

Université Mouloud MAMMERRI de Tizi Ouzou
Faculté du génie de la construction
Département de génie civil



MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

THEME

**ETUDE D'UN BATIMENT EN (R+9) A USAGE D'HABITATION ET
COMMERCIAL CONTREVENTE PAR VOILES.**



Réalisé par : M. BEN AIDRENE BAOUZ

M. DJEROU M LYES

Encadré par :

M^{me} :BOUZEBOUDJA .F

Promotion : 2018 / 2019

REMERCIEMENT

Nous tenons à exprimer notre profonde gratitude à notre promotrice Mme BOUZBOUDJA, pour tous ses aides et les nombreux conseils éclairés qu'il n'a cessé de nous prodiguer, pour sa disponibilité, ses encouragements et son sérieux dans le travail afin de réaliser ce projet.

On tient à remercier aussi toutes les personnes qui ont apporté leur aide de près ou de loin à l'élaboration de ce modeste travail en particulier :

- Le corps enseignant du département de génie civil.
- Le personnel de la bibliothèque de génie civil.

Nos vifs remerciements les plus sincères s'adressent aux membres de jury qui nous feront l'honneur de juger notre projet.

DEDICECES

Je dédie ce travail à :

- Mes très chers parents, qui ont mis à ma disposition tous les moyens possibles pour garantir ma réussite.

- Mes sœurs qui me sont chers.

- Tous mes amis qui m'ont soutenu, aidé et qui m'ont jamais laissé tomber.

- Toute ma famille et tous les gens qui me connaissent.

BAOUZ

DEDICECES

Je dédie ce travail à :

- Mes très chers parents, qui ont mis à ma disposition tous les moyens possibles pour garantir ma réussite.

- Mes frères sœurs qui me sont chers.

- Tous mes amis qui m'ont soutenu, aidé et qui m'ont jamais laissé tomber.

- Toute ma famille et tous les gens qui me connaissent.

LYES

Sommaire :

- **INTRODUCTION GENERALE :**
- **CHAPITRE I :** Présentation de l'ouvrage **1**
- **CHAPITRE II :** Pré-dimensionnement des éléments **12**
- **CHAPITRE III :** Calcul des éléments secondaire **27**
 - Acrotère **28**
 - Plancher **36**
 - Balcon **56**
 - Salle machine **62**
 - Escaliers **71**
 - Poutre palière **83**
- **CHAPITRE IV :** Modélisation de la structure **91**
- **CHAPITRE V :** vérification des exigences du RPA **106**
- **CHAPITRE VI :** Ferrailages des éléments principaux **118**
 - Poutres **119**
 - Poteaux **129**
 - Voiles **140**
- **CHAPITRE VII :** Etude de l'infrastructure **154**
- **CONCLUSION :**
- **BIBLIOGRAPHIE :**
- **ANNEXE :**

Introduction Générale

Les ingénieurs en génie civil s'occupent de la conception, la réalisation, l'exploitation et la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures toute en utilisant l'ensemble des techniques concernant les constructions civiles, afin d'assurer la sécurité public.

Notre projet de fin d'étude consiste à l'étude et le calcul d'un bâtiment (R+9) à usage d'habitation et commercial, en utilisant des méthodes appropriées aux calculs des éléments (portiques, voiles, planchers.....)et tout en respectant les exigences du règlement du béton aux états limite (**BAEL**) et du règlement parasismiques algérien (**RPA**) , afin que chaque éléments puisse répondre aux fonctions pour lesquelles il a été conçu, il s'avère que le calcul manuel de ces éléments rend la tâche plus longue et fais aboutir à des résultats moins proches de la réalité, mais aujourd'hui il existe des logiciel tels que ETABS , REBOT, SAP2000,... permettant non seulement de réduire considérablement le temps du travail, mais aussi d'aboutir à des résultats plus satisfaisants.

Notre travail se subdivisera en trois parties principales :

Dans la première partie, nous présenterons d'abord l'ouvrage et ses caractéristiques, puis nous précéderons au calcul des descentes de charges, ainsi qu'au pré dimensionnement des éléments. Enfin nous calculerons les ferrillages des éléments secondaire tel que l'acrotère, escaliers, balcon, salle machine, plancher... etc

Dans la deuxième partie nous aurons pour objectif, le ferrillage des éléments principaux (poutres, poteaux, voile) pour y arriver, nous effectuerons une analyse et des vérifications à l'aide du logiciel ETABS.

Enfin dans la dernière partie, nous étudierons l'infrastructure dont nous exposerons la méthode de calcul des fondations.

Introduction :

Ce premier chapitre porte sur la présentation globale du bâtiment à savoir :

- Les caractéristiques géométriques (longueur, largeur, et hauteur totale du bâtiment)
- Les éléments constructifs : (éléments structuraux et non structuraux)
- Les caractéristiques des matériaux composant le bâtiment.

I-1) Présentation :

Notre projet consiste à étudier et calculer des éléments résistants d'une tour R+9 à usage commercial et habitation à ossature mixte, ce bâtiment est classé comme ouvrage d'importance moyenne (groupe d'usage 2) sera implanté à la wilaya de BEJAIA, qui est selon le RPA99 modifié en 2003 une zone de moyenne sismicité (zone IIa).

C'est une tour qui comporte :

- 09 étages courants à usage d'habitation.
- 01 cage d'escaliers.
- 02 cages d'ascenseurs.
- 01 RDC à usage commercial

Le rapport du sol ne nous a pas été remis, alors nous avons pris une valeur S_3 cette contrainte correspond à un sol meuble (S3).

I-1.1) Caractéristiques géométriques : Elles sont comme suit :

- Hauteur du RDC : 4.08 m
- Longueur totale : 28,10 m
- Largeur totale : 17,50 m
- Hauteur totale : 31,62 m
- Hauteur de l'acrotère : 0,60m
- Hauteur des étages courants : 3,06m

La réglementation utilisée :

Nous nous conformerons dans nos calculs aux règlements en vigueur à savoir :

- Règlement parasismique algérien (RPA 99, modifier 2003).
- Les techniques de conceptions et de calcul des ouvrages et des constructions en béton armé suivant la méthode des états limites (BAEL 91 modifier 99).
- Charges et surcharges d'exploitations (DTR _ BC _ 22).
- CBA93 (conception et calcul des ouvrages en béton armé).

I-1.2) Les éléments de l'ouvrage**❖ L'ossature :**

La tour a une ossature mixte (portique voile)

- Portiques transversaux et longitudinaux (poteaux et poutres) destinés essentiellement à reprendre les charges et surcharges verticales.
- Voiles en béton armé disposés dans les deux sens (longitudinal et transversal) constituant un système de contreventement rigide et assurant la stabilité de l'ensemble de l'ouvrage vis-à-vis des charges horizontales en plus des charges verticales (séismes, vent... etc

❖ **La maçonnerie :**

Les murs extérieurs seront réalisés en double cloison de briques creuses de 10cm d'épaisseurs, séparés par une lame d'air de 5cm ($10+5+10$)=25cm. Les murs de séparation intérieurs seront de simple cloison de briques creuses de 10cm d'épaisseur.

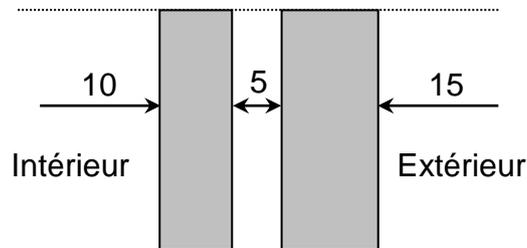


Figure I-1 : Schéma descriptif du mur extérieur.

❖ **Les planchers :**

A l'exception des balcons qui seront réalisés en dalles pleines les planchers seront constitués de corps creux et d'une dalle de compression reposant sur des poutrelles préfabriquées, qui ont pour fonctions :

- supporter et transmettre les charges et surcharges aux éléments porteurs de la structure.
- isolation thermique et acoustique entre les différents niveaux.

Le plancher terrasse comporte en plus, un système complexe d'étanchéité composé de :

- Forme de pente de 1 % pour faciliter l'écoulement des eaux pluviales.
- Un isolant thermique (liège).
- Un revêtement d'étanchéité constitué de feuilles à base de bitume.
- Pare vapeur permettant à l'isolant thermique de conserver ses caractéristiques initiales.

❖ **Les escaliers :**

Notre bâtiment est composé d'une seule cage d'escalier qui relie tout les différents étages, Ces escaliers comportent deux volées (un seul type) et seront constitués de paliers et paillasse coulés sur place en béton armé.

❖ **L'ascenseur :**

L'ascenseur est un appareil élévateur permettant le déplacement vertical et accès au différents niveaux du bâtiment, il composé essentiellement de la cabine et sa machinerie.

❖ **L'acrotère :**

L'acrotère est un élément en béton armé dont sa hauteur est de 60 cm, qui vient se greffer à la périphérie de la toiture. Il permet un bon façonnement de l'étanchéité.

❖ **Les voiles de contreventements :**

Ce sont des éléments verticaux en béton armé coulé sur place, destinés à reprendre les charges permanentes et surcharges d'exploitation transmises par les planchers ainsi que les charges sismique.

❖ **Les 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 choix de type de fondation dépend de type du sol, d'implantation et de l'importance de l'ouvrage, on distingue trois types de fondations : superficielles, profondes et semi-profondes

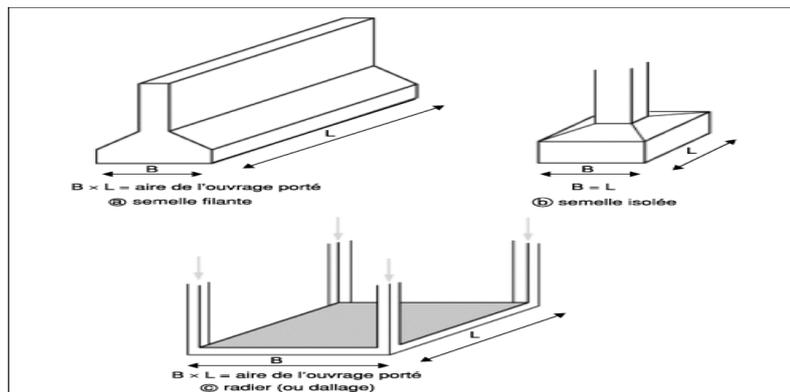


Figure I-2 :

❖ **Les revêtements :**

Les revêtements seront comme suit :

- carrelage pour les planchers et les escaliers.
- céramique pour les salles d'eaux et cuisines.
- mortier de ciment pour les murs de façades, cages d'escaliers et les locaux humides.
- plâtre pour les cloisons intérieures et les plafonds.

❖ **Système de coffrage :**

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

Par ailleurs ce type de coffrage est couteux mais il offre d'autres avantages a savoir :

- Réduction des opérations manuelles.
- Réalisation rapide des travaux.
- Sécurisation de la main d'œuvre.

I-2) Caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés :

I-2.1) Le béton :

Le béton est un mélange de granulats (sables et graviers), d'un liant hydraulique (ciment) et d'eau de gâchage. Il est défini du point de vue mécanique par sa résistance qui varie avec la granulométrie, le dosage en ciment, la qualité de l'eau de gâchage et l'âge du béton.

Pour l'établissement des projets dans le cas courant, le béton utilisé est dosé a 350kg/m^3 du ciment portland (CPJ 325), destiné à offrir une bonne résistance et une protection des armatures.

A titre indicatif (1m³) de béton est composé de :

- Granulat :
 - Sable..... 400 L (0/5) [mm]
 - Gravier..... 800 L (5/25) [mm]
- Dosage de ciment CPA 325 : 350 kg/m³
- Eau de gâchage :175 L

1) Résistance caractéristique à la compression :

Le béton est défini par la valeur de sa résistance mécanique à la compression à l'âge de 28 jours notée f_{c28} . Elle est déterminée à la base d'écrasements d'éprouvettes normalisées (16X32) par compression axiale après 28 jours de durcissement.

Pour l'étude de ce projet on prend $f_{c28} = 25\text{MPa}$.

Lorsque la sollicitation s'exerce sur un béton d'âge $j < 28$ jours, sa résistance à la compression est calculée comme suite (art 2-1 113 BAEL91) :

$$f_{cj} = 0,685f_{c28} \text{Log}(1 + j) \text{ en MPa pour } j \leq 28 \text{ jours.}$$

2) Résistance caractéristique à la traction :

La résistance caractéristique à la traction du béton à l'âge « j » jours est donnée par la formule suivante :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj}; \quad (f_{cj} \text{ et } f_{tj} \text{ en MPa}) \text{ (art A-2 .1.12 BAEL91)}$$

D'où: $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$ pour $f_{c28} = 25\text{MPa}$

3) Contraintes limites :

3.1) Les états limites :

On définit les états limites comme des états qui correspondent aux diverses conditions de sécurité et de bon comportement en service, pour lesquels une structure est calculée.

a) Etat limite ultime :

Il correspond à la valeur maximale de la capacité portante sans risque d'instabilité. Il correspond à l'un ou l'autre des états suivants :

- Etat limite ultime d'équilibre statique (non-renversement).
- Etat limite ultime de la résistance et de la fatigue des matériaux (non rupture).
- Etat limite ultime de stabilité de forme (non flambement).

La contrainte limite du béton à l'ELU est donnée par la formule suivante :

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} \text{ en MPa} \quad \text{(art 4 -3 .41 BAEL91)}$$

Le coefficient de sécurité γ_b a pour valeurs :

$$\gamma_b = 1,50 \text{ en situation courante} \rightarrow f_{bc} = 14,2 \text{ MPa}$$

$$\gamma_b = 1,15 \text{ en situation accidentelle} \rightarrow f_{bc} = 18,48 \text{ MPa}$$

θ : Coefficient de durée d'application de la charge, il a pour valeurs :

$\theta = 1$ si la durée d'application est supérieure à 24 heures

$\theta = 0,9$ si la durée d'application est entre 1 heure et 24 heures

$\theta = 0,85$ si la durée d'application est inférieure à 1 heures

b) Etat limite de service

L'état limite de service est l'état au delà du quel les conditions normales d'exploitation et de durabilité des constructions ne sont plus satisfaites, on distingue :

- Etat limite de résistance à la compression du béton (contrainte de compression limitée).
- Etat limite de déformation (pas de flèche excessive).
- Etat limite d'ouverture de fissures (durabilité et sécurité des ouvrages).

La contrainte de compression du béton est donnée par la formule :

$$\sigma_{bc} = 0,60 f_{c28} \text{ en MPa} \quad (\text{art 4 -5 .2 BAEL91})$$

D'où : $\sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$

3.2) Diagramme contraintes déformations

Dans le calcul du béton armé relatif aux états limites, les diagrammes réels sont remplacés par les diagrammes conventionnels suivants :

- **A l'état limite ultime :**

La relation contrainte –déformation est illustrée dans la figure 1-1.

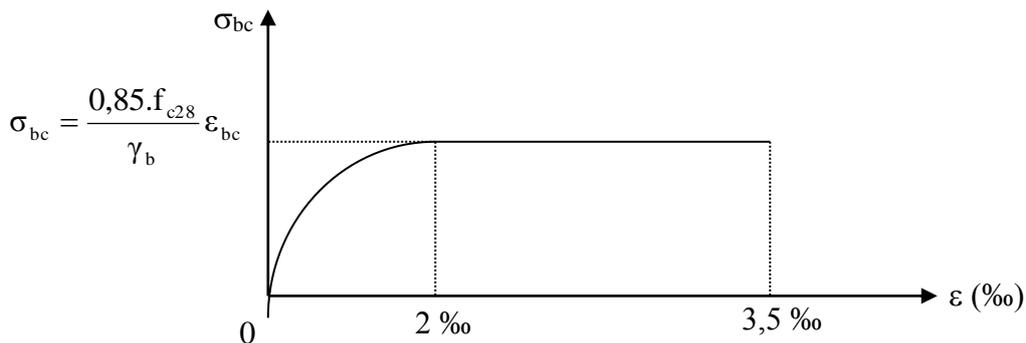


Figure I-3 : Diagramme du calcul à l'ELU.

Le diagramme est constitué :

- D'un tronç de courbe parabolique et la déformation relative limitée à 2‰ (état élastique)
- D'une partie rectangle (état plastique).

Le diagramme qui peut être utilisé dans tous les cas est le diagramme de calcul dit «parabole rectangle ».

$$0 \leq \varepsilon_{bc} \leq 2‰ \quad \sigma_{bc} = 0.25 f_{bc} 10^3 \varepsilon_{bc} (4 - 10^3 \varepsilon_{bc})$$

$$2‰ \leq \varepsilon_{bc} \leq 3.5‰ \quad \sigma_{bc} = \frac{0.85 f_{ej}}{\theta \gamma_b}$$

- **A l'état limite de service** Le béton est considéré comme élastique et linéaire la relation contrainte-déformation est illustré dans la figure 1-2.

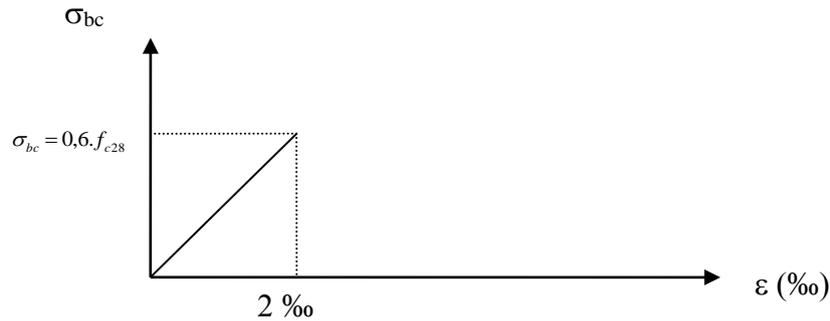


Figure I-3 : diagramme à l'ELS

3.3) Contrainte limite de cisaillement :

Elle est donnée par la formule suivante : $\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d_{bc}}$ (art A – 5.1.21. BAEL91)

V_u : Effort tranchant dans la section étudiée (ELU)

b : Largeur de la section cisailée

d : Hauteur utile ($d=h-c$)

Cette contrainte ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

$\tau_u = \min (0,13 f_{c28}, 5)$ MPa cas de fissuration peu nuisible.

$\tau_u = \min (0,10 f_{c28}, 4)$ MPa cas de fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.

4) Module de déformation longitudinale :

On définit le module d'élasticité comme étant le rapport de la contrainte normale et de la déformation engendrée. Selon la durée de l'application de la contrainte, on distingue deux sortes de modules :

4.1) Module de déformation instantanée (art A – 2 .1. 21 BAEL91):

Lorsque la contrainte appliquée est inférieure à 24 heures, il résulte un module égale à :

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

D'où: pour $f_{c28} = 25$ MPa $\Rightarrow E_{i28} = 32164,195$ MPa

4.2) Module de déformation différée (art A – 2.1.22 BAEL91)

Lorsque la contrainte normale appliquée est de longue durée, et à fin de tenir en compte l'effet de fluage du béton, on prend un module égal à $E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}}$ en MPa

D'où : $E_{vj} = 10818,86$ MPa.

5) Module de déformation transversale :

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

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

E : Module de Young

ν : Coefficient de poisson

6) Coefficient de poisson : (art A.2 1 3 BAEL91) :

C'est le rapport des déformations relatives transversales et longitudinales, il sera pris égal à :

$\nu = 0,2$ à l'état limite de service

$\nu = 0$ à l'état limite ultime

I 2.2) Les aciers :

L'acier est un matériau caractérisé par sa bonne résistance à la traction et à la compression, ils sont utilisés pour équilibrer les efforts de traction auxquels le béton résiste mal.

Dans le présent projet, nous aurons à utiliser 03 types d'aciers dont les principales caractéristiques sont regroupées dans le tableau suivant :

Caractéristiques des aciers utilisés :

Type d'acier	Nomination	Symbole	Limite d'élasticité Fe en MPa	Coefficient de fissuration	Coefficient de scellement ψ
Acier en barre	Rond lisse Fe235	RL	235	1	1
	Haute adhérence Fe400	HA	400	1.6	1.5
Aciers en treillis	Treillis soudé (T S) TL 520($\Phi < 6$)	TS	520	1.3	1

Tableau I-1 : Caractéristiques des aciers

1) Limite d'élasticité longitudinale :

Le module d'élasticité longitudinale (E_s), a une valeur constante quelle que soit la nuance de l'acier. $E_s = 200000 \text{ MPa}$ (art II 1 BAEL99)

2) Coefficient de poisson des aciers :

Le coefficient de poisson ν pour les aciers est pris égal à 0,3

3) La limite élastique garantie f_e :

C'est la contrainte pour la laquelle le retour élastique donne une déformation résiduelle de 2‰

4) Diagramme contrainte déformation :

Le diagramme contrainte déformation est illustré dans la figure 1-3 (art A 2.2.2 BAEL91)

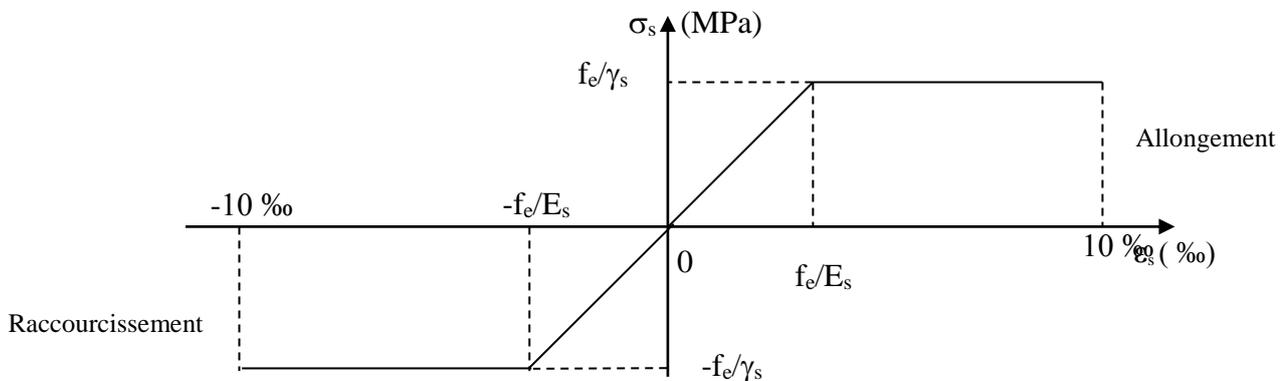


Figure I.4 : Diagramme contrainte déformation.

5) Contrainte limite de l'acier :

5.1) Etat limite ultime ELU :

La contrainte limite de déformation de l'acier est donnée par (art A 4.3.2 BAEL91)

$$\sigma_s = f_e/\gamma_s \quad \text{où} \quad \gamma_s : \text{Coefficient de sécurité}$$

$$\gamma_s = 1,15 \quad \text{En situation durable}$$

$$\gamma_s = 1,00 \quad \text{En situation accidentelle}$$

5.2) Etat limite de service (E L S) :

Il est nécessaire de limiter l'ouverture des fissures (risque de corrosion des armatures), et ce en limitant les contraintes dans les armatures tendues sous l'action des sollicitations de service d'après les règles BAEL91. On distingue trois cas de fissurations :

a) Fissuration peu nuisible : (BAEL91 /Art 4-5-32)

Cas des éléments situés dans les locaux couverts, dans ce cas, il n'y a pas de vérifications à effectuer.

b) Fissuration préjudiciable : (BAEL91/Art 4-5-33)

Cas des éléments exposés aux intempéries. Dans ce cas, la contrainte de traction des armatures est limitée à :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\}$$

Avec : η : coefficient de fissuration égal à :

$\eta = 1,00$ pour les RL

$\eta = 1,6$ pour les HA si $\Phi \geq 6\text{mm}$

$\eta = 1,3$ pour les HA si $\Phi < 6\text{mm}$

Les valeurs exactes obtenues sont :

$$\bar{\sigma}_s = 156 \text{ MPa} \quad \text{pour les RL}$$

$$\bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \quad \text{pour les H.A.}$$

c) Fissuration très préjudiciable : (BAEL91 / Art 4-5.3.4) :

Cas d'un milieu agressif ou doit être assurée une étanchéité. Dans ce cas ,la contrainte de traction des armatures est limitée à :

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

Avec: η coefficient de fissuration.

$\eta = 1.0$pour les RL.

$\eta = 1.6$pour les HA.

Les valeurs exactes obtenues sont:

$$\bar{\sigma}_s = 165 \text{ MPa} \quad \text{pour les HA.}$$

$$\bar{\sigma}_s = 130 \text{ MPa} \quad \text{pour les RL.}$$

6) Protection des armatures : (art A.7-2 4 BAEL91) :

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

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

Conclusion :

A ce niveau, nous avons définis tous les éléments qui contiennent notre ouvrage. Et les caractéristiques mécaniques et massiques des matériaux que nous allons utiliser lors de la construction, en respectant les règles du BAEL91/modifiées 99, et les règles parasismiques algériennes (RPA99/version 2003).

II-1 Pré dimensionnement des éléments :

II-1.1 Les planchers :

Le plancher est une partie horizontale de la construction séparant deux niveaux d'un bâtiment, capable de supporter les charges et de les transmettre aux éléments porteurs horizontaux et verticaux.

Sa fonction principale est :

- Isolation thermique et phonique
- Résistance aux incendies

La structure comporte deux sortes de plancher qui sont :

a- Plancher en corps creux :

Il est constitué de corps creux et d'une dalle de compression ferraillée de treillis soudé, reposant sur des poutrelles préfabriquées en béton armé placées dans le sens de la petite portée.

Le plancher doit être conçu de telle sorte à supporter son poids propre et les surcharges d'exploitations, son épaisseur est donnée par la formule suivante :

$$h_{tp} \geq L/22,5 \text{ (Art B.6.8.424 BAEL 91)}$$

Avec : h_{tp} : hauteur totale du plancher

L : portée libre maximale de la plus grande travée dans le sens des poutrelles,

Dans notre cas la portée libre maximale : $L = 4,00 - 0,30 = 3,70\text{m}$

Ce qui nous donne :

$$h_{tp} \geq 370/22,5 = 16,44(\text{cm})$$

On opte pour un plancher de $(16+4)=20$ (cm)

- Epaisseur du corps creux est de 16cm.
- Epaisseur de la dalle de compression est de 4cm.

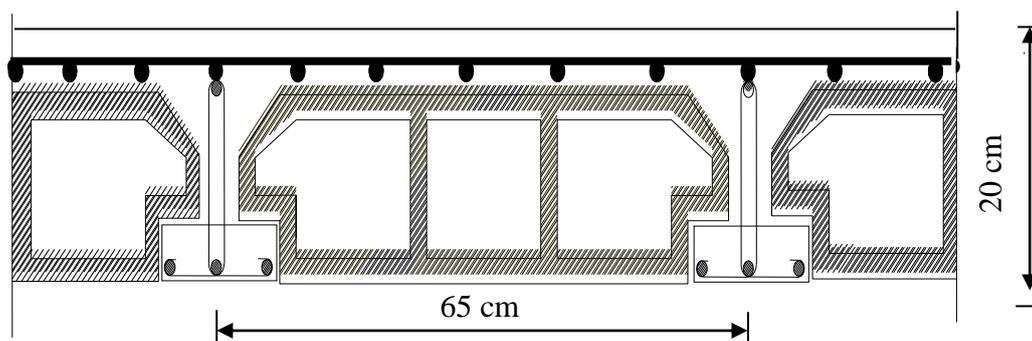


Figure II-01 : Coupe d'un plancher à corps creux

- Vérification de la sécurité contre l'incendie :

Les normes en vigueur préconisent une épaisseur minimale de :

- Pour une heure de coup de feu. $e \geq 7$ cm.
- Pour deux heures de coup de feu. $e \geq 11$ cm.
- Pour quatre heures de coup de feu. $e \geq 17$ cm.

Dans notre cas on a $h_{tp} = 20$ cm donc la sécurité contre l'incendie est vérifiée.

b- Dalle pleine :

C'est une dalle réalisé en béton armé uniquement. Elle repose avec ou sans continuité sur deux ou plusieurs appuis constitués de poutres ou de refends. La réalisation d'une dalle pleine nécessite la mise en place d'un coffrage sur toute la surface concernée.

II-1.2 Les poutres :

Les poutres sont des éléments porteurs en béton armé (horizontales et linéaires), faisant partie de l'ossature du plancher. Elles reçoivent les actions mécaniques (efforts et moments) et les transmettent aux éléments verticaux (poteaux, voiles) on distingue :

- Les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles.
 - Les poutres secondaires qui assurent le chaînage.
- Les pré-dimensionnement des poutres seront effectué selon les lois suivantes :

Avec : $L/15 \leq h_{tp} \leq L/10$ $0.4h \leq b \leq 0.7h$

- h_{tp} : hauteur de la poutre.
- b : largeur de la poutre.
- L : désigne la plus grande portée libre des poutres.

On distingue les poutres principales qui servent comme appuis aux poutrelles et les poutres secondaires qui assurent le chaînage.

➤ **Poutres principales :**

Elles supportent les poutres secondaires et les poutrelles et elles se reposent sur des porteurs verticaux

- Calcule de la hauteur :

On a : $L_{max} = 4,30 - 0,25 = 4,05m$

$$L/15 \leq h_{tp} \leq L/10$$

$$405/15 \leq h_t \leq 405/10 \Rightarrow 27,00 \leq h_t \leq 40,50 \text{ cm}$$

Soit $h_t = 40cm$.

- Calcul de la largeur :

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

$$0.4 (40) \leq b \leq 0.7 (40) \Rightarrow 16,00 \leq b \leq 28,00cm$$

Soit $b = 30 \text{ cm}$.

Vérifications relatives aux exigences du RPA :(Art 7.5 .1du RPA99)

- $b \geq 20 \text{ cm}$ $30 \geq 20 \text{ cm}$ condition Vérifiée.
- $h_t \geq 30cm$ $40 \geq 30cm$ condition Vérifiée.
- $h_t / b \leq 4$ $40/30 = 1,33 \leq 4$ condition Vérifiée.

➤ **Poutres secondaires :**

Elles sont parallèles aux poutrelles, leurs rôles est de transmettre les efforts aux poutres principales.

- Calcule de la hauteur :

On a $L_{\max} = 4,00 - 0,25 = 3,75 \text{ m}$

$$375/15 \leq h_t \leq 375/10 \Rightarrow 25,00 \leq h_t \leq 37,50 \text{ cm}$$

Soit $h_t = 35 \text{ cm}$

- Calcul de la largeur :

$$0.4 (35) \leq b \leq 0.7 (35) \Rightarrow 14,00 \leq b \leq 24,50 \text{ cm}$$

Soit $b = 25 \text{ cm}$

Vérifications relatives aux exigences du RPA :(Art 7.5 .1du RPA99)

- $b \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots 25 \geq 20 \text{ cm}$ condition Vérifiée.
- $h_t \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots 35 \geq 30 \text{ cm}$ condition Vérifiée.
- $h_t / b \leq 4 \dots\dots\dots 35 / 25 = 1,4 \leq 4$ condition Vérifiée.

II 1.3 Les poteaux :

Les poteaux seront prés dimensionnés à L' ELS en considérant un effort de compression axial N, qui sera repris uniquement par la section du béton.

La section du poteau à déterminée est celle du poteau le plus sollicité, qui est donnée par la relation suivante : $S \geq N / \sigma_{bc}$

Avec :

N : effort de compression revenant au poteau qui est considéré égal à (G+Q)

σ_{bc} : contrainte admissible du béton à la compression simple

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

Remarque

L'effort normal « N » sera déterminé à partir de la descente de charge.

On aura donc à déterminer d'abord les charges et surcharges de différents niveaux du bâtiment.

II 1.4 les voiles :

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

Le pré dimensionnement sera fait conformément à l'article (7.7.1 de RPA99 modifié 2003)

- l'épaisseur des voiles est donnée par la formule suivante :

$e_p \geq h_e / 20$

- Au niveau de RDC : $h = 4.08 \text{ m}$

$h_e = h - h_t$

Avec : $h_t =$ épaisseur de la dalle

$h_e = 4.08 - 0.2 = 3.88 \text{ m}$

$$e_p \geq 3.88/20 = 0.194\text{m} = 19.4\text{cm}$$

- Au niveau de l'étage courant : $h=3.06\text{m}$

$$H_e = 3.06 - 0.2 = 2.86\text{m}$$

$$e_p \geq 2.86/20 = 0.14\text{m} = 14\text{cm}$$

On adopte une épaisseur : $e_p=20\text{cm}$

- Vérifications :

Pour qu'un voile puisse assurer une fonction de contreventement, sa largeur L doit être supérieure ou égale à $4e_p$

On doit vérifier que : $L \geq 4e_p$

L : longueur minimale du voile

$$L \geq 4 \cdot 20 = 80 \text{ cm}$$

$L = 100 \text{ cm}$Condition vérifiée.

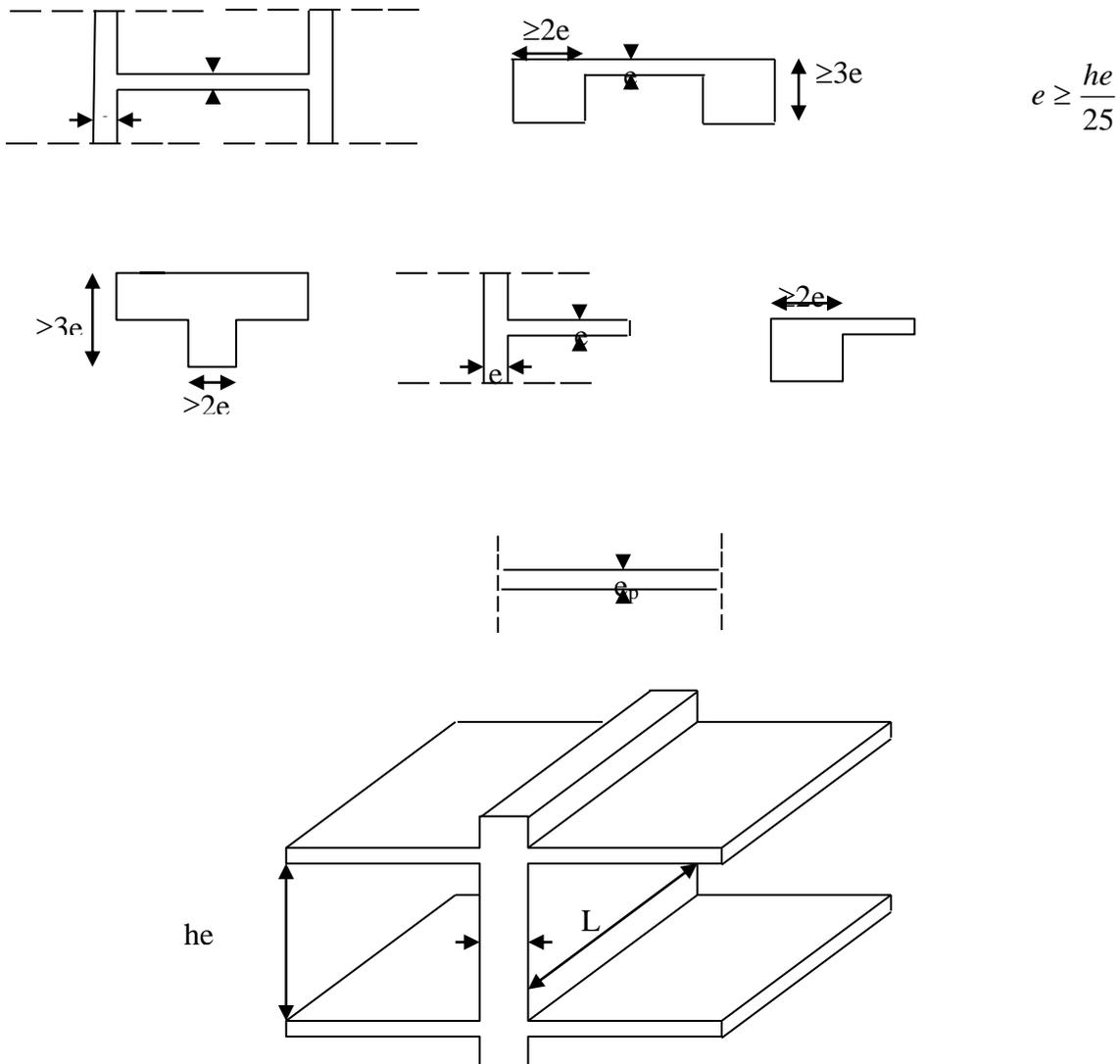


Figure II-02 : Coupe de voile en élévation

II-2 Détermination des charges et surcharges :

Pour déterminer les charges permanentes G et les charges d'exploitations Q, nous allons référer au document technique réglementaire DTR

II -2.1 Les charges permanentes :

a) Plancher terrasse :(inaccessible) :

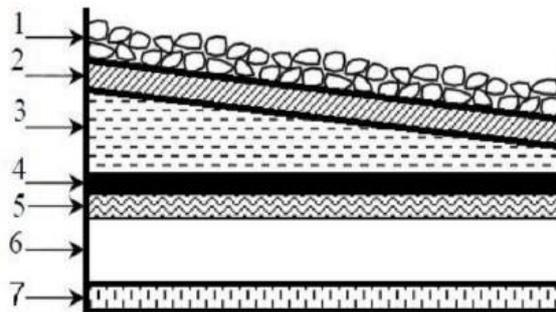


Figure II-03 : Coupe transversale du plancher terrasse inaccessible

N°	Matériaux	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m ³)	Charge G (KN/m ²)
1	Couche gravillon roulé	5	20	1
2	Etanchéité multicouche	2	6	0.12
3	Béton en forme de pente	7	22	1.54
4	Pare vapeur (feuille polyane)	/	/	0.01
5	Isolation thermique	4	4	0.16
6	Dalle a corps creux	20	13.6	2.80
7	Enduit platre	0.02	18	0.2
				G=5.83 KN/m²

Tableau II-01 : Poids propre du plancher terrasse inaccessible.

b) Plancher d'étage courant :

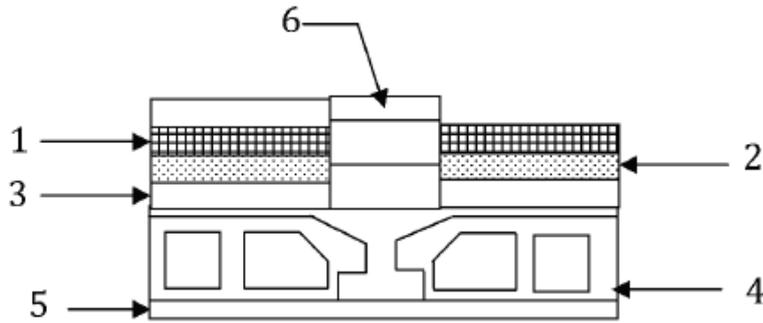


Figure II-04 : Coupe transversale du plancher d'étage courant.

N°	Matériaux	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m ³)	Charge G (KN/m ²)
1	Carrelage scellé	2	22	0.40
2	Mortier de pose	3	20	0.60
3	Couche de sable	3	18	0.66
4	Dalle en corps creux	20	13.6	2.80
5	Enduit plâtre	2	10	0.2
6	Cloison de séparation interne	/	/	0.90
				G=5.56 KN/m²

Tableau II-02 : Poids propre du plancher d'étage courant

c) Les murs :

- Mur extérieur :

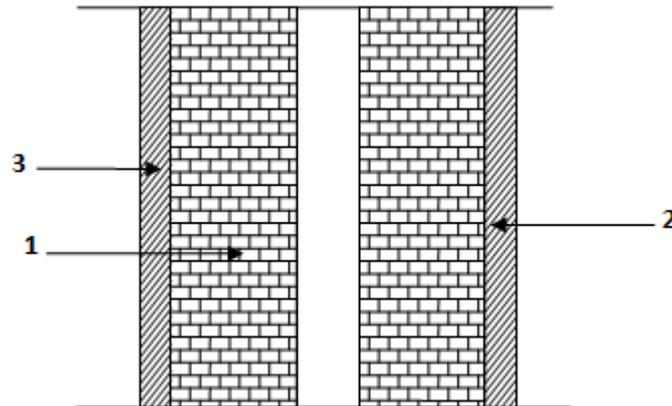


Figure II-05 : coupe verticale du mur extérieur

N°	Eléments	Epaisseur (cm)	Poids volumique (kg/m ³)	Charge G (KN/m ²)
1	Brique Creuse	2x10=20	1700	1.80
2	Enduit en plâtre	2	/	0.20
3	Mortier de ciment	2	/	0.36
				G=2.36 KN/m²

Tableau II-03 : Poids propre des Murs extérieurs

- Mur Intérieur :

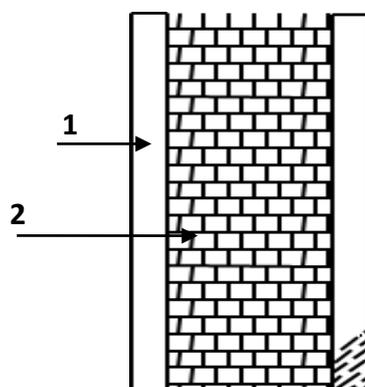


Figure II-06 : Coupe transversale du mur en simple cloison

N°	Eléments	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m ³)	Charge G (KN/m ²)
1	Brique Creuse	20	17	0.90
2	Enduit en plâtre	2x2=4	10	0.40
	Charge permanente total			G=1.30 KN/m²

Tableau II-04 : Poids propre des murs intérieurs

d) Dalle pleine (balcon):



Figure II-07 : Coupe transversale de la dalle pleine

N°	Eléments	Epaisseur (cm)	Poids volumique (kg/m ³)	Charge G (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	2	22	0.44
2	Mortier de pose	2	20	0.4
3	Lits de sable	2	18	0.36
4	Dalle en béton armé	15	25	3.75
5	Mortier de ciment	15	22	0.36
	Total			G=5.31 KN/m²

Tableau II-05. : Poids propres des dalles pleines

e) L'acrotère :

On se basant sur les dimensions de l'acrotère dans le schéma illustré dans la figure, nous pouvons déterminer la charge permanente correspondant.

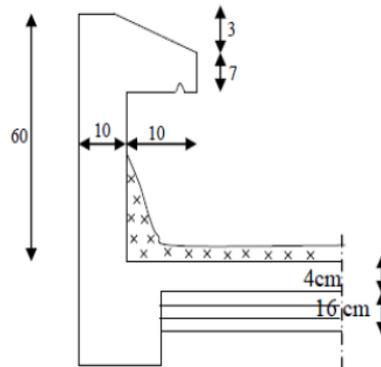


Figure II-08 : Coupe verticale de l'acrotère

$$G_{acr} = \rho_{beton} \times S_{acr} .$$

$$G_{acr} = 25[(0.5 \times 0.1) + (0.07 \times 0.2) + (0.03 + 0.2/2)]$$

$$G_{acr} = 1,675 \text{ KN/ml} .$$

II- 2.2 Les surcharges d'exploitation:

Les surcharges d'exploitation sont données par le DTR comme suit

- Plancher terrasse	Q = 1,00 kN/m ²
- Plancher étage courant : à usage d'habitation	Q = 1,50 kN/m ²
- Plancher du RDC	Q = 1,50 kN/m ²
- L'acrotère	Q = 1,00 kN/ml
- L'escalier	Q = 2,50 kN/m ²
- Balcons	Q = 3,50 kN/m ²

II-3 Descente de charge :

La descente des charges est obtenue en déterminant le cheminement des efforts verticaux dans la structure depuis leur point d'application jusqu'aux fondations. D'une façon générale, les charges se distribuent en fonction des surfaces attribués a chaque élément porteur (poutre, poteaux ou voile) appelées surfaces d'influence.

II-3.1 Charges et surcharges revenant au poteau C2 :

a) Surface d'influence :

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

Avec:

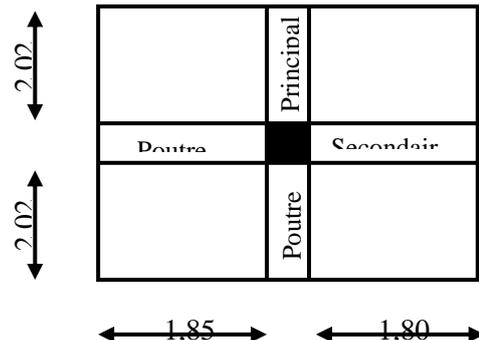
$$S_1 = 2.025 \times 1.85 = 3.746 \text{ m}^2$$

$$S_2 = 2.025 \times 1.85 = 3.746 \text{ m}^2$$

$$S_3 = 2.025 \times 1.80 = 3.645 \text{ m}^2$$

$$S_4 = 2.025 \times 1.80 = 3.645 \text{ m}^2$$

$$S = 14.782 \text{ m}^2$$



b) Charges permanentes revenant à chaque plancher :

- Plancher terrasse

$$G = 5,83 \text{ KN/m}^2$$

- Plancher étage courant

$$G = 5,56 \text{ KN/m}^2$$

- Plancher rez-de-chaussée

$$G = 5,56 \text{ KN/m}^2$$

c) Poids revenant à chaque plancher :

- Poids du plancher $P = G \times S$

Plancher terrasse :

$$P = 5,83 \times 14,782 = 86.18 \text{ KN}$$

Plancher étage :

$$P = 5,56 \times 14,782 = 82.188 \text{ KN}$$

d) Poids revenant à chaque poutre :

Poutres principales :

$$P = (2.025 \times 0,40 \times 0,3) \times 25 \times 2 = 12,15 \text{ KN}$$

Poutres secondaires :

$$P = (1,85 \times 0,35 \times 0,3) \times 25 + (1,80 \times 0,35 \times 0,3) \times 25 = 9.58 \text{ KN}$$

D'ou le poids total $P = 12,15 + 9.58$

Ce qui donne : **$P = 21.73 \text{ Kn}$**

e) Poids des poteaux :

- Poteaux RDC :

$$P_{\text{pot}} = 0.25 \times 0.25 \times 4.08 \times 25 = 6.375 \text{ KN}$$

- Poteaux etage courant :

$$P_{\text{pot}} = 0.25 \times 0.25 \times 3.06 \times 25 = 4.781 \text{ KN}$$

F) surcharges d'exploitations :

- Plancher terrasse : $Q_0 = 1.00 \times 14.782 = 14.782 \text{ KN}$

- Plancher étages courant : $Q_1 + Q_2 + Q_3 + \dots + Q_9 = 1.5 \times 14.782 = 22.173 \text{ KN}$

- Plancher RDC : $Q_{10} = 5 \times 14.782 = 73.910 \text{ KN}$

II-3.2 Loi de dégression de charge :

En raison du nombre d'étages qui composent la tour étudiée $n > 5$, on doit tenir compte de la loi de dégression pour des surcharges d'exploitation différentes.

