



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOD MAMMARI DE TIZI-OUZOU
FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL



Mémoire de fin d'études

En vue d'obtention du diplôme de Master en Génie Civil
Option : Constructions Civiles et Industrielles.

Thème

ETUDE D'UNE STRUCTURE (R+9 + S-S + E-S)
A USAGE D'HABITATION ET COMMERCIAL,
CONTRVENTE PAR VOILE
(APPLICATION ETABS 9.7)

Réalisé par :

- Mr: ZALOUK MALIK
- Mr: YAHIAOUI SOFIANE

Dirigé par :

M^{me} : AKMOUSSI

Promotion 2015/2016

Remerciement

Toute notre reconnaissance et remerciement à Dieu, le tout puissant qui nous a donné la force, le courage et la volonté pour élaborer ce modeste travail.

C'est avec une profonde reconnaissance et considération particulière que nous remercions notre promotrice **Mme AKMOUSSI** pour la sollicitude avec laquelle il a suivi et guidé ce travail.

Il nous est agréable de pouvoir exprimer nos sentiments de reconnaissance aux enseignants et personnel de la bibliothèque du département de Génie Civil ainsi qu'à tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à l'élaboration de ce modeste travail.

Enfin nos sincères remerciements et notre profonde gratitude s'adressent également aux membres du jury qui nous feront l'honneur de juger notre projet.

Merci.

Dédicaces

Je dédie ce travail à :

Ames très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, ma mère qui a été à mes côtés et m'a soutenu durant toute ma vie, et mon père qui a Sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis, Merci mes parents.

A mes très chers frères DJAMEL et ZAHIR,

A ma très chère sœur SAMIRA.

A toute ma famille sans exception et tous mes proches.

Ames camarades : Sofiane ,Boualam ,Moh ,Redouane ,Salimetc.

A tous mes amis(es) et à tous ceux qui me connaissent de proche ou de loin

A mon binôme YAHIAOUI SOFIANE avec lui j'ai eu le plaisir de partager ce projet de fin d'étude ainsi tout sa famille.

Et, à toute la promotion Génie Civil (2015-2016).

ZALOUK MALIK

Dédicaces

Je dédie ce travail à :

Ames très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, ma mère qui a été à mes côtés et m'a soutenu durant toute ma vie, et mon père qui a Sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis, Merci mes parents.

A mon très cher frère MOULOUD.

A ma très chère sœur DJAMILA.

A toute ma famille sans exception et tous mes proches.

Ames camarades : Malik, Moh, Sofiane, Nassim, Hakimetc.

A tous mes amis(es) et à tous ceux qui me connaissent de proche ou de loin

A mon binôme ZALOUK MALIK avec lui j'ai eu le plaisir de partager ce projet de fin d'étude ainsi tout sa famille.

Et, à toute la promotion Génie Civil (2015-2016).

YAHIAOUI SOFIANE.

SOMMAIRE

Introduction Générale :	1
Chapitre I : Présentation de l'ouvrage.....	2
Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments.	11
Chapitre III : Calcul des éléments :	
• III-1-Acrotère.....	28
• III-2-Plancher (corps creux)	35
• III-3-balcon	53
• III-4-escalier	69
• III-5-poutre palière	86
• III-6-salle machine.....	94
Chapitre IV : présentation de logiciel etabs	104
Chapitre V : vérification des resultats	118
Chapitre VI : ferrailage des portiques :	
• VI-1-poutres.....	132
• VI-2- poteaux.....	145
Chapitre VII : ferrailage des voiles	166
Chapitre VIII : Etude de l'infrastructure.....	177
Chapitre IX : Etude du mur plaque	203
Conclusion	
Bibliographie	

Introduction

INTRODUCTION GENERALE

Le Génie civil est l'ensemble des activités conduisant à la réalisation de tout ouvrage

lié au sol. Ces activités se subdivisent en deux grandes catégories :

- Les bâtiments (ouvrages abritant des individus ou des biens).
- Les Travaux Publics : ouvrages de construction d'utilité générale.

