	37,68	647,99	0,889	0,868	22,88	257,30	11,24	15	Cv
	travée	18,84	323,99	0,444	0,898	34,02	248,70	7,31	15	Cv

Tableau VIII.11 :Vérification des contraintes à l'ELS

IX.1. Introduction:

Afin de relier la structure à la superstructure dans le sol, il est nécessaire de prévoir un Mur de soutènement qui reprendra les charges verticales et horizontales provenant du séisme et des poussées des terres.

Le mur plaque assure un chaînage de la structure et forme un caisson rigide et indéformable il permet de remplir les fonctions suivantes :

- Reprendre les charges et surcharges des terres.
- Limiter les déplacements horizontaux relatifs des fondations.

IX.2. Pré-dimensionnement de mur plaque :

L'épaisseur minimale imposée par le RPA99-version 2003 est de 15 cm ; on adopte pour une Épaisseur de 20cm. Le mur sera calculé comme un plancher renversé encasté au niveau de la semelle (radier) et appuyé doublement au niveau du plancher de Sous-sol, pour une bande de 1m de largeur.

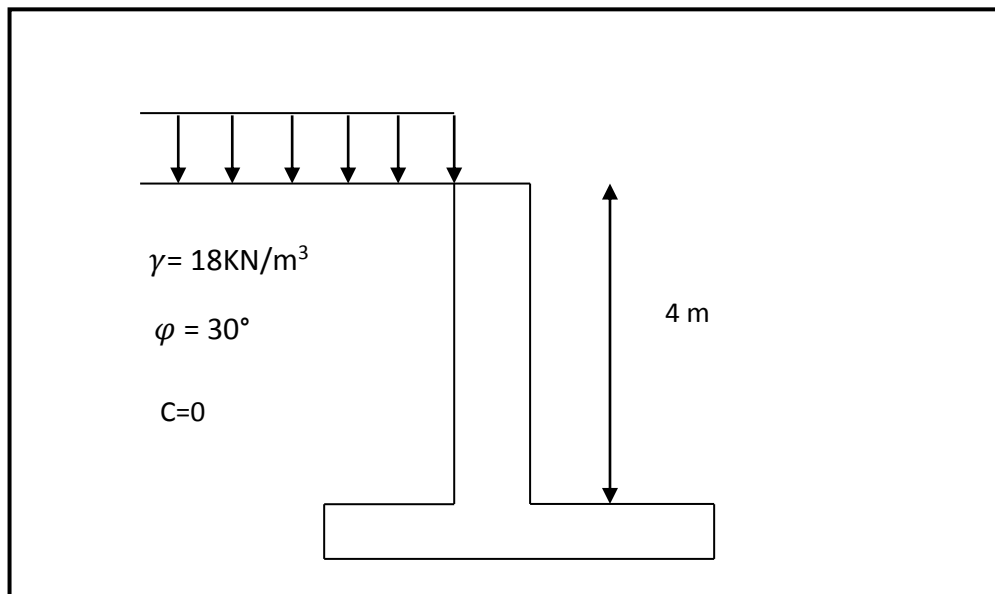
IX.2.1. Caractéristiques du sol :

Figure IX.1. : Schéma statique du Mur plaque

- Surcharge éventuelle : $q = 10 \text{ kN/m}^2$.
- Poids volumique des terres : $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$.
- Angle de frottement interne : $\varphi = 30^\circ$.
- Cohésion : $C = 0$
- La contrainte admissible de sol : $\bar{\sigma}_{\text{sol}} = 2 \text{ bars}$.
- $\beta = 0$: angle de la surface du remblai horizontal.

- $\lambda=0$: la paroi de mur est verticale.
- $\delta=0$: obliquité nulle de la force de poussé (Rankine est applicable).

• **Les contraintes qui s'exercent sur la face du mur sont :**

σ_H : contrainte horizontale.

σ_V : contrainte verticale.

- L'épaisseur minimale imposée par le RPA doit être supérieure ou égale à 15 cm. On opte pour une épaisseur de **20 cm**.

IX.2.2.Détermination des sollicitations :

On détermine les contraintes qui s'exercent sur la face du mur.

Les contraintes qui s'exercent sur la face du mur sont : σ_H et σ_V

σ_H : Contrainte horizontale

σ_V : Contrainte verticale

$$\sigma_H = K_0 \times \sigma_V$$

$$K_0 = 1 - \sin \varphi = 1 - 0,5 \quad \Longrightarrow \quad \mathbf{K_0 = 0,50}$$

Avec : K_0 : coefficient de poussée des terres

φ : Angle de frottement interne

IX.2.3.Calcul des sollicitations :

$$0 < h < H \Rightarrow 0 < h < 4\text{m}$$

- **A l'ELU :**

$$\mathbf{K_0=0,5}$$

$$\sigma_H = K_0 \times \sigma_V = K_0 \times (1,35 \times \gamma \times h + 1,5 \times q)$$

$$\mathbf{h=0 \rightarrow \sigma_{H1} = 0,5 \times (1,5 \times 10) = 7,5 \text{ KN/m}^2}$$

$$\mathbf{h=4 \rightarrow \sigma_{H2} = 0,5 \times (1,35 \times 18 \times 4 + 1,5 \times 10) = 56,1 \text{ KN}}$$

- A l'ELS:

$$\sigma'H = K_a \times \sigma V = K_a \times (\gamma x h + q)$$

$$h=0 \rightarrow \sigma'_{H1} = 0,5 \times 10 = 5 \text{ KN/m}^2$$

$$h=4 \rightarrow \sigma'_{H2} = 0,5 \times (10 + 18 \times 4) = 41 \text{ KN/m}^2$$