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

$$\begin{aligned} \Sigma_0 &= Q_0 \\ \Sigma_1 &= Q_0 + Q_1 \\ \Sigma_2 &= Q_0 + 0,9(Q_1 + S_2) \\ \Sigma_3 &= Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3) \\ &\vdots \\ \Sigma_n &= Q_0 + [(3+n)/2n] \cdot \Sigma_{i=1}^n Q_0 \end{aligned}$$

Pour $n \geq 5$

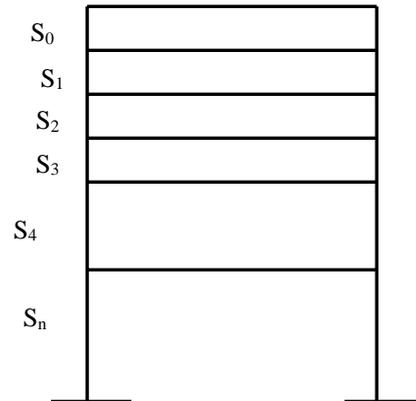


Figure II-09 : Loi de dégression des charges.

Coefficients de dégression des surcharges

Niveaux	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1
Coeff	1	1	0,95	0,90	0,85	0,80	0,75	0,714	0,687	0,66

Tableau II-06 : Les valeurs du coefficient $(3+n/2n)$

Les surcharges cumulées

$$9^{\text{ème}} = Q_0 = 14.782 \text{ KN}$$

$$8^{\text{ème}} = Q_0 + Q_1 = 14.782 + 22.173 = 36.955 \text{ KN}$$

$$7^{\text{ème}} = Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2) = 14.782 + 0,95(2 \times 22.173) = 56.910 \text{ KN}$$

$$6^{\text{ème}} = Q_0 + 0,90(Q_1 + Q_2 + Q_3) = 14.782 + 0,90(3 \times 22.173) = 74.650 \text{ KN}$$

$$5^{\text{ème}} = Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 14.782 + 0,85(4 \times 22.173) = 90.170 \text{ KN}$$

$$4^{\text{ème}} = Q_0 + 0,80(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 14.782 + 0,80(5 \times 22.173) = 103.474 \text{ KN}$$

$$3^{\text{ème}} = Q_0 + 0,75(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 14.782 + 0,75(6 \times 22.173) = 114.561 \text{ KN}$$

$$2^{\text{ème}} = Q_0 + 0,71(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7) = 14.782 + 0,714(7 \times 22.173) = 125.603 \text{ KN}$$

$$1^{\text{ème}} = Q_0 + 0,68(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8) = 14.782 + 0,687(8 \times 22.173) = 136.644 \text{ KN}$$

$$\begin{aligned} \text{RDC} &= Q_0 + 0,66(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9) = \\ &14.782 + 0,66(8 \times 22.173 + 73.910) = 180.636 \text{ KN} \end{aligned}$$

On adopte pour les poteaux les sections suivantes :

Etages	Sections en cm ²
RDC, 1 ^{er} , 2 ^{ème}	45x45
3 ^{ème} , 4 ^{ème} , 5 ^{ème}	40x40
6 ^{ème} , 7 ^{ème} , 8 ^{ème} , 9 ^{ème}	35x35

Tableau II-07 : les sections des poteaux adoptées.

Vérification des sections des poteaux : (ART.7.4/RPA99 ver 2003) :

Poteaux 35x35 :

- Min (35x35) ≥ 25cm Vérifié
- Min (35x35) ≥ h_e/20 = 15.3 Vérifié avec (h_e=3.06m)
- 1/4 < b/h= 1<4 Vérifié

Poteaux 40x40 :

- Min (40x40) ≥ 25cm Vérifié
- Min (40,40) ≥ h_e/20 = 15.3..... Vérifié avec (h_e=3.06m)
- 1/4 < b/h= 1<4 Vérifié

Poteaux 45x45 : (RDC)

- Min (45x45) ≥ 25cm Vérifié
- Min (45,45) ≥ h_e/20 = 15.3..... Vérifié avec (h_e=3.06m)
- 1/4 < b/h= 1<4 Vérifié

Poteaux 45x45 : (RDC)

- Min (45x45) ≥ 25cm Vérifié
- Min (45,45) ≥ h_e/20 = 20.4..... Vérifié avec (h_e=4.08m)
- 1/4 < b/h= 1<4 Vérifié

Les conditions du RPA sont vérifiées, toutes les sections sont admissibles.

Vérification des poteaux au flambement :

La vérification des poteaux au flambement doit satisfaire la condition suivante :

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

Avec :

λ : Elancement du poteau

L_f : Longueur de flambement (L_f = 0.7 l₀)

i : Rayon de giration (i= [I/A]^{1/2})

S: Section transversale du Poteau (S=hxb)

L₀ : Langueur libre du poteau

Ce qui donne $\lambda = \frac{\sqrt{12} \times L_f}{b}$

niveaux	B (cm)	h (cm)	I (cm ⁴)	S (cm ²)	i (cm)	L ₀ (cm)	L _f (cm)	λ	Condition
(9,8,7,6) ^{ème}	35	35	125052.08	1225	10.10	306	214.2	21.20	Vérifié
(5,4,3) ^{ème}	40	40	213333.33	1600	11.54	306	214.2	18.56	Vérifié
1 ^{er} , 2 ^{ème}	45	45	341718.75	2025	12.99	306	214.2	16.48	Vérifié
RDC	45	45	341718.75	2025	12.99	408	285.6	21.98	Vérifié

Tableau II-08 : Vérification au flambement

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

Conclusion :

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

- ✓ épaisseur du plancher en corps creux : h=20cm
- ✓ Epaisseur des voiles : e_p=20cm
- ✓ Sections des poutres :
 - Poutres principales : (40x30)
 - Poutres secondaires : (35x25)
- ✓ Sections des poteaux :
 - RDC et 1^{er}, 2^{ème} : (45x45)
 - 3^{ème}, 4^{ème}, 5^{ème} : (40x40)
 - 6^{ème}, 7^{ème}, 8^{ème}, 9^{ème} : (35x35)

Tableau récapitulatif de la descente de charge

Niv	charges permanentes Kn					charges exploitations kN		efforts normaux	section des poteaux cm ²	
	Gplancher	G poutre	Gpoteau	G total	G cum	Q plancher	Q cum	N=Gc+Qc	S trouvée	S adoptée
9	86.188	20.13	0,00	106.318	106.318	14.782	14.782	121.100	80.73	35X35
8	82.188	20.13	4.781	107.099	213.417	22.173	36.955	251.331	167.554	35X35
7	82.188	20.13	4.781	107.099	320.516	22.173	55.910	378.344	252.229	35x35
6	82.188	20.13	4.781	107.099	427.615	22.173	74.650	507.142	338.094	35X35
5	82.188	20.13	4.781	107.099	534.714	22.173	90.170	628.72	419.146	40X40
4	82.188	20.13	4.781	107.099	641.813	22.173	103.474	750.082	500.054	40x40
3	82.188	20.13	4.781	107.099	748.912	22.173	114.561	869.227	579.484	40X40
2	82.188	20.13	4.781	107.099	856.011	22.173	125.603	988.327	658.884	45X45
1	82.188	20.13	4.781	107.099	963.110	22.173	136.644	1107.426	738.284	45X45
RDC	82,188	20.13	6.735	109.053	1072.163	73.910	180.636	1261.386	840.924	45X45

Remarque :

Il est évident que d'autres calculs relatifs aux poteaux de rive conduisent à des sections transversales inférieures à celles déterminées pour les poteaux centraux, mais le RPA (ADDENDA 2003) recommande la même section pour l'ensemble des poteaux d'un même étage

CHAPITRE III : CALCUL DES ÉLÉMENTS SECONDAIRES

Introduction :

Les éléments non structuraux n'apportent pas de la contribution significative a la résistance aux actions sismiques de l'ensemble, contrairement aux poteaux poutres et voiles ; donc nous pourrons les calculer séparément sous l'effet des charges qui leurs reviennent. Le calcul sera fait conformément aux règlements de BAEL 91 modifié 99 et le RPA99 version 2003.

III-1.Acrotère :

III-1.1. Définition et rôle de l'acrotère :

L'acrotère est une construction complémentaire sur le plancher terrasse ayant pour objectif d'étanchéité et destinée essentiellement a assurer une certaine sécurité et protéger le gravier contre la poussée du vent.

La forme de pente de l'acrotère est réalisé en béton armé assimilé a une console encastré au niveau du plancher terrasse, elle est soumise a son poids propre « G » donnant un effort normal « N » et une charge d'exploitation ($Q= 1\text{KN/ml}$) non pondérée qui engendre un moment de flexion « M » dans la section d'encastrement.

Le calcul de l'acrotère se fait en flexion composée a l'ELU et a l'ELS pour une bande de 1m de largeur.

III-1.2. Caractéristiques géométriques de l'acrotère :

Hauteur : $h=60\text{cm}$

L'épaisseur : $h_0=10\text{cm}$

L'enrobage : $c=c'=3\text{cm}$

La surface = 0.067m^2

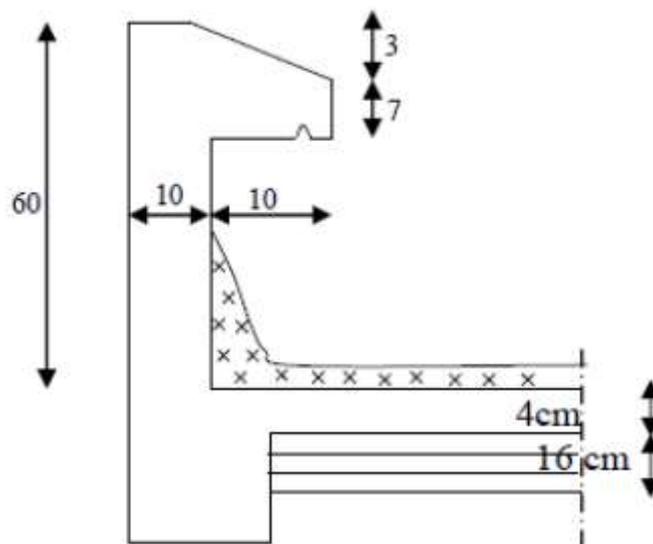


Figure III-1.1 : Coupe verticale de l'acrotère

III-1.3. Calcul de l'acrotère :

❖ Chargement :

$$G = \rho \times S \times 1\text{ml.}$$

$$S = 0.067\text{m}^2$$

$$G = 25 \times 0.067 \times 1 = 1.675 \text{ KN/ml}$$

Surcharge d'exploitation horizontale: $Q = 1\text{KN/ml}$

❖ Calcul des sollicitations :

Effort normal dû au poids propre : $N = G \times 1 = 1.675 \text{ KN}$

Effort tranchant : $T = Q \times 1 = 1\text{KN}$

Moment de renversement M_Q dû à Q : $M_Q = Q \times H \times 1 = 1 \times 0.6 \times 1 = 0.6 \text{ KN.m}$

III-1.4. Les combinaisons de charges :

A L'ELU : $1.35G + 1.5Q$

-L'effort normal : $N_U = 1.35G = 1.35 \times 1.675 = 2.26 \text{ KN}$

-L'effort tranchant : $T_U = 1.5Q = 1.5 \times 1 = 1.5\text{KN}$

-Moment de flexion : $M_U = 1.5M_Q = 1.5 \times 0.6 = 0.9 \text{ KN.m}$

A L'ELS : $G + Q$

-L'effort normal : $N_S = G = 1.675 = \text{KN}$

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

-Moment de flexion : $M_S = M_Q = 0.6 \text{ KN.m}$

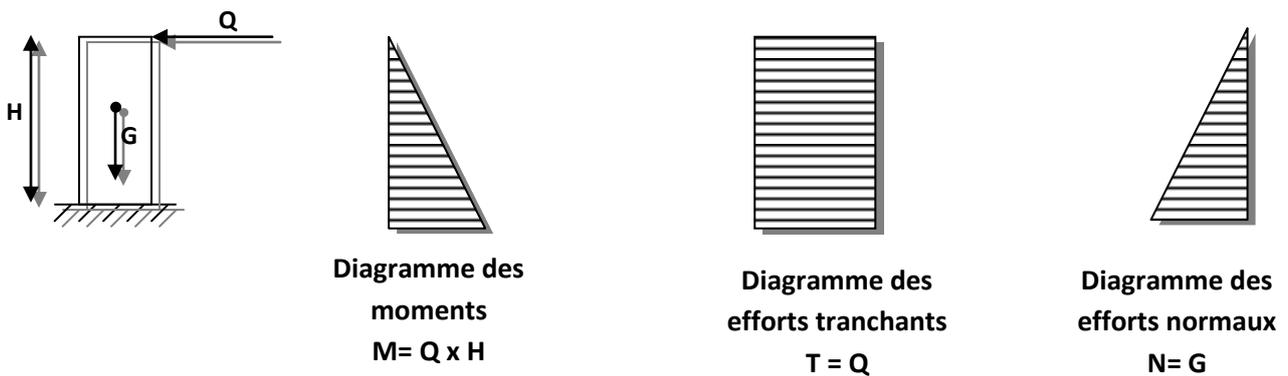


Figure III-1.2 : Diagramme des efforts interne.

III-1.5. Ferrailage de l'acrotère :

Il consiste à l'étude d'une section rectangulaire, le principe est d'étudier la section du béton en flexion simple sous un moment fictif M_f afin de déterminer les armatures fictives A_f puis en flexion composée pour déterminer les armatures réelles A .

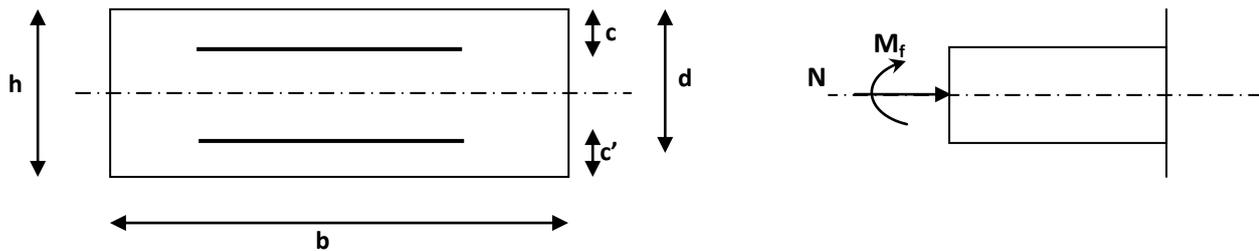


Figure III-1.3 : section soumise à la flexion composée

Avec :

h : épaisseur de la section.

C : la distance entre le centre de gravité des aciers et la fibre extrême du béton.

D : $h - c$: hauteur utile.

M_f : Moment fictif calculé par rapport au centre de gravité des armatures tendues.

➤ **Remarque** : le calcul se fera à l'ELU puis nous vérifierons à l'ELS.

III-1-6. Calcul à l'ELU :

1. Calcul de l'excentricité :

- $e_v = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.90}{2.26} = 0.398 \text{ cm}$
- $\frac{h}{2} - C' = \frac{10}{2} - 3 = 2.00 \text{ cm}$

Avec :

M_u = moment dû à un effort de compression.

N_u = effort de compression.

e_u = l'excentricité.

$h/2-c'$: la distance entre le centre de gravité de la section et le centre de gravité des armatures tendue.

D'où $e_u = 39.8\text{cm} > 2\text{cm}$

Donc : La section est partiellement comprimés (SPC).

2. Calcul en flexion simple :

- Moment fictif :

$$M_f = N_u \times g$$

Avec : $g = e_u + (h/2-c) = 0.398 + [(0.1/2) - 0.03] = 0.418 \text{ m}$

$$g = 0.418 \text{ m}$$

$$M_f = 2.26 \times 0.418 = 0.944 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_f}{bd^2 f_{bc}} = \frac{0,944 \times 10^5}{100 \times 7^2 \times 14,2 \times 10^2} = 0,0135$$

Sachant que $\mu_l = 0.392 \implies \mu_b = 0.0135 < \mu_l = 0.392$

La section est simplement armée (S.S.A), donc les armatures comprimé sont pas nécessaires

Avec : $\beta = 0.993$

- Les armatures fictives :

$$A_f = \frac{M_f}{\beta d \frac{f_e}{\gamma_b}} = \frac{0,944 \times 10^5}{0,993 \times 70 \times \frac{400}{1,15}} = 0.39 \text{ cm}^2$$

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

3. Calcul en flexion composée :

- Les armatures réelles :

$$A = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0,39 - \frac{2,26 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 0,325 \text{ cm}^2$$

$$A = 0.325 \text{ cm}^2 \quad A_{sc} = 0 \text{ cm}^2$$

III-1.7. Vérification a l'ELU:

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

$$A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 7 \times \frac{2,1 \times 10^2}{400 \times 10^2} = 0,845 \text{ cm}^2$$

Avec : $f_{t28} = 0.06 \times f_{c28} + 0.6 = 2.1 \text{ MPa}$

$$A_{\min} = 0.845 \text{ cm}^2 > A = 0.325 \text{ cm}^2$$

On conclue que les armatures calculées à la condition de non fragilité sont supérieure à celles calculées a l'ELU, donc nous adopterons une section :

$$A_s = A_{\min} = 0.845 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- Les armatures principales :
 $A_s = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$
- Les armatures de repartions :
 $A_r = A/4 = 2.01/4 = 0.502 \text{ cm}^2$

Soit : **$A_r = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$**

b) Vérification au cisaillement :

Nous avons une fissuration préjudiciable d'où :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa}\right) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} ; \text{ Avec : } V_u = 1.5 \times Q = 1.5 \text{ KN (effort tranchant)}$$

$$\tau_u = \frac{1,5 \times 10^3}{10^3 \times 70} = 0.021 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa} \quad \rightarrow \text{ Condition vérifiée.}$$

On conclue qui y a de risque de cisaillement dans le béton, seul peut reprendre l'effort de cisaillement, par conséquent les armatures transversales ne sont pas nécessaire.

c) Vérification de l'adhérence des barres :

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.1 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9d \sum u_i} \quad \tau_{se} = \frac{1,5 \times 10^3}{0,9 \times 70 \times 100,5} = 0,237 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se}$$

Avec : $\sum u_i = 4\pi 8 = 4 \times \pi \times 0,8 = 10,05 \text{ cm}$

$\sum u_i$: Somme de périmètres utiles de barres. \rightarrow Condition vérifiée.

d) Longueur de scellement droit :

$$L_s = 40 \Phi = 40 \times 0,8 = 32 \text{ cm}$$

e) Espacement des barres :

- Armatures principales : $S_t \leq \min[3h ; 33 \text{ cm}] = 30 \text{ cm} \rightarrow$ soit $S_t = 25 \text{ cm}$.
- Armatures de répartition : $S_t \leq \min[4h ; 45 \text{ cm}] = 40 \text{ cm} \rightarrow$ soit $S_t = 25 \text{ cm}$.

III-1.8. Vérification a l'ELS :

L'acrotère est exposé aux intempéries. Donc la fissuration est considérée comme préjudiciable, on doit donc vérifier les conditions suivantes :

- La contrainte dans l'acier : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$
- La contrainte dans le béton : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

a) Vérification des contraintes dans l'acier

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} f_e , 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right] \dots\dots\dots \text{(BAEL91/Art4.5,33)}.$$

$$\eta = [\text{fe400 ; HA } \phi \geq 6 \text{ mm}] \rightarrow \eta = 1.6$$

$$\bar{\sigma}_s = \min [266,67 , 201,63] \quad \rightarrow \quad \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa}$$

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

$$\rho_1 = \frac{100 A_s}{b.d} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 7} = 0,290 \Rightarrow \beta_1 = 0,914$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s} = \frac{0,6 \times 10^6}{0,914 \times 70 \times 201} = 46.65 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 46.65 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

b) Vérification des contraintes dans le béton :

$$\alpha = 3(1 - \beta) = 3(1 - 0.914) = 0.258$$

$$K = \frac{\alpha}{15(1 - \alpha)} = \frac{0,258}{15(1 - 0,258)} = 0,023$$

$$\sigma_b = K \cdot \sigma_s = 0,023 \times 46,65 = 1,073$$

$$\sigma_{bc} = 1,0732 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

III-1.9. Vérification de l'acrotère au séisme :

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

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p = \dots\dots\dots (\text{RPA99 version 2003 / Art 6.2.3}).$$

Avec:

A : coefficient d'accélération de zone, dans notre cas (zone IIa, groupe d'usage 2) → A=0.15

C_p : facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8 → C_p= 0.8 (élément en console).

W_p : poids de l'acrotère → W_p= 1.675 KN/ml.

D'où :

$$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 1.675 = 0.804 \text{ KN/ml}$$

Donc : F_p = 0.804 KN/ml > Q = 1 KN/ml → **Condition vérifiée.**

La condition étant vérifiée le calcul au séisme est inutile.

✓ **Le ferrailage de l'acrotère est comme suit :**

	Ferrailage adopté (cm ²)	Espacement (S _t) (cm)
Armatures principales	4HA8 = 2.01	25
Armatures de répartitions	4HA8 = 2.01	25

III-1.10. Schéma de ferrailage :

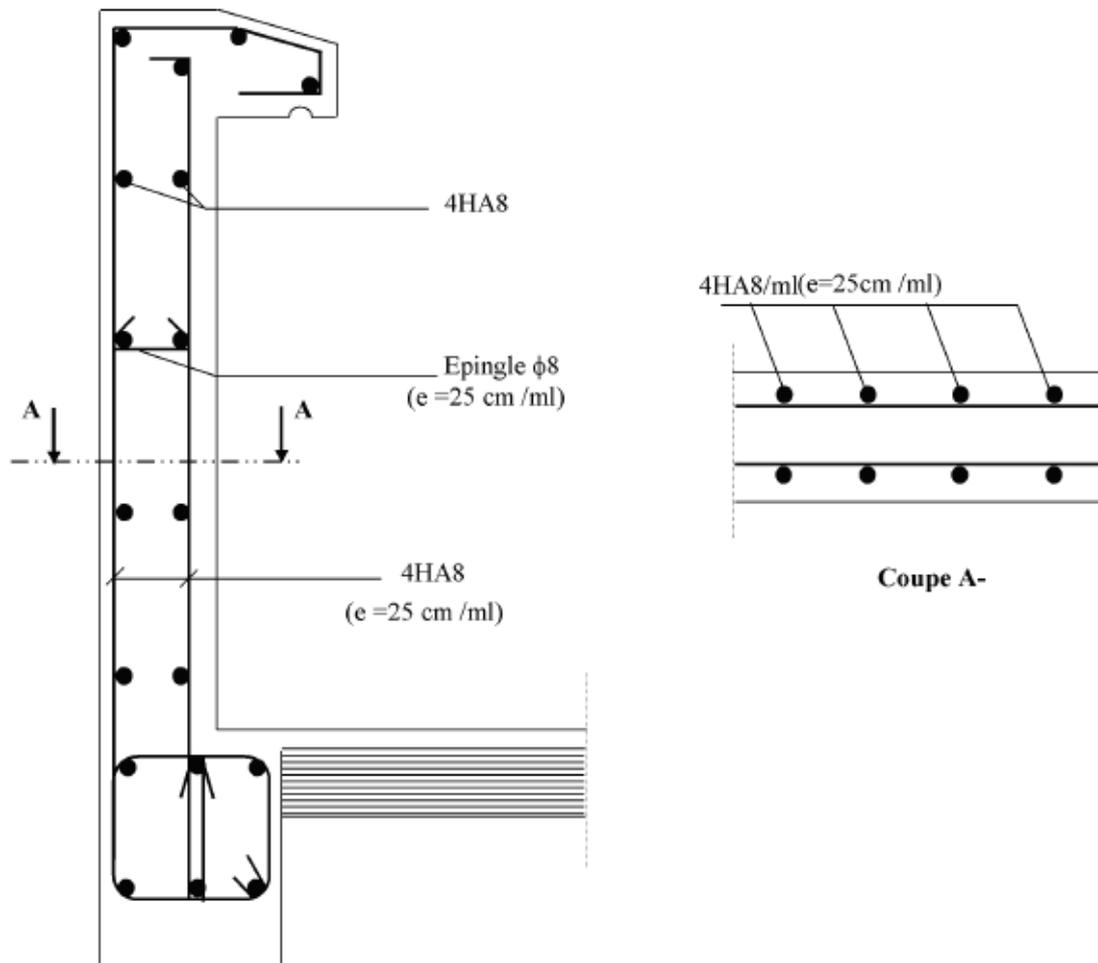


Figure III-1.4 : Ferrailage de l'acrotère

III-2. Plancher :

III-2.1. Plancher en corps creux :

La structure comporte des plancher en corps creux, leurs épaisseurs est de (16+4)cm reposant sur des poutrelles préfabriquées qui seront disposées suivant le sens longitudinales avec un espacement de 65cm et d'une dalle de compression.

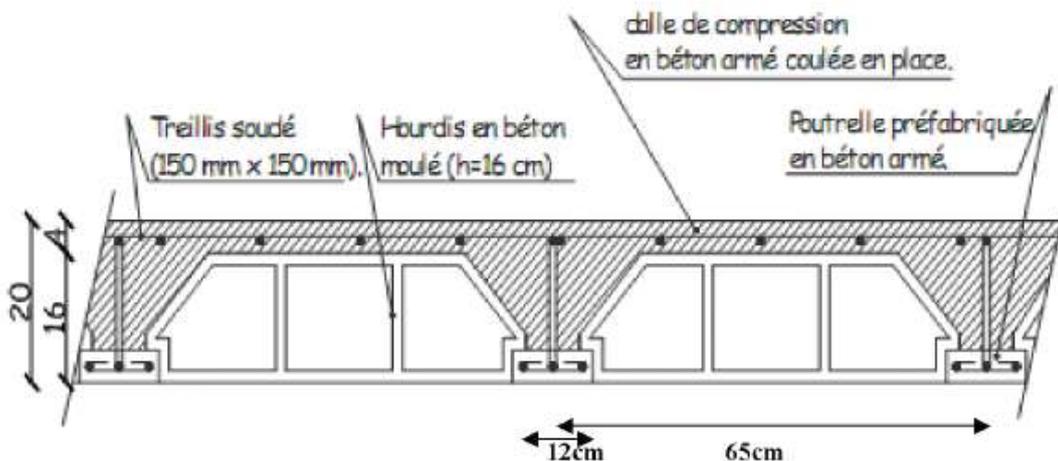


Figure III-2.1 : schéma descriptif d'un plancher d'étage courant.

III-2.2. Etude et ferrailage de la dalle de compression :

La dalle de compression est coulé sur place, elle est de 4cm d'épaisseur, armée d'un treillis soudé de nuance (TS 520) dont le but est de :

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

Les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser les normes données par le (B.A.E.L91/art B.6.8.423) qui sont :

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

a- Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

$$A_{\perp} \geq \frac{4 \times L_s}{f_e} = \frac{4 \times 65}{520} = 0.5 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Avec L_s : Portée entre axe des poutrelles.

Soit : $A_{\perp} = 5\phi 5 = 0.98 \text{ cm}^2$, Avec : $S_t = 20 \text{ cm}$.

b- Armatures parallèles aux poutrelles :

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

Soit : $A_{//} = 5\phi 5 = 0.98 \text{ cm}^2$, Avec : $S_t = 20 \text{ cm}$.

On opte pour le ferrailage de la dalle de compression un treillis soudé de nuance TS520 et de dimension (5x5x200x200) mm².

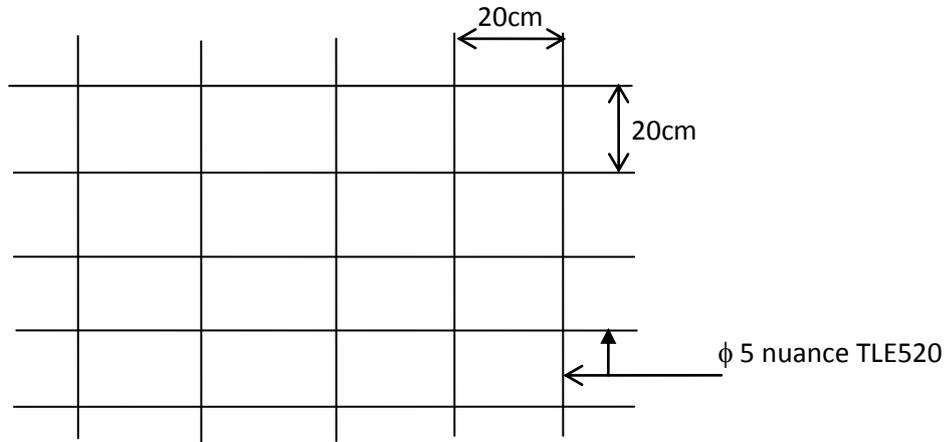


Figure III-2.2 : Schéma de treillis soudé de (20x20) cm²

III-2.3. Etude des poutrelles :

Dans cette étape, on s'intéressera sur la poutrelle du plancher le plus sollicité c'est-à-dire celui qui reprend plus de charge.

La disposition des poutrelles se fait suivant deux critères :

a- Critère de la petite portée :

Les poutrelles sont disposées parallèlement à la petite portée.

b- Critère de la continuité :

Si les deux sens ont la même portée, les poutrelles seront disposées parallèlement au sens qui a le plus grande nombre d'appuis.

III-2.3.1. Dimensionnement de la poutrelle :

Les poutrelles seront considérées comme une poutre continue sur appuis de section transversale en Té, avec :

- ✓ Hauteur de la section : **$h = 16 + 4 = 20\text{cm}$** .
- ✓ Epaisseur de la dalle de compression : **$h_0 = 4\text{cm}$**
- ✓ Enrobage : **$c = 2\text{cm}$**
- ✓ Hauteur utile : **$d = 18\text{cm}$**
- ✓ Largeur de la nervure : **$b_0 = 12\text{cm}$**

b_1 : largeur de l'hourdis à prendre en compte de chaque côté de la nervure est limitée à la plus faible des valeurs ci-dessus :

$$b_1 \leq \left[\frac{L_0}{2}; \frac{L_1}{10}; 8h_0 \right]$$

L_0 : distance entre deux parements voisins de deux poutrelles successives.

L_1 : longueur de la plus grande travée.

D'où : $L_0 = 65 - 12 = 53 \text{ cm}$

$L_1 = 400 - 25 = 370 \text{ cm}$

$8h_0 = 8 \times 4 = 32 \text{ cm}$

Donc : $b_1 \leq [26.5 ; 37 ; 32]$ Soit : $b_1 = 26.5 \text{ cm}$.

b : Largeur de la table de compression

Avec : $b = 2b_1 + b_0 = 2 \times 26.5 + 12$ soit : $b = 65 \text{ cm}$.

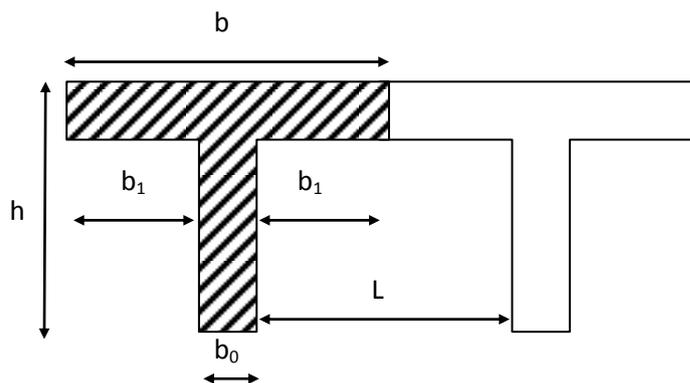


Figure III-2.3 : Schémas d'une section en T.

III-2.3.2 Calcul des poutrelles :

Le calcul des poutrelles sera effectué en deux étapes :

❖ Avant coulage de la dalle de compression :

Avant le coulage de la dalle de compression les poutrelles sont considérées comme étant posée sur deux appuis simples et soumise aux charges suivantes :

Poids propre de la poutrelle : $G = 25 \times 0.12 \times 0.04 = 0.12 \text{ KN/ml}$

Poids propre du corps creux : $G' = 0.95 \times 0.65 = 0.62 \text{ KN/m}$

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

✚ La combinaison des charges :

• A l'ELU :

$$Q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times (0.12 + 0.62) + 1.5 \times 1$$

$$Q_u = 2.5 \text{ KN/ml}$$

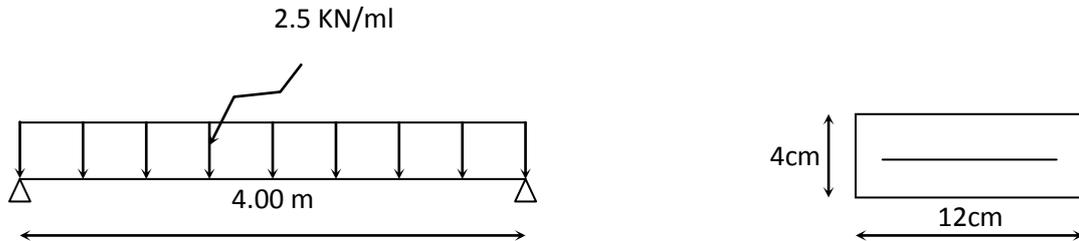


Figure III-2.4 : Schéma statique de la poutrelle.

✚ Calcul du moment isostatique :

$$M_u = Q_u \times \frac{l^2}{8} = 2.5 \times \frac{(4)^2}{8} = 5 \text{ KN/ml}$$

✚ L'effort tranchant :

$$V_u = Q_u \times \frac{l}{2} = 2.5 \times \frac{4}{2} = 5 \text{ KN/ml}$$

✚ Ferrailage de la poutrelle :

$$d = h_0 - c = 4 - 2 = 2 \text{ cm avec : } c = 2 \text{ cm (enrobage).}$$

d = La hauteur utile ($d = h_0 - c = 4 - 2 = 2 \text{ cm}$).

$$\mu_b = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{5 \times 10^6}{12 \times 2^2 \times 14,2 \times 10^2} = 7.33$$

$$\mu_b > \mu_l = 0.392 \quad \rightarrow \quad \text{La section est doublement armée (S.D.A).}$$

❖ **Après coulage de la dalle de compression.**

En considérant que la poutrelle travaille comme une poutre continue sur plusieurs appuis encastés partiellement à ces deux extrémités.

Elle est soumise aux charges suivantes :

- Poids propres des différents planchers :

Etage courant : $G = 5.56 \times 0.65 = 3.61 \text{ KN/ml}$

Terrasse inaccessible : $G = 5.83 \times 0.65 = 3.79 \text{ KN/ml}$

- Surcharges d'exploitations :

Usage commercial (RDC) : $Q = 2.5 \times 0.65 = 1.625 \text{ KN/ml}$

Usage d'habitation : $Q = 1.5 \times 0.65 = 0.975 \text{ KN/ml}$

Terrasse inaccessible : $Q = 1 \times 0.65 = 0.65 \text{ KN/ml}$

Remarque :

Pour le calcul de la poutrelle, on s'intéressera au plancher le plus sollicité, Dans notre cas il s'agit du RDC à usage commercial ($Q = 1.625 \text{ KN/ml}$).

 **Combinaison de charges :**

- **A l'ELU :**

$$Q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 (3.79) + 1.5 (1.625) = 7.554 \text{ KN/ml}$$

$$Q_u = 7.554 \text{ KN/ml}$$

- **A l'ELS :**

$$Q_u = G + Q = 3.79 + 1.625 = 5.415 \text{ KN/ml.}$$

III-2.4. Choix de la méthode de calcul :

Les efforts internes sont déterminés selon le type de plancher à l'aide des méthodes usuelles suivantes :

- Méthode forfaitaire.
- Méthode de CAQUOT.
- Méthode des trois moments.

III-2.4.1. Méthode forfaitaire :

➤ **Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :**

$$1- Q \leq \max (2G ; 5 \text{KN/m}^2) \rightarrow Q \leq \max (2(3.79) ; 5 \text{ KN/ml})$$

$$Q = 2.5 \leq 2G = 7.58 \text{ KN/ml} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

2- Les moments d'inertie des sections transversales est le même dans les différentes travées considérées \rightarrow Condition vérifiée.

3- Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25.

$$0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$$

$$4/3.9 = 1.02$$

$$3.9/4 = 0.97$$

$$4/4 = 1$$

\rightarrow **Condition vérifiée.**

$$4/4 = 1$$

$$4/3.9 = 1.02$$

$$3.9/4 = 0.97$$

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

✓ Toutes les conditions sont vérifiées donc la méthode forfaitaire est applicable.

➤ **Principe de la méthode forfaitaire :**

Cette méthode consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travées et aux appuis à partir des fractions fixées forfaitairement de la valeur maximale du moment fléchissant en travée celle-ci est supposée isostatique de la même portée libre et soumise au même chargement que la travée considérée.

M_o : La valeur du moment max dans la travée indépendante $M_o = \frac{ql^2}{8}$

M_w : La valeur absolue du moment sur l'appui de gauche de la travée considérée.

M_e : La valeur absolue de moment sur l'appui de droite de la travée considérée.

M_t : La valeur du moment maximum de la travée considérée

$\alpha = \frac{Q}{G+Q}$: Le rapport des charges d'exploitation Q sur la somme des charges G et Q

$$0 \leq \frac{Q}{G+Q} \leq \frac{2}{3}$$

La valeur absolue de chaque moment sur appuis intermédiaires doit être supérieur ou égale à :

- $0.6 M_o$: dans le cas d'une poutre à deux travées.
- $0.5 M_o$: pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.
- $0.4 M_o$: dans le cas des autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.

III-2.5. Calcul à l'ELU :

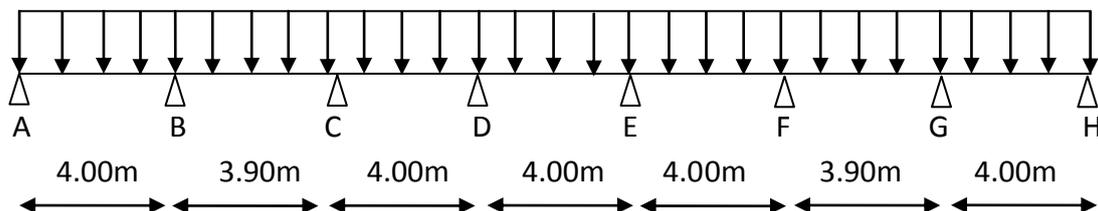


Figure III-2.5: schéma statique de la poutrelle à l'ELU

❖ **Calcul des moments :**

a. Moment isostatiques :

$$M_{OAB} = 7.554 \times \frac{(4)^2}{8} = 15.108 \text{ KN.m}$$

$$M_{OBC} = 7.554 \times \frac{(3.9)^2}{8} = 14.343 \text{ KN.m}$$

$$M_{OCD}=M_{ODE}=M_{OEF}=M_{OGH}=M_{OAB}= 15.108\text{KN.m}$$

$$M_{OFG}=M_{OBC}= 14.343\text{KN.m}$$

b. Moments aux appuis :

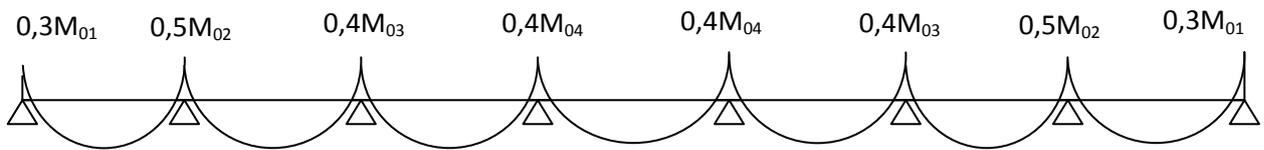


Figure III-2.6 : Diagramme des moments.

$$M_A = M_H = 0.3M_{01} = 0.3 \times 15.108 = 4.532 \text{ KN.m}$$

$$M_B = M_G = 0.5M_{02} = 0.5 \times 15.108 = 7.554 \text{ KN.m}$$

$$M_C = M_f = 0.4M_{03} = 0.4 \times 15.108 = 6.043 \text{ KN.m}$$

$$M_D = M_E = 0.4M_{04} = 0.4 \times 15.108 = 6.043 \text{ KN.m}$$

c. Moments aux travées:

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

$$M_t \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_0 \quad \text{Dans une travée de rive}$$

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

$$M_t \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_0 \quad \text{Dans une travée intermédiaire}$$

❖ **Rapport des charges :**

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} = \frac{2.5}{3.79+2.5} = 0.39 \quad \rightarrow \quad 0 \leq 0.39 \leq \frac{2}{3}$$

$$1 + 0.3 \alpha = 1.117$$

$$\frac{1 + 0.3\alpha}{2} = 0.558$$

$$\frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} = 0.658$$

1) Travée AB :

$$M_{tAB} + \frac{M_A + M_B}{2} \geq (1 + 0.3\alpha)M_0$$

$$M_{tAB} \geq 1.117 \times 15.108 - \frac{4.532+7.554}{2} \quad \rightarrow \quad M_{tAB} \geq 10.832 \text{ KN.m}$$

$$M_{tAB} \geq 0.658 \times 15.108 \quad \rightarrow \quad M_{tAB} \geq 9.941 \text{ KN.m}$$

On prend : $M_{tAB} = 10.832 \text{ KN.m}$

2) Travée BC :

$$M_{tBC} + \frac{M_B + M_C}{2} \geq (1 + 0.3\alpha)M_0$$

$$M_{tBC} \geq 1.117 \times 14.343 - \frac{7.554+6.043}{2} \quad \rightarrow \quad M_{tBC} \geq 9.223 \text{ KN.m}$$

$$M_{tBC} \geq 0.558 \times 14.343 \quad \rightarrow \quad M_{tBC} \geq 8.01 \text{ KN.m}$$

On prend : $M_{tBC} = 9.223 \text{ KN.m}$

3) Travée CD :

$$M_{tCD} + \frac{M_C + M_D}{2} \geq (1 + 0.3\alpha)M_0$$

$$M_{tCD} \geq 1.117 \times 15.108 - \frac{6.043+6.043}{2} \quad \rightarrow \quad M_{tCD} \geq 10.832 \text{ KN.m}$$

$$M_{tCD} \geq 0.558 \times 15.108 \quad \rightarrow \quad M_{tCD} \geq 8.43 \text{ KN.m}$$

On prend : $M_{tCD} = 10.832 \text{ KN.m}$

4) Travée DE :

$$M_{tDE} + \frac{M_D + M_E}{2} \geq (1 + 0.3\alpha)M_0$$

$$M_{tDE} \geq 1.117 \times 15.108 - \frac{6.043+6.043}{2} \rightarrow M_{tAB} \geq 10.832 \text{ KN.m}$$

$$M_{tAB} \geq 0.558 \times 15.108 \rightarrow M_{tAB} \geq 8.43 \text{ KN.m}$$

On prend : $M_{tDE} = 10.832 \text{ KN.m}$

5) Travée EF :

$$M_{tEF} + \frac{M_E + M_F}{2} \geq (1 + 0.3\alpha)M_0$$

$$M_{tEF} \geq 1.117 \times 15.108 - \frac{6.043+6.043}{2} \rightarrow M_{tEF} \geq 10.832 \text{ KN.m}$$

$$M_{tEF} \geq 0.658 \times 15.108 \rightarrow M_{tEF} \geq 9.941 \text{ KN.m}$$

On prend : $M_{tEF} = 10.832 \text{ KN.m}$

6) Travée FG :

$$M_{tFG} + \frac{M_F + M_G}{2} \geq (1 + 0.3\alpha)M_0$$

$$M_{tFG} \geq 1.117 \times 14.343 - \frac{6.043+7.554}{2} \rightarrow M_{tFG} \geq 9.223 \text{ KN.m}$$

$$M_{tFG} \geq 0.558 \times 14.343 \rightarrow M_{tFG} \geq 8.01 \text{ KN.m}$$

On prend : $M_{tFG} = 9.223 \text{ KN.m}$

7) Travée GH :

$$M_{tGH} + \frac{M_G + M_H}{2} \geq (1 + 0.3\alpha)M_0$$

$$M_{tGH} \geq 1.117 \times 15.108 - \frac{4.532+7.554}{2} \rightarrow M_{tGH} \geq 10.832 \text{ KN.m}$$

$$M_{tGH} \geq 0.658 \times 15.108 \rightarrow M_{tGH} \geq 9.941 \text{ KN.m}$$

On prend : $M_{tGH} = 10.832 \text{ KN.m}$

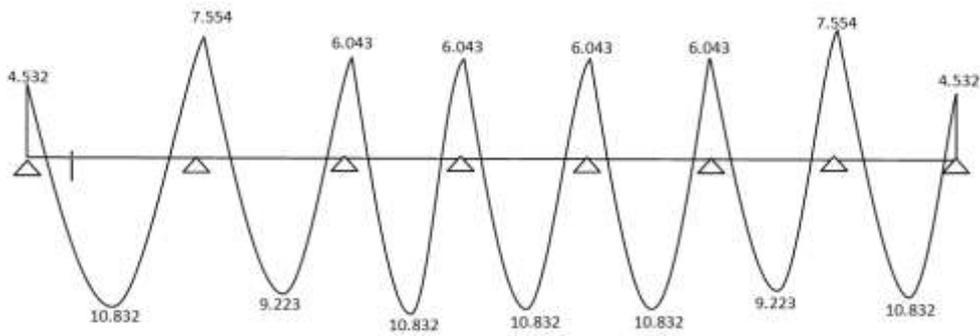


Figure III-2.7 : Diagramme des moments fléchissent

❖ Effort tranchant :

$$V(x) = \theta(x) + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i} \quad \text{Avec : } \theta(x) = \pm \frac{q_u \times L_i}{2}$$

1) Travée AB :

$$V_A = + \frac{q_u \times L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} = \frac{7.554 \times 4}{2} + \frac{(-7.554) - (-4.532)}{2} = 14.353 \text{ KN} \quad \rightarrow V_A = -15.863 \text{ KN}$$

$$V_B = - \frac{q_u \times L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} = \frac{-7.554 \times 4}{2} + \frac{(-7.554) - (-4.532)}{2} = -15.863 \text{ KN} \quad \rightarrow V_B = -15.863 \text{ KN}$$

2) Travée BC :

$$V_B = + \frac{q_u \times L_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{L_{BC}} = \frac{7.554 \times 3.9}{2} + \frac{(-6.043) - (-7.554)}{3.9} = 15.117 \text{ KN} \quad \rightarrow V_B = 15.117 \text{ KN}$$

$$V_C = - \frac{q_u \times L_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{L_{BC}} = \frac{-7.554 \times 4}{2} + \frac{(-6.043) - (-7.554)}{2} = -14.343 \text{ KN} \quad \rightarrow V_C = -14.343 \text{ KN}$$