L'objectif final de ce projet est de nous mettre en situation réelle d'ingénieur génie civil pour le calcul des différentes parties d'une construction ayant des contraintes physiques, esthétique et économiques à respecter, tout en respectant la réglementation en terme de résistance et fonctionnalité, confort mais aussi des contrainte économiques.

L'objectif final visé est d'acquérir la méthode et la rigueur d'analyse des résultats, valider les hypothèses, faire des choix et savoir les justifier.

Le travail de calcul et de vérification est mené en respectant les étapes suivantes:

- Avant tous calculs, la première phase consiste à examiner toutes les données du projet, décrire la situation géographique et environnementale de l'ouvrage, vérifier la conformité de la conception architecturale au règlement en vigueur:

Décrire la construction, dimensions, groupe d'usage, site et zone d'implantation, etc.

- Etude statique générale du bâtiment, pré-dimensionnement des éléments de la structure en respectant les conditions de résistance aux charges statique et en respectant les conditions de déformations limites comme la flèche, le flambement, ainsi que les conditions de fissurations admissibles...

- Etude dynamique de la structure en respectant les conditions réglementaires Parasismiques algériennes la structure est soumise aux actions sismiques par introduction d'un spectre de calcul du règlement parasismique Algérien RPA99/version 2003, et sa réponse est calculée en utilisant le logiciel ETABS version 9.7

- Après ces calculs, on procède alors à la partie ferrailages des éléments à l'issue de ces différentes étapes de calculs et de vérifications, nous avons alors établie les plans d'exécution et les plans de ferrailage des différents éléments de la construction.

Chapitre 1

Présentation de l'ouvrage

I-1-Introduction:

L'étude des ouvrages en Génie Civil nous incite à faire un calcul de manière à assurer la stabilité de l'ouvrage étudié et la sécurité des personnes pendant et après la réalisation tout en minimisant le coût.

Pour cela nos calculs seront conformes aux règlements en vigueur, à savoir le règlement parasismique Algérien RPA99 (modifié en 2003) et les règlements du béton aux états limites CBA92.

I-2-Présentation de l'ouvrage:

Le projet consiste à étudier et à calculer les éléments résistants d'un bâtiment :

(R+9+Sous-sol+Entre sol) à usage d'habitation et commerciale, ce dernier est réalisé par des portiques et des voiles.

Cet ouvrage sera implanté à **Tizi-Ouzou** classée selon le règlement parasismique Algérien **(RPA99version 2003)** comme une zone de forte sismicité **(IIa)**.

I-3-Constituant de l'ouvrage:

- ❖ 1 Sous-sol à usage commerciale.
- ❖ 1 Entre sol à usage d'habitation.
- ❖ 9 étages courants à usage d'habitation.
- ❖ Terrasse inaccessible.
- ❖ Cage d'escalier.
- ❖ Ascenseur.

I-4-Caractéristique géométrique de l'ouvrage:

Les caractéristiques géométriques de notre ouvrage sont relevées des plans d'architecture du projet. ces caractéristiques sont données comme suit :

En élévation :

- ❖ Hauteur du bâtiment : $H_T = 38.28m$
- ❖ Hauteur du sous- sol : $H_{SS} = 4,62m$
- ❖ Hauteur d'entre sol : $H_{ES} = 3.06m$
- ❖ Hauteur de RDC : $H_{RDC} = 3.06m$
- ❖ Hauteur d'étage courant : $H_{EC} = 3.06m$

En plan :

- ❖ Longueur de bâtiment : $L = 21.60m$
- ❖ Largeur de bâtiment : $l = 19.60m$

I-5-Eléments de l'ouvrage:**I-5-1-Ossatures :**

Le bâtiment est contreventé par:

- Portiques transversaux et longitudinaux destinés essentiellement à reprendre les charges et les surcharges verticales.
- Voiles en béton armé disposés dans les deux sens (longitudinale et transversale) constituant un système de contreventement rigide et assurant la stabilité de l'ouvrage.