IX.2.4. Diagrammes des contraintes :

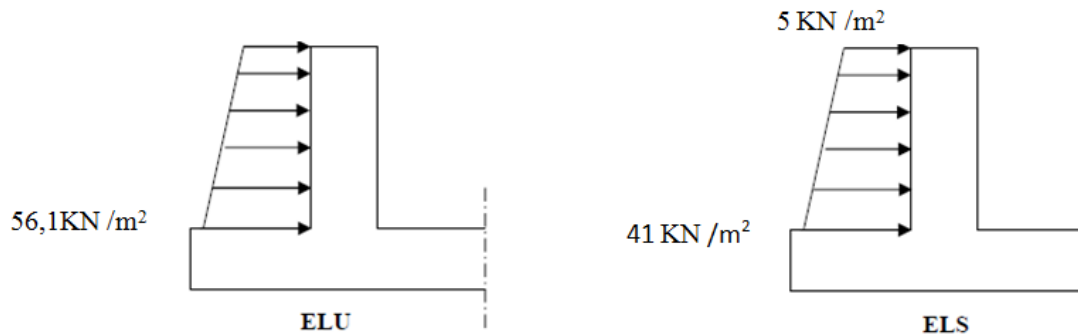


Figure IX.2: Diagramme des contraintes

IX.2.5. Charge moyenne :

La charge moyenne à considérer dans le calcul d'une bonde de 1 mètre est :

- A l'ELU :

$$q_u = \frac{(3 \sigma_1 + \sigma_2)}{4} \times 1m = \frac{(3 \times 56,1 + 7,5)}{4} \times 1m = 43,20 \text{ KN/m}$$

- A l'ELS :

$$q_s = \frac{(3 \sigma'_1 + \sigma'_2)}{4} \times 1m = \frac{(3 \times 41 + 5)}{4} \times 1m = 32 \text{ KN/m}$$

IX.3. Ferrailage de mur plaque :

IX.3.1. Méthode de calcul :

Le mur plaque sera considéré comme un ensemble de dalles continues encastrées au niveau des fondations et simplement appuyées au niveau des poteaux et des poutres.

Le panneau considéré est un panneau intermédiaire et pour tenir compte de la continuité de la dalle on affecte les moments sur appuis par les coefficients suivants :

Moment en travée 0,75 et moment aux appuis 0,5

IX.3.2. Identification des panneaux :

$$L_x = 3.20 \text{ m}$$

$$L_y = 4,00\text{m}$$

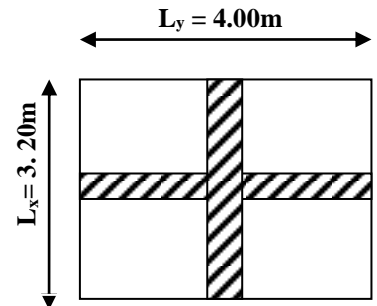
$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3.2}{4} = 0.8 \rightarrow 0.4 < \rho < 1 \rightarrow \text{le panneau travaille dans les deux sens}$$

• **A l'ELU :**

$$\varphi = 0,8 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0565 \\ \mu_y = 0.595 \end{cases}$$

$$M_{0x} = \mu_x q l_x^2 = 0.0565 \times 43,20 \times 3.2^2 = 24,99 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y M_{0x} = 0.595 \times 24,99 = 14,87 \text{ KN.m}$$



➤ **Correction des moments :**

▪ **Sens x-x :**

$$M_a = -0.5 \times 24,99 = -12,49 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.75 \times 24,99 = 18,74 \text{ KN.m}$$

▪ **Sens y-y :**

$$M_a = -0.5 \times 14,87 = -7,43 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.75 \times 14,87 = 11,15 \text{ KN.m}$$

• **A l'ELS:**

$$\varphi = 0,8 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0632 \\ \mu_y = 0.730 \end{cases}$$

$$M_{0x} = \mu_x q l_x^2 = 0.0632 \times 32 \times 3.2^2 = 20,71 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y M_{0x} = 0.730 \times 20,71 = 15,11 \text{ KN.m}$$

➤ Correction des moments :

▪ Sens x-x :

$$M_a = -0.5 \times 20,71 = -10,35 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.75 \times 20,71 = 15,53 \text{ KN.m}$$

▪ Sens y-y :

$$M_a = -0.5 \times 15,11 = -7,55 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.75 \times 15,11 = 11,33 \text{ KN.m}$$

IX.3.3.Calcul de section d'armature :

Sens	Zone	M_u (KN.m)	μ_u	μ_1	section	β	A (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{adoptée}$ (cm ²)	st (cm)
Xx	Appuis	12,49	0,030	0,392	SSA	0,985	2,14	2	5HA12 =5,65	20
	Travée	18,74	0,046	0,392	SSA	0,976	3,24	2	5HA14 =7,70	20
Yy	Appuis	7,43	0,018	0,392	SSA	0,991	1,26	2	5HA12 =5,65	20
	Travée	11,15	0,027	0,392	SSA	0,986	1,91	2	5HA14 =7,70	20

Tableau IX.1 : ferrailage de mur plaque

IX.4.Recommandations du RPA 99 :

Le mur doit avoir les caractéristiques suivantes :

- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0,10%B dans les deux sens (horizontal et vertical).

$$A \geq 0.001 bh = 0.001 \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2$$