3) Travée CD :

$$V_C = + \frac{q_u \times L_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{L_{CD}} = \frac{7.554 \times 4}{2} + \frac{(-6.043) - (-6.043)}{4} = 15.108 \text{ KN} \quad \rightarrow V_C = 15.108 \text{ KN}$$

$$V_D = - \frac{q_u \times L_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{L_{CD}} = \frac{-7.554 \times 4}{2} + \frac{(-6.043) - (-6.043)}{4} = -15.108 \text{ KN} \quad \rightarrow V_D = -15.108 \text{ KN}$$

4) Travée DE :

$$V_D = + \frac{q_u \times L_{DE}}{2} + \frac{M_E - M_D}{L_{DE}} = \frac{7.554 \times 4}{2} + \frac{(-6.043) - (-6.043)}{4} = 15.108 \text{ KN} \quad \rightarrow V_D = 15.108 \text{ KN}$$

$$V_E = - \frac{q_u \times L_{DE}}{2} + \frac{M_E - M_D}{L_{DE}} = - \frac{7.554 \times 4}{2} + \frac{(-6.043) - (-6.043)}{4} = -15.108 \text{ KN} \quad \rightarrow V_E = -15.108 \text{ KN}$$

5) Travée EF :

$$V_E = + \frac{q_u \times L_{EF}}{2} + \frac{M_F - M_E}{L_{EF}} = \frac{7.554 \times 4}{2} + \frac{(-6.043) - (-6.043)}{4} = 15.108 \text{ KN} \quad \rightarrow V_E = 15.108 \text{ KN}$$

$$V_F = - \frac{q_u \times L_{EF}}{2} + \frac{M_F - M_E}{L_{EF}} = - \frac{7.554 \times 4}{2} + \frac{(-6.043) - (-6.043)}{4} = -15.108 \text{ KN} \quad \rightarrow V_F = -15.108 \text{ KN}$$

6) Travée FG :

$$V_F = + \frac{q_u \times L_{FG}}{2} + \frac{M_G - M_F}{L_{FG}} = \frac{7.554 \times 3.9}{2} + \frac{(-7.554) - (-6.043)}{3.9} = 14.343 \text{ KN} \quad \rightarrow V_F = 14.343 \text{ KN}$$

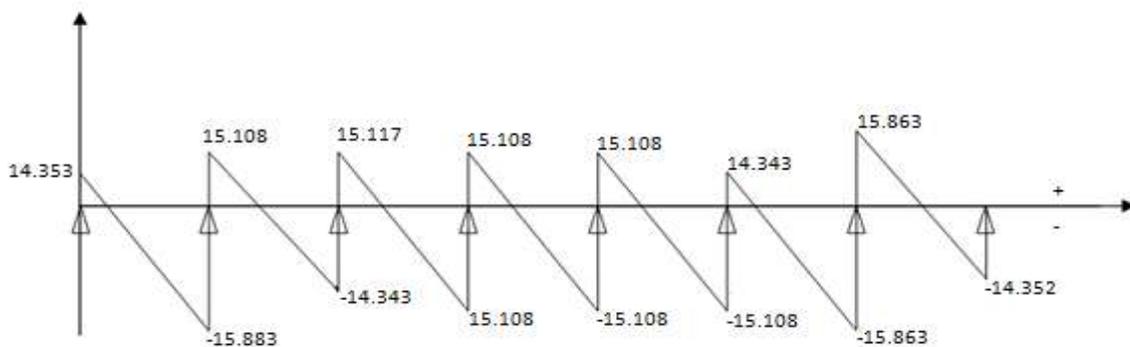
$$V_G = - \frac{q_u \times L_{FG}}{2} + \frac{M_G - M_F}{L_{FG}} = - \frac{7.554 \times 3.9}{2} + \frac{(-7.554) - (-6.043)}{3.9} = -15.117 \text{ KN} \quad \rightarrow V_G = -15.117 \text{ KN}$$

7) Travée GH :

$$V_G = \frac{q_u \times L_{GH}}{2} + \frac{M_H - M_G}{L_{GH}} = \frac{7.554 \times 4}{2} + \frac{(-4.532) - (-7.554)}{4} = 15.863 \text{ KN} \quad \rightarrow V_G = 15.863 \text{ KN}$$

$$V_H = - \frac{q_u \times L_{GH}}{2} + \frac{M_H - M_G}{L_{GH}} = - \frac{7.554 \times 4}{2} + \frac{(-4.532) - (-7.554)}{4} = 14.352 \text{ KN} \quad \rightarrow V_H = 14.352 \text{ KN}$$

Figure III-2.8 : Diagramme des efforts tranchants



III-2-4. Ferrailage :

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

$$M_{\max}^t = 10.832 \text{ KN.m} \text{ et } M_{\max}^a = 7.554 \text{ KN.m}$$

❖ **Position de l'axe neutre :**

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

M_0 = Moment qui peut être repris par la table de compression.

$$M_0 = 0.65 \times 0.04 \times 14.2 \times 10^3 \left(0.18 - \frac{0.04}{2} \right) = 59.07 \text{ KN.m}$$

❖ **Calcul d'armatures longitudinales :**

En travée : $\mu = \frac{M_{\max}^t}{bd^2 f_{bu}}$

$$\mu = \frac{10.832 \times 10^5}{65 \times 18^2 \times 14.2 \times 10^2} = 0.036$$

$\mu = 0.036 < \mu_f = 0.392 \rightarrow$ **Section simplement armée**

$\mu = 0.036 \rightarrow \beta = 0.982$

$$A_{st} = \frac{M_t}{bd\sigma_{st}} = \frac{10.832 \times 10^5}{0.982 \times 18 \times 348 \times 10^2} = 1.76 \text{ cm}^2$$

$A_{ST} = 1.76 \text{ cm}^2$ soit : **2HA10+1HA10 (chapeau) = 2.35 cm²**

En appui : $\mu = \frac{7.554 \times 10^5}{0.9875 \times 18^2 \times 348 \times 10^2} = 0.025$

$\mu = 0.025 < \mu_f = 0.392 \rightarrow$ **Section simplement armée**

$\mu = 0.025 \rightarrow \beta = 0.9875$

$$A_s = \frac{7.554 \times 10^5}{0.982 \times 18 \times 348 \times 10^2} = 1.22 \text{ cm}^2$$

$A_s = 1.22 \text{ cm}^2$ soit : **2HA10 = 1.57 cm²**

❖ **Armatures transversales :**

- Le diamètre minimal est donnée par (**art 7.2.12/ BAEL 91**) :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \phi_{max}; \frac{b_0}{10} \right\}$$

ϕ_{max} : le diamètre maximal des armatures longitudinales

$h= 20\text{cm}$; $b_0= 12\text{cm}$

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{20}{35}; 10; \frac{12}{10} \right\} = 0.57 \text{ cm}$$

Les armatures transversales seront réalisées par un étrier de $\phi 6$; avec $A_t = 2\phi 6 = 0.57\text{cm}^2$

- Espacement des cadres (**BAEL/Art A.5.1, 22**) :

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

Soit: $S_t= 15 \text{ cm}$

- Pourcentage minimum armature transversales (**BAEL91/Art A.5.1, 22**) :

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq 0.4 \text{ MPA}$$

$$\frac{57 \times 400}{120 \times 150} = 1.267 \geq 0.4\text{MPA} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

❖ Vérification a l'ELU :

- Vérification de la condition et non fragilité (**BAEL91/Art A.4.2,1**) :

$$A_{min} < A_s \text{ adoptée}$$

$$A_{min} = \frac{0.23b_0df_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 12 \times 18 \times 2.1 \times 10^2}{400 \times 10^2} = 0.26 \text{ cm}^2$$

En travée : $A_{st} = 2.35\text{cm}^2 > A_{min} = 0.26 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$

En appuis : $A_s = 1.57\text{cm}^2 > A_{min} = 0.26 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$

- Vérification de contrainte de cisaillement (**BAEL91/Art A.5.2,1**) :

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

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_o d} = \frac{15.883 \times 10^3}{120 \times 0.9 \times 180} = 0.817 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u \leq \min \left\{ \frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\} \rightarrow \bar{\tau}_u \leq \min \{3.26; 4\}$$

$$\tau_u = 0.81 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.26 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification de l'adhérence et entrainement des barres (BAEL91/Art A.6.1,3) :**

On doit vérifier : $\tau_{se} \leq \tau_{se,u}$

$$\tau_{se,u} = \psi \times f_{t28} \quad \text{Avec : } \psi = 1.5 \text{ pour H.A}$$

$$\text{D'où : } \tau_{se,u} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\text{Et : } \tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 \times d \times \sum u_i} \quad \sum u_i = \text{somme des périmètres utiles des barres.}$$

$$\tau_{se} = \frac{15.883 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 3 \times 3.14 \times 10} = 1.040 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.040 \text{ MPa} < \tau_{se,u} = 3.15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

• **Ancrage des barres (BAEL91/Art.6.1.21) :**

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4 \bar{\tau}_s} \quad \text{avec } \bar{\tau}_s = 0.6 \psi^2 f_{t28}$$

$$l_s = \frac{1 \times 400 \times 10^2}{4 \times 2.835 \times 10^2} = 35.27 \text{ cm} \rightarrow l_s = 35.27 \text{ cm}$$

Les règles de BAEL 91 (art. A.6.1) admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la portée ancrée assurée hors crochet est au moins égale à $0,4l_s$ pour les aciers HA.

$$L_s = 0.4l_s = 0.4 \times 35.27 = 14.108 \text{ cm}$$

➤ **Influence de l'effort tranchant sur le béton : (BAEL91/Art. A5.1.3.13)**

$$\text{Vérifions : } V_u^{\max} \leq 0.267 \times b_o \times 0.9d \times f_{c28}$$

$$V_u^{\max} \leq 0.27 \times 12 \times 0.9 \times 18 \times 25 \times 10^{-1} \rightarrow V_u^{\max} \leq 131.22 \text{ KN}$$

- Appuis de rive :
 $V_{\max} = 14.353 \text{ KN} \leq 131.22 \text{ KN} \rightarrow$ Condition vérifiée.
- Appuis Intermédiaires :
 $V_{\max} = 15.883 \text{ KN} \leq 131.22 \text{ KN} \rightarrow$ Condition vérifiée.

➤ Influence de l'effort tranchant sur les armatures :

On doit vérifier : $A \geq \frac{\gamma_s}{f_e} (v_u^{\max} + \frac{M_{\max}}{0.9d})$

- Appuis de rive :

Avec : $M_{\max} = 4.532 \text{ KN.m}$; $A = 1.57 \text{ cm}^2$

$$A \geq \frac{1.15}{400 \times 10^{-1}} (14.353 - \frac{4.532}{0.9 \times 18}) = -0.39 \text{ cm}^2$$

$$A = 1.57 \text{ cm}^2 \geq -0.39 \text{ cm}^2$$

- Appui intermédiaire :

Avec : $M_{\max} = 7.554 \text{ KN.m}$; $A = 2.35 \text{ cm}^2$

$$A \geq \frac{1.15}{400 \times 10^{-1}} (15.883 - \frac{7.554}{0.9 \times 18}) = -0.88 \text{ cm}^2$$

$$A = 2.35 \text{ cm}^2 \geq -0.88 \text{ cm}^2$$

➤ Vérification de la contrainte moyenne sur appuis intermédiaire :

$$\sigma_{bc}^{\max} < \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_{bc}^{\max} = \frac{V_u^{\max}}{b_o 0.9d} < \bar{\sigma}_{bc} = 1.3 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\sigma_{bc}^{\max} = \frac{15.883 \times 10^3}{120 \times 0.9 \times 180} = 0.817 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 1.3 \frac{25}{1.5} = 21.667 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc}^{\max} = 0.817 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 21.667 \text{ MPa} \rightarrow$$
 Condition vérifié

III-2-5. Calcul a l'ELS :

$$\frac{q_s}{q_u} = \frac{5.415}{7.554} = 0.717$$

Avec : $q_s = 5.415 \text{ KN/m}$

- Les moments fléchissant et les efforts tranchants a l'ELS :

Lorsque la charge est la même sur les différentes travées le BAEL(A.6.5.1) précise que la multiplication des résultats du calcul a l'ELU par le coefficient (q_s/q_u) nous donne les valeurs des efforts internes de calcul a l'ELS, les efforts sont représentés sur les figures ci-dessous

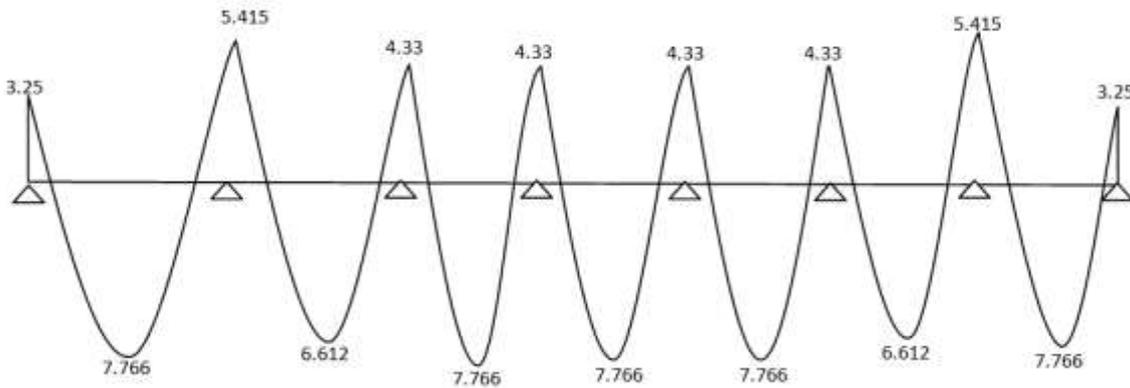


Figure III-2.9 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS

D'où : $\left\{ \begin{array}{l} M_{max}^{travée} = 7.776 \text{ KN.m} \\ M_{max}^{appuis} = 5.415 \text{ KN.m} \end{array} \right\}$



Figure III-2.10 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS

III-2-6. Vérification a l'ELS :

➤ Vérification de la résistance du béton a la compression :

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

Avec : $\sigma_{bc} = k\sigma_{st}$ et $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28}$

- En travée :

$$\rho_1 = \frac{100A_{st}}{b_0d} = \frac{100 \times 2.35}{12 \times 18} = 1.088 \quad \text{Avec : } A_{st} = 2.35 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = 1.088 \quad \rightarrow \quad \beta_1 = 0.865 \quad \rightarrow \quad \alpha_1 = 0.430$$

$$\begin{aligned} \sigma_{bc} = k\sigma_{st} \quad \rightarrow \quad k &= \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)} = \frac{0.430}{15(1-0.430)} = 0.050 \\ \sigma_{st} &= \frac{M}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{7.776 \times 10^6}{0.856 \times 180 \times 235} = 214.75 \text{ MPa} \\ \sigma_{bc} = k\sigma_{st} &= 0.050 \times 214.75 = 10.737 \text{ MPa} \end{aligned}$$

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

$$\sigma_{bc} = 10.737 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- Aux appuis :

$$\rho_1 = \frac{100A_{st}}{b_0d} = \frac{100 \times 1.57}{12 \times 18} = 0.726 \quad \text{Avec : } A_{st} = 1.57 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = 0.726 \quad \rightarrow \quad \beta_1 = 0.877 \quad \rightarrow \quad \alpha_1 = 0.369$$

$$\begin{aligned} \sigma_{bc} = k\sigma_{st} \quad \rightarrow \quad k &= \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)} = \frac{0.369}{15(1-0.369)} = 0.039 \\ \sigma_{st} &= \frac{M}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{5.415 \times 10^6}{0.877 \times 180 \times 157} = 218.48 \text{ MPa} \\ \sigma_{bc} = k\sigma_{st} &= 0.039 \times 218.48 = 8.52 \text{ MPa} \end{aligned}$$

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

$$\sigma_{bc} = 8.52 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

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

➤ **Etat limite d'ouverture des fissures :**

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

➤ **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 à l'utilisation de construction.

$L = 400$ cm (longueur en nus d'appuis).

$h = 20$ cm (hauteur total de plancher).

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{20}{400} = 0.05 < \frac{1}{16} = 0.0625 \rightarrow$ **condition non vérifiée.**

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0}$

Vu que la première condition n'est pas vérifiée on doit procéder au calcul de la flèche :

$f_v \leq \bar{f}$ [Art B.6.5, 2/BAEL 91]

- $f_v = \frac{M_t^s \times l^2}{10 \times E_v \times I_{fv}}$

- $\bar{f} = \frac{l}{500}$ pour $l \leq 5m$ [Art B.6.5, 3/BAEL 91]

Avec:

M_t^s : Moment Max en travée l'ELS $\rightarrow M_t^s = 7.776$ KN.m

l : longueur libre de la poutrelle $\rightarrow l = 4.00$ m

E_v : module de déformation longitudinale différé ; $E_v = 37000^3 \sqrt{f_{c28}} = 10818.865$ MPA

I_{fv} : Moment d'inertie fictif total de la section homogénéisée par rapport au centre de gravité

de la section. $\rightarrow I_{fv} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \mu \cdot \lambda_v}$

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

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

Y_1 = position de l'axe neutre, $y_1 = \frac{s}{b_0}$

Avec : S_{xx} : Moment isostatique par rapport à l'axe XX passant par le CDG

b_0 : l'aire de la section homogène.

$$y_1 = \frac{\left(\frac{b_0 \times h^2}{2}\right) + (b-b_0)\frac{h_0^2}{2} + 15 \times A_t \times d}{b_0 \times h + (b-b_0)h_0 + 15 \times A_t} ; y_2 = h - y_1$$

$$y_1 = \frac{\left(\frac{12 \times 20^2}{2}\right) + (65-12)\frac{4^2}{2} + 15 \times 2.35 \times 18}{12 \times 20 + (65-12)4 + 15 \times 2.35} = 7.097 \text{ cm}$$

$$y_2 = 20 - 7.097 = 12.903 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{12 \times (7.097^3 \times 12.819^3)}{3} + (65 - 12) \times 4 \times \left[\frac{4^2}{12} + \left(7.097 - \frac{4}{2}\right) \right] + 15 \times 2.35(12.903 - 2)^2$$

$$I_0 = 19836.507 \text{ cm}^4$$

❖ Calcul des coefficients μ et λ_v :

$$\rho = \frac{A_t}{b_0 \times d} = \frac{2.35}{12 \times 18} = 0.0108 \rightarrow \beta = 0.982$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 \times f_{t28}}{\left(2 + \frac{3b_0}{b}\right)\rho} = \frac{0.02 \times 2.1}{\left(2 + \frac{3 \times 12}{65}\right) \times 0.0108} = 0.152$$

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

$$\sigma_{st} = \frac{M_t^s}{\beta \times d \times A_{st}} = \frac{7.776 \times 10^6}{0.982 \times 180 \times 235} = 187.20 \text{ MPa}$$

$$\mu = \max\left\{1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0108 \times 187.20 + 2.1}; 0\right\} \rightarrow \mu = 0.64.$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu} = \frac{1.1 \times 19836.507}{1 + 0.152 \times 0.64} = 19885.678 \text{ cm}^2$$

$$f_v = \frac{M_t^s \times l^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} = \frac{7.776 \times 10^6 \times 4000^2}{10 \times 10818.865 \times 19885.678 \times 10^4} = 5.78 \text{ mm}$$

$$\bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{4000}{500} = 8 \text{ mm}$$

On constate que $f_v < \bar{f}$; par conséquent la condition de la flèche est vérifiée.

✓ Le ferrailage du plancher est comme suit :

	Ferrailage adopté (cm ²)	Espacement (S _t) (cm)
En travée	2HA10+1HA10 = 2.35	15
En appuis	2HA10 = 1.57	15

III-3-Les balcons :

III-3.1.Etude de la dalle pleine

Le balcon est calculé telle une console encastré au niveau de la poutre de rive ; soumise a des charges permanentes, au poids du garde de corps ainsi aux charges d'exploitation ; ils sont constitués de dalle pleine et sont dimensionnés comme suit :

Largeur : $L = 1.20 \text{ m}$

Longueur : $l = 3.90 \text{ m}$

Un garde de corps de hauteur $h=1\text{m}$ en brique creuse de 10 cm d'épaisseur.

Le calcul de ferrailage se fera pour une bande de 1m linéaire de largeur dont la section est soumise a la flexion simple.

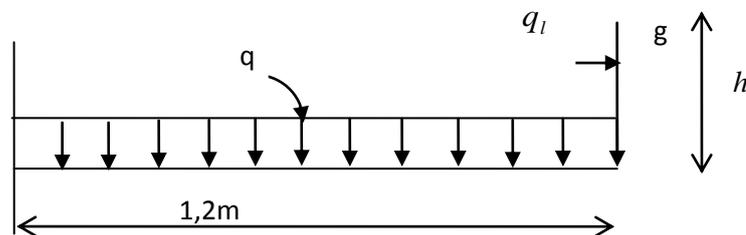


Figure III-3.1 : Schéma statique du balcon

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

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

$$e_p \geq \frac{120}{10} = 12 \text{ cm} \quad \text{On prend } e_p = 15 \text{ cm}$$

III-3.2. Déterminations des sollicitations :

a) Charge permanente :

Eléments	Epaisseur (cm)	Poids volumique (kg/m ³)	Charge G (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	2	22	0.44
Mortier de pose	2	20	0.4
Lits de sable	2	18	0.36
Dalle en béton armé	15	25	3.75
Mortier de ciment	15	22	0.36
Total			G=5.31 KN/m²

Tableau III-3.1 : Les charges permanentes revenant au balcon.

b) Charge concentré du garde de corps :

Désignations	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m ³)	Charge G (KN/m ²)
Brique Creuse	10	9	0.90
Enduit extérieur	2	18	0.36
Enduit intérieur	1.5	18	0.27
Charge permanente total			G=1.53KN/m²

Tableau III-3.2 : le poids du garde de corps en brique creuse

c) Surcharge d'exploitation :

Q = 3.5 KN/ml (DTR B.C.2.2) (surcharge du balcon).

III-3.2 calcul a l'ELU :

III-3.2.1.Combinaison de charges :

$$q_u = 1.35 G + 1.5 Q$$

Dalle: $q_{u1} = (1.35 \times 5.31 + 1.5 \times 3.5) = 12.418 \text{ KN/ml}$

Garde de corps: $q_{u2} = 1.35 \times 1.53 \times 1 = 2.065 \text{ KN}$

III-3.2.2.Calcul des moments :

$$M_u = \frac{q_{u1} l^2}{2} + q_{u2} \cdot l = 12.418 \left(\frac{1.20^2}{2} \right) + 2.065 \times 1.20 = 11.418 \text{ KN.m}$$

$$M_u = 11.418 \text{ KN.m}$$

III-3.2.3.L'effort tranchant :

$$V_u = q_{u1} l + q_{u2} = 12.418 \times 1.20 + 2.065 = 16.966 \text{ KN}$$

$$V_u = 19.966 \text{ KN}$$

III-3.2.4. Ferrailage en flexion simple :

- Armature principale :

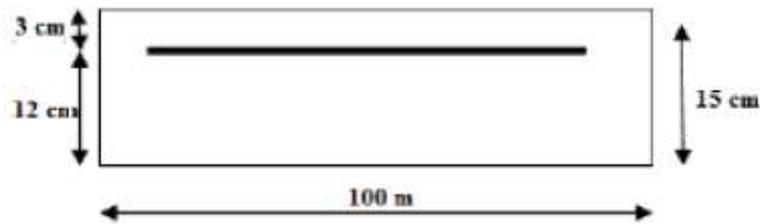


Figure III-3.2 : schéma de la coupe verticale

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{11.418 \times 10^5}{100 \times 12^2 \times 14.2} = 0.055$$

$\mu = 0.055 < \mu_i = 0.392$ ➔ section simplement armée (S.S.A)

$\mu = 0.055$ ➔ $\beta = 0.971$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{11.418 \times 10^5}{0.971 \times 12 \times 348 \times 10^2} = 2.81 \text{ cm}^2$$

On prend pour : 4 HA 12 = 4.52 cm² ; St= 100/4 = 25 cm

- Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = 1.13 \text{ cm}^2$$

On prend : 3 HA 10 = 2.35 cm² ; St = 33 cm

III-3.2.5. vérification des efforts :

1) Vérification a l'ELU :

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

On doit vérifier : $A_{min} < A_{adoptée}$

$$A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 12 \times 2.1}{400} = 1.45 \text{ cm}^2$$

$A_{min} = 1.45 \text{ cm}^2 < A_{adoptée} = 4.52 \text{ cm}^2$ ➔ Condition vérifiée.

- Vérification au cisaillement (Art 5.2.2/BAEL 91) :

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

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa \right\} = 2.5 MPa \quad \text{Fissuration préjudiciable.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{16.966 \times 10^3}{1000 \times 120} = 0.141 MPa$$

$$\tau_u = 0.141 MPa < \bar{\tau}_u = 2.5 MPa \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification de la condition d'adhérence des barres :**

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

$$\bar{\tau}_{se} = \psi f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 MPa \quad \text{Avec: } (\psi = 1.5 \text{ pour HA})$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum u_i} = \frac{16.966 \times 10^3}{0.9 \times 120 \times 15.072} = 1.042 MPa$$

$$\tau_{se} = 1.042 MPa < \bar{\tau}_{se} = 3.15 MPa \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Longueur de scellement droit :**

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_s} = \frac{400 \times 12}{4} = 42.32 \text{ cm}$$

$$l_s = 42.32 \text{ cm}$$

➤ **Vérification de l'espacement :**

❖ **Pour armatures principales :**

$$St = 25\text{cm} \leq \min(3h; 33\text{cm}) \rightarrow St = 25\text{cm} \leq \min(45; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$$

→ **Condition vérifiée.**

❖ **Pour armatures secondaire :**

$$St = \text{cm} \leq \min(4h; 45\text{cm}) \rightarrow St = \text{cm} \leq \min(60; 45\text{cm}) = 45\text{cm}$$

→ **Condition vérifiée.**

III-3.3.Calcul a l'ELS :

$$q_{s1} = G + Q = 5.31 + 3.5 = 8.81 \text{ KN/ml}$$

$$q_{s1} = G = 1.53 \text{ KN/ml}$$

III-3.3.1. Calcul des moments :

$$M_s = \frac{q_{s1}l^2}{2} + q_{s2}l = \frac{8.81 \times 1.2^2}{2} + 1.53 \times 1.2 = 8.179 \text{ KN.m}$$

$$M_s = 8.179 \text{ KN.m}$$

III-3.3.2. Verification a l'ELS :

➤ Vérification des contraintes dans l'acier :

On doit vérifier : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$ (Les fissuration étant préjudiciable)

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\} = \{266.67; 201.63\}$$

$$\bar{\sigma}_s = 201.36 \text{ MPa}$$

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

$$\text{Avec : } \rho_1 = \frac{100 A_s}{bd} = \frac{100 \times 4.52}{100 \times 12} = 0.376 \rightarrow \beta_1 = 0.905 \rightarrow k_1 = 37.63$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s} = \frac{8.179 \times 10^6}{0.905 \times 120 \times 4.52 \times 10^2} = 166.62 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 166.62 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 201.36 \text{ MPa} \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ Vérification des contraintes dans le béton :

On doit vérifier : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{166.62}{37.63} = 4.427 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 4.427 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ Vérification de la flèche :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{22.5} \frac{15}{125} = > 0.0625 \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 M_0} \frac{15}{125} = > \frac{8.179}{10 \times 8.179} \frac{15}{125} 0.0625 \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A}{b.d} \leq \frac{3.6}{f_e} \frac{4.52}{100 \times} = \leq 0.625 \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

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

✓ Le ferrailage du balcon est comme suit :

	Ferrailage adopté (cm ²)	Espacement (S _t) (cm)
Armatures principales	4HA12 = 4.52	25
Armatures de répartition	3HA10 = 2.35	33

III-3.4 Schéma de ferrailage

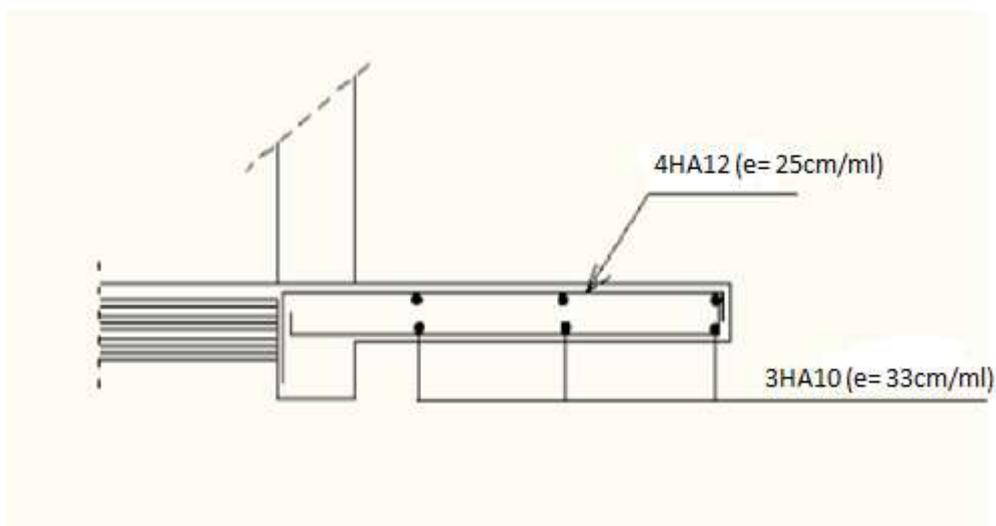


Figure III-3.3 : Schéma de ferrailage du balcon

III-4-la salle machine :

Notre immeuble comporte deux cages d'ascenseurs de caractéristiques identiques (donc il suffit d'étudier une seule), les dimensions de la cabine sont de (2.05x1.70) m².

La charge totale transmise par le système de levage avec la cabine chargée est de 9 tonnes, et la vitesse d'entraînement est de $V = 1$ m/s.

III-4.1 Calcul de la dalle pleine :

La dalle repose sur son contour (4 appuis), elle est soumise à la charge permanente localisée concentrique agissant sur un rectangle (UxV), (surface d'impact) au niveau du feuillet moyen de la dalle. Le calcul se fera à l'aide des abaques de PIGEAUD qui permettent de déterminer les moments dans les deux sens au milieu du panneau.

III-4.2 Dimensionnement :

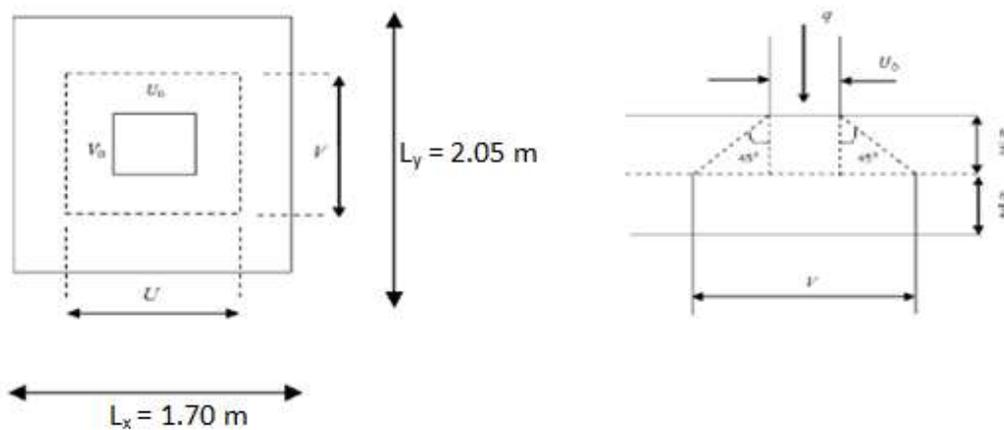


Figure III-4.1 : schéma statique de la salle machine

Avec :

L'épaisseur de la dalle est donnée par la formule : $h_t = \frac{L_x}{30} = \frac{170}{30} = 5.66\text{cm}$

NB : le RPA 2003 exige une hauteur $h_t \geq 12\text{cm}$, On adopte une épaisseur de **$h_t = 15\text{cm}$** .

Les dimensions de la dalle pleine :

- ✓ $h_t = 15\text{ cm}$
- ✓ $e = 5\text{ cm}$ (revêtement de la dalle)
- ✓ $U_0 = 80\text{cm}$; $V_0 = 80\text{cm}$

$$U = U_0 + 2e + h_t = 80 + 10 + 15 = 95\text{cm}$$

$$V = V_0 + 2e + h_t = 80 + 10 + 15 = 95\text{cm}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{170}{205} = 0.83 ; \quad 0.4 \leq \rho \leq 1 \quad \rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens.}$$

III-4.2.1 Calcul des moments au centre du panneau :

a) Evaluation des moments M_{x1} et M_{x2} dus au système de levage :

Le calcul des moments se fera à l'aide des tables de PIGEAUD. La dalle est appuyée sur ces quatre cotés. Les moments selon l'axe des X et l'axe des Y sont données par :

$$M_{x1} = q_u \times (M_1 + \nu M_2)$$

$$M_{y2} = q_u \times (\nu M_1 + M_2)$$

Avec : ν : Coefficient de poisson \rightarrow ELU : $\nu = 0$

ELS : $\nu = 0.2$

M_1 ; M_2 : coefficient déterminés à partir des rapports $\frac{U}{L_x}$ et $\frac{V}{L_y}$ (Dans les abaques de PIGEAUD)

$$\frac{U}{L_x} = \frac{95}{170} = 0.558$$

$$\frac{V}{L_y} = \frac{95}{205} = 0.467$$

À partir des tables de PIGEAUD on obtient ($\rho = 0.8$) :

On a pour :

$$\left. \begin{array}{l} \frac{U}{L_x} = 0.5 \\ \frac{V}{L_y} = 0.4 \end{array} \right\} \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} M_1 = 0.112 \\ M_2 = 0.081 \end{array} \right.$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{U}{L_x} = 0.6 \\ \frac{V}{L_y} = 0.5 \end{array} \right\} \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} M_1 = 0.095 \\ M_2 = 0.067 \end{array} \right.$$

Par interpolation on trouve :

$$M_1 = 0.098$$

$$M_2 = 0.072$$

À l'ELU :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{x1} = 1.35P \times M_1 = 1.35 \times 90 \times 0.098 = 11.907 \text{KN.m} \\ M_{y1} = 1.35P \times M_2 = 1.35 \times 90 \times 0.072 = 8.748 \text{KN.m} \end{array} \right.$$

b) Evaluation des moments M_{x2} et M_{y2} dus au poids propre de la dalle :

Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur

Avec :

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \times q_u \times L_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y \times M_{x1} \end{cases}$$

On a :

$$\rho = 0.83 \rightarrow \mu_x = 0.0531; \mu_y = 0.649$$

Poids propre de la dalle : $G = 0.15 \times 1 \times 25 = 3.75 \text{ KN/ml}$

La surcharge d'exploitation : $Q = 1 \text{ KN/ml}$

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 3.75 + 1.5 \times 1 = 6.562 \text{ KN/ml}$$

$$\begin{cases} M_{x2} = 0.0531 \times 6.562 \times 1.70^2 = 1.007 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = 0.649 \times 1.007 = 0.653 \text{ KN.m} \end{cases}$$

c) Superposition des moments :

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 11.097 + 1.007 = 12.914 \text{ KN.m} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 8.748 + 0.653 = 9.401 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Afin de tenir compte des encastremets de la dalle ; les moments calculés seront munis de leur effectuant un coefficient de (0.85) en travée et de (-0.3) aux appuis

 **Moments en travée : ($M^t = 0.85 M$)**

$$\begin{cases} M_x^t = 0.85 \times 12.914 = 10.98 \text{ KN.m} \\ M_y^t = 0.85 \times 9.401 = 7.99 \text{ KN.m} \end{cases}$$

 **Moments aux appuis : ($M^a = -0.3 M$)**

$$\begin{cases} M_x^a = -0.3 \times 12.914 = -3.874 \text{ KN.m} \\ M_y^a = -0.3 \times 9.401 = -2.820 \text{ KN.m} \end{cases}$$

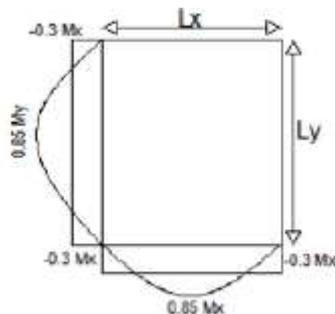


Figure III-4.2: les moments dans les deux sens

d) Ferrailage :

Dans le sens x-x :

✚ En travée :

$$\mu = \frac{M_x^t}{bd^2f_{bc}} = \frac{10.98 \times 10^5}{100 \times 13^2 \times 14.2 \times 10^2} = 0.045 \quad \mu = 0.045 < \mu_l = 0.392 \quad \rightarrow \text{section simplement armée (S.S.A)}$$

$$\mu = 0.045 \rightarrow \beta = 0.977$$

$$A_s = \frac{M_x^t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{10.98 \times 10^5}{0.977 \times 13 \times 348 \times 10^2} = 2.48 \text{ cm}^2$$

On prend : **4HA10**=3.14cm² avec un espacement : **S_T** = 25cm

✚ En appuis :

$$\mu = \frac{M_x^a}{bd^2f_{bc}} = \frac{3.874 \times 10^5}{100 \times 13^2 \times 14.2 \times 10^2} = 0.016 \quad \mu = 0.016 < \mu_l = 0.392 \quad \rightarrow \text{section simplement armée (S.S.A)}$$

$$\mu = 0.016 \rightarrow \beta = 0.992$$

$$A_s = \frac{M_x^a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{3.874 \times 10^5}{0.977 \times 13 \times 348 \times 10^2} = 0.86 \text{ cm}^2$$

On prend : **4HA10**= 3.14cm²avec un espacement : **S_T** = 25cm

Dans le sens y-y :

✚ En travées :

$$\mu = \frac{M_x^t}{bd^2f_{bc}} = \frac{7.99 \times 10^5}{100 \times 13^2 \times 14.2 \times 10^2} = 0.045 \quad \mu = 0.033 < \mu_l = 0.392 \quad \rightarrow \text{section simplement armée (S.S.A)}$$

$$\mu = 0.033 \rightarrow \beta = 0.983$$

$$A_s = \frac{M_x^t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{7.99 \times 10^5}{0.983 \times 13 \times 348 \times 10^2} = 1.76 \text{ cm}^2$$

On prend : **4HA10**= 3.14cm²avec un espacement : **S_T** = 25cm

✚ En appuis :

$$\mu = \frac{M_x^t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{2.82 \times 10^5}{100 \times 13^2 \times 14.2 \times 10^2} = 0.033 \quad \mu = 0.012 < \mu_l = 0.392 \quad \rightarrow \text{section simplement armée (S.S.A)}$$

$$\mu = 0.012 \rightarrow \beta = 0.994$$

$$A_s = \frac{M_x^t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{2.82 \times 10^5}{0.994 \times 13 \times 348 \times 10^2} = 0.627 \text{ cm}^2$$

On prend : **4HA10** = 3.14 cm² avec un espacement : **S_T** = 25cm

III-4.3.vérification a l'ELU :

➤ **Vérification de la condition de non fragilité du béton (Art B.7.4/BAEL91)**

$$A_{min} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \cdot 100 \cdot 13 \cdot 2.1}{400} = 1.57 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 3.14 \text{ cm}^2 \geq A_{min} = 1.57 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Espacement des barres :**

L'écartement des armatures dans la direction la plus sollicitée ne doit pas dépasser 2h et 25 cm.

$$S_t < \min(2h; 25\text{cm}) \rightarrow S_t = 25\text{cm} \leq (2h = 30\text{cm}; 25\text{cm}) \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

De même, dans la direction perpendiculaire a la direction la plus sollicitée, il ne doit pas dépasser 3h et 33cm.

$$S_t < \min(3h; 33\text{cm}) \rightarrow S_t = 25\text{cm} \leq (3h = 45\text{cm}; 33\text{cm}) \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Diamètre des barres**

$$\text{On doit vérifier que } \phi = 10\text{mm} < \phi_{\max} = \frac{h}{10}$$

Avec : ϕ : diamètre des armatures longitudinale

$$\phi = \frac{150}{10} = 15\text{mm} \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Condition de non poinçonnement (Art A.5.2, 42 BAEL 91 modifiée 99)**

$$q_u \leq 0.045 \times U_c \times h_t \times \frac{f_{c28}}{\gamma_{bc}}$$

U_c : périmètre du contour ; $U_c = 2(U+V)$

$$U_c = 2(U+V) = 2(95+95) = 3.8m$$

$$q_u \leq 0.045 \times 3.8 \times 0.15 \times \frac{25 \times 10^3}{1.5} = 427.5 \text{ KN}$$

$$q_u = 121.5 \text{ KN} < 427.5 \text{ KN} \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Vérification des contraintes tangentielles :**

$$\text{On doit vérifier que } \tau_u = \frac{V_{max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \frac{0.07f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\text{Au milieu de U : } T_{max} = V_u = \frac{P}{2V+U} = \frac{90}{2 \times 95 + 95} = 31.57 \text{ KN}$$

$$\text{Au milieu de V : } T_{max} = V_u = \frac{P}{3V} = \frac{90}{3 \times 95} = 31.57 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{bd} = \frac{31.57 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.242 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \frac{0.07f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.07 \times 25}{1.5} = 1.167 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.242 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 1.167 \text{ MPa} \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

III-4.4.vérification a l'ELS :

➤ **Calcul des moments au centre du panneau :**

❖ **A l'ELS : $\nu = 0.2$**

$$q_s = p = 90 \text{ KN}$$

$$\begin{cases} M_{x1} = q_u \times (M_1 + \nu M_2) = 90(0.098 + 0.2 \times 0.072) = 10.116 \text{ KN.m} \\ M_{y1} = q_u \times (M_2 + \nu M_1) = 90(0.072 + 0.2 \times 0.098) = 8.244 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ **Calcul des moments dus au poids propre de la dalle :**

Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur

$$\begin{cases} M_{x1} = \mu_x \times q_s \times L_x^2 \\ M_{x2} = \mu_y \times M_{x2} \end{cases}$$

$$\rho = 0.83 \rightarrow \mu_x = 0.060, \mu_y = 0.750$$

$$q_s = G+Q = (25 \times 0.15 \times 1) + 1 = 4.75 \text{ KN/ml}$$

$$\begin{cases} M_{x1} = 0.06 \times 4.75 \times 1.70^2 = 0.823 \text{ KN.m} \\ M_{x2} = 0.750 \times 0.823 = 0.617 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ **Superposition des moments :**

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 10.116 + 0.823 = 10.939 \text{ KN.m} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 8.244 + 0.617 = 8.861 \text{ KN.m} \end{cases}$$

b) Vérification de la contrainte de compression dans le béton :

Dans le sens x-x :

✚ **En travée :**

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

$M_s = 0.85 \times M_s = 9.3 \text{ KN.m}$; $A_t = 3.14 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100A_s}{bd} = 0.214 \rightarrow k = 48.70$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{9.3 \times 10^6}{0.771 \times 130 \times 3.14 \times 10^2} = 295.498 \text{ MPa}$$

$$k = \frac{1}{k_1} = 0.020$$

$$\sigma_{bc} = \sigma_{st} \times k = 295.498 \times 0.020 = 5.91 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 5.91 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

✚ **En appuis :**

$M_a = 0.3 \times M_a = 3.281 \text{ KN.m}$, $A_t = 3.14 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100A_s}{bd} = 0.214 \rightarrow k = 48.70$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{3.281 \times 10^6}{0.771 \times 130 \times 3.14 \times 10^2} = 104.25 \text{ MPa}$$

$$k = \frac{1}{k_1} = 0.020$$

$$\sigma_{bc} = \sigma_{st} \times k = 104.25 \times 0.020 = 2.085 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 2.085 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Dans le sens y-y :

✚ En travée :

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

$M_s = 0.85 \times M_s = 7.351 \text{ KN.m}$; $A_t = 3.14 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100A_s}{bd} = 0.214 \rightarrow k = 48.70$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{7.351 \times 10^6}{0.771 \times 130 \times 3.14 \times 10^2} = 233.57 \text{ MPa}$$

$$k = \frac{1}{k_1} = 0.020$$

$$\sigma_{bc} = \sigma_{st} \times k = 233.57 \times 0.020 = 4.67 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 4.67 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

✚ En appuis :

$M_a = 0.3 \times M_a = 2.658 \text{ KN.m}$, $A_t = 3.14 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100A_s}{bd} = 0.214 \rightarrow k = 48.70$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{2.658 \times 10^6}{0.771 \times 130 \times 3.14 \times 10^2} = 85.31 \text{ MPa}$$

$$k = \frac{1}{k_1} = 0.020$$

$$\sigma_{bc} = \sigma_{st} \times k = 85.31 \times 0.020 = 1.70 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 1.70 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

c) Etat limite de fissuration :

La fissuration est peu préjudiciable \rightarrow Aucune vérification n'est nécessaire.

✓ Le ferrailage de la dalle de la salle machine est comme suit :

	Sens	Ferrailage adopté (cm²)	Espacement (St) (cm)
En travées	x-x	4HA10 = 3.14	25
	y-y	4HA10 = 3.14	25
En appuis	x-x	4HA10 = 3.14	25
	y-y	4HA10 = 3.14	25

III-5. Calcul d'escaliers :

Un escalier est un ouvrage constitué d'une suite de degrés horizontaux (marches et palier) permettant le passage d'un niveau à un autre, ils sont soumis à leurs poids propres aux surcharges.

❖ Terminologie :

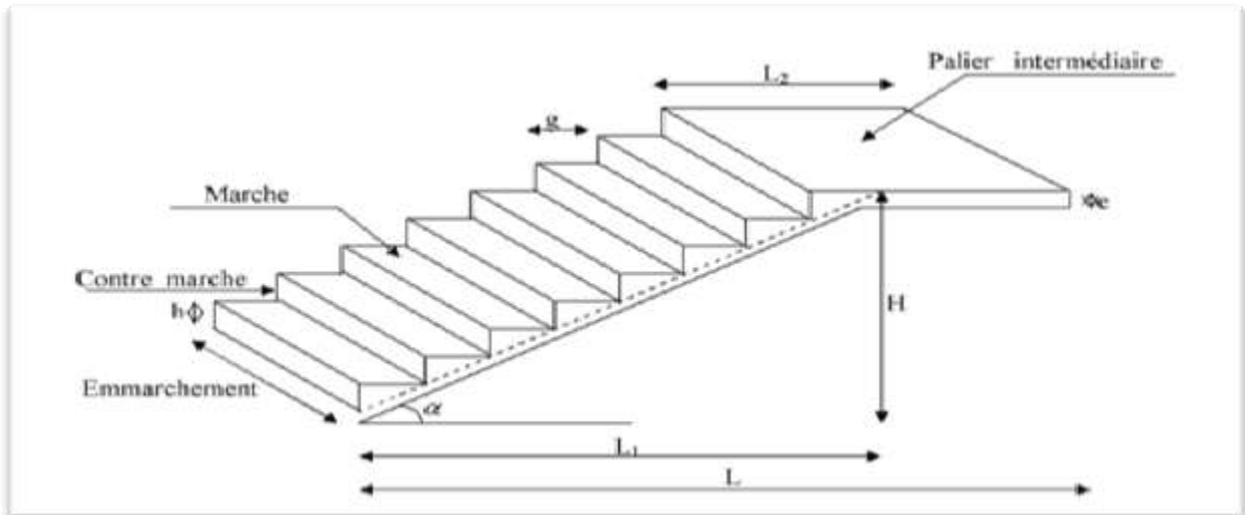


Figure III-5.1 : Coupe verticale d'un escalier

III-5.1 : caractéristiques dimensionnelles :

- **La marche** : est la partie horizontale qui reçoit le pied, sa forme est rectangulaire ou arrondie, etc...
- **La contremarche** : est la partie verticale entre deux marches évitant les chutes des objets.
- **Hauteur de contremarche (h)** : est la différence de niveau entre deux marches successives, valeurs courantes varient de 13 à 17 cm
- **Le giron (g)** : est la distance en plan, mesurée sur la ligne de foulée, séparant deux contremarches.
- **Une volée** : est l'ensemble des marches comprises entre deux paliers consécutifs.
- **L'emmarchement (E)** : représente la largeur de la marche.
- **La ligne de foulée** : représente en plan le parcours d'une personne qui emprunte l'escalier, et en général, a 0.65 m de collet, si $E \geq 1\text{m}$.
- **La paillasse** : est une dalle inclinée en béton armé incorporant les marches et contremarches.