I-5-2-Planchers :

Un plancher d'habitation est une aire généralement plane, destinée à limiter les étages et à supporter les revêtements du sol .Ses deux fonctions principales sont :

- Une fonction de résistance mécanique; autrement dit le plancher doit supporter son poids propre et les surcharges, (ils transmettent aux éléments porteurs de la structure, les charges permanentes et les surcharges.)
- Une fonction d'isolation acoustique et thermique qui peut être assurée complémentaiement par un faux plafond ou un revêtement de sol approprié.
 - Planchers en corps creux

I-5-3-La maçonnerie :

On appelle maçonnerie un ouvrage composé de matériaux (briques, pierres, moellons, etc.), unis par un liant (mortier, plâtre, ciment, etc.).

Les maçonneries sont constituées de deux types de murs à simple et à doubles cloisons.

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 intérieurs sont de simple cloison en briques creuses de 10cm d'épaisseur.

I-5-4-Revêtements :

Le revêtement horizontal est réalisé en carrelage pour les sols et en plâtre pour les plafonds. Le revêtement vertical est en mortier de ciment pour les murs extérieurs, en plâtre pour les murs intérieur et en céramiques pour les cuisines et les salles d'eau.

I-5-5- Escaliers :

C'est un ouvrage qui permet le déplacement entre les différents niveaux, dans notre cas nous disposons d'une cage d'escalier intérieur .L'escalier est à paillasse adjacente avec palier intermédiaire situé à l'intérieur de l'ouvrage.ils sont réalisés en béton armé coulés sur place.

I-5-6-Cage d'ascenseur :

Le bâtiment comporte un ascenseur, sa cage sera réalisée en voiles.

I-5-7-Les balcons :

Ils sont réalisés en corps creux ou en dalle pleine. dans notre ouvrage ils sont réalisés en corps creux et en dalle pleine.

I-5-8-L'acrotère:

Il se trouve au niveau de la terrasse, le bâtiment est entouré d'un acrotère en béton armé de 60cm de hauteur.

I-5-9-Système de coffrage:

On utilisera un coffrage traditionnel en bois et un coffrage métallique de façon à limiter le temps d'exécution.

I-5-10-Les voiles :

Un voile est un élément qui a une importance prépondérante dans la résistance et l'équilibre de la structure, il est caractérisé par une forme géométrique spécifique qui lui offre une importante inertie, grâce à laquelle, il soulage les poteaux et les poutres dans une structure mixte (portiques-voiles).comme ils assurent la stabilité de l'ensemble de l'ouvrage vis-à-vis des charges horizontales.

I-5-11-Les fondations :

Les fondations transmettent les charges et les surcharges de la superstructure au sol, pour cela on utilise soit des semelles isolées, des semelles filantes, un radier général ou des semelles sur pieux.

Le choix se base sur l'importance de l'ouvrage, la qualité du sol (contrainte admissible) et les chargements.

***Mur de soutènement** : Les murs de soutènements sont réalisés en béton armé

I-6- Etude géotechnique du sol :

L'étude géotechnique a pour objectif de :

- Connaître la nature du sol.
- Vérifier le degré d'homogénéité du sol.
- Localiser une profondeur potentielle d'assise des fondations.

Dans notre cas on a la contrainte admissible de sol:

$$\sigma_{\text{sol}} = 2\text{bars qui se situe à 2m de profondeur.}$$

- Le type du sol : est un sol meuble. S3

I-7- Caractéristiques mécanique des matériaux:

Pour la conception de l'ouvrage de matériaux essentiels sont à utiliser, le béton et l'acier qui doivent répondre aux normes de **RPA 99 version 2003** ainsi qu'aux règles technique de calcul aux états limites **BAEL 91 modifié99**.

I-7-1 : Béton

Le béton est un matériau de construction composé d'un mélange de ciment, granulats et d'eau, il est défini du point de vue mécanique par sa résistance à la compression qui varie avec la granulométrie, le dosage et l'âge du béton.