- Les deux nappes sont reliées par 4 épingles de HA 8 par m²

IX.5.Vérification à l'ELS :**IX.5.1.Vérification des contraintes du béton et de l'acier :**

Le mur plaque étant exposé aux eaux emmagasinées dans le sol, de ce fait elles constituent un état de fissuration préjudiciable, les contraintes sont limitées alors :

Dans les aciers :

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} \times f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\}; \text{ avec } \eta = 1,6$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400; 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \right\} = 201,63 \text{ MPa}$$

➤ **Dans le béton :**

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

Avec :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} \quad \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} \quad \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1}$$

⇒ **Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :**

Sens	Zone	As (cm ²)	Ms	ρ ₁	β	K ₁	σ _{st}	σ̄ _{st}	σ _b	σ̄ _b	Obs
X-X	Appuis	5,65	10,35	0,332	0,910	40,56	118,41	201.63	2,91	15	Cv
	Travée	7,70	15,53	0,453	0,897	33,54	132,26	201.63	3,94	15	Cv
Y-Y	Appuis	5,65	7,55	0,332	0,910	40,56	86,34	201.63	2,12	15	Cv
	Travée	7,70	11,33	0,453	0,897	33,54	96,49	201.63	2,87	15	Cv

Tableau IX.2: vérification des contraintes à l’ELS.

IX.5.2. Vérification de la flèche :

Nous devons justifier l’état limite de déformation par un calcul de flèche, cependant nous pouvons se dispenser de cette vérification si les deux conditions suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h}{l_x} \geq \frac{M_t}{20 M_0} \quad ; \quad \frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

Avec :

h_t : Hauteur total **20cm**

l_x : portée entre nus d’appuis

M_{ts}^{max} : Moment max a l’ELS

M_t = 15,53 KN.m

M₀ : Moment max de la travée isostatique

$$M_0 = \frac{q_s l_x^2}{8} = \frac{32(4,00)^2}{8} = 64 \text{KN. m}$$

A_{st} : Section des armatures **7,7 cm²**

b : largeur de la section **100cm**

d : hauteur utile de la section droite **17cm**

AN :

- $\frac{h}{l} = 0,0625 \geq \frac{M_t}{20 M_0} = \frac{15,53}{20 \times 64} = 0,012 \dots \dots \dots \text{condition vérifié}$
- $\frac{A}{bd} = \frac{7,7}{100 \times 17} = 0,0045 \leq \frac{4,2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0,0105 \dots \dots \dots \text{condition vérifié}$

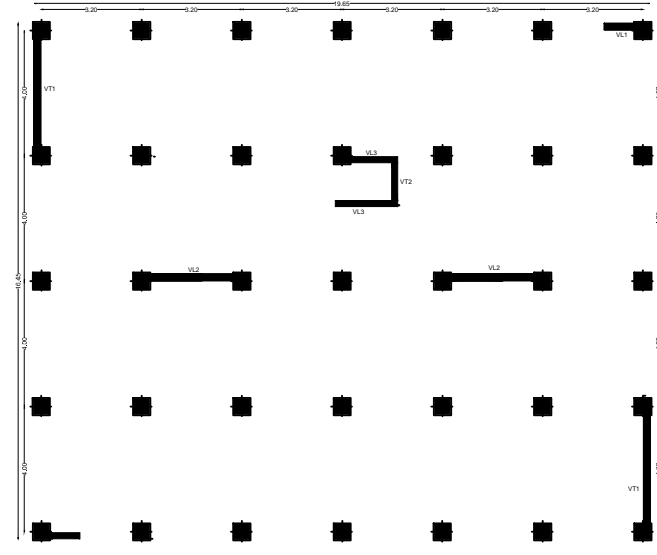
Les deux conditions sont vérifiées donc, il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche.

IX.6. Conclusion :

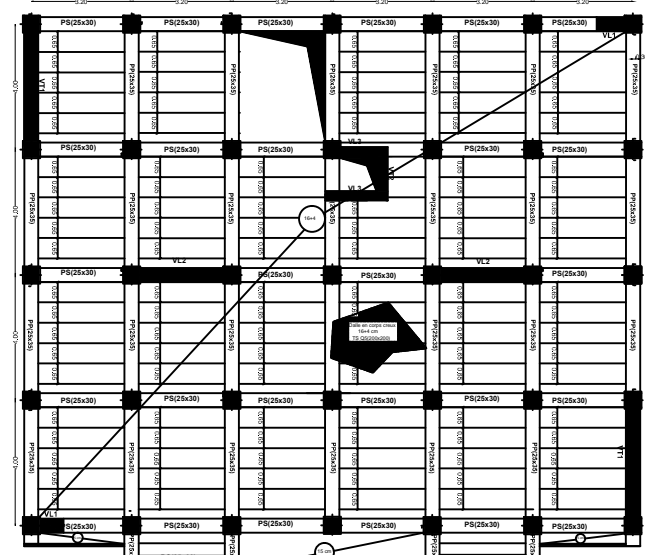
L'épaisseur de mur plaque est de 20cm.

Le calcul de mur plaque se fait pour une bande de 1m.