III-5.2 : Pré dimensionnement :

On prend compte des dimensions des plans d'architectures.
Pour le confort, on vérifie la condition de BLONDEL, qui permet le pré dimensionnement convenable de notre escalier.

Avec une hauteur de 3.06m, pour un bâtiment à usage d'habitation ou recevant du public, la hauteur des marches est :

$$13cm \leq h \leq 17cm \text{ et } 28cm \leq g \leq 36cm$$

On prend la hauteur des marches $h = 17cm$.

$$\text{Nombre de contre marche : } n = \frac{162}{17} = 9.52 \approx 10 \rightarrow n = 10$$

$$\text{Nombre de marches : } m = n-1 = 9-1 = 8 \text{ marches.}$$

❖ **Loi de BLONDEL :**

$$60cm \leq g + 2h \leq 66cm$$

Pour $h = 17cm$ on aura : $26cm \leq g \leq 30cm$ donc on prend $g = 30cm$.

❖ **Vérification de la loi de BLONDEL :**

$$60cm \leq g + 2h \leq 66cm$$

$$60cm \leq 30 + 2 \times 17 \leq 66cm \rightarrow 60cm \leq 64 \leq 66cm \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

III-5.3 : Dimensionnement de la pailleasse :

$$\frac{L'}{30} \leq e_p \leq \frac{L'}{20}$$

$$tg(\alpha) = \frac{H}{L_1} = \frac{162}{215} = 0.753 \rightarrow \alpha = 37^\circ$$

$$\cos(\alpha) = \frac{L}{L_2} \rightarrow L_2 = \frac{L}{\cos(\alpha)} = \frac{215}{\cos(32.43)} = 269.21cm$$

Longueur réelle de la pailleasse :

$$L' = L_1 + L_2 + L_3 = 270 + 150 + 40 = 460cm$$

D'où

$$\frac{460}{30} \leq e_p \leq \frac{460}{20} \rightarrow 15.33 \leq e_p \leq 23$$

On opte pour une épaisseur de : $e_p = 20cm$.

III-5.4 : détermination des charges et surcharges :

Les dimensions des marches étant très faibles par rapport a la portée de la pailleasse, on pourrait admettre que leur poids est uniformément reparti sur la pailleasse, le calcul se fait pour une bande de 1m de projection horizontale et considérant une partie simplement appuyée en flexion simple.

a) Charges permanentes :

➤ **Paillasse :**

$$\text{- Poids propre de la pailleasse : } \frac{25 \times 0.2}{\cos 37} = 6.26kN/ml$$

$$\text{- Poids de la marche : } 25 \frac{0.17}{2} = 2.13 kN/ml$$

- Poids des revêtements

- Carrelage : $0,02 \times 22 \times 1 = 0.44 kN/ml$

- Mortier : $0,02 \times 22 \times 1 = 0.44$ kN/ml
- Poids du garde du corps : $0,2 \times 1 = 0,20$ kN/ml

$$G_{\text{paillasse}} = 9.47 \text{ KN/ml}$$

➤ **Palier :**

Poids propre du palier : $25 \times 0.20 \times 1 = 5$ KN/ml

Poids (sable, mortier, carrelage et enduit) : $0.44 + 0.44 = 0.88$ KN/ml

La charge totale du palier : $5 + 0.88 = 5.88$ KN/ml

$$G_{\text{palier}} = 5.88 \text{ KN/ml}$$

b) Surcharges d'exploitations :

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

$$Q = 2.5 \times 1 \text{ m} = 2.5 \text{ KN/ml}$$

	ELU : $1.35G + 1.5Q$ (KN.m)	ELS : $G + Q$ (KN.m)
Palier	$1.35 \times 9.47 + 1.5 \times 2.5 = 16.53$	$9.47 + 2.5 = 11.97$
Volée	$1.35 \times 5.88 + 1.5 \times 2.5 = 11.69$	$5.88 + 2.5 = 8.38$

Tableau III-5.1 : surcharges d'exploitation

III-5.5 Calcul des efforts internes :

III-5.5.1 Etat limite ultime :

a) Réactions d'appuis :

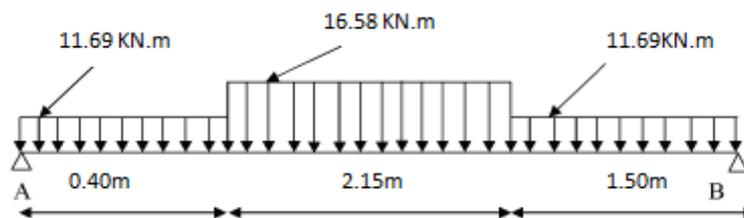


Figure-III.5.1 : schéma statique d'escalier à l'ELU

$$\sum \frac{f}{y} = 0 \rightarrow R_A + R_B - 11.69 \times 0.40 - 16.53 \times 2.15 - 11.69 \times 1.50 = 0$$

$$R_A + R_B = 57.75 \text{ KN}$$

$$\sum M/B = 0 \rightarrow R_A \times 4.05 - 11.69 \times 0.4 \left(\frac{0.4}{2} + 3.65 \right) - 16.53 \times 2.15 \left(\frac{2.15}{2} + 1.50 \right) - 11.69 \left(\frac{1.5^2}{2} \right) = 0$$

D'où : $R_A = 30.286\text{KN}$
 $R_B = 27.465\text{ KN}$

B) efforts tranchants et moments fléchissant :

❖ **Efforts tranchants et Moment fléchissant**

Le 1^{er} tronçon : $0\text{m} \leq x \leq 0.4\text{m}$

$$T(x) - R_A + 11.69x = 0$$

$$T(x) = 30.286 - 11.69x$$

$$T(0) = 30.286\text{ KN}; \quad T(0.4) = 25.61\text{ KN}$$

$$M(x) - R_Ax + 11.69\frac{x^2}{2} = 0$$

$$M(x) = -5.845x^2 + 30.286x$$

$$M(0) = 0\text{ KN.m}; \quad M(0.4) = 11.179\text{ KN.m}$$

Le 2^{eme} tronçon : $0.4\text{m} \leq x \leq 2.55\text{m}$

$$T(x) - R_A + 11.69 \times 0.4 + 16.53(x - 0.4) = 0$$

$$T(x) = -16.53x + 32.222$$

$$T(0.4) = 25.61\text{ KN}; \quad T(2.55) = -9.929\text{KN}$$

$$M(x) - R_Ax + 11.69 \times 0.4(x - 0.2) + 16.53\frac{(x - 0.4)^2}{2} = 0$$

$$M(x) = -8.265x^2 + 32.222x - 0.387$$

$$M(0.4) = 11.179\text{KN.m} ; \quad M(2.55) = 28.035\text{KN.m}$$

Le 3^{eme} tronçon : $0 \leq x \leq 1.50\text{m}$

$$T(x) + R_B - 11.69x = 0$$

$$T(x) = 11.69x - 27.464$$

$$T(0) = -27.464\text{ KN}; \quad T(1.5) = -9.929\text{ KN}$$

$$M(x) - R_Bx + 11.69\frac{x^2}{2} = 0$$

$$M(x) = -5.845x^2 + 27.464x$$

$$M(0) = 0; \quad M(0.4) = 28.044\text{ KN.m}$$

• **Moment maximum :**

$$T(x) = 0 \rightarrow -16.53x + 32.222 = 0 \quad \rightarrow \quad \mathbf{x = 1.95\text{ cm}}$$

$$M(x = 1.95) = 31.018\text{ KN.m}$$

• **Remarque :**

Pour tenir compte des encastremets partiels aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment M_{max} aux appuis et en travée.

$$M_{travée} = 0.85 \times M_{max} = 0.85 \times 31.018 \rightarrow M_{travée} = 26.365 \text{ KN.m}$$

$$M_{appui} = -0.3 \times M_{max} = -0.3 \times 31.018 \rightarrow M_{appui} = -9.332 \text{ KN.m}$$

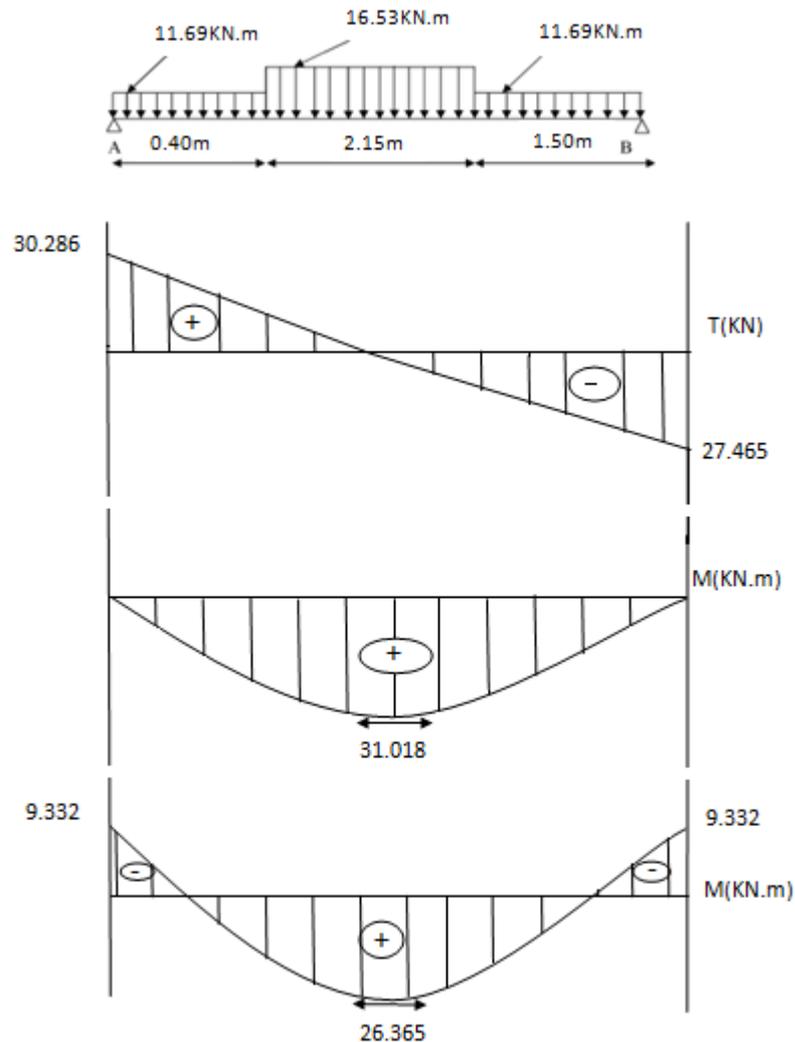


Figure-III.5.2 : Diagramme du moment et de l'effort tranchant à l'ELU

III-5.6 Ferrailage :

a) Calcul des armatures :

On calcule une section rectangulaire dont les caractéristiques sont :

$b = 100 \text{ cm}$; $c = 2 \text{ cm}$; $d = 18 \text{ cm}$.

➤ **En travée :**

1. Armatures principales :

$$\mu = \frac{M_x^t}{bd^2f_{bc}} = \frac{26.365 \times 10^5}{100 \times 18^2 \times 14.2 \times 10^2} = 0.057 \mu = 0.057 < \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{Section simplement armée (S.S.A)}$$

$$\mu = 0.057 \rightarrow \beta = 0.971$$

$$A_s = \frac{M_x^t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{26.365 \times 10^5}{0.971 \times 18 \times 348 \times 10^2} = 4.33 \text{ m}^2$$

On prend : **4HA12** = 4.52 cm² avec un espacement : **S_T** = 25cm

2. Armatures de répartitions :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA10** = 3.14 cm² avec un espacement : **S_T** = 25cm

➤ **En appuis :**

1. Armatures principales :

$$\mu = \frac{M_x^t}{bd^2f_{bc}} = \frac{9.332 \times 10^5}{100 \times 18^2 \times 14.2 \times 10^2} = 0.020 \mu = 0.020 < \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{Section simplement armée (S.S.A)}$$

$$\mu = 0.020 \rightarrow \beta = 0.990$$

$$A_s = \frac{M_x^t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{9.332 \times 10^5}{0.990 \times 18 \times 348 \times 10^2} = 1.50 \text{ cm}^2$$

On prend : **4HA10** = 3.14 cm² avec un espacement : **S_T** = 25cm

2. Armatures de répartitions :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{3.14}{4} = \text{cm}^2$$

On prend : **4HA10** = 3.14 cm² avec un espacement : **S_T** = 50cm

❖ **Vérification a l'ELU :**

➤ **Vérification de la condition et non fragilité (BAEL91/Art A.4.2,1) :**

$A_{min} < A_s$ adoptée

$$A_{min} = \frac{0.23b_0df_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 12 \times 18 \times 2.1 \times 10^2}{400 \times 10^2} = 0.26 \text{ cm}^2$$

En travée : $A_{st} = 4.52 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0.26 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition non vérifiée.}$

En appuis : $A_s = 3.14 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.26 \text{ cm}^2 \rightarrow$ **Condition non vérifiée.**

➤ **Vérification de contrainte de cisaillement (BAEL91/Art A.5.2,1) :**

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

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_o d} = \frac{30.286 \times 10^3}{120 \times 0.9 \times 180} = 1.56 \text{ MPa}$$

(Fissuration peu préjudiciable)

$$\bar{\tau}_u \leq \min \left\{ \frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\} \rightarrow \bar{\tau}_u \leq \min \{3.33; 4\}$$

$\tau_u = 1.56 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.26 \text{ MPa} \rightarrow$ **Condition non vérifiée.**

➤ **Vérification de l'adhérence et entrainement des barres (BAEL91/Art A.6.1,3) :**

On doit vérifier : $\tau_{se} \leq \tau_{se,u}$

$$\tau_{se,u} = \psi \times f_{t28} \quad \text{Avec : } \psi = 1.5 \text{ pour H.A}$$

$$\text{D'où : } \tau_{se,u} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

Et : $\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 \times d \times \sum u_i} \sum u_i =$ somme des périmètres utiles des barres.

$$\tau_{se} = \frac{30.286 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 4 \times 3.14 \times 12} = 1.24 \text{ MPa}$$

$\tau_{se} = 1.24 \text{ MPa} < \tau_{se,u} = 3.15 \text{ MPa} \rightarrow$ **Condition non vérifiée.**

- **Ancrage des barres (BAEL91/Art.6.1.21) :**

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4 \bar{\tau}_s} \quad \text{avec} \quad \bar{\tau}_s = 0.6 \psi^2 f_{t28}$$

$$l_s = \frac{1.2 \times 400 \times 10^2}{4 \times 2.835 \times 10^2} = 42.32 \text{ cm} \quad \rightarrow l_s = 42.32 \text{ cm}$$

Les règles de BAEL 91 (art. A.6.1) admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la portée ancrée assurée hors crochet est au moins égale à $0,4l_s$ pour les aciers HA.

$$L_s = 0.4l_s = 0.4 \times 42.32 = 16.928 \text{ cm}$$

➤ **Espacement des barres :**

L'écartement des barres d'une même nappe ne doit dépasser les valeurs suivantes :

1- Armatures principales :

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

$$S_t = 25\text{ cm} < 33\text{cm} \rightarrow \text{Condition non vérifiée.}$$

2- Armatures de répartition :

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

$$S_t = 25\text{ cm} < 45\text{ cm} \rightarrow \text{Condition non vérifiée.}$$

➤ **Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis :**

1- Influence sur le béton :

$$V_u = \frac{0.4 \times a \times b \times f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{Avec : } a = 0.9d$$

$$V_u = \frac{0.4 \times 0.9 \times 18 \times 100 \times 2.5}{1.15} = 1408.69\text{ KN}$$

$$V_{u\text{ max}} = 30.286\text{ KN} < 1408.69 \rightarrow \text{Condition Vérifiée.}$$

2- Influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales :

$$A \geq \frac{1.15}{f_e} \left(V_u^{\text{max}} + \frac{M_a}{0.9d} \right)$$

$$A \geq \frac{1.15}{400 \times 10^2} \left((30.286 \times 10^3) + \frac{9.332 \times 10^5}{0.9 \times 18} \right) = 2.53\text{ cm}^2$$

$$A = 3.14\text{ cm}^2 > 2.52\text{ cm}^2$$

III-5.5.1 Etat limite service :

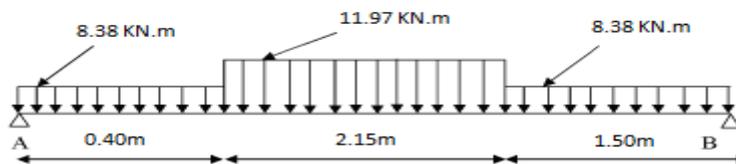


Figure-III.5.3 : schéma statique d'escalier à l'ELS

$$\sum f/y = 0 \rightarrow R_A + R_B - 8.38 \times 0.40 - 11.97 \times 2.15 - 8.38 \times 1.50 = 0$$

$$R_A + R_B = 41.657\text{ KN}$$

$$\sum \frac{M}{B} = 0 \rightarrow R_A \times 4.05 - 8.38 \times 0.4 \left(\frac{0.4}{2} + 3.65 \right) - 11.97 \times 2.15 \left(\frac{2.15}{2} + 1.50 \right) - 8.38 \left(\frac{1.5^2}{2} \right) = 0$$

D'où :

$$R_A = 21.875\text{ KN}$$

$$R_B = 19.782\text{ KN}$$

B) efforts tranchants et moments fléchissant :

❖ **Efforts tranchants et Moment fléchissant**

Le 1^{er} tronçon : $0m \leq x \leq 0.4m$

$$T(x) - R_A + 11.69x = 0$$

$$T(x) = 21.875 - 8.38x$$

$$T(0) = 21.875 \text{ KN}; T(0.4) = 18.523 \text{ KN}$$

$$M(x) - R_A x + 8.38 \frac{x^2}{2} = 0$$

$$M(x) = -4.19x^2 + 21.875x$$

$$M(0) = 0 \text{ KN.m}; M(0.4) = 21.204 \text{ KN.m}$$

Le 2^{eme} tronçon : $0.4m \leq x \leq 2.55m$

$$T(x) - R_A + 8.38 \times 0.4 + 11.97(x - 0.4) = 0$$

$$T(x) = -11.97x + 23.311$$

$$T(0.4) = 18.523 \text{ KN}; T(2.55) = -7.212 \text{ KN}$$

$$M(x) - R_A x + 8.38 \times 0.4(x - 0.2) + 11.97 \frac{(x - 0.4)^2}{2} = 0$$

$$M(x) = -5.985x^2 + 23.311x - 0.286$$

$$M(0.4) = 8.652 \text{ KN.m}; M(2.55) = 20.811 \text{ KN.m}$$

Le 3^{eme} tronçon : $0 \leq x \leq 1.50m$

$$T(x) + R_B - 8.38x = 0$$

$$T(x) = 8.38x - 19.782$$

$$T(0) = -19.782 \text{ KN}; T(1.5) = -7.212 \text{ KN}$$

$$M(x) - R_B x + 8.38 \frac{x^2}{2} = 0$$

$$M(x) = -4.19x^2 + 19.782x$$

$$M(0) = 0; M(1.50) = 20.245 \text{ KN.m}$$

• **Moment maximum :**

$$T(x) = 0 \rightarrow -11.97x + 23.311 = 0 \rightarrow x = 1.95 \text{ cm}$$

$$M(x = 1.95) = 22.412 \text{ KN.m}$$

• **Remarque :**

Pour tenir compte des encastremements partiels aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment M_{\max} aux appuis et en travée.

$$M_{\text{travée}} = 0.85 \times M_{\max} = 0.85 \times 22.412 \rightarrow M_{\text{travée}} = 19.048 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{appui}} = -0.3 \times M_{\max} = -0.3 \times 22.412 \rightarrow M_{\text{appui}} = -6.723 \text{ KN.m}$$

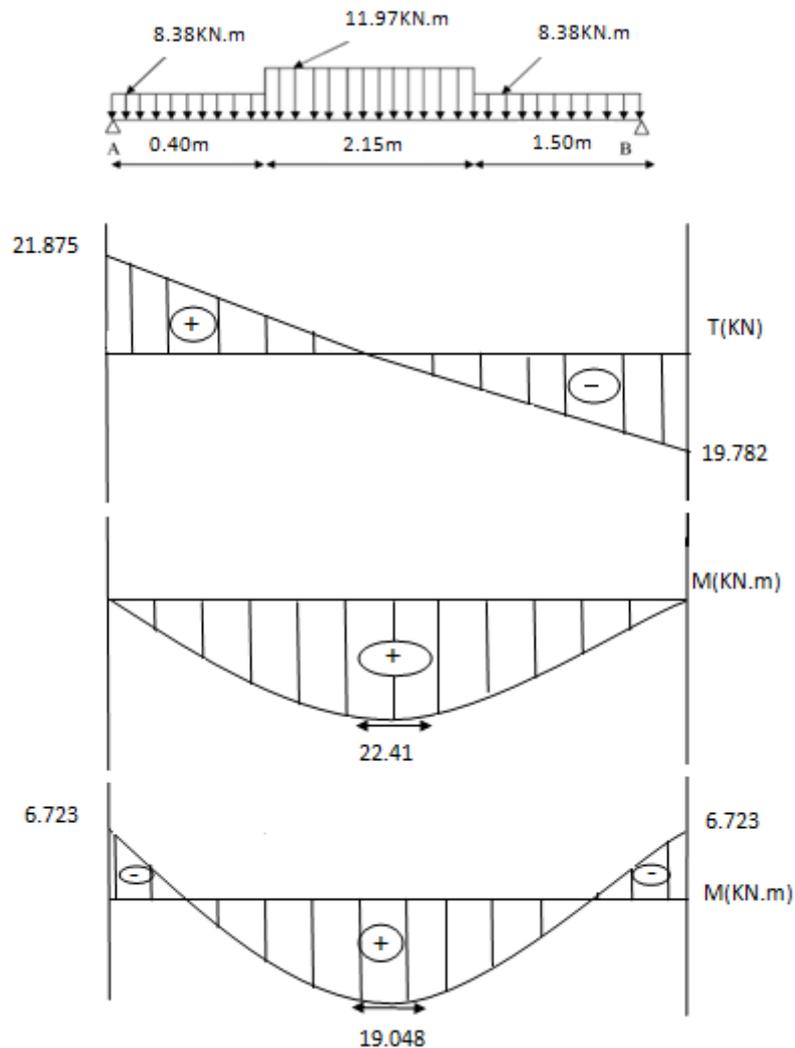


Figure- III.5.4 : Diagramme du moment et de l'effort tranchant à l'ELS

❖ Vérification à l'ELS :

➤ Vérification de la résistance du béton à la compression :

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

Avec : $\sigma_{bc} = k\sigma_{st}$ et $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28}$

• En travée :

$$\rho_1 = \frac{100A_{st}}{b_0d} = \frac{100 \times 4.52}{100 \times 18} = 0.251 \quad \text{Avec : } A_{st} = 4.52 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = 0.251 \quad \rightarrow \quad \beta_1 = 0.920 \quad \rightarrow \quad \alpha_1 = 0.240$$

$$\sigma_{bc} = k\sigma_{st} \rightarrow \quad k = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)} = \frac{0.240}{15(1-0.240)} = 0.021$$

$$\sigma_{st} = \frac{M}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{26.365 \times 10^6}{0.920 \times 180 \times 452} = 352.232 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = k\sigma_{st} = 0.050 \times 352.232 = 7.396 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 7.396 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition non vérifiée.}$$

- Aux appuis :

$$\rho_1 = \frac{100A_{st}}{b_0d} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 18} = 0.174 \quad \text{Avec : } A_{st} = 3.14 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = 0.174 \rightarrow \beta_1 = 0.932 \rightarrow \alpha_1 = 0.204$$

$$\sigma_{bc} = k\sigma_{st} \rightarrow k = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)} = \frac{0.204}{15(1-0.204)} = 0.017$$

$$\sigma_{st} = \frac{M}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{9.332 \times 10^6}{0.932 \times 180 \times 314} = 177.156 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = k\sigma_{st} = 0.017 \times 177.156 = 3.012 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 3.012 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition non vérifiée.}$$

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

➤ **Vérification de la flèche :**

a) $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{20}{405} = 0.049 < \frac{1}{6} = 0.0625 \rightarrow \text{Condition non vérifiée.}$

b) $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0} \rightarrow \frac{20}{405} = 0.049 < \frac{1}{10} \frac{26.365}{31.018} = 0.850 \rightarrow \text{Condition non vérifiée.}$

c) $\frac{A_t}{b_0d} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow \frac{4.52}{100 \times 18} = 0.0025 < 0.0037 \rightarrow \text{Condition non vérifiée.}$

d) Deux condition qui sont pas vérifiée ; alors on va procéder au calcul de la flèche :

$$f_i = \frac{5q_s L^4}{384E_v \times I f_v} < \bar{f} = \frac{l}{500}$$

Avec :

$$q_s = \max(q_s^1; q_s^2) = \max(8.38; 11.97) \rightarrow q_s = 11.97 \text{ KN/ml}$$

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 1081.86 \text{ MPa}$$

$$I = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15A_t (V_2 - C)^2$$

$$\text{D'où : } V_1 = \frac{S_{xx'}}{B_0}$$

$S_{xx'}$: Moment isostatique

B_0 : Surface de la section homogène

$$S_{xx'} = \frac{b \cdot h^2}{2} + 15 \cdot A_t \cdot d = \frac{100 \times 20^2}{2} + 15 \times 4,52 \times 18 = 21220.4 \text{ cm}^3$$

$$B_0 = b \cdot h + 15 \cdot A_t = 100 \times 20 + 15 \times 4.52 = 2067.8$$

$$V_1 = \frac{21220.4}{2067.8} = 10.265 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 9.738 \text{ cm}$$

$$I = \frac{100}{3} (10.262^3 + 9.738^3) + 15 \times 4.52 (9.738 - 2)^2 = 66863.83 \text{ cm}^4$$

$$f_i = \frac{5(11.97 \times 405^2)}{384 \times 10818.86 \times 10^3 \times 66863.83 \times 10^{-8}} = 0.0058$$

$$\bar{f} = \frac{405}{500} = 0.81$$

$$f_i = 0.0058 < \bar{f} = 0.81 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Etat limite d'ouverture des fissures : BAEL 91, Art A.5.34**

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc aucune vérification n'est à effectuer.

✓ **Le ferrailage des escaliers est comme suit :**

	Sens	Ferrailage adopté (cm ²)	Espacement (St) (cm)
En travées	x-x	4HA12 = 4.52	25
	y-y	4HA10 = 3.14	25
En appuis	x-x	4HA10 = 3.14	25
	y-y	4HA10 = 3.14	25

III-6. Poutre palière :

III-6.1 : Pré dimensionnement :

a) **Hauteur :** la hauteur de la poutre est donnée par la formule suivante :

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h_t \leq \frac{L_{max}}{10} \quad \text{avec : } L_{max} : \text{longueur libre de la poutre entre nus d'appuis.}$$

h_t : Hauteur de la poutre

$$\frac{360}{15} \leq h_t \leq \frac{360}{10} \quad \rightarrow \quad 24 \leq h_t \leq 36$$

On prend $h_t = 35$ cm.

b) **Largeur :** la largeur de la poutre est donnée par :

$$0.4h \leq b \leq 0.7h, \text{ D'où : } 14 \leq b \leq 24.5$$

On prend $b = 25$ cm

c) Vérification relatives aux exigences du RPA (Art7.5.1 du RPA99)

$$\text{Le RPA exige que } \left\{ \begin{array}{l} h_t \geq 30 \text{ cm} \\ b \geq 20 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{array} \right\} \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 35 \geq 30 \text{ cm} \\ 25 \geq 20 \text{ cm} \\ \frac{35}{25} = 1.75 < 4 \end{array} \right\} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Donc la poutre palière a pour dimension : $(bxh) = (25 \times 35) \text{ cm}^2$

III-6.2 : Détermination des charges :

Poids propre de la poutre : $G = 25 \times 0.35 \times 0.25 = 2.187 \text{ KN/ML}$

L'effort tranchant a l'appui : ELU $\rightarrow R_u = 27.465 \text{ kn}$

ELS $\rightarrow R_s = 19.782 \text{ kn}$

• **Combinaison de charges :**

ELU : $q_u = 1.35G + R_u = 1.35 \times 2.187 + 27.465$

$q_u = 30.417 \text{ KN/ml}$

ELS : $q_u = G + R_s = 2.187 + 19.782$

$q_u = 21.969 \text{ KN/ml}$

III-6.3 : Calcul des efforts à l'ELU :

a) **Moment isostatique :**

$$M_u = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{30.417 \times 3.6^2}{8} = 49.275 \text{ KN.m}$$

$$M_u = 49.275 \text{ KN.m}$$

b) **Effort tranchant :**

$$T_u = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{30.417 \times 3.6}{2} = 54.750 \text{ kn}$$

$$T_u = 54.750 \text{ KN}$$

Pour tenir compte de semi encastrement, on affecte M_0 par coefficient et on aura donc les valeurs suivantes : $M_{appui} = -0.3M_0 = -14.782 \text{ KN.m}$; $M_{travée} = 0.85M_0 = 883 \text{ KN.M}$

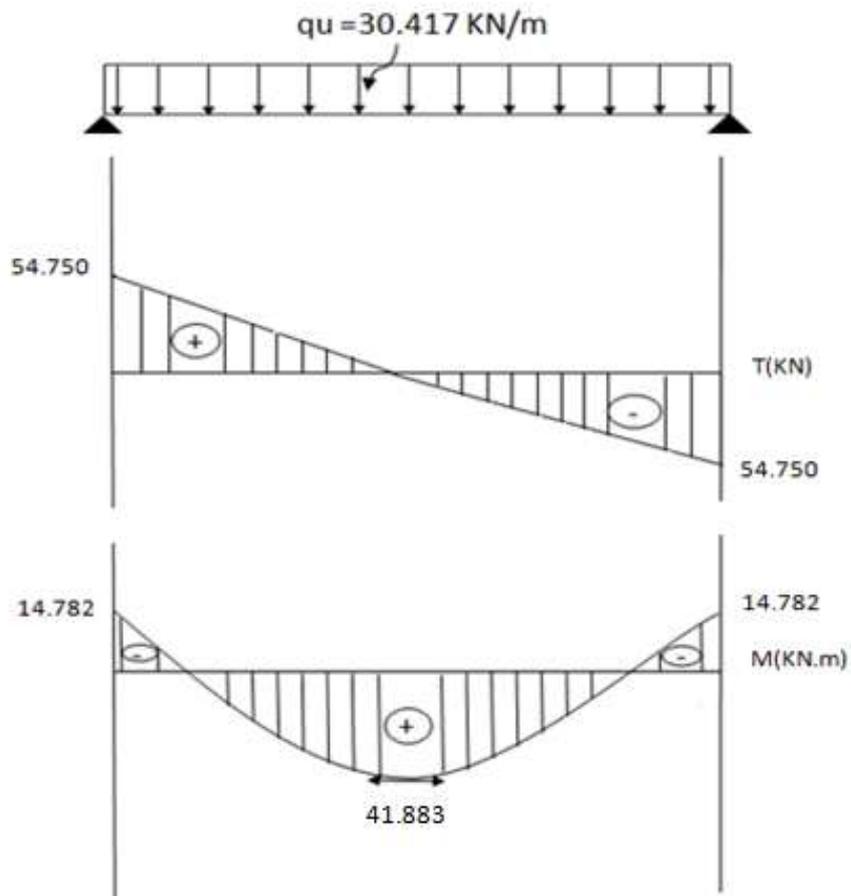


Figure III-6.1 : Diagramme du moment et de l'effort tranchant à l'ELU

III-6.4 : Ferrailage

➤ En travée

$$\mu_b = \frac{M_x^t}{bd^2f_{bc}} = \frac{41.883 \times 10^5}{25 \times 32^2 \times 14.2 \times 10^2} = 0.115$$

$\mu_b = 0.115 < \mu_l = 0.392 \rightarrow$ section simplement armée (S.S.A)

$$\mu = 0.115 \rightarrow \beta = 0.938$$

$$A_s = \frac{M_x^t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{41.883 \times 10^5}{0.938 \times 32 \times 348 \times 10^2} = 3.29 \text{ m}^2$$

On prend : **3HA12**=3.39cm² avec un espacement : **S_T** = 25cm

➤ **En appuis :**

$$\mu = \frac{M_x^t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{14.782 \times 10^5}{25 \times 32^2 \times 14.2 \times 10^2} = 0.0406$$

$\mu = 0.0406 < \mu_l = 0.392$ → section simplement armée (S.S.A)

$\mu = 0.0406 \rightarrow \beta = 0.0.980$

$$A_s = \frac{M_x^t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{14.782 \times 10^5}{0.980 \times 32 \times 348 \times 10^2} = 1.35 \text{ cm}^2$$

On prend : **4HA10** =2.35cm² avec un espacement : **S_T** = 25cm

III-6.5 : Vérification a l'ELU :

➤ **Vérification de la condition et non fragilité (BAEL91/Art A.4.2, 1) :**

On doit vérifier que : $A_{min} < A_s \text{ adoptée}$

$$A_{min} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 25 \times 32 \times 2.1 \times 10^2}{400 \times 10^2} = 0.96 \text{ cm}^2$$

En travée : $A_{st} = 3.39 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0.96 \text{ cm}^2$ → **condition vérifiée.**

En appuis : $A_s = 2.35 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0.96 \text{ cm}^2$ → **condition vérifiée.**

➤ **Vérification de contrainte de cisaillement (BAEL91/Art A.5.2,1) :**

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

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} = \frac{54.75 \times 10^3}{250 \times 320} = 0.684 \text{ MPa}$$

(Fissuration peu préjudiciable)

$$\bar{\tau}_u \leq \min \left\{ \frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\} \rightarrow \bar{\tau}_u \leq \min \{ 3.33; 4 \}$$

$\tau_u = 0.684 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \rightarrow$ **Condition vérifiée.**

➤ **Vérification de l'adhérence et entrainement des barres (BAEL91/Art A.6.1,3) :**

On doit vérifier : $\tau_{se} \leq \tau_{se,u}$

$$\tau_{se,u} = \psi \times f_{t28} \quad \text{Avec : } \psi = 1.5 \text{ pour H.A}$$

$$D'où : \tau_{se,u} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

Et : $\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 \times d \times \sum u_i} \sum u_i$ = somme des périmètres utiles des barres.

$$\tau_{se} = \frac{54.750 \times 10^3}{0.9 \times 320 \times 4 \times 3.14 \times 12} = 1.26 \text{ MPa}$$

$\tau_{se} = 1.26 \text{ MPa} < \tau_{se,u} = 3.15 \text{ MPa} \rightarrow$ **Condition vérifiée.**

• **Ancrage des barres : (BAEL91/Art.6.1.21) :**

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4 \bar{\tau}_s} \quad \text{avec} \quad \bar{\tau}_s = 0.6 \psi^2 f_{t28} = 2.835 \text{ MPa}$$

$$l_s = \frac{1 \times 400 \times 10^2}{4 \times 2.835 \times 10^2} = 35.27 \text{ cm} \rightarrow \text{ soit : } l_s = \mathbf{40 \text{ cm}}$$

Pour des raisons pratiques il est nécessaire d'adopter un crochet normal, d'après le BAEL91 la longueur nécessaire pour les aciers HA est : $0.4l_s = 0.4 \times 40 = 16 \text{ cm}$
Soit un crochet de 20 cm.

➤ **Armatures transversales :**

$$\phi_t = \frac{\phi}{3} = \frac{12}{3} = 4 \text{ mm}$$

On prend : **4HA8 = 2.01 cm².**

➤ **Espacement des barres :**

D'après le **RPA2003 (art 7.5.2.2)** on aura :

Zone nodale :

$$S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}, 12\phi, 30 \right) = \min \left(\frac{35}{4}; 12 \times 1.2; 30 \right)$$

Soit : **S_t = 8cm.**

En dehors de la zone nodale :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{35}{2} = 17.5 \text{ cm}$$

Soit : $S_t = 15 \text{ cm}$

III-6.5 : Vérification a l'ELS :

$$q_s = G + T_s = 2.187 + 19.782 = 21.969 \text{ KN/m}$$

a) Moment isostatique :

$$M_u = \frac{q_s \times l^2}{8} = \frac{21.969 \times 3.6^2}{8} = 35.59 \text{ KN.m}$$

$$M_u = 35.59 \text{ KN.m}$$

b) Effort tranchant :

$$T_s = \frac{q_s \times L}{2} = \frac{21.969 \times 3.6}{2} = 39.54 \text{ kn}$$

$$T_s = 39.54 \text{ kn}$$

Pour tenir compte de semi encastrement, on affecte M_0 par coefficient et on aura donc les valeurs suivantes : $M_{\text{appui}} = -0.3M_0 = -10.677 \text{ KN.m}$

$$M_{\text{travée}} = 0.85M_0 = 30.251 \text{ KN.m}$$

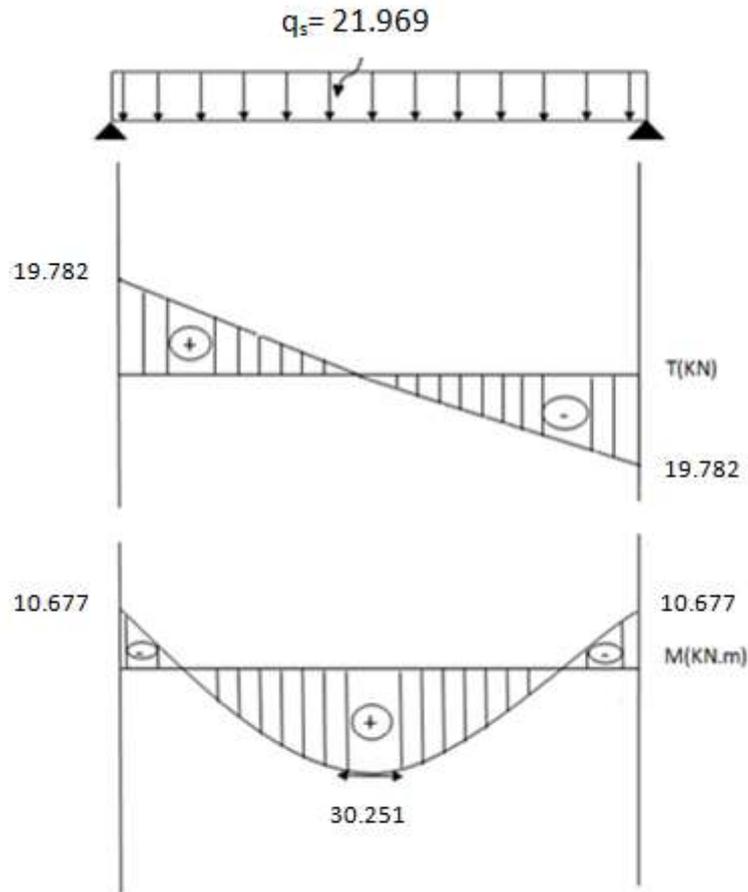


Figure III-6.1: Diagramme du moment et de l'effort tranchant à l'ELS

➤ **Vérification de la résistance du béton à la compression :**

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

Avec : $\sigma_{bc} = k\sigma_{st}$ et $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28}$

- En travée :

$$\rho_1 = \frac{100A_{st}}{bd} = \frac{100 \times 3.39}{25 \times 32} = 0.565 \quad \text{Avec : } A_{st} = 4.52 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = 0.565 \quad \rightarrow \quad \beta_1 = 0.888 \quad \rightarrow \quad \alpha_1 = 0.336$$

$$\sigma_{bc} = k\sigma_{st} \rightarrow \quad k = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)} = \frac{0.336}{15(1-0.336)} = 0.033$$

$$\sigma_{st} = \frac{M}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{30.251 \times 10^6}{0.888 \times 320 \times 452} = 235.525 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = k\sigma_{st} = 0.033 \times 235.525 = 7.772 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 7.772 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- Aux appuis :

$$\rho_1 = \frac{100A_{st}}{bd} = \frac{100 \times 2.35}{25 \times 32} = 0.392 \quad \text{Avec : } A_{st} = 3.14 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = 0.392 \quad \rightarrow \quad \beta_1 = 0.904 \quad \rightarrow \quad \alpha_1 = 0.288$$

$$\sigma_{bc} = k\sigma_{st} \rightarrow \quad k = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)} = \frac{0.288}{15(1-0.288)} = 0.027$$

$$\sigma_{st} = \frac{M}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{10.677 \times 10^6}{0.904 \times 320 \times 235} = 117.544 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = k\sigma_{st} = 0.027 \times 117.544 = 3.173 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 3.173 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

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

➤ **Vérification de la flèche :**

$$\text{a) } \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{35}{360} = 0.097 > \frac{1}{6} = 0.0625 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\text{b) } \frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0} \rightarrow \frac{35}{360} = 0.097 > \frac{1}{10} \frac{30.251}{35.590} = 0.085 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\text{c) } \frac{A_t}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow \frac{339}{25 \times 32} = 0.0056 < 0.0105 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Les trois conditions sont vérifiées, donc il n'y a pas lieu de vérifier la flèche.

➤ **Etat limite d'ouverture des fissures : BAEL 91, Art A.5.34**

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc aucune vérification n'est à effectuer.

✓ Le ferrailage de la poutre palière est comme suit :

	Ferrailage adopté (cm²)	Espacement (S_t) (cm)
En travées	3HA12=3.39	8
En appuis	3HA10=2.35	15
Armatures transversales	4HA8=2.01	/

Introduction :

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 peu fiable.

❖ Concept de base de la M.E.F (méthode des éléments finis) :

La méthode des éléments finis est une généralisation de la méthode de déformation pour les cas de structure ayant des éléments plans ou volumineux. La méthode considère le milieu solide, liquide ou gazeux constituant la structure comme un assemblage discret d'éléments finis. Ces derniers sont connectés entre eux par des nœuds situés sur leurs limites. Les structures réelles sont définies par un nombre infini de nœuds.

❖ Description du logiciel ETABS :

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 transfert de donnée avec d'autres logiciels (AUTOCAD, SAP2000 et SAFE)

Rappel : (terminologie)

Grid line : ligne de grille

Joints : nœuds

Frame : portique (cadre)

Shell : voile

Elément : élément

Restraints : degrés de liberté(D.D.L)

Loads : charge

Uniformed loads : point d'application de la charge

Define : définir

Materials : matériaux

Concrete : béton

Steel : acier

Frame section : coffrage

Column : poteau

Beam : poutre

❖ **Manuel d'utilisation de L'ETABS :**

Dans notre travail on a utilisé la version ETABS v 9.60

Pour choisir l'application ETABS on clique sur l'icône du ETABS .



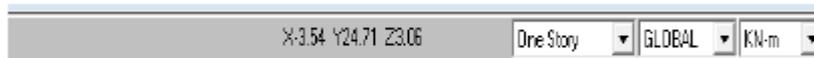
❖ **Etapes de modélisation :**

❖ **Première étape :**

La première étape consiste à spécifier la géométrie de la structure à modéliser.

❖ **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 :



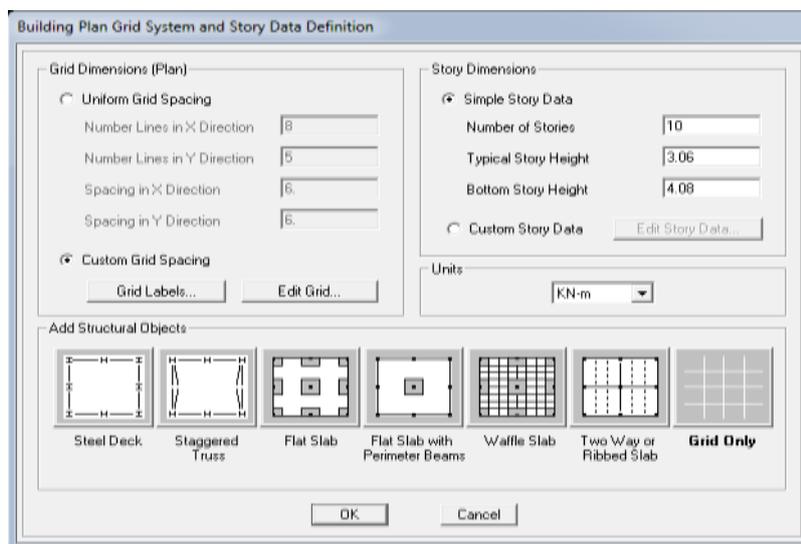
❖ **Géométrie de base :**

Dans le menu déroulant en haut de l'écran on sélectionne **File** puis **New model**, cette option Permet d'introduire :

Le nombre de portiques suivant x-x.

Le nombre de portique suivant y-y.

Le nombre des étages.



Après validation de l'exemple on aura deux fenêtres représentant la structure, l'une en 3D et l'autre a 2D suivant l'un des plans : X-Y, X-Z, Y-Z.

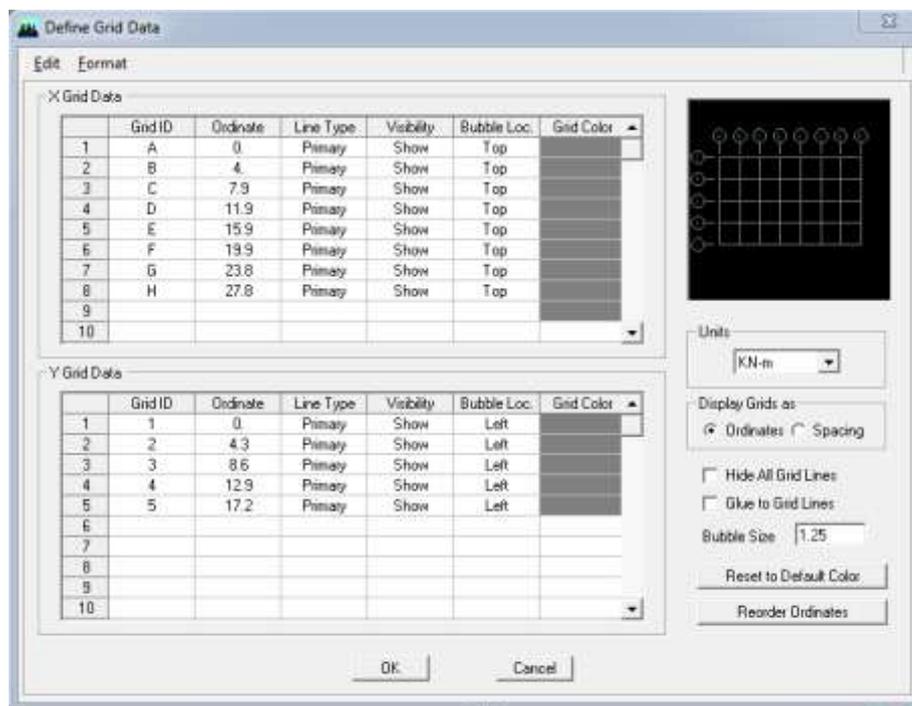
- **Modification de la géométrie de base :**

Nous allons procéder à la modification des longueurs de trames et des hauteurs d'étage.

-On clique sur le bouton droit de la souris.

-On introduit les distances cumulées puis on clique sur **ok**

-Pour modifié les hauteurs d'étage on clique sur le bouton droit de la souris puis **Edit Story Data**.



Story Data

	Label	Height	Elevation	Master Story	Similar To	Splice Point	Splice Height
12	STORY11	3.06	34.68	No	NONE	No	0.
11	STORY10	3.06	31.62	Yes		No	0.
10	STORY9	3.06	28.56	No	STORY10	No	0.
9	STORY8	3.06	25.5	No	STORY10	No	0.
8	STORY7	3.06	22.44	No	STORY10	No	0.
7	STORY6	3.06	19.38	No	STORY10	No	0.
6	STORY5	3.06	16.32	No	STORY10	No	0.
5	STORY4	3.06	13.26	No	STORY10	No	0.
4	STORY3	3.06	10.2	No	STORY10	No	0.
3	STORY2	3.06	7.14	No	STORY10	No	0.
2	STORY1	4.08	4.08	No	STORY10	No	0.
1	BASE		0.				

Reset Selected Rows

Height: 3.06 [Reset]
 Master Story: No [Reset]
 Similar To: NONE [Reset]
 Splice Point: No [Reset]
 Splice Height: 0 [Reset]

Units: Change Units [KN-m]

[OK] [Cancel]

❖ 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** puis **Material proprietes** on sélectionne le matériau **CONC** et on clique sur **Modify /ShowMaterial**, et on apporte les modifications inscrites dans la figure suivante:

Material Property Data

Material Name: BETON

Display Color: [Color]

Type of Material: Isotropic Orthotropic

Type of Design: Design: Concrete

Analysis Property Data

Mass per unit Volume: 2.5
 Weight per unit Volume: 25.
 Modulus of Elasticity: 32164200.
 Poisson's Ratio: 0.2
 Coeff of Thermal Expansion: 9.900E-06
 Shear Modulus: 13401750.

Design Property Data (ACI 318-05/IBC 2003)

Specified Conc. Comp Strength, f_c: 25000.
 Bending Reinf. Yield Stress, f_y: 400000.
 Shear Reinf. Yield Stress, f_{ys}: 400000.
 Lightweight Concrete
 Shear Strength Reduc. Factor: []

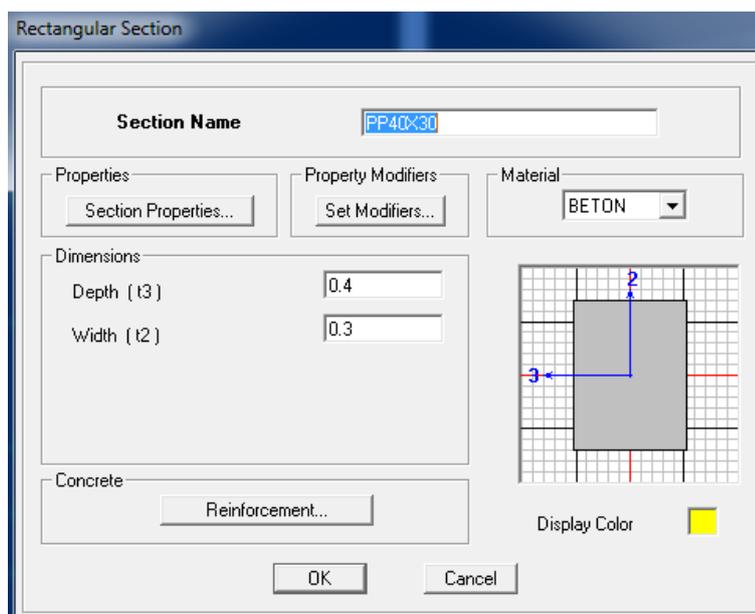
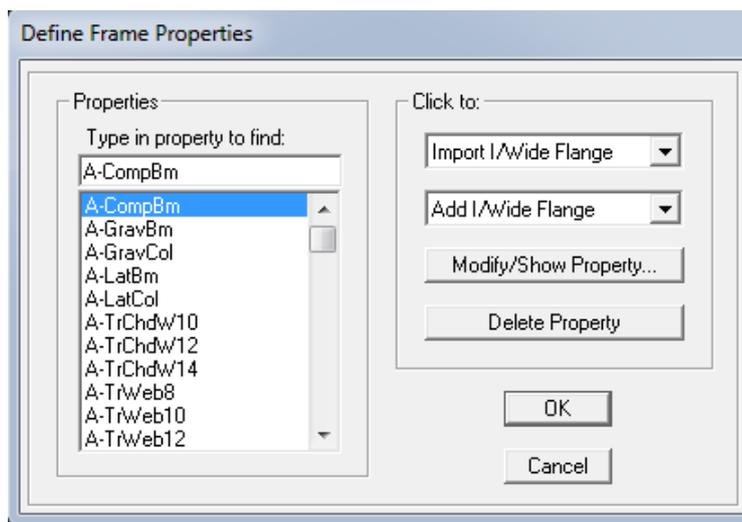
[OK] [Cancel]

❖ **Troisième étape :**

La troisième étape consiste à l'affectation des **propriétés géométriques** des éléments (poutre, poteaux, dalle, voile...)

Nous commençons d'abord par affecter les sections des poutres principales(**PP**) et ceci de la manière suivante :

Nous choisissons le menu **Define** puis **Frame sections**. On clique sur la liste d'ajout de sections et on sélectionne **Add Rectangular** pour ajouter une section rectangulaire (les sections en béton armé du bâtiment à modéliser sont rectangulaires).



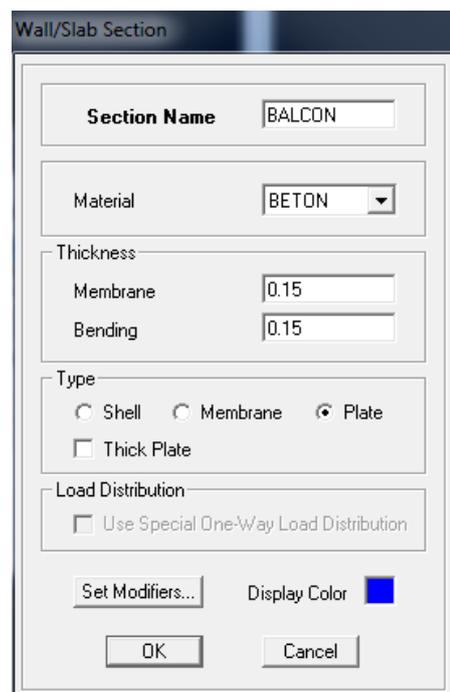
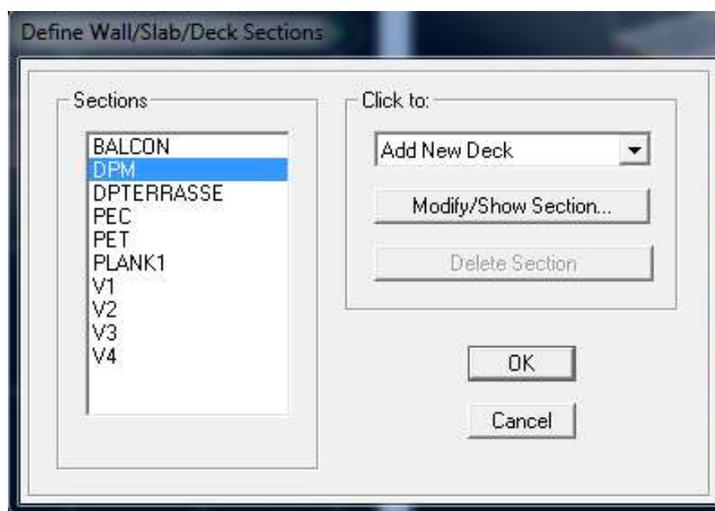
Le bouton **Reinforcement** conduit à une fenêtre qui permet de spécifier les propriétés des barres d'armatures.

Si on clique sur le bouton **Section properties** on peut voir l'aire, les moments d'inerties, section de cisaillement et autres propriétés calculés par ETABS.

Nous procéderons de la même manière pour les autres éléments.

Après avoir finis de modéliser les éléments **barres** (poutres, poteaux), nous allons passer aux éléments **plaques** (voile).

On choisit le menu **Define** et **wall/slab**, on clique sur **Add new wall** et on spécifie le nom et l'épaisseur.



❖ **Quatrième étape :**

Avant de charger la structure il faut d'abord définir les charges appliquées à la structure modélisée.

• **Charges statiques (G et Q):**

La structure est soumise à des charges permanentes (**G**), et a des surcharges d'exploitation **Q**, pour les définir on clique sur : **Define Load Cases**.

✓ **Charges permanentes :**

Load Name (Nom de la charge): **G**

Type : **DEAD** (permanente)

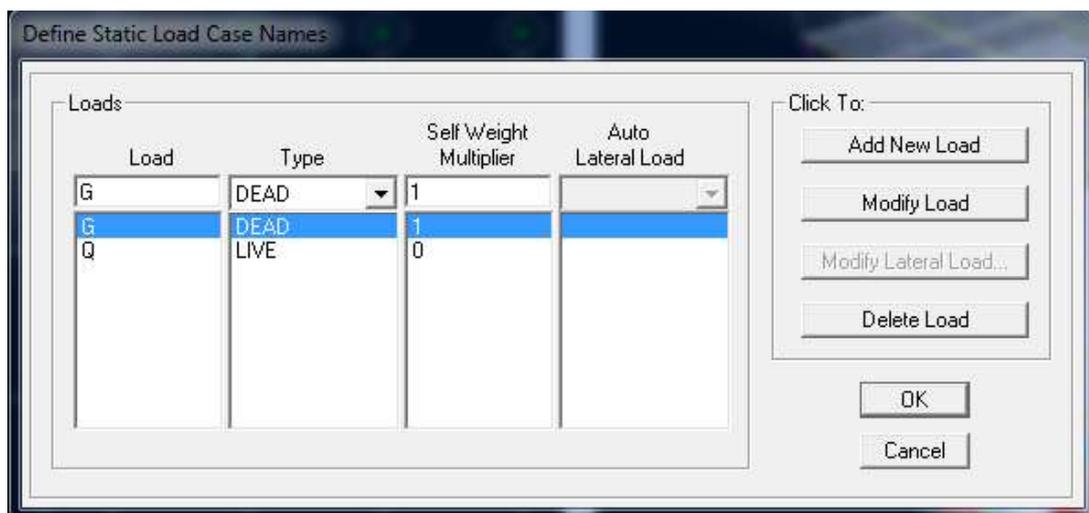
Self weight multiplier (Coefficient interne poids propre) : **1**

✓ **Surcharges d'exploitation :**

Load Name (Nom de la charge): **Q**

Type : **LIVE** (exploitation)

Self weight multiplier (Coefficient interne poids propre) : **0**

• **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 un degré de liberté soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de périodes propres **T**.

Données à introduire dans le logiciel :

Zone : **Ila** (Zone a sismicité moyenne, voir **Annexe 1** du **RPA 2003**)

Groupe d'usage : **2** (bâtiments courants, voir chapitre **3.2** du **RPA 2003**)

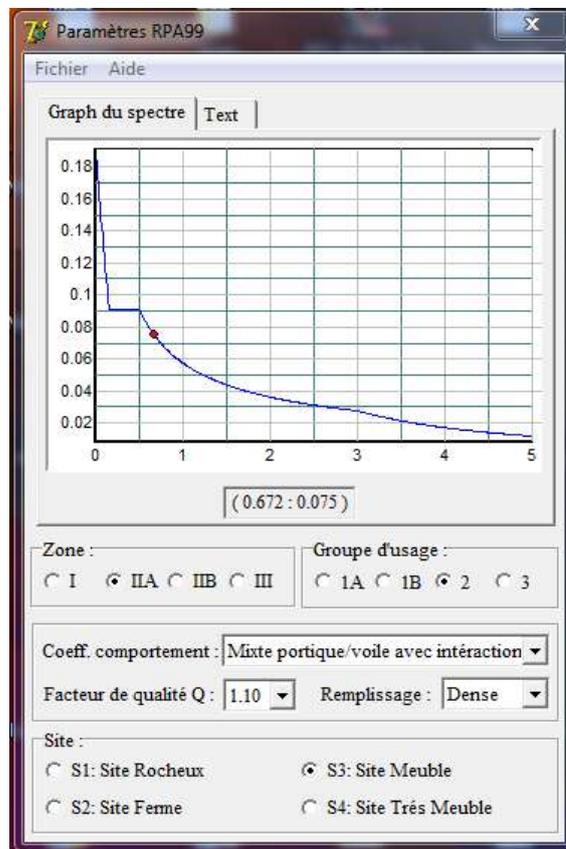
Coeff comportement : **4a - Mixte Portiques-Voiles avec interaction** : **5**

Remplissage : **Dense** (Cloisons en maçonnerie)

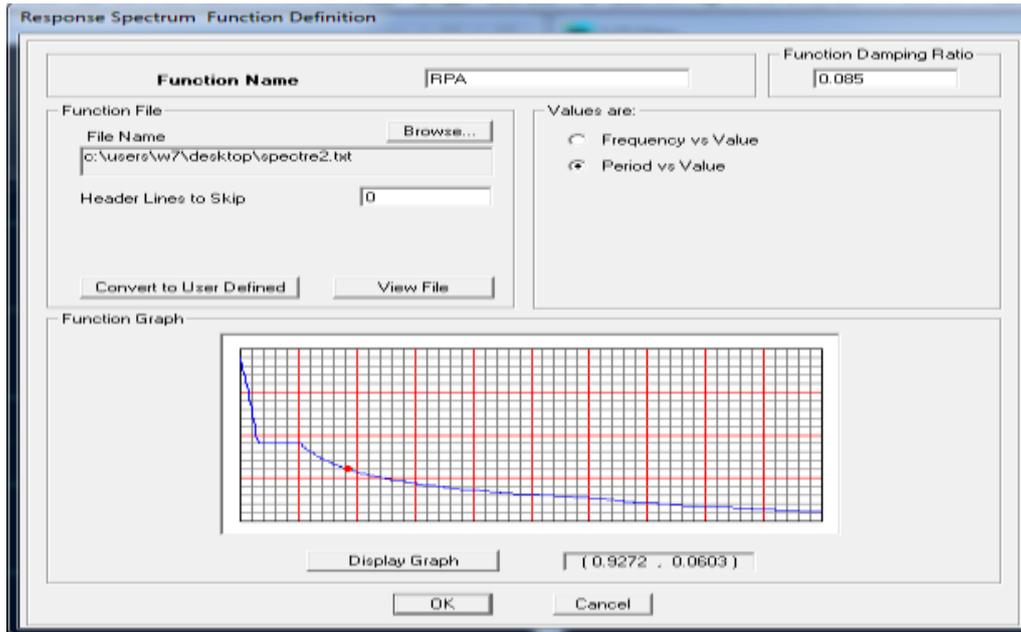
Site : **S3**

Facteur de qualité : $Q=1.10$

On ouvre le logiciel et on introduit les données dans leurs cases respectives, puis on clique sur l'onglet **Text**

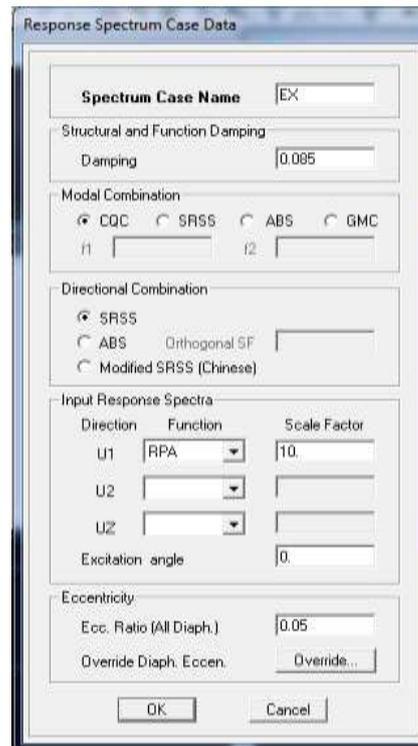
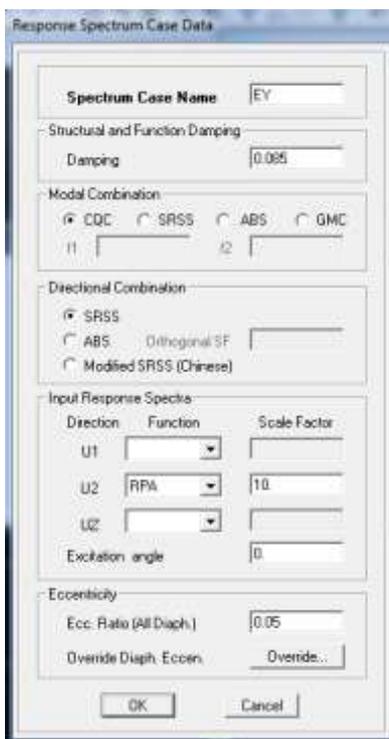


Pour injecter le spectre dans le logiciel ETABS on clique sur :
Define Response → Spectrum Functions → Spectrum from file



Le spectre étant introduit, nous allons passer à la prochaine étape qui consiste à la définition du chargement Ex et Ey (séisme), pour cela on clique sur :

Define Responses → spectrum cases → Add New Spectrum



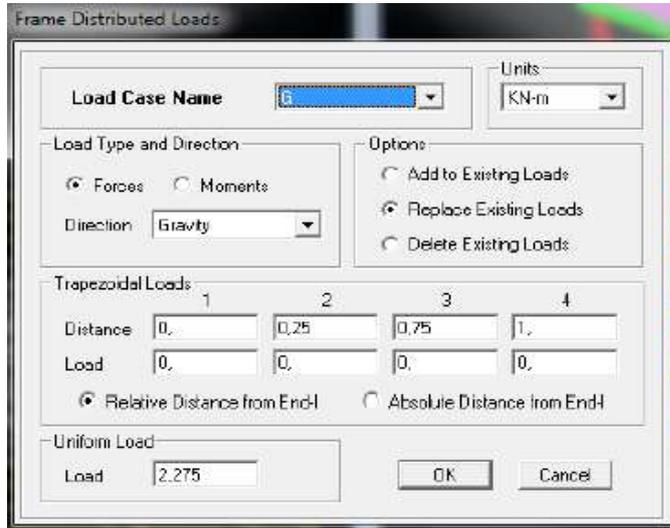
Dans la partie **Input response spectra**, nous allons introduire le spectre à prendre en compte dans les deux direction principales (**U1 et U2**) .

❖ **Cinquièmes étape : chargement des poutres :**

Les charges statiques étant définies, on sélectionne chaque poutre et on introduit le chargement linéaire qui lui revient en cliquant sur :

Assign → Frame/line loads → Distibuted

Dans la case **Load Case Name**, on spécifie le type de chargement (**G** ou **Q**), ensuite le chargement linéaire est introduit dans la case **Load**



- **6^{ème} étape** : Introduction des combinaisons d'actions.

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et déformations sont :

Combinaisons aux états limites :

ELU : 1.35G+1.5Q

ELS : G+Q

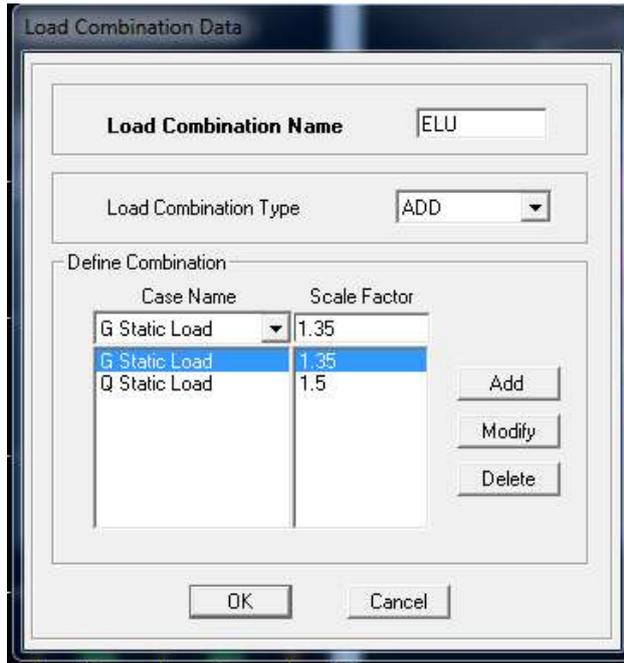
Combinaisons accidentelles du RPA :

GQE : G+Q±E

08GE :0.8G±E

Pour introduire les combinaisons dans le logiciel on clique sur :

Difine load → Combinations → Add new combo



On reprend les mêmes opérations pour introduire les autres combinaisons d'actions.

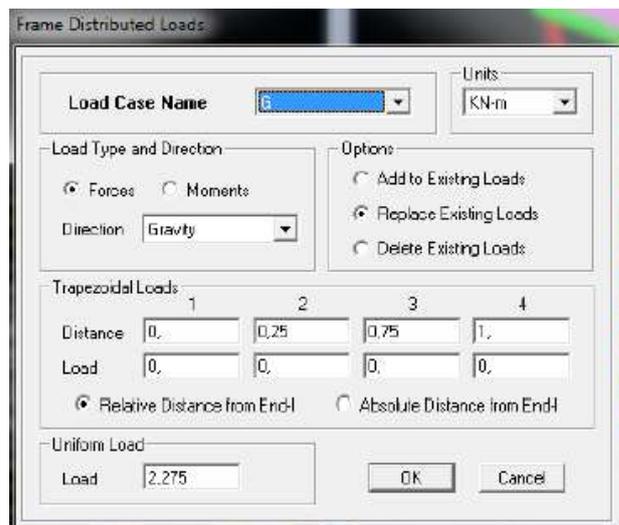
❖ **7^{ème} étape** : Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes) :

Cette étape consiste à spécifier les conditions aux limites (appuis, diaphragmes) pour la structure modélisée.

✓ **APPUIS** :

Les poteaux sont supposés **parfaitement encastré** dans les fondations, pour modéliser cet encastrement on sélectionne les nœuds du **RDC** puis on clique sur :

Assign → Joints/points → Restraints

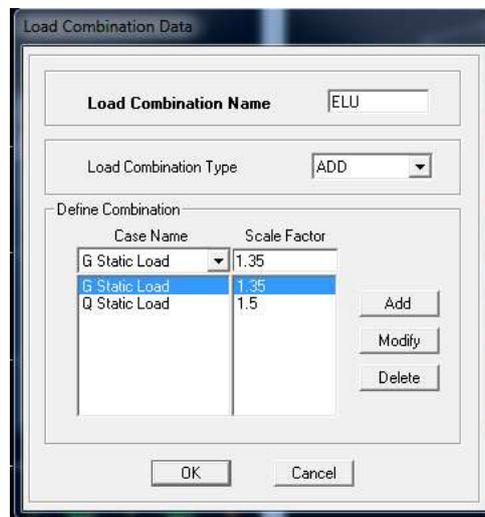


✓ **Mass- Source** :

Define Mass source

La masse des planchers est supposée concentrées en leurs centres de masse qui sont désignés par la notation de **Mass –Source**

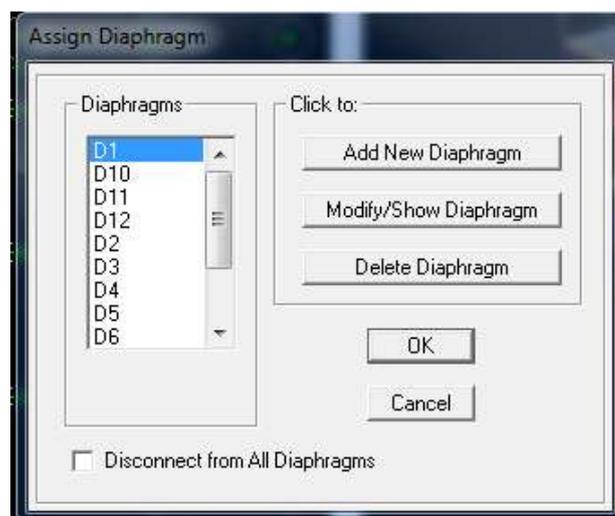
- On donne la valeur 1 pour la charge permanente.
- On donne la valeur de β suivant la nature de la structure.



✓ **Diaphragmes :**

Comme les planchers sont supposés infiniment rigides, on doit relier tous les nœuds d'un même plancher à leurs nœuds maîtres de telle sorte qu'ils puissent former un diaphragme, ceci a pour effet de réduire le nombre d'équations à résoudre par le logiciel. On sélectionne les nœuds du premier plancher puis on clique sur :

Assign → joints/points → diaphragm → 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.

❖ **8ème étape :** Analyse et visualisation des résultats :

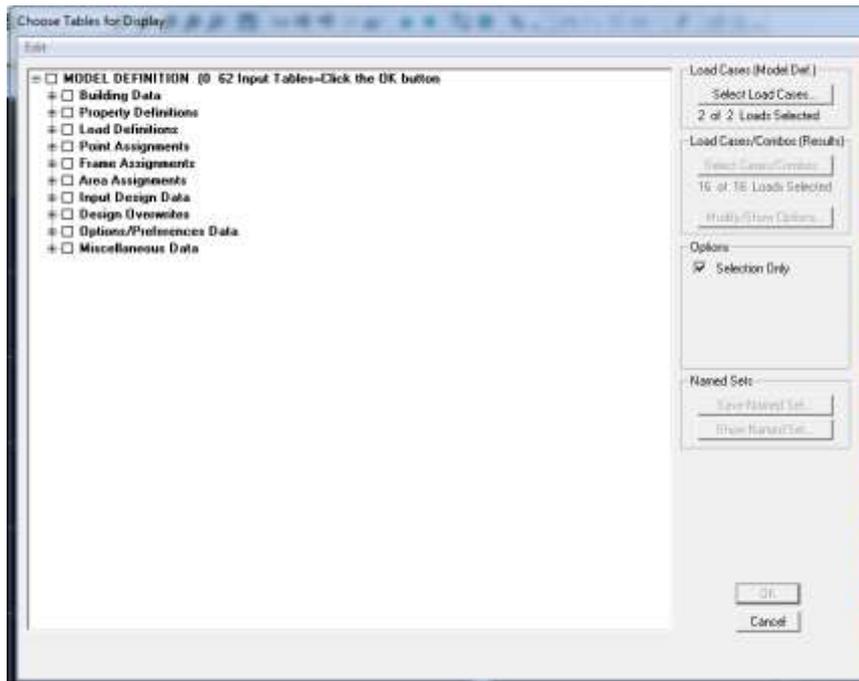
✓ **Lancement de l'analyse :**

Pour lancer l'analyse de la structure, on se positionne sur l'onglet **Analyze** et on sélectionne **Run Analysis**.

✓ **Visualisation des résultats :**

Période et participation modale :

Dans la fenêtre **display show tables**, on click sur **Modal Information** et on sélectionne la combinaison « **Modal** ».



✓ **Déformée de la structure :**

On appuie sur l'icône **Show Deformed Shape** et on sélectionne une combinaison d'actions.

✓ **Diagramme des efforts internes :**

Pour avoir les diagrammes des efforts internes, on se positionne sur un portique et on sélectionne **Show Member forces/Stresses Diagram** dans le menu **Display**

✓ **Efforts internes dans les éléments barres :**

• **Les poutres :**

Pour extraire les efforts max, on commence par sélectionner les poutres ensuite on clique sur : **Display** → **Show tables**

Dans **Element Output** on sélectionne « **Frame Forces** » (Efforts dans les barres). On clique sur **Select Case/comb** pour choisir la combinaison d'actions puis on clique sur **OK**.

• **Les poteaux :**

Pour extraire la valeur des efforts dans les poteaux, on sélectionne ces derniers et on suit les mêmes étapes que pour les poutres.

✓ **Efforts internes dans les voiles :**

Pour extraire les contraintes dans les voiles, Dans **Area Output** on clique sur « **Area forces and Stresses** » et on sélectionne une combinaison d'actions.

✓ **Déplacements:**

Pour extraire les déplacements sous formes de tableaux, on sélectionne tout le plancher du niveau considéré, on appuie sur **show tables** puis on coche « **Displacements** » .

Pour une meilleure visualisation on exporte le tableau sur **Excel** ,la colonne **Ux** correspond au sens xx ,et **Uy** au sens yy.

✓ **Effort tranchant et moment sismique à la base :**

Pour extraire les efforts à la base (fondations) on clique sur **show tables**, on coche « **Base Reactions** » ensuite dans « **Select Cases/comb** » on choisit « **E** ».

✓ **Effort tranchant de niveau :**

Pour extraire l'effort tranchant de chaque niveau, on se positionne sur la vue en 2D puis dans le menu **View** on clique sur **Set 3D View** et on sélectionne le plan XZ.

Dans **Display** on clique sur **Show Deformed Shape** et on sélectionne la combinaison **E**. Enfin, dans **Draw** on choisit l'option **Draw Section Cut** et on trace une droite traversant les éléments du niveau considéré.

Remarque :

En désélectionnant la case **Shells** on aura l'effort repris par les portiques et on désélectionnant la case **Frames** nous aurons l'effort repris par les voiles.

CHAPITRE V : VÉRIFICATION AUX EXIGENCES DU RPA

I) Introduction :

Avant de passer au ferrailage de la structure, le RPA nous exige de vérifier que la résultante des forces sismiques à la base (5Vt) obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente (V) pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

❖ Choix de la méthode de calcul :

En fonction de la forme, des dimensions et du type de la construction, le **RPA99/ version2003** prévoit d'utiliser soit :

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

1) Méthode statique équivalente :**✓ Principe de la méthode :**

Le principe de cette méthode est de remplacer les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Les forces sismiques sont considérées appliquées successivement suivant deux directions diagonales.

✓ Conditions d'application de la MSE :

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

- a) Le bâtiment ou le bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation, avec :

$H \leq 65m$ en zones I, IIa, IIb.

$H \leq 30m$ en zone III.

b) Le bâtiment ou le bloc étudié présente une configuration irrégulière, tout en respectant les conditions complémentaires exigées par le RPA (**Art 4.1.2**)

2) Méthode d'analyse modale spectrale :**✓ Principe de la méthode :**

Il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul.

Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

✓ Les hypothèses :

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

✓ Courbe Spectre de réponse de calcul :

Courbes permettant d'évaluer la réponse d'un bâtiment à un séisme passé ou futur.

$$1.25A\left(1 + \frac{T}{T_1}\left(2.5\eta\frac{Q}{R} - 1\right)\right) \quad 0 \leq T \leq T_1$$

$$2.5\eta(1.25A)\left(\frac{Q}{R}\right) \quad T_1 \leq T \leq T_2$$

$$2.5\eta(1.25A)\left(\frac{Q}{R}\right)\left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} \quad T_1 \leq T \leq 3.0s$$

$$2.5\eta(1.25A)\left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}}\left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}}\left(\frac{Q}{R}\right) \quad T > 3.0s$$

A : Coefficient d'accélération de zone.

η : Coefficient de correction d'amortissement.

Q : Facteur de qualité.

T1, T2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.

R : Coefficient de comportement

3) Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes :

Cette méthode peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant le choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire.

V.2) les différentes vérifications du RPA :

V.2.1 Vérification de la période empirique T :

La valeur de la période fondamentale (**T**) de la structure peut être estimée à partir des formules empiriques ou calculer par des méthodes analytiques ou numériques.

La formule empirique à utiliser est la relation suivante : $T = C_T \times h_n^{\frac{3}{4}}$

Avec :

h_n : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau

C_T : coefficient en fonction du système de contreventement, du type de remplissage, il est donné par le tableau (4.6) du RPA 99.

Avec : $C_T = 0.05$ (Portiques auto stables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie)

Remarque :

L'article 4.2.4 du RPA99 version 2003 postule que :

Les valeurs de T, calculées à partir des formules de Rayleigh ou des méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%.

$$T = 0.05 \times 34.68^{\frac{3}{4}} = 0.714s$$

❖ Calcul de la période majorée :

$$T_{maj} = T + 30\%T = 0.928s$$

❖ La période donnée par le logiciel ETABS :

$$T_{etabs} = 0.825s$$

- **Comparaison des résultats :**

On a : la période calculée $T = 0.714$ s

La période majorée $T_{maj} = 0.928$ s

La période ETABS $T_{ETABS} = 0.825$ 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.

V.2.2 : 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 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

Selon X-X : $|X_{CM} - X_{CR}| \leq 5\%L_x$ Avec : $L_x = 27.8m$

Story	Diaphragme	XCM	XCR	XCM-XCR	5%Lx	Condition
RDC	D1	13.900	13.900	0	1.39	✓
ET1	D2	13.900	13.900	0	1.39	✓
ET2	D3	13.900	13.900	0	1.39	✓
ET3	D4	13.900	13.900	0	1.39	✓
ET4	D5	13.900	13.900	0	1.39	✓
ET5	D6	13.900	13.900	0	1.39	✓
ET6	D7	13.900	13.900	0	1.39	✓
ET7	D8	13.900	13.900	0	1.39	✓
ET8	D9	13.900	13.900	0	1.39	✓
ET9	D10	13.900	13.900	0	1.39	✓
ET10	D11	13.900	13.900	0	1.39	✓

Tableau V.1 : Excentricité suivant X-X

Selon Y-Y : $|Y_{CM} - Y_{CR}| \leq 5\%L_x$ Avec: $L_x = 27.8 m$

Story	Diaphragme	YCM	YCR	YCM-YCR	5%Ly	Condition
RDC	D1	8.557	7.196	1.361	1.39	✓
ET1	D2	8.56	7.267	1.293	1.39	✓
ET2	D3	8.573	7.208	1.365	1.39	✓
ET3	D4	8.572	7.241	1.331	1.39	✓
ET4	D5	8.572	7.221	1.351	1.39	✓
ET5	D6	8.572	7.301	1.271	1.39	✓
ET6	D7	8.572	7.372	1.2	1.39	✓
ET7	D8	8.572	7.435	1.137	1.39	✓
ET8	D9	8.572	7.485	1.087	1.39	✓
ET9	D10	8.37	7.518	0.852	1.39	✓
ET10	D11	6.45	6.371	0.079	1.39	✓

Tableau V.2 : Excentricité suivant Y-Y

V.2.3 Vérification du pourcentage de participation de la masse modale :

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions Orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure. **(Article 4.3.4 RPA99 version 2003).**

On tire les valeurs du tableau trouvé dans le calcul de la période comme indiqué ci-après :

Mode	Periode	UX	UY	SumUX	SumUY	SumUZ
1	0.825839	66.707	0	66.707	0	0
2	0.739923	0	69.9168	66.707	69.9168	0
3	0.688552	4.0937	0	70.8007	69.9168	0
4	0.208928	16.9737	0	87.7744	69.9168	0
5	0.180025	0	18.695	87.7744	88.6118	0
6	0.167076	1.2235	0	88.9979	88.6118	0
7	0.135202	0.5593	0	89.5572	88.6118	0
8	0.1279	0	0.4977	89.5572	89.1095	0
9	0.121843	0.0223	0	89.5795	89.1095	0
10	0.093484	5.3143	0	94.8938	89.1095	0
11	0.078919	0	6.0305	94.8938	95.14	0
12	0.074258	0.5103	0	95.404	95.14	0

Tableau V.3 : Valeur de la période T trouvé par ETABS

La somme des masses modales dans le 11ème mode dépasse 90% de la masse totale du bâtiment dans les deux directions, d'où **la condition du RPA (article 4.3.4) est vérifiée.**

V.2.4 Justification du système de contreventement :

L'objectif dans cette étape est de déterminer les pourcentages relatifs des charges horizontales et verticales reprises par les voiles et les poteaux afin de justifier la valeur de R à considérer.

Les efforts horizontaux repris par le système de contreventement sont donnés par ETABS en suivant les étapes ci-après :

Unités	Forces reprises par les voiles et poteaux		Force reprises par les voiles uniquement	
	[kN]	[%]	[kN]	[%]
Sens Ex	19648.96	100	13731.09	69
SensEy	21423.54	100	17353.06	81
Charges verticales	53362.04	100	15368.55	28

Tableau V.4 : Effort horizontaux repris par le système de contreventement

V.2.5 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 obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropiée.

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} W_T$$

Avec : **A**: coefficient d'accélération de zone, dépend de deux paramètres :

- Groupe d'usage 2
 - Zone sismique II
- } → A = 0,15 (Annexe1 ; Tab 4.1 RPA99)

D : facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure T .

Il est donné par la formule :

$$\left\{ \begin{array}{l} 2,5\eta \text{ avec : } 0 \leq T \leq T_2 \\ D = 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3} \text{ avec : } T_2 \leq T \leq 3s \text{ avec : } D \leq 2.5 \\ 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3} (3 / T)^{5/3} \text{ avec : } T \geq 3s \end{array} \right.$$

Avec T_2 : période caractéristique associée à la catégorie du site et donnée par le tableau 4.7 du RPA99/version2003.

$T_2(S_3) = 0,5s$ Dans notre cas : $T_2=0,5s < T_{etabs}=0,825s < 3s$ donc : $D=2,5\eta (T_2/ T)^{2/3}$

➤ le facteur de correction d'amortissement est donné par la formule:

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \varepsilon}} \geq 0.7$$

$\xi(\%)$: est le coefficient d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages, il est donné par le tableau (4.2/RPA 99) présenté ci-après.

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton arme	Acier	Béton armé/ maçonnerie
Leger	6	4	10
Dense	7	5	

Tableau V.5 : Valeur du coefficient d'amortissement

Dans notre cas : $\varepsilon = 8.5\%$

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + 8.5}} = 0.816 \geq 0.7$$

D'où $\eta = 0,816 > 0,7$condition vérifiée

Alors : $D = 2,5 \times 0,816 \times (0,5 / 0,825)^{2/3} = 1,46$; W_t : Poids de la structure donnée par ETABS : 53326.04 Kn

Q : Calcul du facteur de qualité « Q » :

Est donné par la formule suivante : $Q = \sum_6^1 P_q + 1$

Critère q	observé	p_q
1. Condition minimal sur les files de contreventement	NON	0.5
2. Redondance en plan	NON	0.5
3. Régularité en plan	NON	0.5
4. Régularité en élévation	NON	0.5
5. Contrôle de la qualité des matériaux	OUI	0
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	OUI	0
Q= 1.2		

Facteurs	Valeurs
Coefficient d'accélération de zone A	0,15
Facteur d'amplification dynamique D	1,46
Facteur de qualité Q	1,20
Coefficient de comportement R	3.5
Le poids total de la structure W_t [kN]	53326.04

$$V = \frac{0.15 \times 1.46 \times 1.20}{3.5} 53326.04 = 4004.02 \text{ Kn}$$

❖ **Détermination de l'effort tranchant par ETABS :**

On relève les valeurs de l'effort tranchant tel que :

$$V_{x\text{dyn}} = F_1 = 4269.23 \text{ KN}$$

$$V_{y\text{dyn}} = F_2 = 4655.63 \text{ KN}$$

❖ **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 : $0,8V_{RPA} = 0.8(4004.02) = 3203.21 \text{ KN}$

• **Sens longitudinal :**

$$V_{x\text{dyn}} = 4269.23 \text{ KN} \geq 80\%V_{RPA} = 3203.21 \text{ KN} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

• **Sens transversal :**

$$V_{y\text{dyn}} = 4655.63 \text{ KN} \geq 80\%V_{RPA} = 3203.21 \text{ KN} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

V.2.6 Vérification des déplacements relatifs

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, et tels que calculés selon le paragraphe 4.2.10 du RPA 99, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage à moins qu'il ne puisse être prouvé qu'un plus grand déplacement relatif peut être toléré.

Le déplacement horizontal à chaque niveau k « δ_k » de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R \times (\text{RPA 99 Formule 4-19})$$

δ_k : déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion)

R : coefficient de comportement.

δ_{kx} : déplacement longitudinal d'un niveau « i » par rapport à la base de la structure.

δ_{ky} : déplacement transversal d'un niveau « i » par rapport à la base de la structure.

$\Delta K_y = K_{yi} - K_{yi-1}$: déplacement horizontal suivant le sens longitudinal relatif au niveau « K » par rapport au niveau « $K-i$ » (**formule 4.20 RPA99**)

$\Delta K_x = K_{xi} - K_{xi-1}$: déplacement horizontal suivant le sens transversal relatif au niveau « K » par rapport au niveau « $K-i$ » (**formule 4.20 RPA99**)

H_e : hauteur de l'étage considéré

Story	Diaphragm	δ_{kx} [m]	δ_{ky} [m]	ΔKx	Δky	1%He	Conclusion
ET10	D11	0.1144	0.1032	0.0088	0.0084	0.0306	✓
ET9	D10	0.1056	0.0948	0.0108	0.0108	0.0306	✓
ET8	D9	0.0948	0.084	0.012	0.0108	0.0306	✓
ET7	D8	0.0828	0.0732	0.0124	0.0116	0.0306	✓
ET6	D7	0.0704	0.0616	0.0128	0.0116	0.0306	✓
ET5	D6	0.0576	0.05	0.0124	0.0108	0.0306	✓
ET4	D5	0.0452	0.0392	0.012	0.0108	0.0306	✓
ET3	D4	0.0332	0.0284	0.0108	0.0096	0.0306	✓
ET2	D3	0.0224	0.0188	0.0096	0.0084	0.0306	✓
ET1	D2	0.0128	0.0104	0.0076	0.006	0.0306	✓
RDC	D1	0.0052	0.0044	0.0052	0.0044	0.0306	✓

Tableau V.6 : Déplacements relatifs des portiques par niveau suivant les deux sens

Conclusion :

Nous constatons que dans les deux sens, les déplacements relatifs dus aux efforts Latéraux sont inférieurs aux déplacements relatifs recommandés par le RPA 99 qui égale à 1% de la hauteur d'étage.

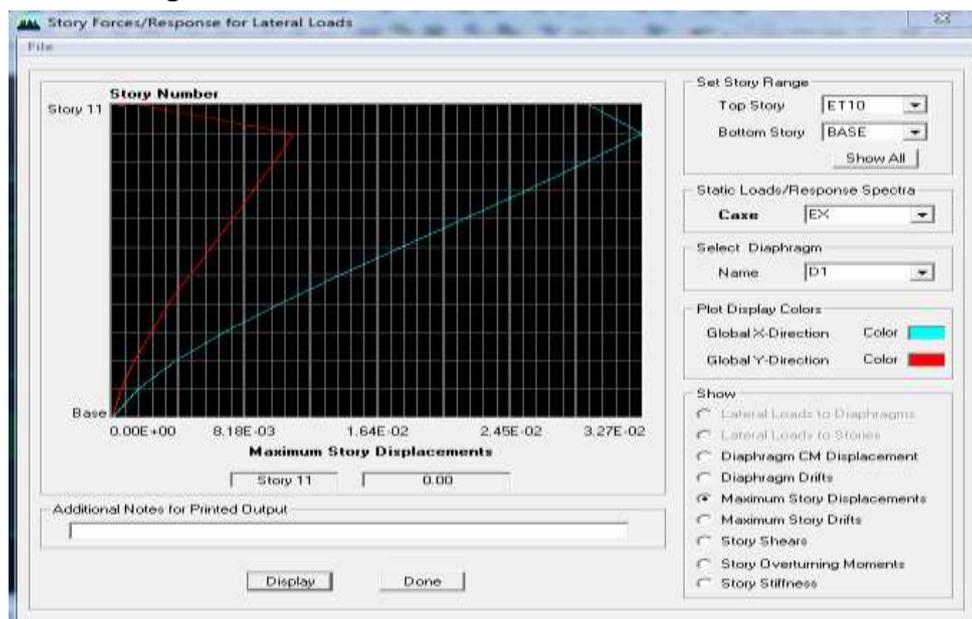
V.2.6 Vérification du déplacement maximal de la structure :

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}

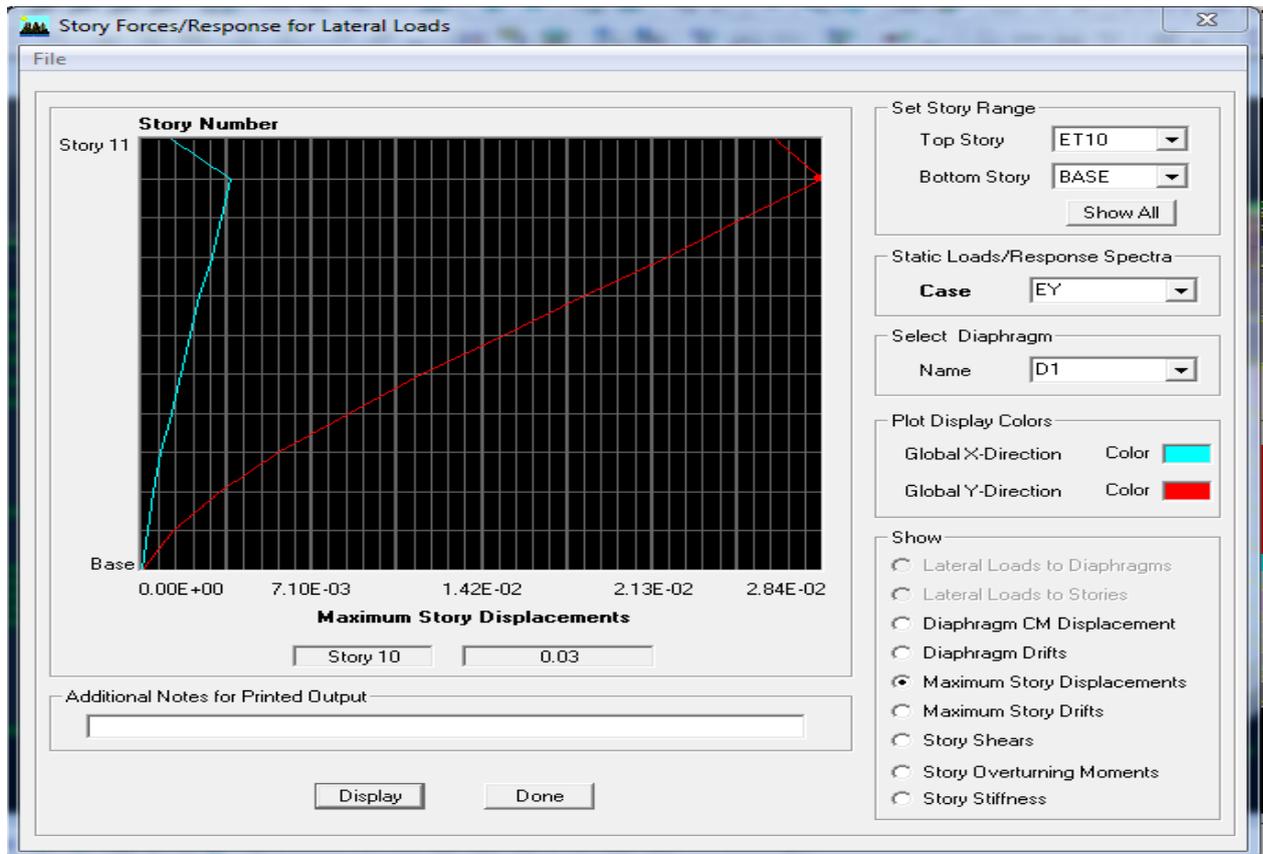
$$f_{adm} = \frac{H_t}{500} = \frac{28.10}{500} = 0,0562 \text{ m (ART B.6.5,3 /BAEL91)}$$

❖ **Détermination du déplacement maximal avec ETABS :**

Dans le sens longitudinal : x-x



Dans le sens transversal : y-y :



❖ **Résultats trouvés :**

- ✓ Déplacement maximal suivant (x-x) : 0.03m
- ✓ Déplacement maximal suivant (y-y) : 0.03m
- ✓ Flèche admissible : 0,0562m

Conclusion:

Les déplacements maximaux sont inférieurs à la flèche admissible, donc la condition vis-à-vis la flèche est vérifiée.