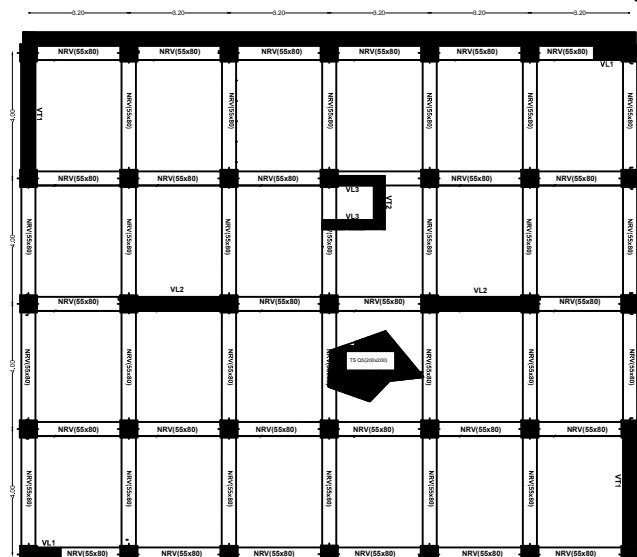
Plans génie civil



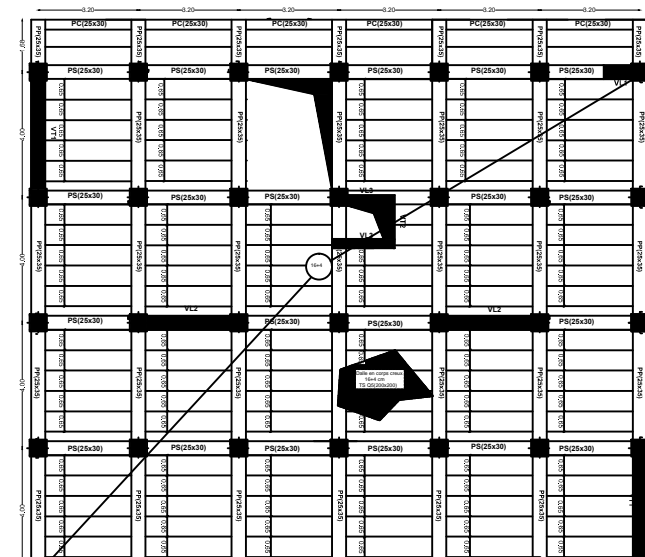
DISPOSITION DES VOILES



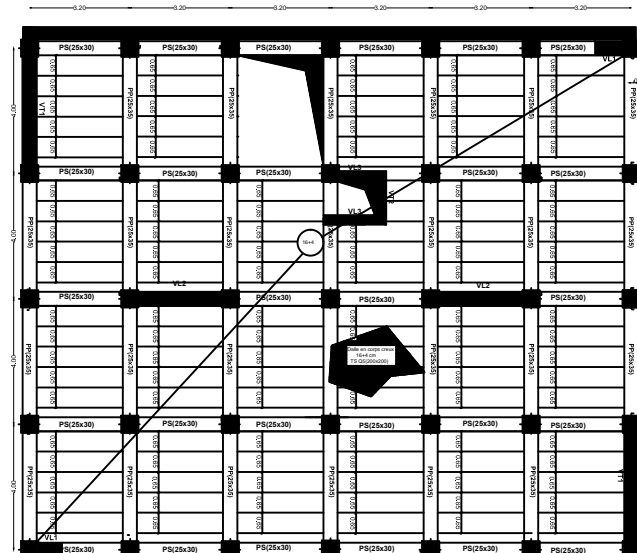
PLAN DE COFFRAGE DU REZ DE CHAUSSEE



PLAN DE COFFRAGE DU RADIER

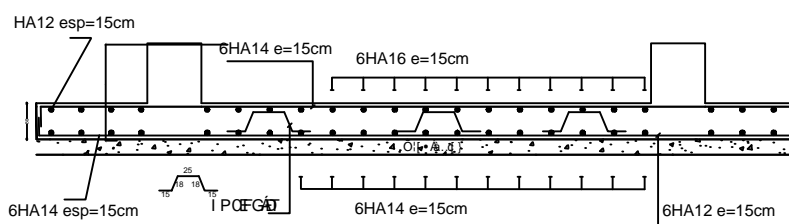


PLAN DE COFFRAGE D'ETAGE COURANT

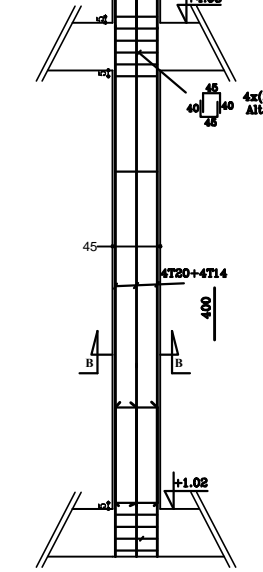
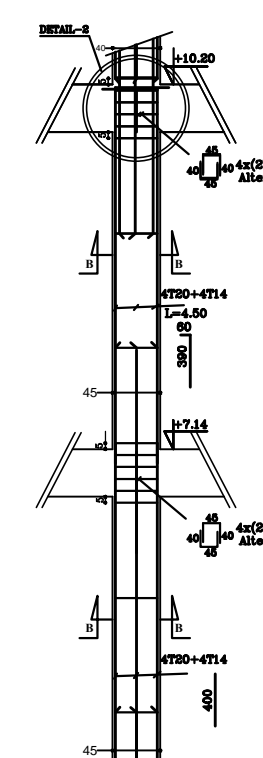
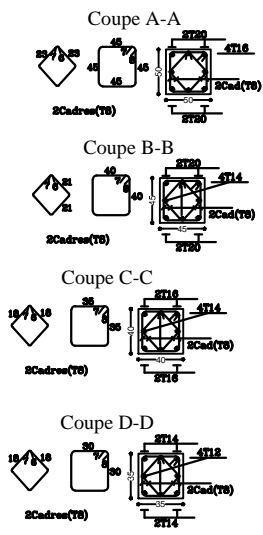
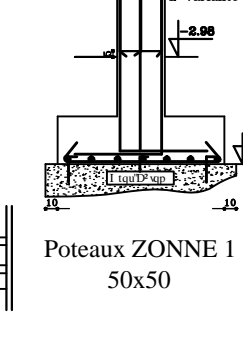
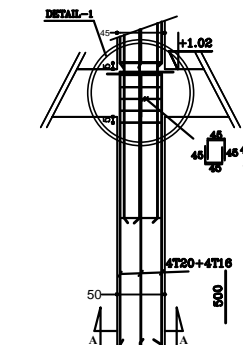
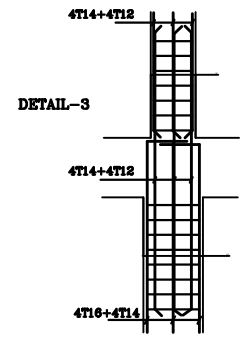
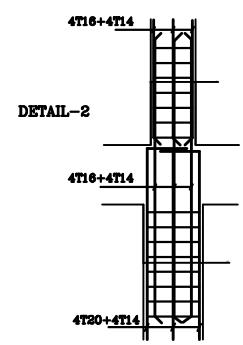
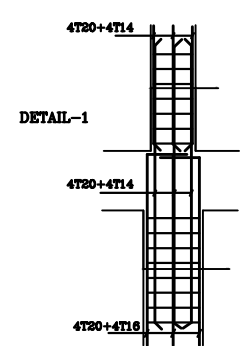
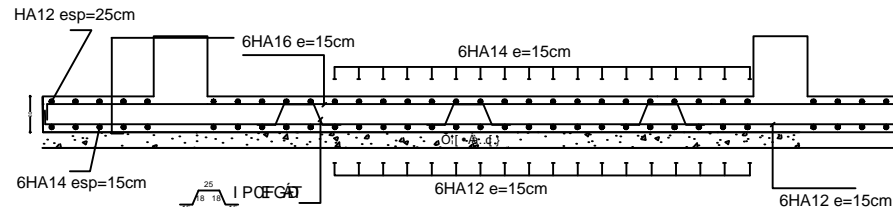


PLAN DE COFFRAGE DU SOUS SOL

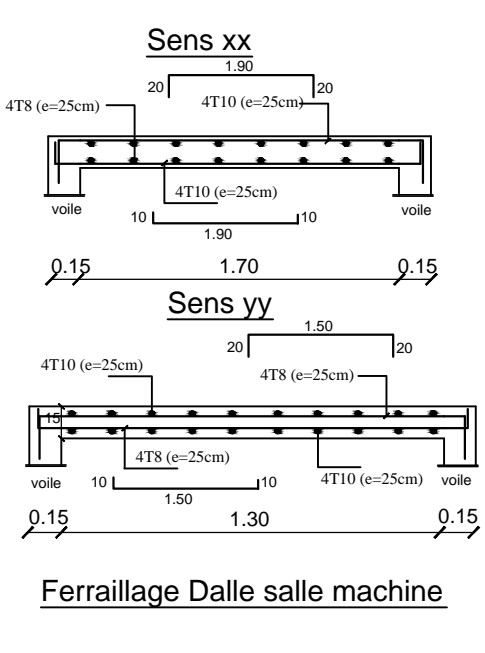
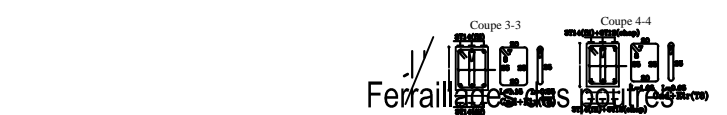
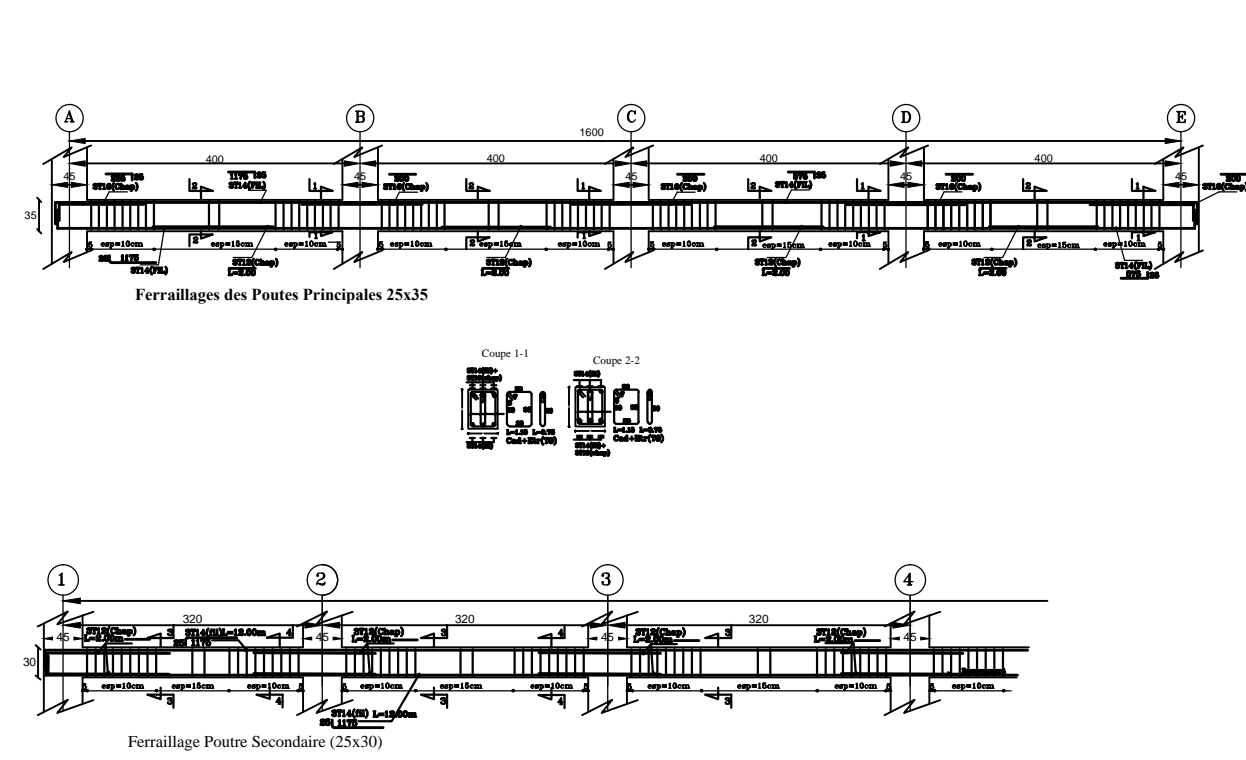
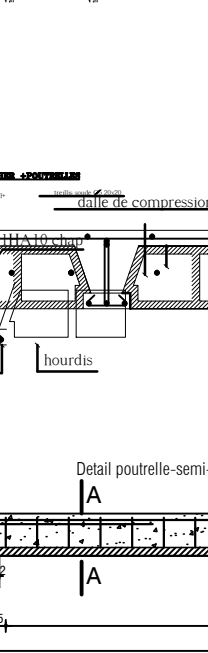
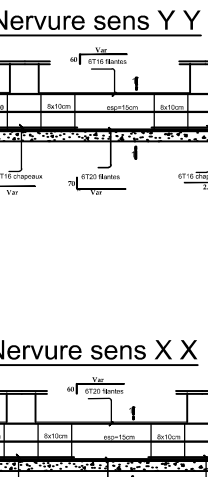