V.2.8 Justification vis-à-vis de l'effet P-Delta :

L'effet P-Delta ou effet de 2ème ordre peut être négligé dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux : $\theta = \frac{P_K x \Delta_k}{V_K x h_K} \leq 0.1$

P_k: poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « k »
V_k : effort tranchant d'étage au niveau « k »

Δ_k : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 »

h_k : hauteur de l'étage « k »

Niv	P_k	Sens x-x (sous E_x)				Sens Y-Y (sous E_y)			
		Δ_k	V_k	h_k	Θ	Δ_k	V_k	h_k	Θ
11	188	0.0088	53.39	3.06	0.0101	0.0084	57.04	3.06	0.009
10	5436.25	0.0108	946.09	3.06	0.0202	0.0108	1045.63	3.06	0.0183
9	5146.22	0.012	1678.72	3.06	0.012	0.0108	1847.79	3.06	0.0098
8	5146.22	0.0124	2235.4	3.06	0.0093	0.0116	2459.03	3.06	0.0079
7	5146.22	0.0128	2692.99	3.06	0.0079	0.0116	2965.36	3.06	0.0065
6	5273.6	0.0124	3094.26	3.06	0.0069	0.0108	3408.58	3.06	0.0054
5	5273.6	0.012	3439.72	3.06	0.0060	0.0108	3784.1	3.06	0.0049
4	5273.6	0.0108	3727.11	3.06	0.0049	0.0096	4090.15	3.06	0.0040
3	5418.94	0.0096	3972.56	3.06	0.0042	0.0084	4348.04	3.06	0.0034
2	5191.13	0.0076	4157.97	3.06	0.0031	0.006	4541.27	3.06	0.0022
1	5868.26	0.0052	4269.23	3.06	0.0023	0.0044	4655.63	3.06	0.0018

Tableau V.7 : vérification de l'effet P-Delta

L'effet du second ordre peut être négligé dans notre cas car la condition est satisfaite à tous les niveaux : $\theta \leq 0.1$

V.2.9 Spécification pour les poteaux :

$$\vartheta = \frac{N_d}{B_c f_{c28}} \leq 0,3$$

avec : N_d : Effort normal dans les poteaux.

B_c : Section du poteau.

- **Poteaux 50x50 :**

$$N_d = 1678.26 \text{ KN}$$

$$\vartheta = \frac{N_d}{B_c f_{c28}} = \frac{1678.26 \cdot 10^3}{500 \cdot 500 \cdot 25} = 0,27 \leq 0,3 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Poteaux 45x45 :**

$$N_d = 1304.65 \text{ KN}$$

$$\vartheta = \frac{N_d}{B_c f_{c28}} = \frac{1304.65 \cdot 10^3}{450 \cdot 450 \cdot 25} = 0,25 \leq 0,3 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Poteaux 40x40 :**

$$N_d = 641.53 \text{ KN}$$

$$\vartheta = \frac{N_d}{B_c f_{c28}} = \frac{641.53 \cdot 10^3}{400 \cdot 400 \cdot 25} = 0,16 \leq 0,3 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion générale :

Toutes les exigences du RPA sont vérifiées, donc on peut précéder au ferrailage des éléments porteurs.

Introduction

Le ferrailage des éléments résistant s'effectuera selon le règlement **BAEL91/révisé 99** et les règles parasismiques en vigueur en Algérie (**RPA 99/ version 2003**).

- ✓ Les poteaux et les voiles seront donc calculés en flexion composée.
- ✓ Les poutres seront calculées à la flexion simple.

VI.1 Ferrailage des poutres :

Les poutres sont ferrillées en flexion simple à L'ELU et vérifiées à L'ELS, sous les combinaisons des charges les plus défavorables.

- 1.35G + 1.5Q : à L'ELU.
- G + Q : à L'ELS.
- G + Q + E : RPA99 révisé 2003.
- 0.8G + E : RPA99 révisé 2003.
- 0.8G - E : RPA99 révisé 2003.

VI.1.1) Recommandations du RPA99 :

a) Armatures longitudinales (Art 7.5.21) :

• Le pourcentage minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre $0,5\% b h$

- ❖ **Poutre principales** : $A_{min} = 0,005 \times 40 \times 30 = 6 \text{ cm}^2$
- ❖ **Poutre secondaire** : $A_{min} = 0,005 \times 35 \times 30 = 5.25 \text{ cm}^2$.

- Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :
4% b h en zone courante.
6% b h en zone de recouvrement.

- ❖ **Poutres principales** : $A_{max} = 0,04 \times 40 \times 30 = 48 \text{ cm}^2$ (en zone courante).
 $A_{max} = 0,06 \times 40 \times 30 = 72 \text{ cm}^2$ (en zone de recouvrement).
- ❖ **-Poutres secondaires** : $A_{max} = 0,04 \times 35 \times 30 = 42 \text{ cm}^2$ (en zone courante).
 $A_{max} = 0,06 \times 35 \times 30 = 63 \text{ cm}^2$. (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° .

b) Armatures transversales :

- ❖ Les quantités minimale des armatures transversales est de : $A_t = 0,003 \cdot St \cdot b$
- ❖ L'espacement maximum entre les armatures transversales est de :

$$S_t = \min\left(\frac{h}{4}, 12\varnothing\right) \text{ En zone nodale.}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} \text{ En zone de recouvrement.}$$

Avec :

\varnothing : Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures transversales.

- Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

VI.1.2) Etapes de calcul des armatures longitudinales :

a) Armatures longitudinales :

Dans le cas d'une flexion simple, on a les étapes de calcul suivantes soit :

- A_s : section inférieure tendue ou la moins comprimée selon le cas.
- A'_s : section supérieure la plus comprimée

Le calcul se fera comme suit :

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

Situation courante :

Situation accidentelle :

$$f_{bu} = \frac{0.85f_{c28}}{\gamma_b}, \gamma_b = 1.5 \rightarrow f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85f_{c28}}{\gamma_b}, \gamma_b = 1.15 \rightarrow f_{bu} = 18.5 \text{ MPa}$$

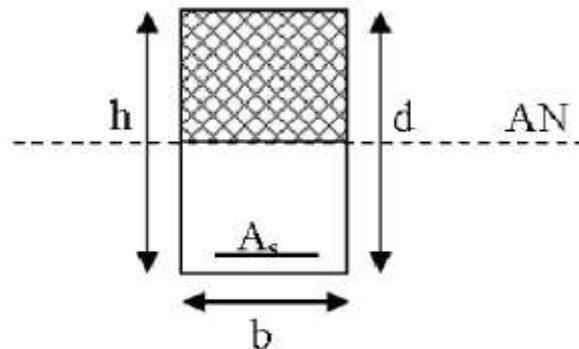
$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}, \gamma_s = 1.15 \rightarrow \sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}, \gamma_s = 1 \rightarrow \sigma_{st} = 400 \text{ MPa}$$

Si $\mu_b \leq \mu_l = 0.392$ la section est simplement armée donc la section ne comprendra que les aciers tendus alors :

$$A_s = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}}$$

Si $\mu_b \geq \mu_l = 0.392$ la section est doublement armée donc la section ne comprendra des aciers tendus ainsi que aciers comprimés



On calcul : $M_t = \mu_t b d^2 f_{bc}$

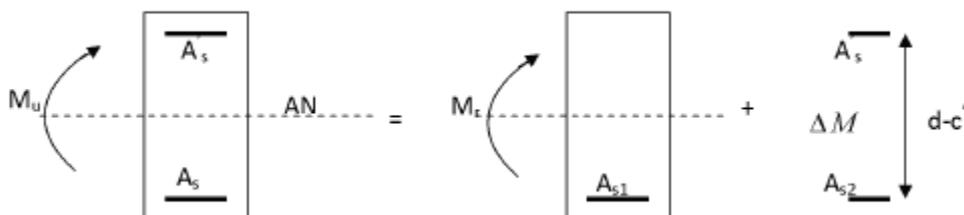
$$\Delta M = M_u - M_t$$

Avec :

M_t : moment ultime pour une section simplement armée

M_u : moment maximum a l'ELU dans les poutres.

- Armatures tendues : $A_s = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} + \frac{\Delta M}{(d-c') \sigma_s}$
- Armatures comprimées : $A'_s = \frac{\Delta M}{(d-c') \sigma_s}$



Remarque : une part du moment de flexion équilibrée par les armatures comprimées doit être inférieure à 40 % du moment total donc $\Delta M < 0.4M_U$

VI.1.3) Vérification à l'ELU :

- **Vérification de la condition de non fragilité :**

Une section du béton armé ou fléchi est considérée comme non fragile lorsque la sollicitation provoque la fissuration du béton dans cette section, entraîne dans les armatures tendues une contrainte au plus égale à leur limite d'élasticité.

$$A_s \geq A_{min} = 0.23 b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e}$$

NB :

Les armatures longitudinales de traction doivent présenter une section moins égale à 0.01 de la section droite de la poutre. $A \geq 0.01 b \cdot h$ (BAEL 91/ art B.6.4.)

h : hauteur de la poutre.

b : largeur de la poutre.

$$A_s \geq A_{min} = 0.23 b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e}$$

- **Vérification d'adhérence à l'entraînement :** (BAEL 91/ art A.6.1.3.)

Pour assurer que les barres sont bien ancrées, il y'a lieu de vérifier que :

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28} \cdot$$

Ψ_s : Coefficient de scellement relatif à une armature.

$\Psi_s = 1,5$: Pour des barres hautes adhérence $\rightarrow \bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28}$

$\Psi_s = 1$: pour de barres rondes lisses.

$$\tau_{se} = \frac{T_U}{0.9 \times d \times \sum \mu_i}$$

τ_{se} : Contrainte d'adhérence.

τ : Contrainte limite d'adhérence.

$\sum \mu_i = n \pi \emptyset$: Somme des périmètres utiles des barres.

n : Nombre des barres.

\emptyset : Diamètre d'une barre.

- **Vérification au cisaillement :** (BAEL 91/ art A.5.1.2.1.)

Il faut vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_U}{b \cdot d} \leq \min\left(\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) \quad \text{Fissuration non préjudiciable}$$

- **Vérification de l'effort tranchant :** (BAEL 91/ art A.5.2.)

Appui de rive :

- Influence sur le béton :

$$\text{On doit avoir : } T_U \leq 0.4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Longueur de l'appui : $a = \min(a', 0.9 d)$

- Influence sur les armatures longitudinales :

On doit avoir : $A_s \geq \frac{H_u + T_u}{\sigma_s}$

T_u : effort tranchant.

H_u : force horizontale transmise par l'appui.

Appui intermédiaire : On doit avoir : $T_U \leq 0.4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$

- En outre, la contrainte moyenne de compression du béton sur l'aire d'appui calculé sous la réaction d'appui ultime.

$$\sigma_{bc} \leq 1.3 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \left(\frac{BAEL91}{art} A. 5.1.322. \right)$$

- Influence sur les armatures transversales :

On doit avoir :

$$A_s \geq \frac{\gamma_s}{e} \left(T_U + \frac{M_U}{0.9d} \right)$$

M_U : moment ultime agissant au droit de l'appui considéré.

- **Vérification de l'encrage des barres** : (BAEL 91/ art A.6.1.23.)

Calcul de la longueur de scellement droit des barres verticales :

$$L_S = \frac{\emptyset \cdot f_e}{4\tau_{se}}; \quad \text{avec} \quad \tau_{se} = 0.6\Psi_s^2 \cdot f_{t28}$$

VI.1.4) Vérification à l'ELS :

- **Etat limite de compression du béton :**

Il faut vérifier que : $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$

$$\text{Avec : } \sigma_s = \frac{M_s}{K_1 \cdot \beta_1 \cdot d \cdot A_s}; \quad \rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d}$$

σ : Contrainte maximale dans le béton comprimé.

$\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte admissible dans le béton comprimé.

σ_s : Contrainte maximale dans l'acier tendu.

K_1 ; β_1 : Coefficients donnés par le tableau.

- **Etat limite d'ouverture des fissures :**

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

-Comme la fissuration dans les poutres est supposée peu nuisible, donc cette vérification n'est pas nécessaire.

-Les résultats du ferrailage des poutres principales et secondaires sont récapitulés dans le tableau suivant

VI.2 Ferrailage des poutres principales :

Ferrailage des poutres a l'ELU									
		Mu (KNm)	μ	Obs	β	A_s (cm ²)	A_{min} (cm ²)	Choix	A_{adop} (cm ²)
Poutres principales	En travée	83.486	0.143	SSA	0.922	8.13	6	3T14+3T14	9.23
	Aux appuis	114.701	0.196	SSA	0.890	5.25	6	3T14+2T14	7.70
Poutres secondaires	En travée	55.528	0.127	SSA	0.931	5.35	5.25	3T14+2T14	7.70
	Aux appuis	105.421	0.241	SSA	0.86	1.10	5.25	3T14+2T14	7.70

Tableau VI.1.1 : ferrailages des poutres

VI.2.1) Les Vérifications :

VI.2.1.1 Vérification du BAEL91

a) Vérification de la condition de non fragilité :

- Poutres principales :

$$A_s \geq A_{min}$$

$$A_{min} = 0.23 b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 30 \times 37 \times \frac{2.1}{400} = 1.34 \text{cm}^2$$

D'où :

$$A_s = 9.24 \text{cm}^2 \geq A_{min} = 1.34 \text{cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$A_s = 7.70 \text{cm}^2 < A_{min} = 1.34 \text{cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- Poutres secondaire :

$$A_{min} = 0.23 b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 30 \times 32 \times \frac{2.1}{400} = 1.15 \text{cm}^2$$

D'où :

$$A_s = 7.70 \text{cm}^2 \geq A_{min} = 1.18 \text{cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

b) exigences du RPA pour les aciers longitudinaux : (Art 7.5.2.1/RPA2003) :

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5 en toute section

$$A_{min} = 0.5\%(b \times h)$$

Pour les poutres principales $A_{min} = 6 \text{ cm}^2$

Pour les poutres secondaires $A_{min} = 5.25 \text{ cm}^2$

La condition du pourcentage total minimum des aciers longitudinaux est vérifiée.

c) Vérification de l'adhérence :

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

Avec :

$$\tau_{se} = \frac{T_U}{0.9 \times d \times \sum \mu_i} ; \bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28}$$

$\sum \mu_i$: Somme des périmètres des barres

- **Poutres principales :**

$$\sum \mu_i = 6\pi\phi = 6 \times 3.14 \times 1.4 = 26.37 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_U}{0.9 \times d \times \sum \mu_i} = \frac{222.56}{0.9 \times 37 \times 26.37} = 2.53 \text{ MPa}$$

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

$\tau_{se} = 2.53 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \rightarrow$ Condition vérifiée (donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres)

- **Poutres secondaire :**

$$\sum \mu_i = 4\pi\phi = 4 \times 3.14 \times 1.4 = 17.58 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_U}{0.9 \times d \times \sum \mu_i} = \frac{208.85}{0.9 \times 32 \times 17.58} = 2.74 \text{ MPa}$$

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

$\tau_{se} = 2.74 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \rightarrow$ Condition vérifiée (donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres)

d) Vérification de la contrainte tangentielle :

$$\tau_u = \frac{V_u^{max}}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) \quad \text{Fissuration peu préjudiciable}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa}$$

• **Sens principal :**

$$V_u^{max} = 222.56 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{222.56}{30 \times 37} = 2.00 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 2.00 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

• **Sens secondaire :**

$$V_u^{max} = 208.56 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{208.86}{30 \times 32} = 2.17 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 2.17 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

e) Influence de l'effort tranchant aux appuis :

➤ **Influence sur le béton :**

$$V_U = 222.56 \text{ KN}$$

$$V_U \leq 0.4 \times 0.9 \times d \times b \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

• **Sens principale :**

$$0.4 \times 0.9 \times 37 \times 30 \frac{25}{1.5} = 666 \text{ KN}$$

$$V_U = 222.56 \text{ KN} \leq 666 \text{ KN} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

• **Sens secondaire :**

$$0.4 \times 0.9 \times 32 \times 30 \frac{25}{1.5} = 576 \text{ KN}$$

$$V_U = 208.85 \text{ KN} \leq 576 \text{ KN} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Influence sur les armatures :**

$$A_a \geq \frac{1.15}{f_e} \left(V_U - \frac{M_u}{0.9d} \right)$$

M_u : sera pris avec son signe (-)

Si $\left(V_U - \frac{M_u}{0.9d} \right) < 0 \rightarrow$ la vérification n'est pas nécessaire

- **Sens principale :**

$$V_U - \frac{M_u}{0.9d} = 222.56 - \frac{83.486}{0.9 \times 37} = -28.148 < 0 \rightarrow \text{la vérification n'est pas nécessaire}$$

- **Sens secondaire :**

$$V_U - \frac{M_u}{0.9d} = 208.85 - \frac{55.528}{0.9 \times 32} = 16.04 > 0 \rightarrow \text{la vérification est nécessaire}$$

$$A_s = 7.70 \text{ cm}^2 > \frac{1.15}{f_e} \left(V_U - \frac{M_u}{0.9d} \right) = \frac{1.15}{40} (16.04) = 0.46 \text{ cm}^2$$

f) Espacement d'armatures :

- **Sens principal :**

➤ **Zone nodale :** $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi_l, 30 \text{ cm}\right)$

$$S_t \leq \min\left(\frac{40}{4} \text{ cm}, (12 \times 1.4) \text{ cm}, 30 \text{ cm}\right) = 10 \text{ cm}$$

Soit à prendre **S_t=10 cm**

➤ **Zone courante :** $S'_t \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20 \text{ cm}$

Soit à prendre **S'_t=15 cm**

- **Sens principal :**

➤ **Zone nodale :** $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi_l, 30 \text{ cm}\right)$

$$S_t \leq \min\left(\frac{35}{4}, 12 \times 1.4 \text{ cm}, 30 \text{ cm}\right) = 8.75 \text{ cm}$$

Soit à prendre **S_t=8 cm**

➤ **Zone courante :** $S'_t \leq \frac{h}{2} = \frac{35}{2} = 17.5 \text{ cm}$

Soit à prendre **S'_t=15 cm**

g) Diamètre des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \phi_{lim}, \frac{b}{10}\right)$$

- **Sens principal :**

$$\phi_t \leq \min(1.14 \text{ cm}, 1.4 \text{ cm}, 3 \text{ cm}) = 1.14 \text{ cm}$$

- **Sens secondaire :**

$$\phi_t \leq \min(1 \text{ cm}, 1.4 \text{ cm}, 3 \text{ cm}) = 1 \text{ cm}$$

On prend pour les deux cas un diamètre de 8mm

Soit un cadre et une épingle $T8 = 1.51cm^2$

h) Armatures transversales minimales :

La quantité d'armatures minimales est :

$$A_t^{min} = 0.003S_t b$$

- **Sens principal :**

$$A_t^{min} = 0.003 \times 10 \times 30 = 0.9cm^2$$

- **Sens principal :**

$$A_t^{min} = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35cm^2$$

$$A_t^{adopt} \geq A_t^{min} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

i) Calcul de la longueur de scellement des barres :

$$l_s = \frac{\phi \times f_e}{4\tau_{su}}$$

La valeur de la contrainte d'adhérence est donnée de façon forfaitaire par la relation

$$\tau_{su} = 0.6 \times \psi^2 \times ftj = 2.835 MPa$$

Pour $\phi 14$: $l_s = 49.38 cm$

Les règles du (**Art.6.a.1/BAEL91 modifiée 99**)admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne fermé par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la partie encrée, mesuré hors crochet est au moins égale à 0.4ls pour les aciers HA.

Pour $\phi 14$: $l_a = 19.75 cm$.

VI.2.1.2) Vérification des contraintes aux appuis des poutres a l'ELS

1) Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration dans le cas des poutres étant considéré peu nuisible, alors cette vérification n'est pas nécessaire.

2) Etat limite de compression :

Il faut vérifier la contrainte dans le béton :

$$\checkmark \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15MPa \dots \rho_1 = \frac{100A}{B_{od}}$$

Et à partir des tableaux, on extrait les valeurs de β_1 et K

La contrainte dans l'acier est :

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A}$$

Les résultats des vérifications à l'ELS sont donnés dans les tableaux suivants :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$$

Vérification des contraintes aux appuis des poutres à l'ELS										
		Ms (KN.m)	As (ELU)	ρ_1	β_2	K_1	σ_s (Mpa)	σ_{bc} (Mpa)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (Mpa)	Obs
Poutres principales	En travée	33.042	9.24	0.832	0.870	23.46	116.63	4.95	15	Vérifiée
	Aux appuis	59.736	7.70	0.693	0.879	26.32	238.53	9.06		Vérifiée
Poutres secondaires	En travée	37.11	7.70	0.802	0.872	24.06	172.71	7.17	15	Vérifiée
	Aux appuis	70.978	7.70	0.802	0.872	24.06	330.34	13.73		Vérifiée

Tableau VI.1.2 : Vérification des contraintes aux appuis des poutres à l'ELS

3) Etat limite de fissuration (la flèche) :

La valeur de la flèche sera extraite de logiciel ETABS, selon les deux sens

(BAEL 91/révisé 99 (ART. B.6.5,1))

- Sens principal :

$$f = 0.003m \leq \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{400}{500} = 0.8m$$

- Sens secondaire :

$$f = 0.003m \leq \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{430}{500} = 0.86m$$

Dans les deux sens on a trouvé que $f \leq \bar{f}$ Condition vérifiée.

VI.2 Ferrailage des poteaux :**VI.2.1) introduction :**

Les poteaux sont calculés en flexion composée dans les deux sens (transversal et longitudinal) à l'ELU. En précédant a des vérification a l'ELS, les combinaisons considérées pour les calculs sont :

$$\text{Selon le BAEL 91 :} \quad \left\{ \begin{array}{l} 1.35 G + 1.5 Q \\ G + Q \end{array} \right.$$

$$\text{Selon le RPA99 version 2003 :} \quad \left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm E \\ 0.8G \pm E \end{array} \right.$$

Les calculs se font en tenant compte de trois types de sollicitation :

- Effort normal maximal et le moment correspondant.
- Effort normal minimal et le moment correspondant.
- Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant.

En flexion composée, l'effort normal est un effort de compression ou de traction et le moment qu'il engendre est un moment de flexion ce qui nous conduit a étudier deux cas :

- Section partiellement comprimée (SPC)
- Section entièrement armée

VI.2.2) Recommandation et exigences du RPA99 version 2003 :

- **Armatures longitudinales :**

- Les armatures longitudinales doivent être à la haute adhérence, droites et sans crochets.
- Les pourcentages d'armatures recommandés par rapport a la section du béton sont :

- Le pourcentage minimal d'armatures sera $0.8\% \times bh$ (en zone IIa)

Poteau (50x50) : $A_{\min} = 0.008 \times 50 \times 50 = 20 \text{cm}^2$

Poteau (45x45) : $A_{\min} = 0.008 \times 45 \times 45 = 16.20 \text{cm}^2$

Poteau (40x40) : $A_{\min} = 0.008 \times 40 \times 40 = 12.80 \text{cm}^2$

Poteau (35x35) : $A_{\min} = 0.008 \times 35 \times 35 = 9.80 \text{cm}^2$

- Le pourcentage maximal en zone de recouvrement sera de $6\% \times bh$ (en zone IIa)

Poteau (50x50) : $A_{\min} = 0.06 \times 50 \times 50 = 150 \text{cm}^2$

Poteau (45x45) : $A_{\min} = 0.06 \times 45 \times 45 = 121.5 \text{cm}^2$

Poteau (40x40) : $A_{\min} = 0.06 \times 40 \times 40 = 96 \text{cm}^2$

Poteau (35x35) : $A_{\min} = 0.06 \times 35 \times 35 = 73.5 \text{cm}^2$

- Le pourcentage maximal en zone courante sera $4\% \times bh$ (en zone IIa)
 - Poteau (50x50) : $A_{\min} = 0.04 \times 50 \times 50 = 100 \text{cm}^2$
 - Poteau (45x45) : $A_{\min} = 0.04 \times 45 \times 45 = 81 \text{cm}^2$
 - Poteau (40x40) : $A_{\min} = 0.04 \times 40 \times 40 = 64 \text{cm}^2$
 - Poteau (35x35) : $A_{\min} = 0.04 \times 35 \times 35 = 49 \text{cm}^2$
- Le diamètre minimal est de 12cm
- La longueur maximale de recouvrement $L_R = 40\phi_L^{\text{MIN}}$ en zone IIa
- La distance entre les barres longitudinales dont une face ne doit pas dépasser 25cm en zone IIa
- Les jonctions par recouvrement doivent être, si possibles, à l'extérieur des zones nodales

VI.2.3) exposé de la méthode de calcul :

Pour la détermination des armatures longitudinales 2 cas peuvent représenter :

1. Calcul des armatures a l'ELU :

Calcul de centre de pression $e = \frac{M_u}{N_u}$

La section est partiellement comprimée si le centre C se trouve a l'extérieur du segment délimité par les armatures. (L'effort normal est un effort de traction ou de compression) : $e = \frac{M_u}{N_u} \geq \left(\frac{h}{2} - c\right)$

Si le centre de pression C se trouve a l'intérieur du segment limite par les armatures, l'effort normale est un effort de compression : $e = \frac{M_u}{N_u} < \left(\frac{h}{2} - c\right)$

- La section est partiellement comprimée (SPC) :

La section est partiellement comprimée si : $e = \frac{M_u}{N_u} \geq \left(\frac{h}{2} - c\right)$

On calcule un moment de flexion fictif :

$$M_f = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2}\right) = N_u \left(e + d - \frac{h}{2}\right)$$

On calcule les armatures de la section étudiée en flexion simple sous le moment fictif, on obtient :

- Le cas échéant une section d'aciers comprimés A_s' ;
- Une section d'armatures A_{fictif}

La section réelle d'aciers tendus vaut : $A_s = A_{\text{fictif}} - \frac{N_u}{\sigma_{su}}$

Cette dernière quantité peut être négative, donc on prend la section minimale :

$$A_s \geq \max \left\{ \frac{bh}{1000}; \frac{0.23bd f_{t28}}{f_e} \right\}$$

- La section est entièrement comprimée (SEC) :

La section est entièrement comprimée si :

- $e = \frac{M_u}{N_u} < \left(\frac{h}{2} - c\right)$
- $N_u(d - c') - M_f > \left\{0.337 - 0.81 \frac{c'}{h}\right\} bh^2 f_{bc}$

Deux cas peuvent se présenter :

Si les deux parties nécessitent des armatures comprimées :

$$N(d - c) - M_f \geq \left(0.5 - \frac{c}{h}\right) bh^2 f_{bc} \rightarrow A_s > 0 \text{ et } A'_s > 0$$

Les sections d'armatures sont :

$$A'_s = \frac{M_f - (d - 0.5h)bhf_{bc}}{(d - c')\sigma_s}$$

$$A_s = \frac{N_u - bhf_{bc}}{\sigma_s} - A'_s$$

Si la partie moins comprimée ne nécessite pas d'armatures inférieures comprimées :

$$\left\{0.337 - 0.81 \frac{c'}{h}\right\} bh^2 < N_u(d - c') - M_f < \left(0.5 - \frac{c'}{h}\right) bh^2 f_{bc} \rightarrow A'_s > 0 \text{ et } A_s = 0$$

Les sections d'armatures sont :

$$A'_s = \frac{N_u - \varphi bhf_{bc}}{\sigma_s}$$

$$A_s = 0$$

$$\text{Avec : } \varphi = \frac{0.351 + \frac{N(d-c')-M_f}{bh^2 f_{bc}}}{0.8571 - \frac{c'}{h}}$$

▪ **Armatures transversales :**

Les armatures transversales sont disposées de manière à empêcher tout mouvement des aciers longitudinaux vers les parois du poteau, leur but essentiel :

- Reprendre les efforts tranchants sollicitant les poteaux aux cisaillements.
- Empêcher le déplacement transversal du béton.

Les armatures transversales sont disposées dans les plans perpendiculaires à l'axe longitudinal.

▪ **Diamètre des armatures :**

Le diamètre des armatures transversales est au moins égal à la valeur normalisée la plus proche du tiers du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent.

$$\varnothing_t = \frac{1}{3} \varnothing_L^{max}$$

▪ **Calcul des espacements :**

L'espacement des armatures transversales :

$$S_t \leq \min\{15\phi_L^{min}; 40cm, (a + 10)cm\} \quad \text{(BAEL 91 Art 8.1.3)}$$

Avec:

A est la petite dimension transversal des poteaux.

D'après le RPA99 version 2003

$$S_t \leq \min\{10\phi_L^{min}; 15cm\} \text{ En zone nodale.}$$

$$S_t \leq \phi_L^{min} \text{ En zone de recouvrement.}$$

Le rôle des armatures transversales consiste a :

- Empêcher les déformations transversales du béton et le flambement des armatures longitudinales.
- Reprendre les efforts tranchants et les sollicitations des poteaux au cisaillement
- Positionner les armatures longitudinales.

Elles sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_t \times f_e} \quad \text{RPA99 révisée 2003/Art 7.4.2.2)}$$

V_u : Effort tranchant de calcul

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier des armatures transversales.

h_t : Hauteur totale de la section

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de rupture par effort tranchant.

A_t : Armatures transversales

S_t : Espacement des armatures transversales.

- Calcul d'élanement (d'élanement géométrique) :

$$\lambda_g = \left\{ \frac{L_f}{a}, \frac{L_f}{b} \right\}$$

Avec :

a et b : dimension de la section droite du poteau dans la direction de la déformation considérée.

L_f : longueur de flambement.

- Quantité d'armatures transversales minimales : (RPA99 version 2003/art7.4.22)

$$\frac{A_t}{bS_T}$$

$$\text{Si } \lambda_g \geq 5 \rightarrow 0.3\%$$

$$\text{Si } \lambda_g \leq 3 \rightarrow 0.8\%$$

$$\text{Si } 3 < \lambda_g < 5 \rightarrow \text{interpoler entre les valeurs précédentes}$$

▪ **Vérification a l'ELS :**

Dans le cas des poteaux b, il y a lieu de vérifier :

- Etat limite d'ouverture des fissures : aucune vérification n'est nécessaire car la fissuration est peu nuisible.
- Etat limite de compression du béton :

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6f_{c28} = 15MPa$$

Deux cas peuvent se présenter :

$$\text{Si : } e_s = \frac{M_s}{N_s} < \frac{h}{6} \rightarrow \text{section entièrement comprimée.}$$

$$\text{Si : } e_s = \frac{M_s}{N_s} > \frac{h}{6} \rightarrow \text{section partiellement comprimée.}$$

Les résultats numériques de calcul sont regroupés dans les tableaux suivants :

Niveau	Section	Sollicitation	combinaison	N(KN)	M(KN.m)
RDC 1 ^{er} 2 ^{eme}	50x50	$N^{\min} - M^{\text{corres}}$	ELU	2265.39	-40.644
		$N^{\max} - M^{\text{corres}}$	0.8GE _x	815.76	-5.293
		$N^{\text{corres}} - M^{\max}$	GQE _x	685.05	83.62
3 ^{eme} 4 ^{eme} 5 ^{eme}	45x45	$N^{\min} - M^{\text{corres}}$	ELU	1550.64	3.464
		$N^{\max} - M^{\text{corres}}$	0.8GE _x	399.29	23.307
		$N^{\text{corres}} - M^{\max}$	GQE _x	578.14	92.389
6 ^{eme} 7 ^{eme} 8 ^{eme} 9 ^{eme}	40x40	$N^{\min} - M^{\text{corres}}$	ELU	858.6	-5.297
		$N^{\max} - M^{\text{corres}}$	0.8GE _x	88.27	13.392
		$N^{\text{corres}} - M^{\max}$	GQE _x	93.28	-79.575
Terrasse	35x35	$N^{\min} - M^{\text{corres}}$	ELU	70.11	3.982
		$N^{\max} - M^{\text{corres}}$	0.8GE _x	19.74	12.915
		$N^{\text{corres}} - M^{\max}$	GQE _x	59.44	-20.546

Tableau VI.2.1 : effort internes des poteaux

VI.2.4) Exemple de calcul

- Poteaux 50 × 50

$$N_u = 2265.39\text{KN} \quad \text{et} \quad M_{\text{corres}} = 40.644\text{KN.m}$$

✓ Calcul de l'excentricité :

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{40.644}{2265.39} = 0,0179 < \frac{h}{2} - c = 0,225 \quad \longrightarrow \quad \text{S.E.C}$$

$$N_u (d - c') - M_f \quad \text{avec:} \quad M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c \right)$$

✓ Calcul du moment fictif :

$$\begin{aligned} M_f &= M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c \right) \\ &= 40.644 + 2265.39 \left(\frac{0,5}{2} - 0,03 \right) \end{aligned}$$

$$M_f = 539.029\text{KN.m}$$

$$\longrightarrow N_u (d-c') - M_f = 2265.39 (0,5 - 0,03) - 539.029 = 525.704 \text{ KN.m}$$

$$\text{Et : } (0,5 - \frac{c'}{h}) bh^2 = (0,5 - \frac{0,03}{0,5}) \times 0,50 \times 0,50^2 \times 14,2 \times 10^3 = 781 \text{ KN.m}$$

$$\text{Donc : } N_u (d-c') - M_f = 525.704 \text{ KN.m} < (0,5 - \frac{c'}{h}) bh^2 = 781 \text{ KN.m} \longrightarrow \text{S.S.A}$$

✓ **Calcul des armatures :**

$$A'_s = \frac{N_u - 100\Psi \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{100\sigma_{st}} A' = 0 \text{ avec } \Psi = \frac{0,357 + \frac{N(d-c) - M_f}{bh^2 f_{bc}}}{0,857 - \frac{c}{h}}$$

$$\text{Donc : } \Psi = \frac{0,357 + \frac{2265.39 (0,5 - 0,03) - 539.029}{0,50 \times 0,50^2 \times 14,2 \times 10^3}}{0,857 - \frac{0,03}{0,50}} = 0,819$$

$$\longrightarrow A_s = 0,0043 \text{ cm}^2$$

Nous allons ferrailer par zones à l'aide de logiciel SOCOTEC et les résultats sont donnés dans les tableaux suivants :

Remarque : le résultat trouvé manuellement est le même trouvé avec le logiciel SOCOTEC.

Niveau	section	Sollicitation	N(KN)	M(KN.m)	Nature	A _{inf} (cm ²)	A _{sup} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	ferrailage	A _{adopté} (cm ²)
RDC 1 ^{er} 2 ^{eme}	50x50	N ^{min} - M ^{corres}	2265.39	-40.644	SET	0	0	20	4HA16+4HA20	20.6
		N ^{max} - M ^{corres}	815.76	-5.293	SPC	0	0			
		N ^{corres} - M ^{max}	685.05	83.62	SEC	0	0			
3 ^{eme} 4 ^{eme} 5 ^{eme}	45x45	N ^{min} - M ^{corres}	1550.64	3.464	SEC	0	0	14.4	4HA16+4HA20	20.6
		N ^{max} - M ^{corres}	399.29	23.307	SEC	0	0			
		N ^{corres} - M ^{max}	578.14	92.389	SEC	0	0			
6 ^{eme} 7 ^{eme} 8 ^{eme} 9 ^{eme}	40x40	N ^{min} - M ^{corres}	858.6	-5.297	SEC	0	0	12.8	4HA14+4HA16	14.19
		N ^{max} - M ^{corres}	88.27	13.392	SEC	0	0			
		N ^{corres} - M ^{max}	93.28	-79.575	SET	0	6.61			
Terrasse	35x35	N ^{min} - M ^{corres}	70.11	3.982	SEC	0	0	9.8	4HA14+4HA12	10.67
		N ^{max} - M ^{corres}	19.74	12.915	SET	0	1.13			
		N ^{corres} - M ^{max}	59.44	-20.546	SET	0	1.26			

Tableau VI.2.2 : Récapitulatifs du ferrailage des poteaux par zone

VI.2.5) : Vérification des contraintes pour les poteaux a l'ELS :

Niveaux	Effort normal (KN)	Moment (KN.m)	Section (bxh) (cm ²)	σ_{inf} (MPa)	σ_{sup} (MPa)	σ_{inf} (MPa)	σ_{sup} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	obs
RDC 1 ^{ere} 2 ^{eme}	-1649.09	0.324	50x50	79.2	79.5	5.28	5.3	15	Vérifiée
	-360.63	5.979		77	81.7	5.11	5.47		Vérifiée
	-639.86	-22.104		39.7	21.9	2.73	1.38		Vérifiée
3 ^{eme} 4 ^{eme} 5 ^{eme}	-1128.66	2.511	45x45	64.3	67	44.27	4.48	15	Vérifiée
	-206.26	-8.433		7.53	16.5	0.46	1.14		Vérifiée
	-353.19	37.175		0.72	40.3	0	2.89		Vérifiée
6 ^{eme} 7 ^{eme} 8 ^{eme} 9 ^{eme}	-625.32	3.84	40x40	43.4	49.2	2.86	3.32	15	Vérifiée
	-11.27	4.69		-6.55	4.86	0	0.39		Vérifiée
	-80.49	-45.475		-71.7	44.9	0	3.68		Vérifiée
Terrasse	-51.44	2.871	35x35	1.75	8.24	0.07	0.59	15	Vérifiée
	-41.3	-11.668		-21.9	18.9	0	1.55		Vérifiée
	-43.29	15.962		-13.2	5.55	0	0.79		Vérifiée

Tableau VI.2.3 : Vérification des contraintes pour les poteaux a l'ELS :

VI.2.6) Recommandations et exigences du RPA99 :

- Le pourcentage maximal en zone de recouvrement sera de 6% x bh (en zone IIa) (ZR)
- Le pourcentage maximal en zone courante sera 4% x bh (en zone IIa) (ZC)

Niveaux	Section (bxh)(cm ²)	Section adopté (cm ²)	A _{max} (ZR)	A _{max} (ZC)	obs
RDC, 1 ^{er} ; 2 ^{eme}	50x50	20.6	150	100	vérifiée
3 ^{eme} , 4 ^{eme} , 5 ^{eme}	45x45	18.46	121.5	81	vérifiée
6 ^{eme} , 7 ^{eme} , 8 ^{eme} , 9 ^{eme}	40x40	14.19	96	64	vérifiée
Terrasse	35x35	10.67	73.5	49	vérifiée

Tableau VI.2.4 : vérification des sections par rapport aux exigences du RPA

▪ **VI.2.7 Armatures transversales :**

1- Diamètres des aciers

$$\varnothing_t = \frac{1}{3} \varnothing_L^{max} \rightarrow \varnothing_t = \frac{1}{3} 20 = 6.66mm$$

Ils seront à haute adhérence, diamètre $\varnothing_t = 8mm$

Les armatures longitudinales des poteaux seront encadrées par deux cadres en $\phi 8$ et en épingle en 2HA10 ($A_t = 2.01cm^2$)

2- Espacement des diamètres :(BAEL 91 Art 8.1.3)

$$S_t \leq \min\{15\varnothing_L^{min}; 40cm, (a + 10)cm\} = \min(15 \times 1.4, 40cm, 35 + 10)$$

$$S_t \leq 20cm$$

D'après le RPA99 version 2003 :

$$S_t \leq \min\{10\varnothing_L^{min}; 15cm\} = \min(10 \times 1.4, 15cm) = 10cm \text{ En zone nodale.}$$

$$S_t \leq \varnothing_L^{min} = 12cm \text{ En zone de recouvrement.}$$

En zone nodale : $S_t = 10cm$

En zone courante : $S_t = 12cm$

3- Vérification de la quantité d'armatures transversales :(RPA99/Art 7.4.22) :

$$\lambda_g = \frac{L_f}{b} \rightarrow L_f = 0.7he$$

Avec :

he: longueur de flambement.

D'où :

$$L_f = 0.7he = 0.7 \times 4.08 = 2.86$$

$$\lambda_g = \frac{L_f}{b} = \frac{2.86}{0.5} = 5.72 \rightarrow A_{min} = S_t \times b \times 0.003 = 10 \times 50 \times 0.003 = 1.5cm^2 \text{ (Zone nodale)}$$

$$\lambda_g = \frac{L_f}{b} = \frac{2.86}{0.5} = 5.72 \rightarrow A_{min} = S_t \times b \times 0.003 = 12 \times 50 \times 0.003 = 1.8cm^2 \text{ (Zone courante)}$$

$$A_t = 2.01cm^2 > A_{min} = 1.5cm^2 \text{ Condition vérifiée}$$

$$A_t = 2.01cm^2 > A_{min} = 1.8cm^2 \text{ Condition vérifiée}$$

Poteaux	$A_t^{min} [cm^2]$		$A_{adoptée} [cm^2]$	obs	
	Zone courante $S_t = 12cm$	Zone nodale $S_t = 10cm$		Zone courante	Zone nodale
50x50	1,8	1,5	2,01	vérifiée	vérifiée
45x45	1.62	1.35	2,01	vérifiée	vérifiée
40x40	1.44	1.2	2,01	vérifiée	vérifiée
35x35	1.26	1.05	2.01	vérifiée	vérifiée

Tableau VI.2.5 : vérification des sections

4- Vérification de l'effort tranchant (RPA99/Art7.4.32) :

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton τ_{bu} sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite $\bar{\tau}_{bu}$.

✓ **Selon le RPA :**

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$$

$$\bar{\sigma}_b = \rho_d f_{c28}$$

$$\sigma_b = \frac{V_u}{b \times d}$$

Avec :

$$\text{Si } \lambda_g \geq 5 \rightarrow \rho_d = 0.075$$

$$\text{Si } \lambda_g \leq 3 \rightarrow \rho_d = 0.04$$

✓ **Selon le BAEL :**

$$\bar{\tau}_{bu} = \min \left\{ \frac{0,2}{\gamma_b} f_{c28}; 5MPa \right\} [\text{Art A.5.1.211/BAEL 91}]$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Section	V_u [KN]	τ_{bu}	ρ_d	$\bar{\tau}_{bu}$ (RPA) [MPa]	$\bar{\tau}_{bu}$ (BAEL) [MPa]	obs
50×50	24.54	0.098	0,075	1,875	3,33	vérifiée
45×45	25.51	0,125	0,075	1.875	3,33	vérifiée
40×40	31.98	0.206	0,075	1,875	3,33	vérifiée
35×35	0.34	0,0027	0,075	1,875	3,33	vérifiée

Tableau VI.2.6 : vérification des contraintes de cisaillement

5- Longueur de recouvrement : (BAEL91/Art6.122)

$$L_R = 40\phi_{max} \quad (\text{FeE400}, \psi_s \geq 1.5)$$

$$\rightarrow L_R = 40 \times 2 = 80\text{cm}$$

6- Délimitation de la zone nodale:

$$L' = 2 \times h$$

$$h' = \max \left\{ \frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60\text{cm} \right\}$$

Avec

h: hauteur de la poutre

b₁, h₁ : dimensions du poteau

h_e : hauteur entre nus des poutres

RDC → $h' = \max (408/6, 50, 50, 60\text{cm}) = 68 \text{ cm}$

1^{er} et 2^{ème} étage → $h' = \max (306 /6, 50, 50, 60\text{cm}) = 60 \text{ cm}$

3^{ème}, 4^{ème} et 5^{ème} étage → $h' = \max (306 /6, 45, 45, 60\text{cm}) = 60 \text{ cm}$

6^{ème}, 7^{ème}, 8^{ème} et 9^{ème} étage → $h' = \max (306/6, 40, 40, 60\text{cm}) = 60 \text{ cm}$

VI.3 FERRAILLAGE DES VOILES

VI.3.1) Introduction

Le ferrailage des voiles s'effectuera selon le règlement BAEL91 et les vérifications selon les Règles Parasismiques Algériennes RPA 99/Version 2003.

Sous l'action des forces horizontales (séisme, vent) ainsi que les forces dues aux charges verticales, le voile est sollicité à la flexion composée avec effort tranchant.

Les sollicitations engendrées dans le voile sont :

- Moment fléchissant et effort tranchant provoqués par l'action du séisme.
- Effort normal du à la combinaison des charges permanentes, d'exploitations et la charge sismique.