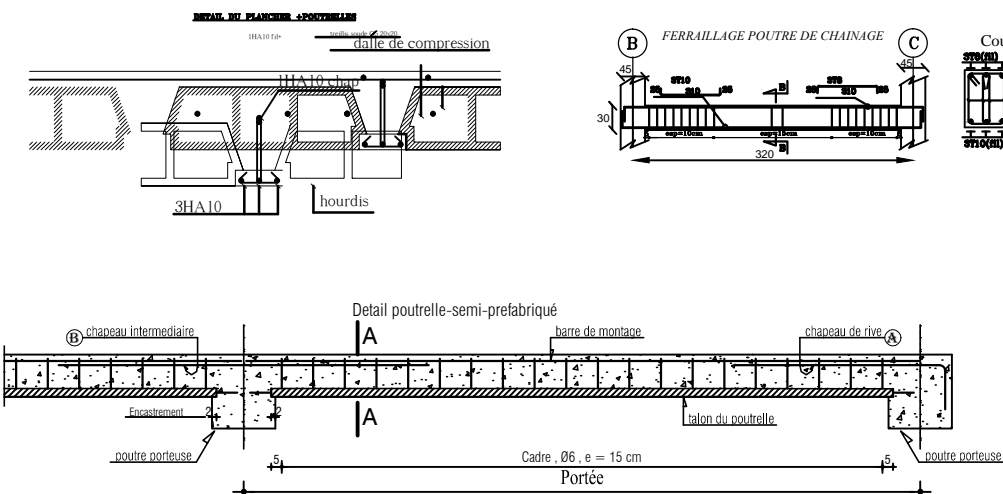
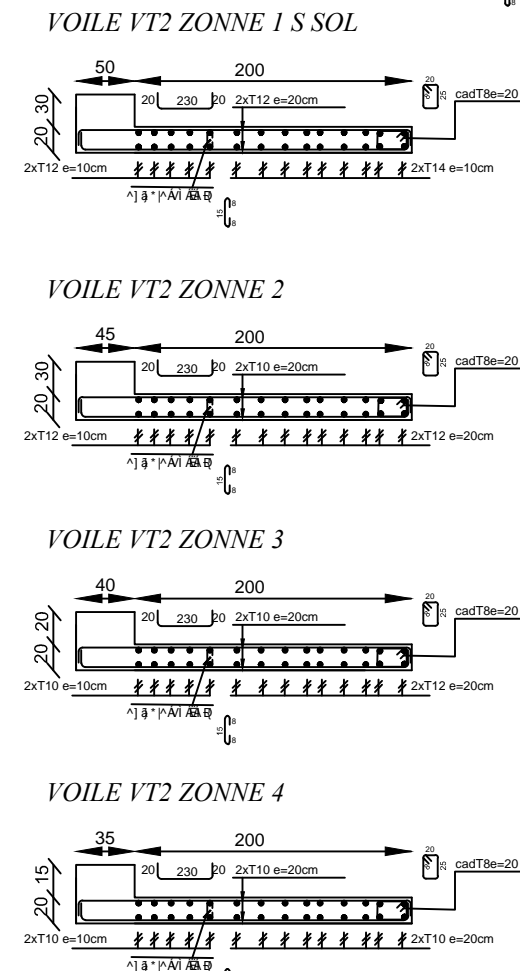
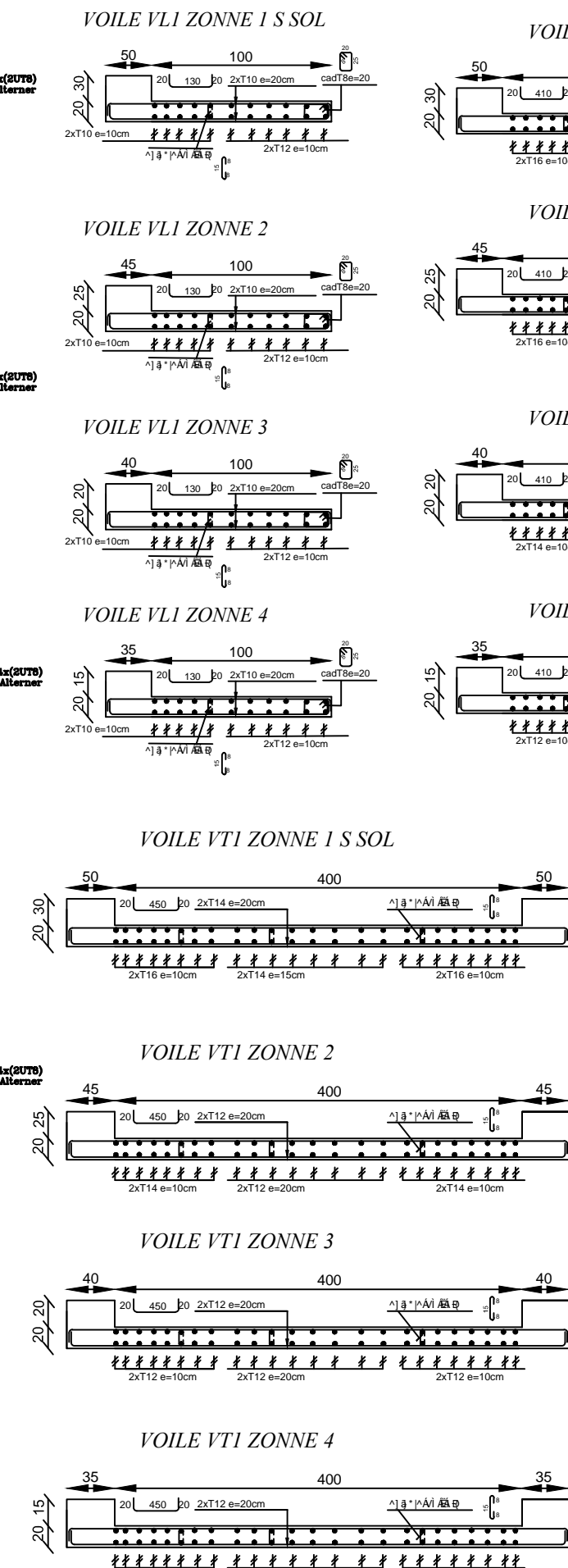
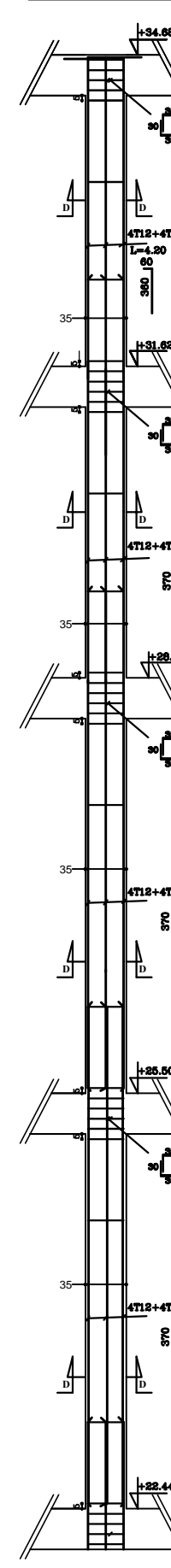
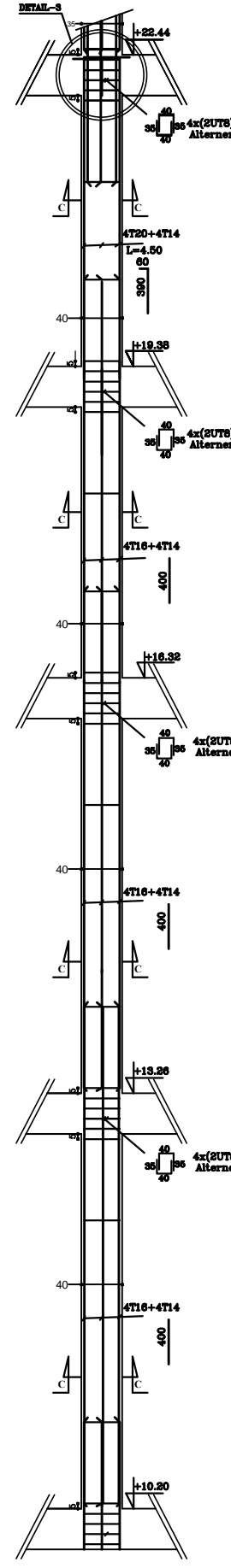
Ferrailage Dalle Radier (Sens X X)