Les voiles sont ferrillés en trois types d'armatures

- Armatures verticaux
- Armatures horizontaux
- Armatures de montages

Notre ouvrage comprend deux(02) type de voiles, voiles longitudinaux et transversaux, que nous allons ferriller par zone, car nous avons constaté qu'il est possible d'adopter le même ferrailage pour un certain nombre de niveau, ceci dans le but de faciliter la réalisation et alléger les calculs.

- **Zone I** : RDC, 1^{er}, 2eme étage (50x50)
- **Zone II** : 3, 4, 5ème étage (45x45)
- **Zone III** : 6, 7,8, 9ème étage (40x40)

✓ **Combinaisons d'actions :**

Les combinaisons d'action à prendre en considération pour le ferrailage des voiles sont :

- 1.35G+1.5Q à l'ELU
- G+Q±E RPA 2003
- 0.8G±E RPA 2003

VI.3.2) Exposé de la méthode :

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations lesPlus défavorables (N, M) en utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M.V'}{I}$$

Avec :

B : Section du voile $B = e \times L$

I : Inertie du voile

V, V' : Bras de levier ($V = V' = \frac{L_{\text{voile}}}{2}$)

Le calcul se fera pour des bandes verticales de largeur (d) :

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3}L_c\right) \quad \longrightarrow \quad [\text{Art 7.7.4 RPA99/mod2003}]$$

Avec :

h_e : hauteur entre nus de planchers du voile considéré

L_c : la longueur de la zone comprimée

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times L$$

L:longueur du voile.

Après on aura La longueur de la zone tendue **L_t** tel que :

$$L_t = L - L_c$$

VI.3.2) Déterminations des armatures :

A. Armatures verticales

Le calcul des armatures verticales pour chaque section sont résumés dans le tableau suivant :

Section	Effort normale N_i	Effort normale N_{i+1}	Section d'armatures verticales (A_{vi})	Armatures minimales	Diagramme des contraintes
Section entièrement comprimé (S.E.C)	$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$	$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$	$A_{vi} = \frac{N_i - B_i \times f_{bc}}{\sigma_s}$	$A_{\min} > 4\text{cm}^2/\text{ml}$ $0,2\% \leq \frac{A_{\min}}{B}$ $\leq 0,5\%$	
Section entièrement tendue (S.E.T)	$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$	$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$	$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$	$A_{\min} \geq \frac{B \times f_{bc}}{f_e}$ $A_{\min} \geq 0,002 B$	
Section partiellement comprimé (S.P.C)	$N_i = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \times d \times e$	$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e$	$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$	$A_{\min} \geq \frac{B \times f_{bc}}{f_e}$ $A_{\min} \geq 0,002 B$	

Tableau VI.3.1 : Calcul des armatures verticales.

Avec :

e : épaisseur du voile

B : section du tronçon considéré ;

d : la longueur de la bande sur la quelle se fera le ferrailage

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Situation accidentelle : } \sigma_s = 400\text{MPa}; f_{bc} = 18,48\text{MPa} \\ \text{Situation courante : } \sigma_s = 348\text{MPa}; f_{bc} = 14,20\text{MPa} \end{array} \right.$$

σ_{\max} : La contrainte la plus défavorable max

σ_{\min} : Contrainte la plus défavorable min

Les armatures verticales du dernier niveau doivent comporter des crochets à la partie supérieure, la jonction des armatures des autres niveaux se fait par simple recouvrement (sans crochets).

On peut concentrer les armatures à l'extrémité du voile. L'espacement des armatures verticales doit être réduit de moitié sur une distance $\left[\frac{L}{10}\right]$ de chaque extrémité et il doit être au plus égale à 15 cm.

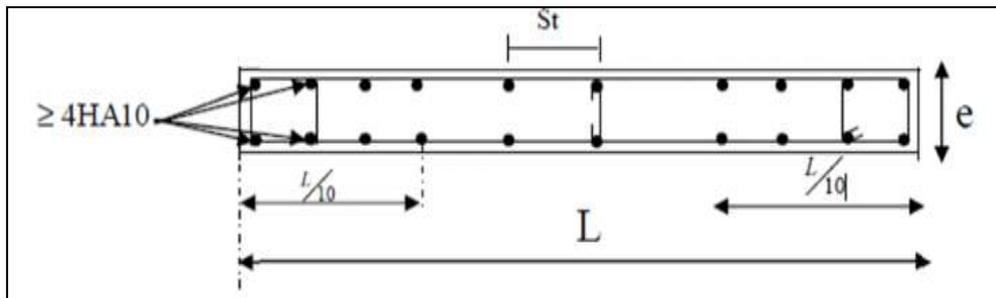


Fig.VI.3.1 : Disposition des armatures verticales dans les voiles

Les barres verticales des zones extrêmes, sont ligaturées par des cadres horizontaux dont l'espacement est inférieur à l'épaisseur du voile formant ainsi des potelets.

B. Armatures horizontales

D'après (**Art 7.7.4.2 RPA99/2003**) Les armatures horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10Φ et disposées vers l'extérieure dans chaque nappes d'armatures

Et d'après le BAEL

$$A_H = \frac{A_V}{4}$$

Avec : A_V : section des armatures verticales

C. Armatures transversales

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends, elles relient les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'article (7.7.4.3 du RPA 2003)

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingle au mètre carré de surface.

D. Armatures de couture :

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{Vj} = 1,1 \frac{\bar{V}}{f_e}$$

Avec:

$$\bar{V} = 1,4V_u$$

V_u : Effort tranchant calculé au niveau considéré.

❖ Remarque

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'acier tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

E. Armature pour les potelets

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section est $A_p \geq 4HA10$ ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

F. Règles communes du RPA pour les armatures verticales et horizontales

(Art 7.7.4.3 RPA99/2003) :

➤ Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales :

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales est donné comme suit :

- ✓ $A_h: 0,15\%B$ globalement dans la section du voile
- ✓ $A_h: 0,10\%B$ en zone courante

Avec :

B : Section du béton

➤ **Espacement :**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq 1,5e \\ S_t \leq 30\text{cm} \end{array} \right. \text{ Avec : } e = 20\text{cm : épaisseur du voile}$$

Dans notre cas :

$$S_t \leq \min \{30 \text{ cm}, 30\text{cm}\} \longrightarrow S_t \leq 30\text{cm}$$

➤ **Longueur de recouvrement**

Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

- ✓ $40\emptyset$ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
- ✓ $20\emptyset$ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

➤ **Diamètre maximal :**

Le diamètre utilisé pour les armatures verticales et horizontales (excepté les armatures des potelets) doit être inférieur ou égale à $\frac{1}{10}$ ème de l'épaisseur du voile.

$$\emptyset \leq 0,11 = 0,1 \times 200 = 20\text{mm.}$$

VI.3.3) Les vérifications :

a. Vérifications de la contrainte dans le béton à l'ELS

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B + 15 \times A} \leq \overline{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28}$$

Avec :

N_s : (G+Q) L'effort normal appliqué.

B : section du béton.

A : section des armatures adoptées (verticales).

$\overline{\sigma}_b$: Contraintes admissible.

b. Vérification de la contrainte limite de cisaillement :

- **D'après (Art A.5.1.21 BAEL91/ modifié 99):**

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

Avec :

$$\bar{\tau}_u : \text{Contrainte limite de cisaillement } \bar{\tau}_u = \min \left(0,15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPA} \right)$$

- **D'après (Art 7.7.2 RPA 99/2003):**

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{e \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0,2f_{c28}$$

$$\bar{V} = 1,4V_u$$

Avec:

V_u : Effort tranchant calculé au niveau considéré.

e : Epaisseur du voile.

d : Hauteur utile ($d = 0,9 h$).

h : Hauteur totale de la section brute.

VI.3.4) Exemple de calcul : VL1

VI.3.4.1 : les calculs

Caractéristiques géométriques :

$$L = 3.50\text{m} \quad e = 0,20 \text{ m} \quad V = V' = L/2 = 1.75\text{m} \quad I = 0.714 \text{ m}^4 \quad B = 0.7 \text{ m}^2$$

$$\sigma_{max} = 5789.87 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{min} = -9822.3 \text{ KN/m}^2$$

a) Largeur de la zone comprimée (L_c):

$$L_c = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} L = \frac{5789.87}{5789.87 + 9822.3} \times 3.5 = 1.3\text{m}$$

$$L_c = 1.3\text{m}$$

b) Largeur de la zone tendue (L_t):

$$L_t = L - L_c = 3.5 - 1.3 = 2.2 \text{ m}$$

$$L_t = 2.2\text{m}$$

c) Calcul de la longueur (d) :

Avec :

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}, \frac{2}{3}L_c\right) = \left(\frac{2.66}{2}, \frac{2}{3}(1.3)\right) = 0.86\text{ m}$$

$$h_e = h_{\text{etage}} - h_{\text{poutre}} = 3.06 - 0.4 = 2.66\text{m}$$

d) Détermination des armatures :

$$\sigma_1 = \frac{(L_t - d)\sigma_{\min}}{L_t} = \frac{(2.2 - 1.1)9822.3}{2.2} = 4911.15\text{KN/m}^2$$

$$N_1 = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} d.e = \frac{9822.3 + 4911.15}{2} \times 1.1 \times 0.20 = 1620.67\text{KN}$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} d.e = \frac{4911.15}{2} \times 1.1 \times 0.2 = 540.22\text{ KN}$$

1) Armatures verticales :

▪ **1^{ere} bande :**

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_s} = \frac{1620.67}{400 \times 10^{-1}} = 40.51\text{cm}^2$$

$$A_{v1} = 40.51\text{cm}^2$$

▪ **2^{eme} bande :**

$$A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_s} = \frac{540.22}{400 \times 10^{-1}} = 13.51\text{cm}^2$$

$$A_{v2} = 13.51\text{cm}^2$$

2) Armatures de coutures :

$$A_{vj} = 1.1 \times \frac{1.4V_u}{f_e} = 1.1 \times \frac{1.4 \times 497.7}{400 \times 10^{-1}} = 19.16\text{cm}^2$$

$$A_{vj} = 19.16\text{cm}^2$$

3) Armatures minimales :

$$A_{\min} \geq \max\left(\frac{d \times e \times f_{t28}}{f_e}; 0.2\%B\right) = \max\left(\frac{1.1 \times 0.20 \times 2.1}{400}; 0.002 \times 1.1 \times 0.2\right)$$

$$A_{\min} = \max(11.57; 4.4)$$

$$A_{min} = 11.57 \text{ cm}^2$$

4) Calcul des sections totales :

$$A_1 = A_{v1} + \frac{A_{vj}}{4} = (40.51) + \frac{19.16}{4} = 45.30 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = A_{v2} + \frac{A_{vj}}{4} = \left(13.51 + \frac{19.16}{4}\right) = 18.30 \text{ cm}^2$$

❖ Ferrailage adopté :

	Section total (cm ²)	Ferrailage adopté (cm ²)	Espacement (cm)
1 ^{ere} bande	45.30	2x8HA20 = 50.26	15
2 ^{eme} bande	18.30	2x6HA14 = 18.46	20

Tableau VI.3.2 : Section de ferrailage (VL1)

5) Armatures horizontales :

D'après le BAEL 91 : $A_h \geq \frac{A_v}{4} = \frac{50.26}{4} = 12.56 \text{ cm}^2$

D'après le RPA $A_h \geq 0.15\%B = 0.0015 \times 20 \times 220 = 6.6 \text{ cm}^2$

On prend : $A_h = 12.56 \text{ cm}^2$

Soit : 9HA14 = 13.85cm² / 1m de hauteur ; avec **S_h = 12 cm.**

6) Armatures transversales :

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au minimum par (04) épingle au mètre carré soit avec (4HA8)

VI.3.4.1 : Les vérifications :

1) Vérification des espacements :

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S_t \leq \min(1.5e, 30\text{cm}) = 30\text{cm}$$

$S_t = 15\text{cm}$ **Condition vérifiée**

$S_t = 20\text{cm}$ **Condition vérifiée**

2) Vérification de la contrainte dans le béton a l'ELS :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15.A} = \frac{1838.59}{0.7.10^6 + 15 \times 50.26.10^2} = 2.371 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 2.371 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \text{ Condition vérifiée}$$

3) Vérification des contraintes de cisaillement :

Selon le RPA99 (version 2003) :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = 0.2f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{1.4 \times 497.7 \times 10^3}{200 \times 0.9 \times 1110} = 3.52 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 0.2f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 3.52 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 5 \text{ MPa} \text{ Condition vérifiée}$$

Selon le BAEL 91 :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa}\right)$$

$$\tau_u = \frac{497.7.10^3}{200 \times 0.9 \times 1100} = 2.51 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa}\right) = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u 2.51 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 5 \text{ MPa} \text{ Condition vérifiée}$$

❖ **NOTE**

Le ferrailage de tous les voiles dans chaque zone est résumé dans les tableaux suivant :

➤ Ferrailage des Voiles transversales de 3,5m (VT1)

Zones		Zone I	Zone II	Zone III		
Caractéristiques géométriques	L (m)	3,5	3,5	3,5		
	e (m)	0,2	0,2	0,2		
	B (m)	0,7	0,7	0,7		
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m ²]	5789,87	3146,43	1716,66		
	σ_{min} [KN/m ²]	-9822,3	-6217	-4050,08		
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC		
	V _u (kN)	497,7	420,05	139,09		
	L _t (m)	2,20	2,32	2,46		
	L _c (m)	1,30	1,18	1,04		
	d (m)	1,101	1,162	1,229		
	σ_1 [KN/m ²]	4911,150	3108,495	2025,040		
	N (kN)	N ₁	1622,16	1083,57	746,67	
		N ₂	540,718	361,188	248,889	
	A _v (cm ²)	A _{v1}	40,55	27,09	18,67	
		A _{v2}	13,52	9,03	6,22	
	A _{vi} (cm ²)		19,16	16,17	5,35	
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vi} /4	45,34	31,13	20,01	
		A2=A _{v2} +A _{vi} /4	18,31	13,07	7,56	
	A _{min} (cm ²)		11,56	12,20	12,91	
	A _{vadopté} (cm ²)	Bande 1	50,26	32,18	24,62	
		Bande 2	18,46	13,56	13,56	
	Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bande 1	2x8HA20	2x8HA14	2x8HA14
			Bande 2	2x6HA14	2x6HA12	2 x 6HA12
S _t (cm)		Bande1	15cm	15cm	15cm	
		Bande 2	20cm	20cm	20cm	
A _{Hmin} =0.0015*B (cm2)/bande		3,30	3,49	3,69		
A _H /nappe (cm ²)		12,57	8,05	6,16		
Choix des barres/nappe (cm ²)		9HA14/nappe	9HA12/nappe	9HA10/nappe		
S =20cm		(A=13.85cm ²)	(A=10,18cm ²)	(A=7,07cm ²)		
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²			
	contrainte	τ_u (MPa)	0,790	0,667	0,221	
		τ_b (MPa)	1,106	0,933	0,309	
	ELS	N _s (kN)	1838,59	1383,97	706,25	
		σ_b (MPa)	2,29	1,80	0,94	

➤ Ferrailage des Voiles transversales de 2.05m (VT2)

Zones		Zone I	Zone II	zone III	
Caractéristiques géométriques	L (m)	2,05	2,05	2,05	
	e (m)	0,2	0,2	0,2	
	B (m)	0,41	0,41	0,41	
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m ²]	3723,06	1799,21	1805,75	
	σ_{min} [KN/m ²]	-8567,85	-4905	-4853,61	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	
	V _u (kN)	157,87	134,57	124,41	
	L _t (m)	1,43	1,50	1,49	
	L _c (m)	0,62	0,55	0,56	
	d (m)	0,715	0,750	0,747	
	σ_1 [KN/m ²]	4283,925	2452,475	2426,805	
	N (kN)	N ₁	918,28	551,75	543,89
		N ₂	306,093	183,916	181,297
	A _v (cm ²)	A _{v1}	22,96	13,79	13,60
		A _{v2}	7,65	4,60	4,53
	A _{vi} (cm ²)		6,08	5,18	4,79
	A (cm ²)	A ₁ =A _{v1} +A _{vi} /4	24,48	15,09	14,79
		A ₂ =A _{v2} +A _{vi} /4	9,17	5,89	5,73
	A _{min} (cm ²)		7,50	7,87	7,84
	A _{vadopté} (cm ²)	Bande1	24,62	18,1	18,1
Bande 2		13,56	13,56	13,56	
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bande1	2x8HA14	2x8HA12	2x8HA12
		Bande 2	2x6HA12	2x6HA12	2x6HA12
	S _t (cm)	Bande1	10 cm	10 cm	10 cm
		Bande 2	12 cm	12 cm	12 cm
	A _{Hmin} =0.0015*B (cm ²)/bande		2,14	2,25	2,24
	A _H /nappe (cm ²)		6,16	4,53	4,53
	Choix des barres/nappe (cm ²)		11HA14/nappe	11HA14/nappe	11HA12/nappe
S =20cm		(A=16,93cm ²)	(A=16,93cm ²)	(A=12,44cm ²)	
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m²		
	Contrainte	τ_u (MPa)	0,428	0,365	0,337
		τ_b (MPa)	0,599	0,511	0,472
	ELS	N _s (kN)	990,02	740,29	479,05
σ_b (MPa)		2,12	1,64	1,06	

➤ Ferrailage des Voiles longitudinales de 3.00m (VL1)

Zones		Zone I	Zone II	zone III		
Caractéristiques géométriques	L (m)	3	3	3		
	e (m)	0,2	0,2	0,2		
	B (m)	0,6	0,6	0,6		
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m ²]	5311,95	3188,31	2242,39		
	σ_{min} [KN/m ²]	-9238,67	-4708,89	-4156,8		
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC		
	V _u (kN)	427,74	376,5	302,24		
	L _t (m)	1,90	1,79	1,95		
	L _c (m)	1,10	1,21	1,05		
	d (m)	0,952	0,894	0,974		
	σ_1 [KN/m ²]	4619,335	2354,445	2078,400		
	N (kN)	N ₁	1319,84	631,75	607,54	
		N ₂	439,945	210,584	202,514	
	A _v (cm ²)	A _{v1}	33,00	15,79	15,19	
		A _{v2}	11,00	5,26	5,06	
	A _{vi} (cm ²)		16,47	14,50	11,64	
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vi} /4	37,11	19,42	18,10	
		A2=A _{v2} +A _{vi} /4	15,12	8,89	7,97	
	A _{min} (cm ²)		10,00	9,39	10,23	
	A _{vadopté} (cm ²)	Bande1	36,2	20,36	20,36	
		Bande 2	15,84	15,84	15,84	
	Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bande1	2x9HA16	2x9HA12	2x9HA12
			Bande 2	2x7HA12	2x7HA12	2x7HA12
S _t (cm)		Bande1	12 cm	12 cm	12 cm	
		Bande 2	15 cm	15 cm	15 cm	
A _{Hmin} =0.0015*B (cm ²)/bande		2,86	2,68	2,92		
A _H /nappe (cm ²)		9,05	5,09	5,09		
Choix des barres/nappe (cm ²)		10HA14/nappe	10HA12/nappe	10HA12/nappe		
S =20cm		(A=15,39cm ²)	(A=11,31cm ²)	(A=11,31)cm ²)		
Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²				
Vérification des contraintes	Contrainte	τ_u (MPa)	0,792	0,697	0,560	
		τ_b (MPa)	1,109	0,976	0,784	
	ELS	N _s (kN)	1301,01	965,51	577,68	
		σ_b (MPa)	1,92	1,49	0,89	

CHAPITRE VII : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

VII.1) Introduction :

Les fondations d'une construction sont les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol, auquel elles transmettent les charges de la super structure. Un choix judicieux du système de fondations doit toujours satisfaire les exigences concernant la sécurité (capacité portante) et l'aptitude au service. De plus, des considérations d'ordre économique, esthétique d'impact sur l'environnement sont à respecter.

L'ingénieur est généralement confronté à plusieurs solutions possibles et doit opérer des

Choix concernant le :

- Taux de travail sur le sol
- Genre de structure (souple, rigide)
- Type de fondations

On distingue deux types de fondations selon leurs modes d'exécution et selon la résistance aux sollicitations extérieures :

❖ Fondations superficielles :

Les principaux types de fondations superficielles que l'on rencontre dans la pratique sont :

- Les semelles continues sous murs
- Les semelles continues sous poteaux
- Les semelles isolées
- Les radiers

❖ 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

Ce type de fondations est généralement utilisé dans le cas de sols de faible capacité portante.

VII.2) étude du sol de fondation :

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude de sol détaillée.

Qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier.

Une étude préalable du sol nous a donné la valeur de 2 bars comme contrainte admissible du sol à une profondeur de 1.5m

a) Choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation est conditionné par les critères suivants :

- La nature de l'ouvrage a fondé
 - La nature du terrain et sa résistance
 - Profondeur du bon sol
 - Le tassement du sol
- On optera pour des fondations superficielles

b) Dimensionnement des semelles :

1. Semelle isolée

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement effort normal (N_s) qui est obtenu a la base de tous les poteaux du RDC

❖ **Semelles isolés sous poteaux :**

Pour le pré-dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal N_{smax} qui est obtenu a la base de tous les poteaux du sous-sol

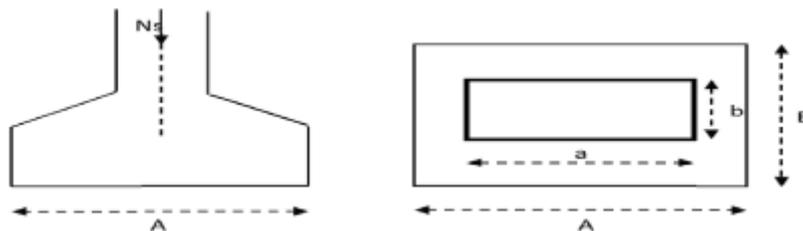


Figure VII.1 : homothétie des dimensions

$$A \times B \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

Homothétie des dimensions :

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K = 1 \rightarrow A = B \text{ (Poteau carré)}$$

$$\text{D'où : } B \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

Exemple : $N_s = 1649.09 \text{ KN}$, $\bar{\sigma}_{sol} = 2 \text{ bar}$

$$B \geq \sqrt{\frac{1649.09}{200}} = 2.87m \rightarrow A = B \geq 2.87 \text{ m}$$

Conclusion :

L'importance des dimensions des semelles entraine un chevauchement des fondations, alors il y'a lieu donc d'opter pour des semelles filantes.

VII.3) Semelles filantes :

❖ **Semelles sous poteaux :**

➤ **Hypothèses de calcul :**

La semelle infiniment rigide engendre une répartition linéaire des contraintes sur le sol.

Les réactions du sol sont distribuées suivant un chargement trapézoïdale ou triangulaire tel que le centre de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle

➤ **Etape de calcul :**

- Détermination de la résultante des charges : $R = \sum N_i$
- Détermination des coordonnées de la structure R :

$$e = \frac{\sum N_i e_i + \sum M_i}{R}$$

- Détermination de la distribution par (ml) de semelle :

$e \leq \frac{L}{6} \rightarrow$ Répartition trapézoïdale

$$q_{max} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6e}{L} \right) \text{ et } q \left(\frac{B}{4} \right) = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{3e}{L} \right)$$

$$q_{min} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6e}{L} \right)$$

- Détermination de largeur B de la semelle :

$$B \geq \frac{q \left(\frac{B}{4} \right)}{\sigma_{sol}}$$

➤ **Exemple de calcul :**

- **Dimensionnement des semelles filantes sous poteaux : (portique C-C)**

Poteaux	N	N totale (R) (KN)	My (KN.m)	e _i (m)	N _i e _i (KN.m)	$\sum N_i e_i$
1	1309.93	7382.02	0.098	8.60	11265.40	291.843
2	1572.78		0.280	4.30	6762.954	
3	1649.09		0.324	0	0	
4	1575.67		0.240	-4.30	-6775.381	
5	1274.55		0.453	-8.60	-10961.13	

- **Résultante :**

$$R = \sum N_i = 7382.02 \text{KN}$$

$$e = \frac{\sum N_i e_i + \sum M_i}{R} = \frac{291.843 + 1.395}{7382.02} = 0.04 \text{ m}$$

Donc l'excentricité $e = 0.04 \text{ m}$

- **Distribution par (ml) de la semelle :**

$e = 0.04 \text{ m} \leq \frac{17.40}{6} = 2.90 \text{ m}$ Nous avons une Répartition trapézoïdale des contraintes sous la semelle

$$q_{max} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6e}{L} \right) = \frac{7382.02}{17.40} \left(1 + \frac{6(0.04)}{17.40} \right) = 430.105 \text{KN/ml}$$

$$q_{min} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6e}{L} \right) = \frac{7382.02}{17.40} \left(1 - \frac{6(0.04)}{17.40} \right) = 418.402 \text{KN/ml}$$

$$q_{\left(\frac{B}{4}\right)} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{3e}{L} \right) = \frac{7382.02}{17.40} \left(1 + \frac{3(0.04)}{17.40} \right) = 427.180 \text{KN/ml}$$

- **Calcul de la largeur B :**

$$B \geq \frac{q\left(\frac{B}{4}\right)}{\sigma_{sol}} = \frac{427.180}{200} = 2.135 \text{m}$$

Soit $B = 2.14 \text{ m}$

Nous aurons : $S = 2.14 \times 17.40 = 37.24 \text{ m}^2$

- **La surface totale des semelles sous poteaux:**

Nous aurons la surface totale des semelles sous poteaux : $S_p = S \times n$

$$S_p = 37.24 \times 8 = 298.16 \text{ m}^2$$

- ❖ **Semelles filantes sous voiles :**

Elles sont dimensionnées à l'ELS sous l'effort N , données par la condition la plus Défavorable.

$$N_s = G + Q$$

La largeur (B) de la semelle est déterminée par la formule suivante :

$$\frac{N_s}{S} \leq \sigma_{sol} \rightarrow \frac{G + Q}{B \cdot L} \leq \sigma_{sol} \rightarrow B \geq \frac{G + Q}{\sigma_{sol} \cdot L}$$

Avec :

- **B** : La largeur de la semelle.
- **L** : Longueur de la semelle sous voile
- **G** : Charge permanente revenant au voile considéré.

- σ_{sol} : Contrainte admissible du sol

Voiles	$N_s(G+Q)$ KN	B (m)	L (m)	$S_i = B.L$ (m ²)
VT1, VT2	2667.5	1.90	7	13.30
VT3, VT4	2573.45	1.84	7	12.88
VT5, VT6	2446.13	2.20	5.55	12.21
VT7, VT8	2446.13	2.20	5.55	12.21
VL1, VL2	2251.5	1.87	6	11.22
VL3, VL4	3152.4	1.57	10	15.7
Somme				77.52

Tableau VII.1 : La somme des surfaces des semelles sous voile

La somme des surfaces des semelles sous voile est

$$S_v = 77.52 \text{ m}^2$$

$$S_t = S_p + S_v = 298.16 + 77.52 = 375.68 \text{ m}^2$$

$$S_{bat} = 478.16 \text{ m}^2$$

$$S_t = 375.68 \text{ m}^2 > 50\% S_{bat} = 239.08 \text{ m}^2$$

Vu que les semelles occupent plus de 50% de la surface d'assise, on adopte pour un radier général comme fondation a ce bâtiment

Conclusion :

En plus de la contrainte du sol σ_{sol} qui est modérée ($\sigma_{sol} = 2 \text{ bars}$) ; les largeurs des semelles occupent plus de la moitié de l'assise c'est-à-dire une faible bande de sol entre chaque deux filante, ce qui engendre un risque de rupture de la bande du sol situé entre les deux semelles à cause de chevauchement des lignes de rupture.

Donc on opte pour un radier général :

VII.4) Radier général :

Le radier général est défini comme étant une fondation superficielle, travaillent comme un plancher renverser dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol et à son poids propre.

VII.4.1) Les caractéristiques du radier sont :

- 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.
- Semble mieux convenir face aux désordres ultérieurs qui peuvent provenir des tassements éventuels.

VII.4.2) Pré dimensionnement du radier :

- **La condition d'épaisseur minimale :**

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25cm ($h_{\min} \geq 25 \text{ cm}$)

- **Les conditions forfaitaires:**

Dalle : la dalle du radier doit satisfaire la condition suivante :

$$h \geq \frac{L_{max}}{20} = \frac{430}{20} = 21.5 \text{ cm} \rightarrow \text{soit } h = 25 \text{ cm}$$

Poutre ou nervure : La nervure du radier doit avoir une hauteur h_t égale à :

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{430}{10} = 43 \text{ cm} \rightarrow \text{soit } h = 90 \text{ cm}$$

- **Condition de la longueur élastique (L_e) :**

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{K \cdot b}} \geq \frac{2}{\pi} L_{max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme de la contrainte sur le sol

Le radier est rigide s'il vérifie :

$$L_{max} \leq \frac{\pi}{2} L_e \rightarrow \text{Ce qui conduit à } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi}, L_{max}\right)^4 \cdot \frac{3 \cdot K}{E}}$$

Avec :

- L_e : Longueur élastique.
- K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface $K = 40 \text{ MPa}$ pour un sol moyen.
- I : L'inertie de la section du radier (bande de 1m).
- E : Module de déformation longitudinale déformée $E = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.865 \text{ MPa}$
- L_{max} : Distance maximale entre deux nervures successives.

$$\text{D'où : } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{3.14}, 3.40\right)^4 \cdot \frac{3 \times 40}{10818.865}} = 0.85 \text{ m}$$

Largeur de la nervure :

$$0.4h_n \leq b_n \leq 0.7h_n \rightarrow 36 \leq b_n \leq 63$$

On prend : $b_n = 55 \text{ cm}$

Conclusion :

D'après les calculs précédents on adopte le dimensionnement suivant :

- Hauteur de la nervure : $h_n = 90 \text{ cm}$
- Hauteur de la dalle : $h_d = 25 \text{ cm}$
- Largeur de la nervure $b_n = 55 \text{ cm}$

VII.4.3) Détermination de la surface nécessaire du radier :

On a : $G = 51722.77 \text{ KN}$

$Q = 8196.34 \text{ KN}$

(G et Q tiré a partir du logiciel etabs)

a) Combinaison d'actions :

$$N_u = 1.35G + 1.5Q = 82120.25 \text{ KN}$$

$$N_s = G + Q = 59919.11 \text{ KN}$$

$$\text{à l'ELU : } S_{radier} \geq \frac{N_u}{1.33\sigma_{sol}} = \frac{82120.25}{1.33 \times 200} = 308.722 \text{ m}^2$$

$$\text{à l'ELS : } S_{radier} \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol}} = \frac{59919.11}{200} = 299.60 \text{ m}^2$$

$$\text{D'ou : } S = \max (S_{elu} ; S_{els}) \rightarrow S = 308.722 \text{ m}^2$$

$$\text{On a } S_{bat} = 478.16 \text{ m}^2 > S = 308.722 \text{ m}^2$$

Donc on ajoute au radier un débord minimal de largeur L_d . (d'après les règles BAEL).

$$L_d \geq \max\left(\frac{90}{2}, 30\right) = 45 \text{ cm}$$

On ajoute au radier un débord de 45 cm dans les quatre sens

$$S_{radier} = S_{bat} + S_{debord} = 478.16 + (90.4 \times 0.45) = 518.84 \text{ m}^2$$

b) Calcul des sollicitations a la base du radier :

➤ **Poids du radier :**

G_{radier} = poids de la dalle + poids de la nervure + poids de (T.V.O) + poids de la dalle flottante

• **Poids de la dalle :**

$$G_{dalle} : S_{radier} \times h_d \times p_b$$

$$G_{dalle} : 518.84 \times 0.25 \times 25 = 3242.75 \text{ KN}$$

$$G_{dalle} = 3242.75 \text{ KN}$$

• **Poids de la nervure:**

$$G_{nerv} = b_n(h_n-h_d) L.n. p_b$$

$$G_{nerv} = 0.55(0.90-0.25)[(27.8 \times 5) + (17.4 \times 8)] \times 25$$

$$G_{nerv} = 2486.41 \text{ KN}$$

- **Dalle flottante:**

$$G_{\text{dalle flo}} = S_{\text{radier}} \times e_p \times p_b$$

$$G_{\text{dalle flo}} = 518.84 \times 0.1 \times 25 = 1297.10 \text{ KN}$$

$$G_{\text{dalle flo}} = 1297.10 \text{ KN}$$

- **Poids du T.V.O :**

$$G_{\text{tvo}} : (S_{\text{rad}} - S_{\text{ner}}) \cdot (h_n - h_d) p$$

$$G_{\text{tvo}} : (518.84 - 198.88) \cdot (0.90 - 0.25) 17 = 3535.56 \text{ KN}$$

$$G_{\text{tvo}} : 3535.56 \text{ KN}$$

$$G_{\text{radier}} = 3242.75 + 2486.41 + 1297.10 + 3535.56 = \mathbf{10561.82 \text{ KN}}$$

- **Surcharge du radier :**

$$Q = 5 \times 518.84 = 2594.2 \text{ KN}$$

- **Poids total de la structure :**

$$G_t = G_{\text{radier}} + G_{\text{bat}} = 62284.59 \text{ KN}$$

$$Q_t = Q_{\text{radier}} + Q_{\text{bat}} = 10790.54 \text{ KN}$$

c) Combinaison d'actions :

ELU :

$$N_u = 1.35 G_t + 1.5 Q_t = 100270.01 \text{ KN}$$

ELS :

$$N_s = G_t + Q_t = 73075.13 \text{ KN}$$

VII.4.4) Verifications:

❖ **Verification de la contrainte de cisaillement :**

Il faut vérifier que $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left[\frac{0.15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right]$$

$$B = 90 \text{ cm} ; d = 0.9 h_d = 0.9 \times 25 = 22.5 \text{ cm}$$

$$T_u^{max} = q_u \times \frac{L_{max}}{2} = \frac{N_{utot} \times b}{S_{rad}} \times \frac{L_{max}}{2}$$

$$T_u^{max} = \frac{100270.01 \times 0.9}{517.84} \times \frac{4.3}{2} = 373.95 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{373.95 \cdot 10^3}{900 \times 0.9 \times 250} = 1.84 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.84 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

❖ **Vérification de la stabilité du radier :**

▪ **Calcul du centre de gravité du radier :**

$$X_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} = 13.7 \text{ m} \qquad Y_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} = 8.7 \text{ m}$$

🌈 **Moment d'inertie du radier :**

$$I_{xx} = \frac{b \times h^3}{12} = 12204.25 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = \frac{h \times b^3}{12} = 31153.18 \text{ m}^4$$

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- Effort normal (N) dû aux charges verticales.
- Moment de renversement (M) dû au séisme dans le sens considéré.

$$\mathbf{M} = \mathbf{M}_0 + \mathbf{T}_0 \times \mathbf{h}$$

Avec :

- M_0 : Moment sismique à la base du bâtiment.
- T_0 : Effort tranchant à la base du bâtiment.
- h : Profondeur de l'infrastructure (dalle + nervure).

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne :

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

Ainsi ; nous devons vérifier que :

$$\text{A l'ELU : } \sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} < 1.33 \sigma_{sol}$$

$$\text{A l'ELS : } \sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} < \sigma_{sol} \quad \text{avec : } \sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \cdot V$$

• **Sens longitudinal :**

$$\text{A l'ELU : } M_x = 65664.01 + (1.15 \times 3006.74) = 69121.761 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{100270.01}{518.84} + \frac{69121.761}{31153.18} \times 13.7 = 223.64 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{100270.01}{518.84} - \frac{69121.761}{31153.18} \times 13.7 = 162.86 \text{ KN/m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 223.64 + 162.86}{4} = 208.445 \text{ KN/m}^2$$

$$1.33\sigma_{sol} = 1.33 \times 250 = 332.5 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 208.445 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} < 1.33\sigma_{sol} = 332.5 \text{ KN/m}^2 \text{ Condition vérifiée}$$

A l'ELS : $M_x=69121.761 \text{ KN.m}$

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{73075.13}{518.84} + \frac{69121.761}{31153.18} \times 13.7 = 171.23 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{73075.13}{518.84} - \frac{69121.761}{31153.18} \times 13.7 = 110.45 \text{ KN/m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 171.23 + 110.45}{4} = 156.035 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{sol} = 250 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 156.035 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} < \sigma_{sol} = 250 \text{ KN/m}^2 \text{ Condition vérifiée}$$

• **Sens transversal :**

A l'ELU : $M_y = 60160.091 + (1.15 \times 2772.30) = 63348.236 \text{ KN.m}$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{100270.01}{518.84} + \frac{63348.236 \text{ KN}}{12204.25} \times 8.6 = 237.88 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{100270.01}{518.84} - \frac{63348.236 \text{ KN}}{12204.25} \times 8.6 = 148.62 \text{ KN/m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 237.88 + 148.62}{4} = 215.56 \text{ KN/m}^2$$

$$1.33\sigma_{sol} = 1.33 \times 250 = 332.5 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 215.56 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} < 1.33\sigma_{sol} = 332.5 \text{ KN/m}^2 \text{ Condition vérifiée}$$

A l'ELS : $M_y=63348.236 \text{ KN.m}$

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{73075.13}{518.84} + \frac{63348.236 \text{ KN}}{12204.25} \times 8.6 = 185.74 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{73075.13}{518.84} - \frac{63348.236 \text{ KN}}{12204.25} \times 8.6 = 96.21 \text{ KN/m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 185.74 + 96.21}{4} = 163.155 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{sol} = 250 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 163.155 \frac{KN}{m^2} < \sigma_{sol} = 250KN/m^2 \text{ Condition vérifiée}$$

❖ **Vérification au poinçonnement BAEL91 [Art.A.5.2.42] :**

Aucun calcul au poinçonnement n'est exigé si la condition suivante est satisfaite :

$$N_u \leq \frac{0.045 \mu_c \cdot h \cdot f_{c28}}{\gamma_b}$$

N_u : Charge de calcul à l'ELU pour le poteau

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.

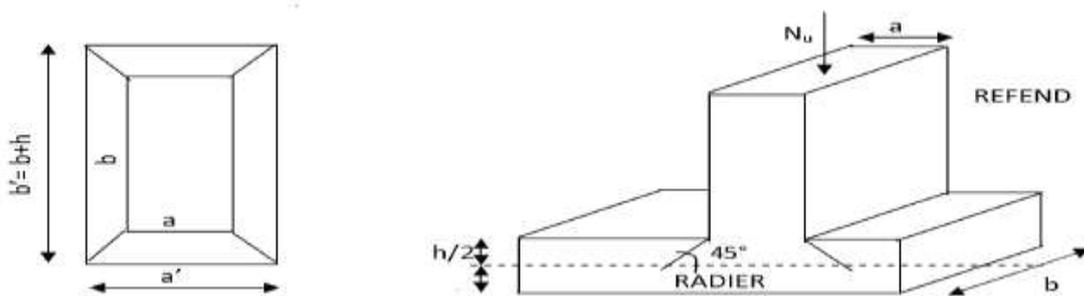


Figure VII.2 : Périmètres utiles des voiles et des poteaux

- **Calcul du périmètre utile μ_c :**
 - **Poteaux : (le plus sollicité)**

$$\mu_c = 2(a' + b') = 2(a + b + 2 \cdot h) = 2(0.50 + 0.50 + 2 \times 0.90) = 5.6 \text{ m}$$

$$N_u = 2265.39 \text{ KN}$$

$$N_u \leq \frac{0.045(5.6) \times 0.90 \times 25000}{1.5} = 3780 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

- **Voile :**

$$\mu_c = 2(a' + b') = 2(a + b + 2 \cdot h) = 2 \times (0.2 \times 3.50 + 2 \times 0.90) = 11 \text{ m}$$

$$N_u = 1622.16 \text{ KN}$$

$$N_u \leq \frac{0.045(11) \times 0.90 \times 25000}{1.5} = 7965 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

❖ **Vérification à l'effort sous pression :**

$$P \geq \alpha \times S_{rad} \times \gamma \times Z$$

P : poids total à la base du radier.

Z : profondeur de l'infrastructure $Z = 1.15$ m.

α : coefficient de sécurité vis-à-vis du soulèvement $\alpha = 1.5$

$P = G_t = 62284.59$ KN

$$P = 62284.59 \text{ KN} \geq 1.5 \times 518.84 \times 10 \times 0.90 = 8950 \text{ KN}$$

VII.5) Ferrailage du radier :

Pour le ferrailage du radier, nous utiliserons les méthodes exposées dans le (BEAL 91)

VII.5.1) Ferrailage de la dalle :

- **Ferrailage des panneaux encastrés sur 4 appuis** : Nous distinguons deux cas :
 - **1er Cas** : $\rho < 0,4$ la flexion longitudinale est négligeable.

$$M_{ox} = q_u \cdot \frac{L_x^2}{8} \text{ et } M_{oy}$$

- **2eme Cas** : $0.4 \leq \rho \leq 1$ 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 : $M_{ox} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2$

Dans le sens de la grande portée L_y : $M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox}$

Les coefficients $\mu_x; \mu_y$ sont donnés par les tables de PIGEAUD.

Avec : $\rho = \frac{L_x}{L_y}$ 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'armatures, en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

📌 Identification du panneau le plus sollicité :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4}{4.3} = 0.93 \quad \text{Le panneau travaille dans les 2 sens}$$

- **Les contraintes moyennes max :**

$$\text{ELU} : \sigma_m = 215.56 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{ELS} : \sigma_m = 163.15 \text{ KN/m}^2$$

Les contraintes prises en compte dans les calculs :

$$\text{A l'ELU} : q_{um} = \sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 215.65 - \frac{10561.82}{518.84} = 195.203 \text{ KN/ml}$$

$$\text{A l'ELS} : q_{sm} = \sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 163.15 - \frac{10561.82}{518.84} = 142.79 \text{ KN/ml}$$

	ELU $\nu = 0$	ELS $\nu = 0.2$
μ_x	0.0428	0.050
μ_y	0.841	0.891

✚ **Calcul des armatures a l'ELU :**

- **Evaluation des moments M_x ; M_y :**

$$M_{ox} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2 = 0.0428 \times 195.203 \times 4^2 = 133.67 \text{ KN.m}$$

$$M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox} = 0.841 \times 133.67 = 112.42 \text{ KN.m}$$

Remarque :

Afin de tenir compte des semi encastremets de cette dalle au niveau des nervures, les moments calculés seront minorés en leur effectuant **(0.5)** aux **appuis** et **(0.75)** en **travées**.

- **Sens x-x :**

$$M_s^a = 0.5 \times 133.67 = 66.835 \text{ KN.m}$$

$$M_s^t = 0.75 \times 133.67 = 100.25 \text{ KN.m}$$

- **Sens y-y :**

$$M_s^a = 0.5 \times 112.42 = 56.21 \text{ KN.m}$$

$$M_s^t = 0.75 \times 112.42 = 84.315 \text{ KN.m}$$

Le ferrailage se fait dans les deux sens (x-x et y-y). Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Avec : $\mu_u = \frac{M}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} < 0.392 \rightarrow \text{SSA}$

$$\mu_u = \frac{M}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} > 0.392 \rightarrow \text{SDA}$$

$$A_s = \frac{M}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$

Sens	Zone	M(ELU) (KN.m)	μ	B	Obs	A (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)	S _t (cm)
XX	Appui	66.835	0.097	0.948	SSA	9.21	8HA14=12.31	12.5
	Travée	100.25	0.145	0.921	SSA	14.217	8HA16=16.09	12.5
YY	Appui	56.21	0.081	0.957	SSA	7.67	6HA14=9.23	15
	Travée	84.315	0.122	0.935	SSA	11.77	6HA16 = 12.06	15

Tableau VII.2 : Ferrailage du panneau le plus sollicité

✚ **Vérification a l'ELU :**

- **Condition de non fragilité (BAEL 91, Art 4.2.1) :**

$$A_{min} = \delta_0 \cdot b \cdot h \frac{3 - L_x}{L_y} \text{ avec } \delta_0 = 0.0008 \text{ pour HA FeE400}$$

$$A_{min} = 0.0008 \times 100.25 \frac{3 - 0.93}{2} = 2.07 \text{ cm}^2/ml$$

Les sections choisies que se soit en travée ou en appui dans les deux sens sont nettement supérieur à la condition minimale

▪ **Vérification des espacements : (BAEL91/A8.2, 42) :**

L'écartement des armatures d'une nappe ne doit pas dépasser les valeurs ci-dessous, dans lesquels h désigne l'épaisseur totale de la dalle

Sens x-x :

$$S_t \leq \min[3h; 33\text{cm}] = 33\text{cm}$$

$$S_t = 12.5\text{cm} \leq 33\text{cm}$$

Sens y-y :

$$S_t \leq \min[4h; 45\text{cm}] = 33\text{cm}$$

$$S_t = 15\text{cm} \leq 45\text{cm}$$

✚ **Calcul et vérification des armatures a l'ELS :**

• **Evaluation des moments M_x ; M_y :**

$$M_{ox} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2 = 0.050 \times 142.79 \times 4^2 = 114.232 \text{ KN.m}$$

$$M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox} = 0.891 \times 114.232 = 101.78 \text{ KN.m}$$

▪ **Sens x-x :**

$$M_s^a = 0.5 \times 114.232 = 57.12 \text{ KN.m}$$

$$M_s^t = 0.75 \times 114.232 = 85.67 \text{ KN.m}$$

▪ **Sens y-y :**

$$M_s^a = 0.5 \times 101.78 = 50.89 \text{ KN.m}$$

$$M_s^t = 0.75 \times 101.78 = 76.34 \text{ KN.m}$$

Sens	Zone	M (ELS) (KN.m)	μ	B	Obs	A (cm ²)	A _{adopté a l'ELU} (cm ²)	Obs
XX	Appui	57.12	0.083	0.956	SSA	7.80	12.31	Vérifié
	Travée	85.67	0.124	0.934	SSA	1.20	16.09	Vérifié
YY	Appui	50.89	0.074	0.962	SSA	6.90	9.23	Vérifié
	Travée	76.34	0.122	0.941	SSA	1.06	12.06	Vérifié

Tableau VII.3 : Vérification des sections a l'ELS

▪ **Vérification des contraintes dans le béton (sens x-x) :**

$$\sigma_{bc} = K\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28}$$

En travée :

$$\text{On a : } \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_d d A_{st}}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 12.31}{100 \times 22} = 0.559 \rightarrow \beta_1 = 0.889; k = 35.50 ;$$

$$\sigma_{st} = \frac{57.12 \times 10^6}{0.901 \times 22 \times 12.31} = 237.25 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K\sigma_{st} = 0.028 \times 237.25 = 7.89 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 7.89 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Aux appuis :

$$\rho_1 = 0.731 \rightarrow \beta_1 = 0.876; k = 25.32 ;$$

$$\sigma_{st} = 276.27 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 10.91 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 10.91 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

VII.5.2) Ferrailage du débord :

Le débord est assimilé a une console courte encastree dans le radier de longueur L = 50cm soumise a une charge uniformement repartie

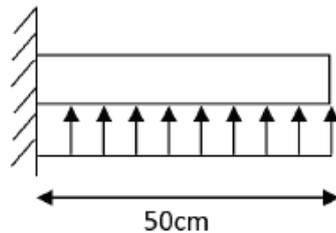


Figure VII.3 : Schéma statique du débord

✚ Sollicitation des calculs :

A l'ELU :

$$M_u = \frac{-q_u \cdot L^2}{2} = \frac{-195.203 \times 0.50^2}{2} = -24.40 \text{ KN.m}$$

A l'ELS :

$$M_s = \frac{-q_s \cdot L^2}{2} = \frac{-142.79 \times 0.50^2}{2} = -17.84 \text{ KN.m}$$

✚ Calcul des armatures :

a) Armatures principales :

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{24.40}{100 \times 22^2 \times 14.2} = 0.035 \rightarrow SSA \rightarrow \beta = 0.982$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{24.40}{0.982 \times 22 \times 237.25} = 3.24 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Soit } A_u = 4HA12 = 4.62 \text{ cm}^2$$

Avec : $S_t = 25 \text{ cm}$

b) Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_u}{4} = \frac{4.62}{4} = 1.155 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } A_r = 4HA10 = 3.14 \text{ cm}^2$$

Avec : $S_t = 25 \text{ cm}$

✚ Vérification a l'ELU :

▪ Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{c28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 22 \times 2.1}{400} = 2.65 \text{ cm}^2$$

$$A_u = 4.62 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2.65 \text{ cm}^2 \text{ Condition vérifiée}$$

$$A_r = 3.14 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2.65 \text{ cm}^2$$

✚ Vérification a l'ELS :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{24.40}{17.84} = 1.367$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.433$$

$$\mu_s = 0.026 \rightarrow \alpha = 0.033$$

$$\alpha = 0.033 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.433 \text{ Condition vérifiée}$$

Il n'y a pas lieu de faire la vérification des contraintes à l'ELS :

VII.5.3) Ferrailage de la nervure :

La nervure sera calculée comme une poutre continue sur plusieurs appuis.