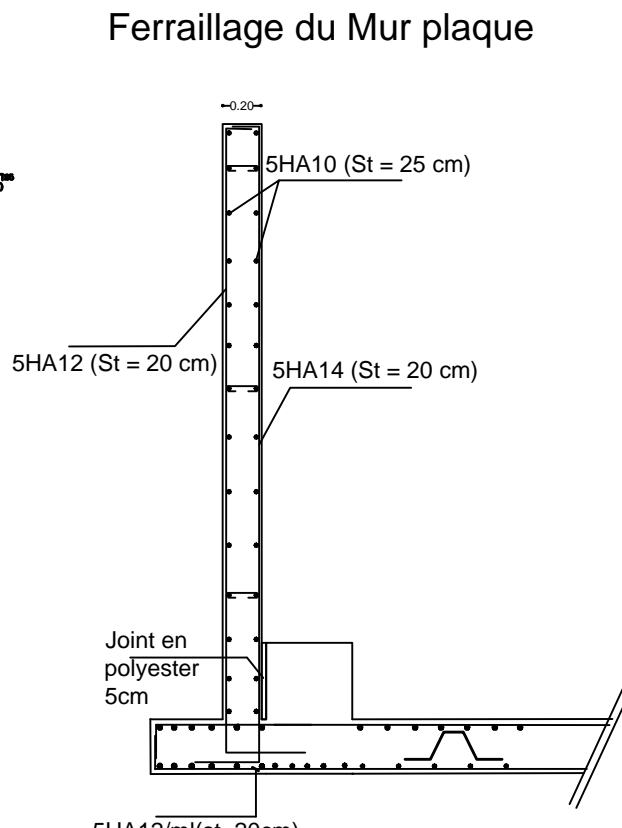
Ferrailage Dalle Radier (Sens Y Y)