Pour le calcul du ferrailage, on choisit la nervure la plus sollicitée dans les deux sens, pour le calcul des efforts internes maximaux, on ramènera ces types de chargement a des repartions simplifiées constituant des uniformément repartie

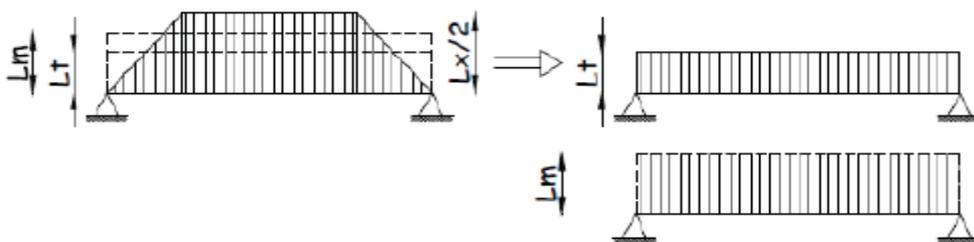


Figure VIII.4: Présentation de chargement simplifié

Deux types de chargement peuvent se présenter :

Remarque :

Les réactions du sol sont transmises aux nervures sous forme de charge triangulaire et trapézoïdale

1er Cas: Chargement triangulaires :

Moment fléchissant : $L_m = 0.333 \times L_x$.

Effort tranchant : $L_t = 0.25 \times L_x$.

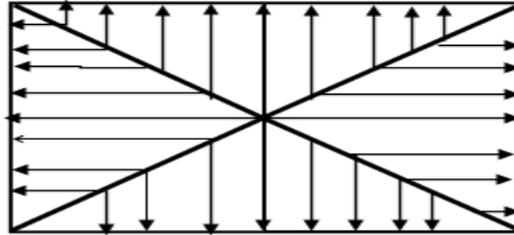


Figure VIII.5: Répartition triangulaire

2ème Cas: Chargement trapézoïdale :

Moment fléchissant : $L_m = L_x(0.5 - \rho_x^2/6)$.

Effort tranchant : $L_t = L_x(0.5 - \rho_x^2/4)$.

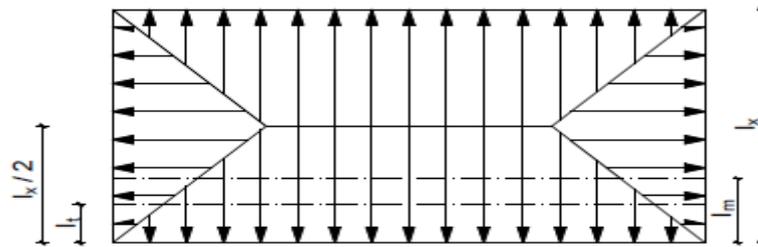


Figure VIII.6: Repartition trapézoïdale.

➤ Pour les moments fléchissant :

$$Q_{Mu} = q_u \cdot L_m$$

$$Q_{Ms} = q_s \cdot L_m$$

➤ Pour les efforts tranchant :

$$Q_{tu} = q_u \cdot L_t$$

$$Q_{ts} = q_s \cdot L_t$$

• Détermination des charges :

A L'ELU:

$$q_u = \left(\sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \frac{G_{ner}}{S_{ner}} \right) = \left(215.56 - \frac{1056.82}{518.84} - \frac{2486.41}{198.88} \right) = 207.70 \text{ KN/m}^2$$

A L'ELS:

$$q_s = \left(\sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \frac{G_{ner}}{S_{ner}} \right) = \left(135.67 - \frac{1056.82}{518.84} - \frac{2486.41}{198.88} \right) = 102.811 \text{ KN/m}$$

- **Charges à considérer :**

Sens x-x

$$L_m = L_x(0.5 - \rho_{x^2}/6) = 1.423 \text{ m}$$

$$L_t = L_x(0.5 - \rho_{x^2}/4) = 1.135 \text{ m}$$

Sens y-y

$$L_m = L_x(0.5 - \rho_{x^2}/6) = 1.530 \text{ m}$$

$$L_t = L_x(0.5 - \rho_{x^2}/4) = 1.220 \text{ m}$$

Sens x-x

$$Q_{Mu} = q_u \cdot L_m = 207.70 \times 1.423 = 295.55 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{Ms} = q_s \cdot L_m = 102.811 \times 1.423 = 116.69 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{tu} = q_u \cdot L_t = 207.70 \times 1.135 = 235.74 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{ts} = q_s \cdot L_t = 102.811 \times 1.135 = 146.30 \text{ KN/ml}$$

Sens y-y

$$Q_{Mu} = q_u \cdot L_m = 207.70 \times 1.530 = 317.78 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{Ms} = q_s \cdot L_m = 102.811 \times 1.530 = 125.43 \text{ KN/ml}$$

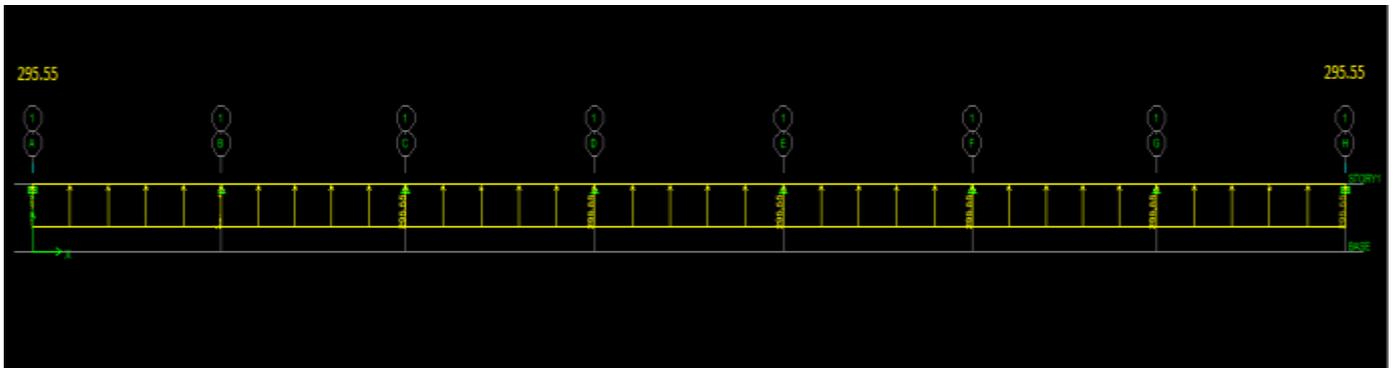
$$Q_{tu} = q_u \cdot L_t = 207.70 \times 1.220 = 253.39 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{ts} = q_s \cdot L_t = 102.811 \times 1.220 = 157.31 \text{ KN/ml}$$

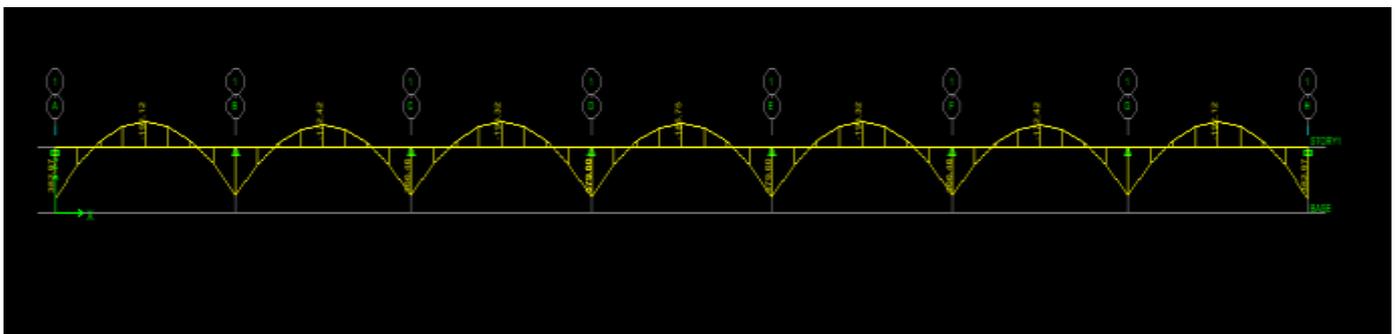
Diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchant :

1) Sens longitudinale :

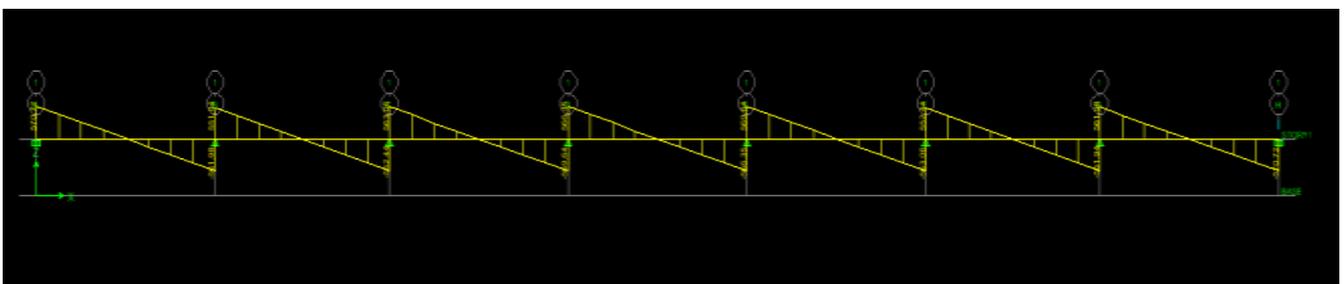
a) Schéma statique de la nervure(ELU) :



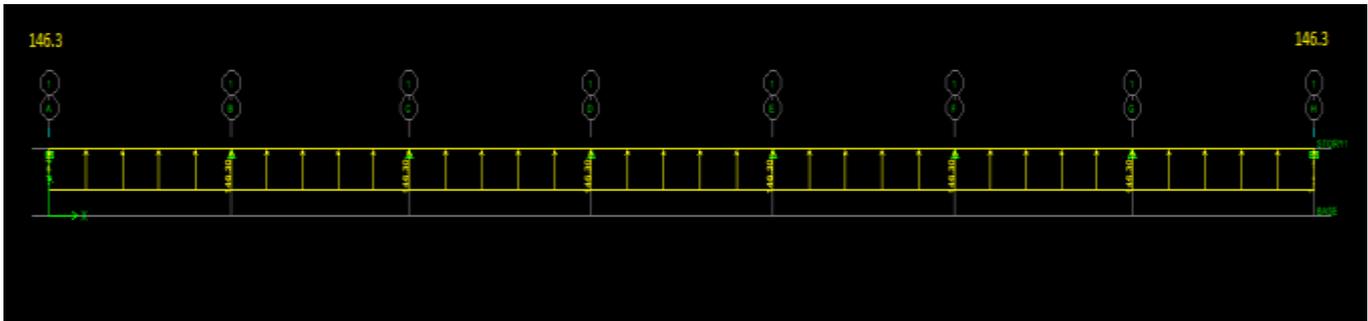
B) Diagramme des moments fléchissant (ELU) :



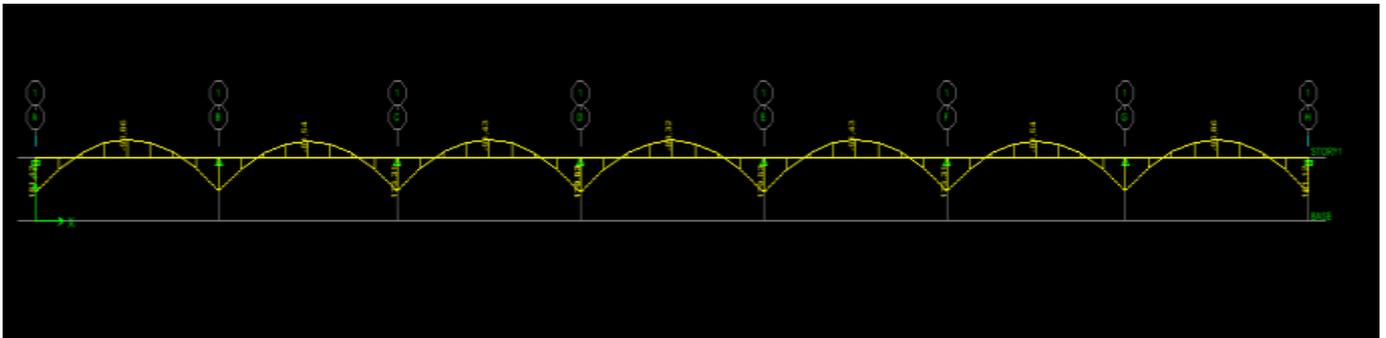
C) Diagramme des efforts tranchants (ELU) :



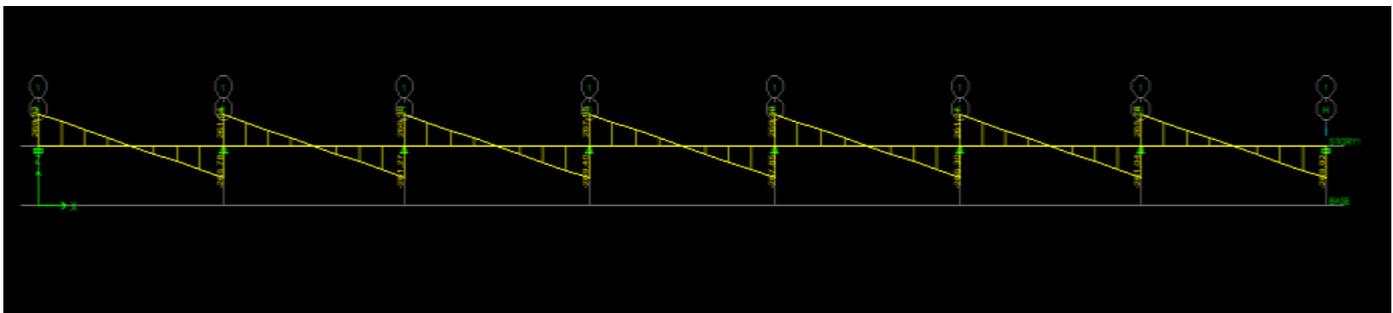
D) Schéma statique de la nervure(ELS) :



E) Diagramme des moments fléchissant (ELS) :

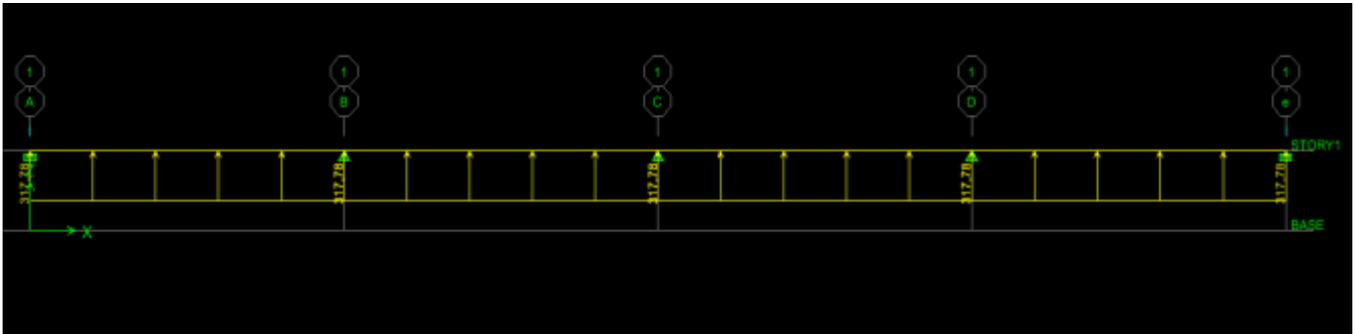


F) Diagramme des efforts tranchants (ELS) :

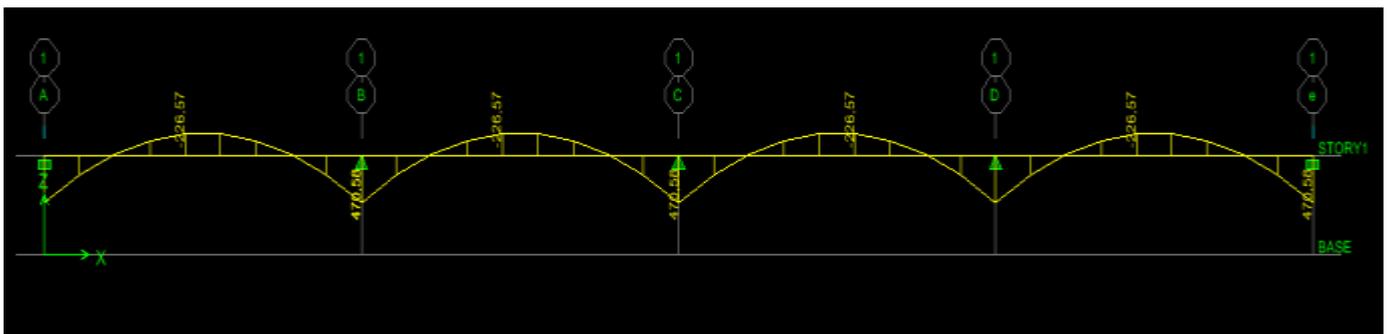


1) Sens transversale :

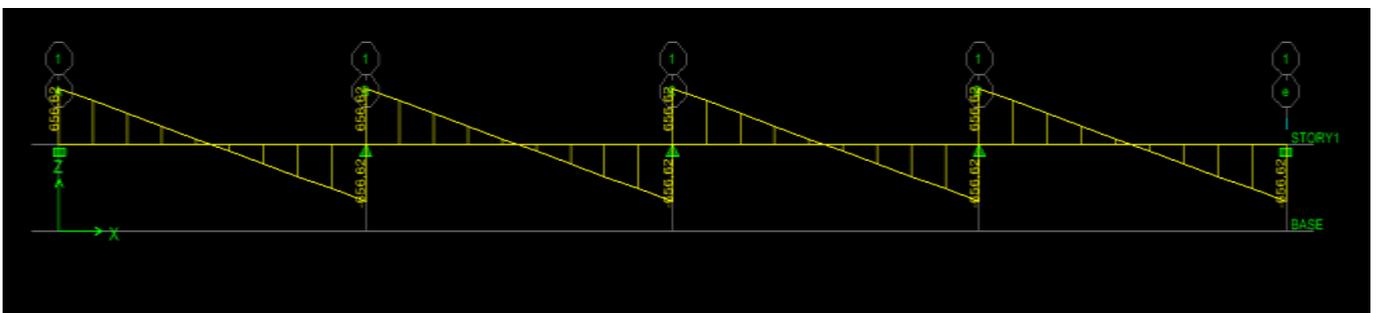
A) Schéma statique de la nervure (ELU) :



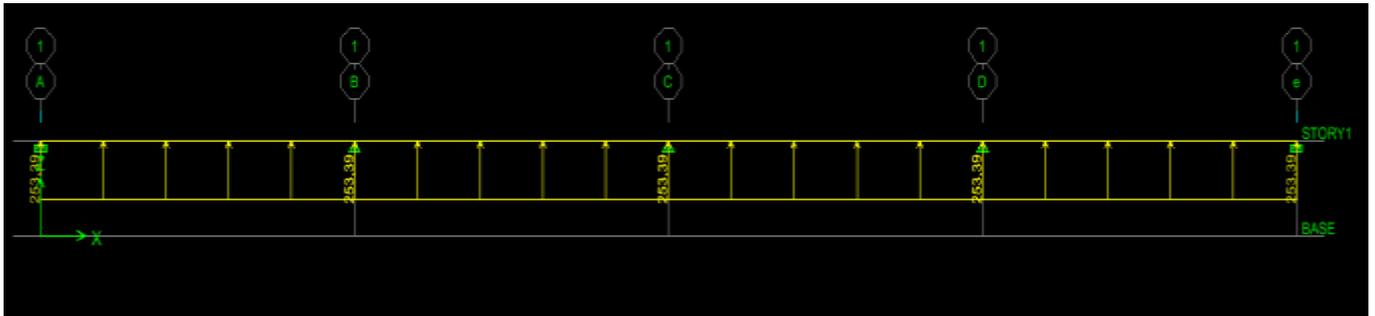
B) Diagramme des moments fléchissant (ELU) :



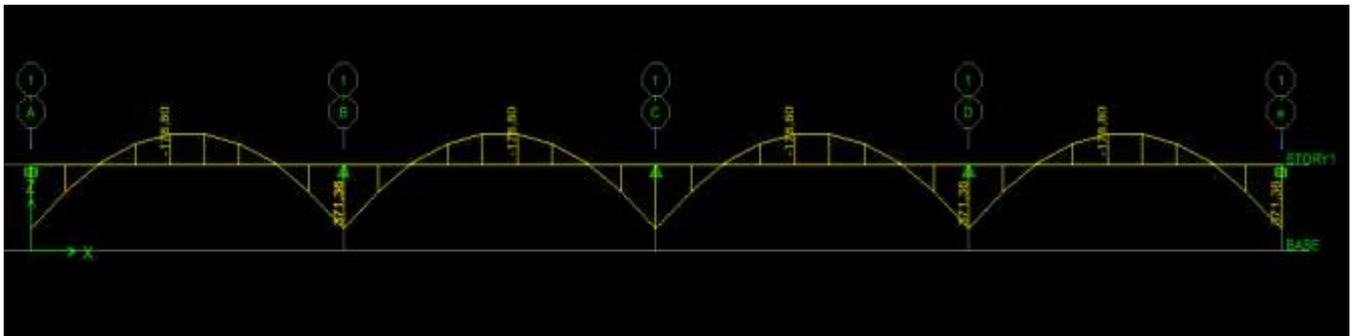
C) Diagramme des moments fléchissant (ELU) :



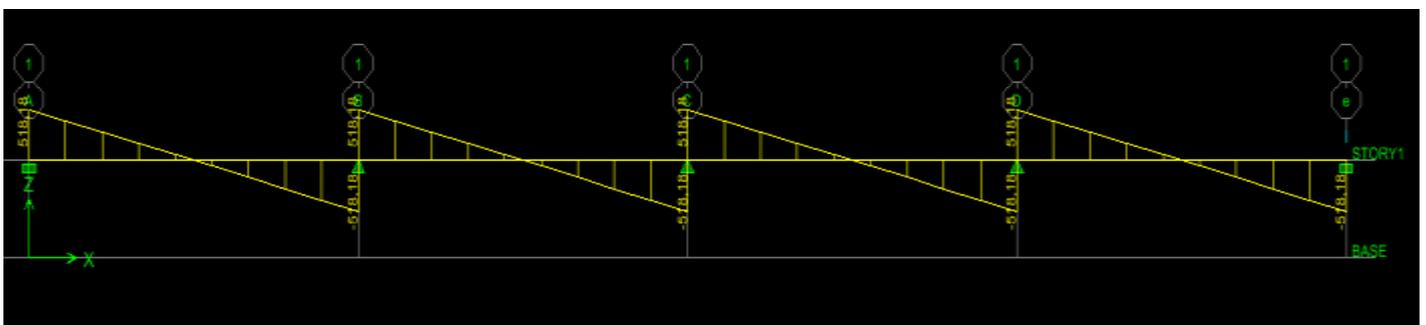
D) Schéma statique de la nervure (ELS) :



E) Diagramme des moments fléchissant (ELS) :



F) Diagramme des efforts tranchants (ELS) :



	Sens longitudinal		Sens transversal	
	ELU	ELS	ELU	ELS
M_a (KN.m)	382.97	181.12	470.58	223.32
M_t (KN.m)	193.32	91.43	226.57	107.52
T_{max} (KN)	570.72	269.92	656.62	429.96

Tableau VII.4 : effort internes

VIII.7- Le ferrailage :

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau ci-dessous

$$b = 55 \text{ cm}, h = 90 \text{ cm}, d = 87 \text{ cm}, f_{bc} = 14, 2 \text{ MPa}, \sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$$

Sens	Zone	M (KN.m)	μ	Obs	β	A_s (cm ²)	ferrailage	$A_{adopté}$ (cm ²)
x-x	Appui	382.97	0.060	SSA	0.969	13.05	6HA20	18.35
	Travée	193.32	0.032	SSA	0.984	6.49	6HA14	9.23
y-y	Appui	470.58	0.079	SSA	0.958	16.22	6HA20	18.35
	Travée	226.57	0.038	SSA	0.981	7.63	6HA14	9.23

Tableau VII.5 : ferrailage de la nervure

✚ Vérification a l'ELU :

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{c28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 55 \times 87 \times 2.1}{400} = 5.77 \text{ cm}^2$$

$$A_{adoptés} > A_{min} = 5.77 \text{ cm}^2 \text{ Condition vérifiée}$$

- **Espacement des armatures :**

- **Zone nodale :**

$$S_t \leq \min \left[\frac{h}{4}; 12\phi \right] = \min [22.5; 24]$$

$$S_t = 18 \text{ cm} < 22.5 \text{ cm} \text{ Condition vérifiée}$$

- **Zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{90}{2} = 45 \text{ cm}$$

$$S_t = 20 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \text{ Condition vérifiée}$$

▪ **Armatures transversale :**

Diamètre des armatures transversales :

$$\phi_t = \frac{\phi_l}{3} = \frac{20}{3} = 6.66mm \rightarrow \phi_t = 8mm$$

Zone nodale : $A_{min} = 0.003S_t \times b = 1.98 \text{ cm}^2$

Zone courante : $A_{min} = 0.003S_t \times b = 1.98 \text{ cm}^2$

Soit $A_t = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$

▪ **Armatures de peau (BAEL/Art 4.5.34) :**

Des armatures dénommées (armatures de peau) sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grandes hauteur, leur section est au moins égale à 3 cm^2 par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction, en l'absence de ces armatures, on risquerait d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées

Dans notre cas, la hauteur de la nervure est de 90 cm ; la quantité d'armatures de peau nécessaire est donc :

$$A_p = 3 \times 0.90 = 2.7 \text{ cm}^2 \text{ par parois}$$

Soit : $2HA14 = 3.01 \text{ cm}^2$

a) Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_{umax}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left[\frac{0.15f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa \right] = 2.5$$

• **Sens longitudinale :**

$$\tau_u = \frac{570.72 \times 10^3}{550 \times 870} = 1.19 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = \min \left[\frac{0.15f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa \right] = 2.5 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

• **Sens transversales :**

$$\tau_u = \frac{656.62 \times 10^3}{550 \times 870} = 1.37 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = \min \left[\frac{0.15f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa \right] = 2.5 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

✚ **Vérification a l'ELS :**

▪ **Vérification de la contrainte dans l'acier et le béton :**

On doit vérifier que :

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

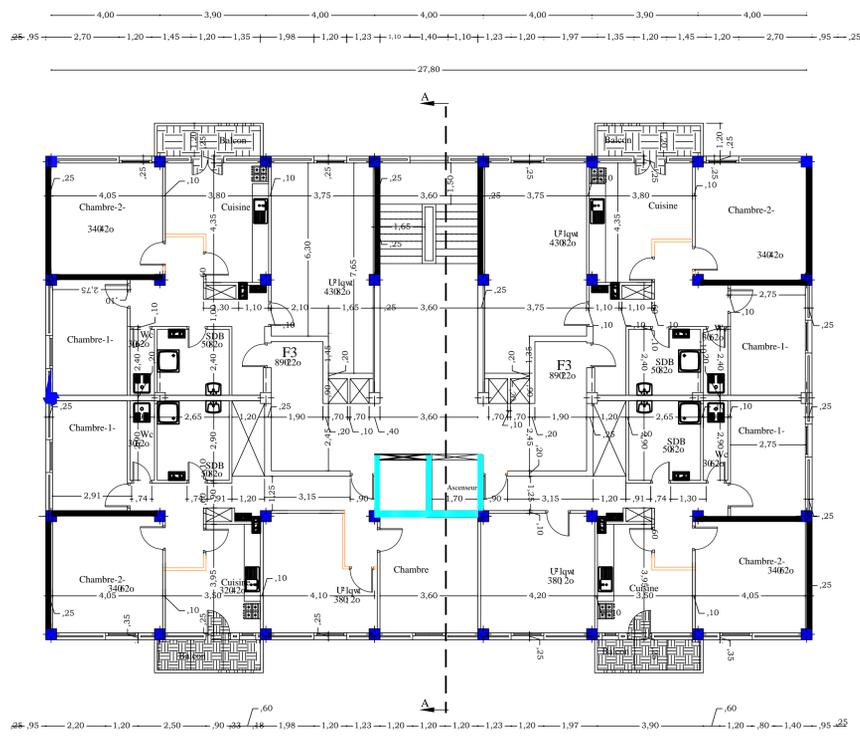
$$\sigma_{bc} = K\sigma_s \leq 15 \text{ MPa}; \rho = \frac{100 \times A_s}{b \cdot d}; \sigma_s = \frac{M_s}{\beta d A_s}$$

Les résultats des vérifications des contraintes dans le béton et les aciers sont résumés dans le tableau suivant :

		M_s (KN.m)	A_s (cm ²)	ρ_1	β_1	K_1	σ_s (Mpa)	σ_{st} (Mpa)	Obs	σ_{bc} (Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	Obs
x- x	Appuis	181.12	18.35	0.377	0.905	37.63	125.36	201	vérifiée	3.33	15	vérifiée
	Travées	93.32	9.23	0.186	0.930	56.43	124.95		vérifiée	2.21		vérifiée
y- y	Appuis	223.32	18.35	0.337	0.905	37.63	154.56	201	vérifiée	4.10	15	vérifiée
	Travées	107.52	9.23	0.186	0.930	56.43	143.97		vérifiée	2.55		vérifiée

Tableau VII.5 : Vérification de la contrainte dans l'acier et le béton

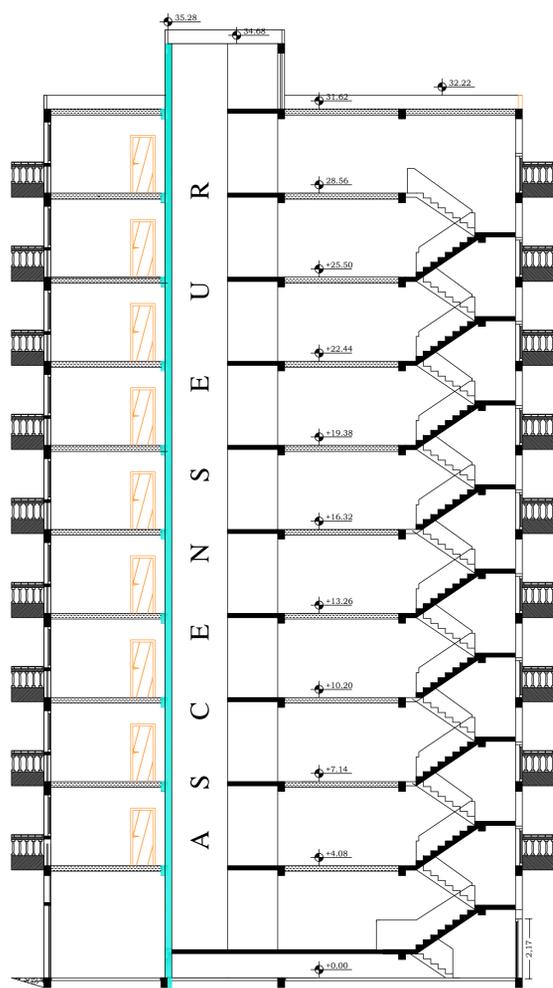
PLANS D'ARCHITECTURE



PLAN ETAGE COURANT



PLAN RDC



COUPE A-A



FACADE PRINCIPALE

PLANS D'EXECUTION

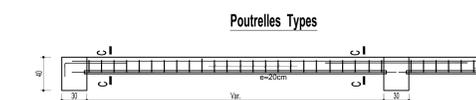
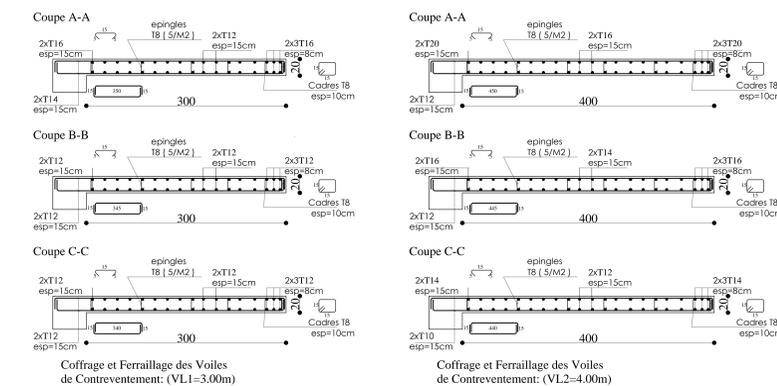
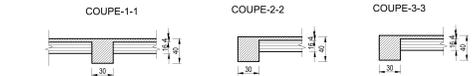
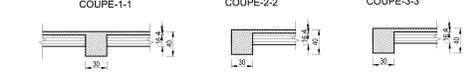
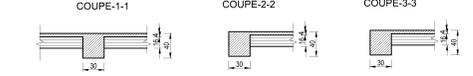
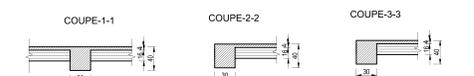
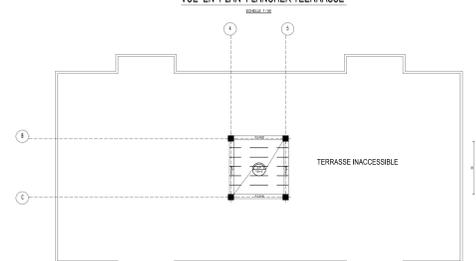
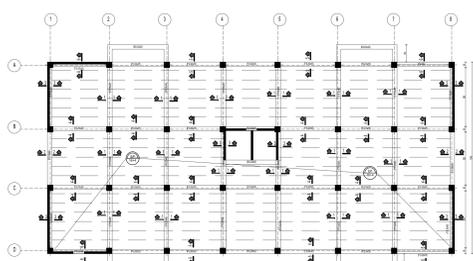
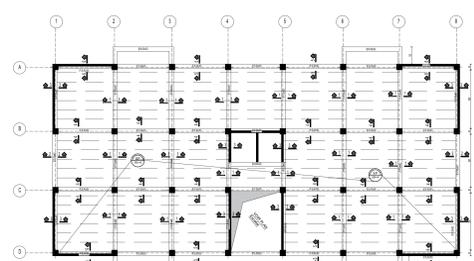
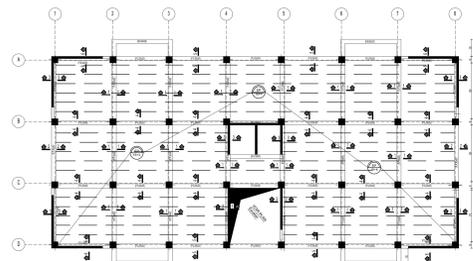
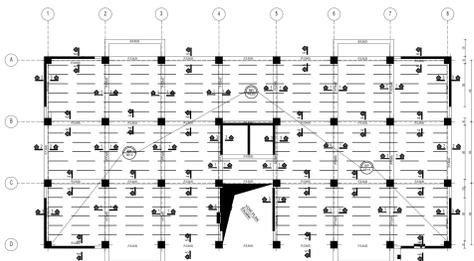
VUE EN PLAN PLANCHER NIV.+4.08, +7.14, +10.20

VUE EN PLAN PLANCHER NIV.+13.26, +16.32, +19.38

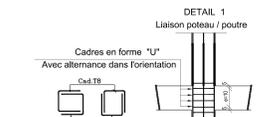
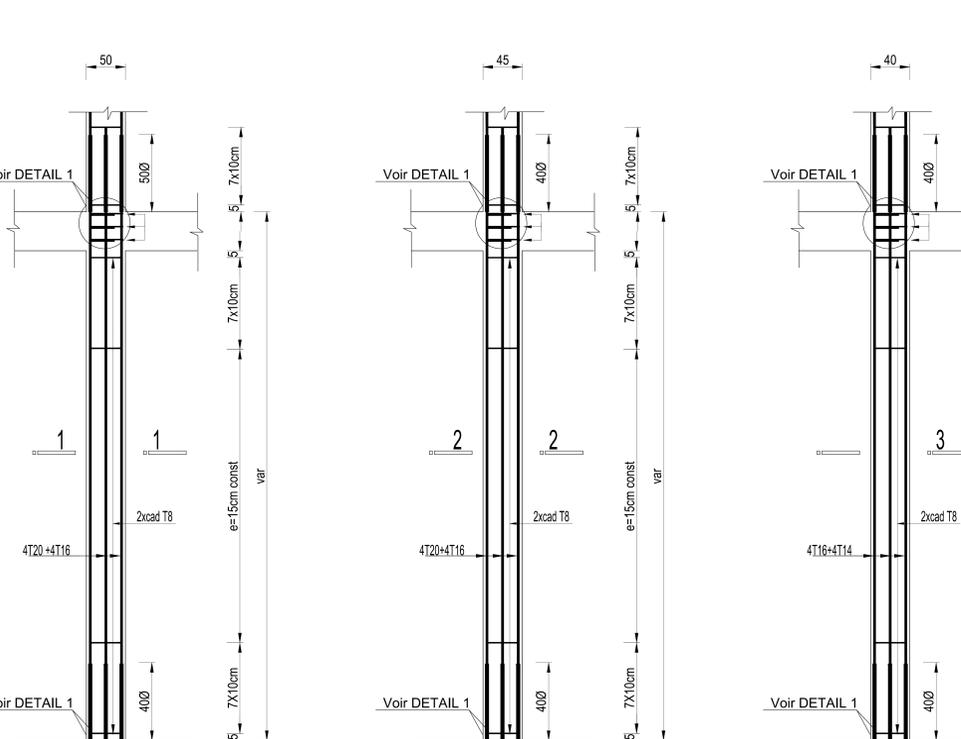
VUE EN PLAN PLANCHER NIV.+22.44, +25.50

VUE EN PLAN PLANCHER NIV.+28.56

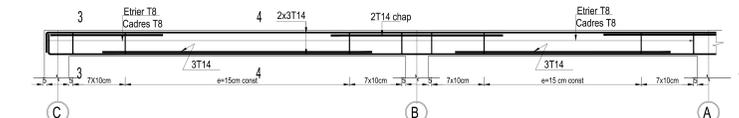
VUE EN PLAN PLANCHER TERRASSE



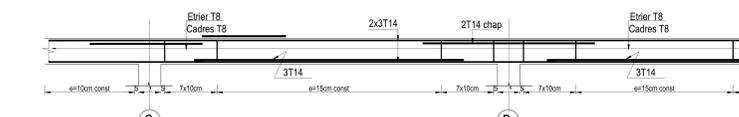
FERR- POTEAUX P1(50X50) ECH:1/25
FERR- POTEAUX P2(45X45) ECH:1/25
FERR- POTEAUX P3(40X40) ECH:1/25



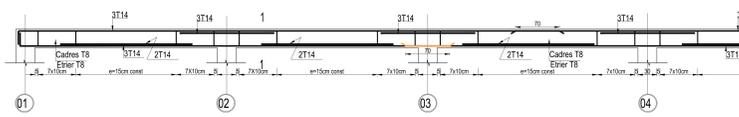
FERRAILLAGE POUTRES PRINCIPALES 30X40 : AXE 1, 4, 5 et 8



FERRAILLAGE POUTRE : AXE 2, 3, 6 et 7



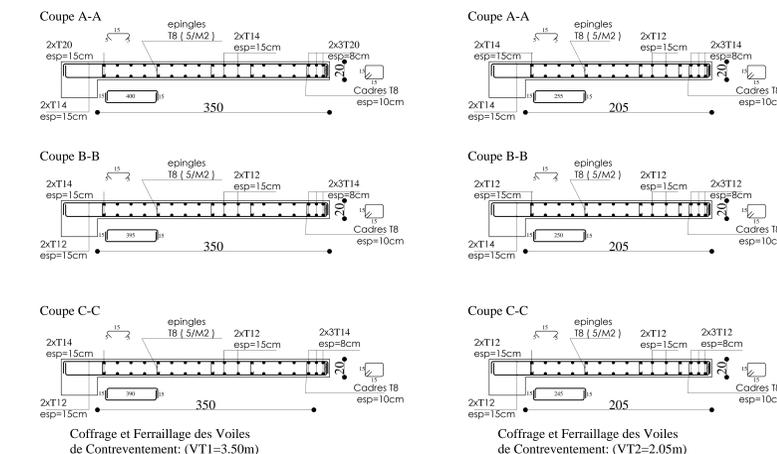
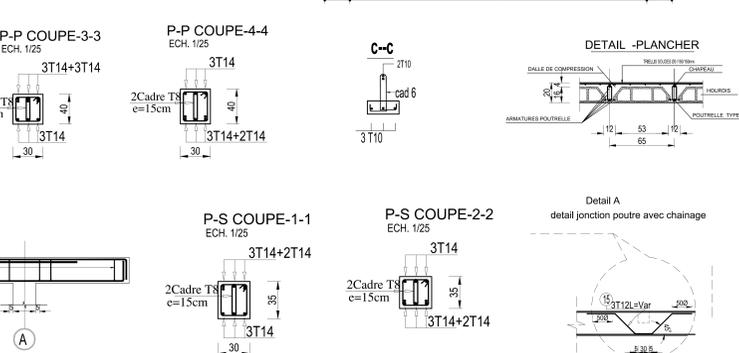
FERRAILLAGE POUTRES SECONDAIRES 30X35 : AXE A, B, C et D



FERRAILLAGE DES NERVURES (40x70) SENS Y-Y



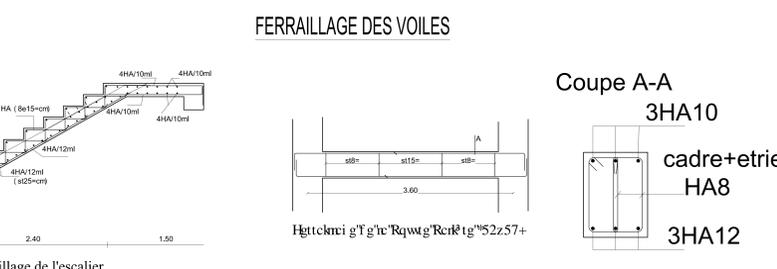
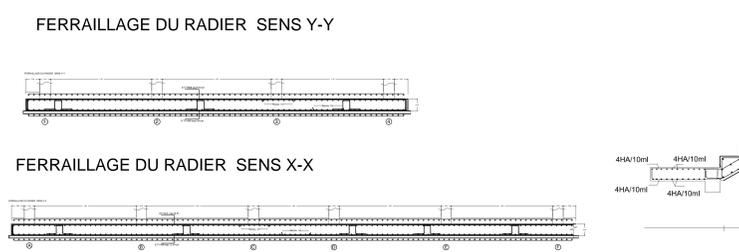
FERRAILLAGE DES NERVURES (40x70) SENS X-X



FERRAILLAGE DU RADIER SENS Y-Y



FERRAILLAGE DU RADIER SENS X-X



Conclusion

L'étude de ce projet nous a permis de mettre un premier pas dans la vie professionnelle, il nous a permis aussi d'avoir un regard sur les méthodes de travail, et les procédures qui suit un ingénieur en Génie Civil dans la vie réelle.

Les difficultés rencontrées au cours de l'étude, nous ont conduit à se documenter, à chercher et à se poser des questions ce qui a permis d'approfondir d'avantage nos connaissances en Génie Civil.

Ce dernier nous a permis aussi de connaître les différents systèmes de contreventement et les joindre aux genres de construction qui lui sont adéquats, et les précautions à prendre pour éviter l'effondrement immédiat de la construction chose qui est déduit du **RPA99 version 2003**.

Nous avons aussi pris conscience de l'évolution considérable du génie civil sur tous les niveaux en particulier dans le domaine d'informatique (logiciel du calcul), comme exemple nous citerons **ETABS** que nous avons appris à utiliser durant la réalisation de ce projet

Enfin, nous espérons que ce travail sera un point de départ pour d'autres projets dans la vie professionnelle, et il sera d'une grande utilité pour les promotions à venir.

Bibliographie

- BAEL 91 règles techniques de conception et de calcul des ouvrages de construction en béton armé suivant la méthode des états limites.
- Béton armé BAEL 91 modifié et DTU associés (Jean-Pierre MOUGIN)
- Pratiques du BAEL 91, cours et exercices corrigées.
Jean PERCHAT ,Jean ROUX
- Règle parasismiques Algérienne (RPA 99 Version 2003).
- Formulaire du béton armé Victor DAVIDOVICHI
- Précis de calcul en Béton armé H.RENAUD et J.LAMIRAULT
- DTR B-C 2-2 charges permanentes et charges d'exploitation.
- Cour et TD des années de spécialité.
- Mémoires de fin d'étude des promotions précédentes.