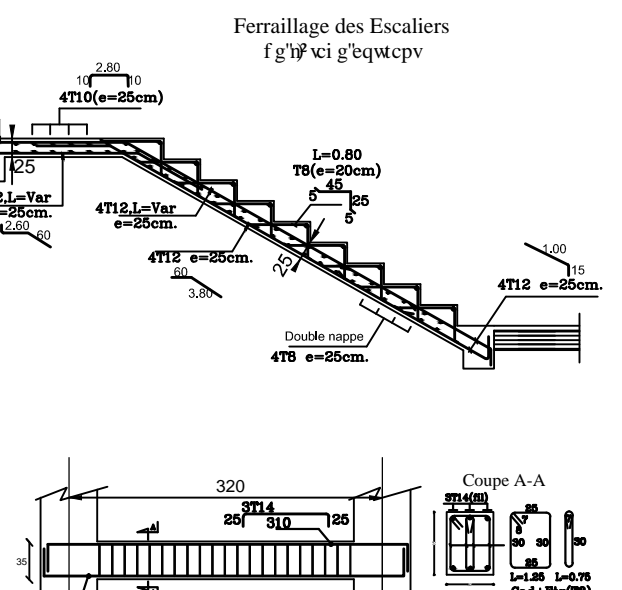
FERRAILAGES DES POTEAUX



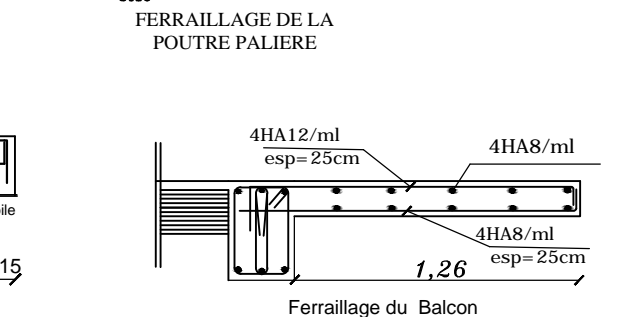
Ferrailage Dalle salle machine



Ferrailage du Mur plaque

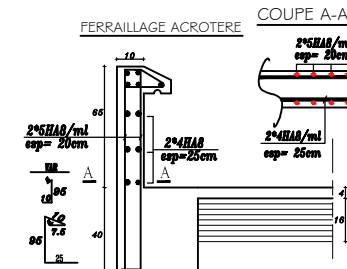


Ferrailage des Escaliers



FERRAILAGE DE LA POUTRE PALIERE

Ferrailage du Balcon



FERRAILAGE ACROTERE

CONCLUSION

L'étude de ce projet nous a permis de mettre un premier pas dans la vie professionnelle, car il nous a permis d'avoir un regard sur les responsabilités, les méthodes de travail, et les procédures que suit un ingénieur en génie civil dans la vie réelle et mettre en application les connaissances acquises lors de notre formation .

Ce travail nous a aidés à connaître l'évolution considérable du Génie Civil sur tous les niveaux, en particulier dans le domaine de l'informatique et découvrir de multiples notions du règlement parasismique algérien(RPA), du BAEL, et des divers documents techniques réglementaires ainsi que leurs applications. Et il nous a également aidé à comprendre et à apprendre énormément de choses très pratique telle que l'utilisation des logiciels comme : ETABS (le logiciel utilisé pour le calcul de notre structure), AUTOCAD.....

En effet, les difficultés rencontrées au cours de l'étude, nous ont conduit à se documenter et à étudier des méthodes que nous n'avons pas eu la chance d'étudier durant le cursus, cela nous a permis d'approfondir d'avantage nos connaissances en génie civil.

L'étude génie civil d'un bâtiment ne se résume pas à appliquer les formules mathématiques pour le calcul, mais plutôt à comprendre le fonctionnement et le comportement des structure vis-à-vis des sollicitations extérieurs et des efforts internes.

Au finale nous espérons que ce modeste travail sera un point de départ pour d'autres projet dans notre vie professionnelle, et qu'il servira et contribuera aux travaux et projets des promotions à venir.