Le béton doit satisfaire au traitement ultérieur les exigences suivantes :

- ✓ Sécurité de la structure.
- ✓ La durabilité et la résistance.
- ✓ L'environnement (respect de l'écologie).

Il est influencé par les grandeurs suivantes :

- ✓ Le malaxage (type et la durée).
- ✓ Le transport (type et le temps écoulé)
- ✓ La mise en œuvre (l'étalement, compactage).

I-7-1-1 : Résistance caractéristique à la compression :

Le béton est caractérisé par sa résistance à la l'âge de 28 jours dite : valeur caractéristique requise, notée f_{c28} . cette résistance est mesurée sur éprouvette cylindrique ayant un diamètre de 16 cm et une hauteur de 32 cm écrasée en compression centrée lorsque $j \leq 28$ jours, la résistance du béton non traitée thermiquement suit approximativement les lois suivantes : **CBA93 (Art, a.2.1.1.1)**.

- **Béton de résistance courante :**

$$f_{cj} = \frac{j \times f_{c28}}{4,46 + 0,83j} \quad \text{en MPa} \quad \text{pour } j \leq 28 \text{ jours}$$

Pour le présent projet on prendra : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

I-7-1-2 : Résistance caractéristique à la traction :

Conventionnellement elle est définie par la formule suivante :

$$f_y = 0,6 + 0,06 f_{cj} \text{ en MPa} \dots\dots\dots(\text{art A-2 12 BAEL91})$$

D'où: $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$

I-7-1-3 : Contraintes limites :**a) Contrainte limite à la compression :**

- La contrainte limite à la compression est donnée par les formules suivantes :

$$f_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} \text{ Mpa} \dots\dots\dots (\text{Art 4 -3 .41 BAEL91})$$

Le coefficient de sécurité γ_b a pour valeurs :

$$\gamma_b = 1,50 \text{ en situation courante} \quad \Rightarrow \quad f_{bc} = 14,16 \text{ MPa .}$$

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

θ : Coefficient dépendant de la durée (t) de l'application des combinaisons d'actions

$$\begin{cases} \theta = 1 \dots\dots\dots t > 24 \text{ h} \\ \theta = 0,9 \dots\dots\dots 1 \text{ h} \leq t \leq 24 \text{ h} \\ \theta = 0,85 \dots\dots\dots t \leq 1 \text{ h} \end{cases}$$

b) Contrainte limite de cisaillement (art A – 5.1.21 BAEL91) :

$$\tau_u = \min (0,13 f_{c28} ; 5) \text{ MPa} \quad \text{pour la fissuration peu nuisible ;}$$

$$\tau_u = \min (0,10 f_{c28} ; 4) \text{ MPa} \quad \text{pour la fissuration préjudiciable.}$$

c) Contraintes de service à la compression (art A – 4 .5 .2 BAEL91) :

$$\sigma_{bc} = 0,60 f_{c28} \text{ en MPa}$$

D'où : **$\sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$**

I-7-1-4 : Module d'élasticité :

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 :

a) Module d'élasticité instantané (art A – 2 .1. 21 BAEL91) :

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

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

$$\text{D'où : pour } f_{c28} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow E_{ij} = 32164,2 \text{ MPa}$$

b) Module d'élasticité différée (art A – 2.1.22 BAEL91) :

Lorsque la contrainte normale appliquée est de longue durée, et à fin de tenir en compte de l'effet de fluage du béton, on prend un module égal à :

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

D'où : $E_{vj} = 10818,86 \text{ MPa}$.

C) Module de déformation transversale :

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

Avec : E : module de Young

$$\nu = \frac{\text{déformation transversale}}{\text{déformation longitudinale}}$$

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

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

$$\nu = 0,2 \quad \text{à l'état limite de service}$$

$$\nu = 0 \quad \text{à l'état limite ultime}$$

I-7-1-5: Diagramme contraintes déformations :

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

a) A l'état limite ultime :

On adopte le diagramme parabole rectangle, représenté par la figure ci-dessous :

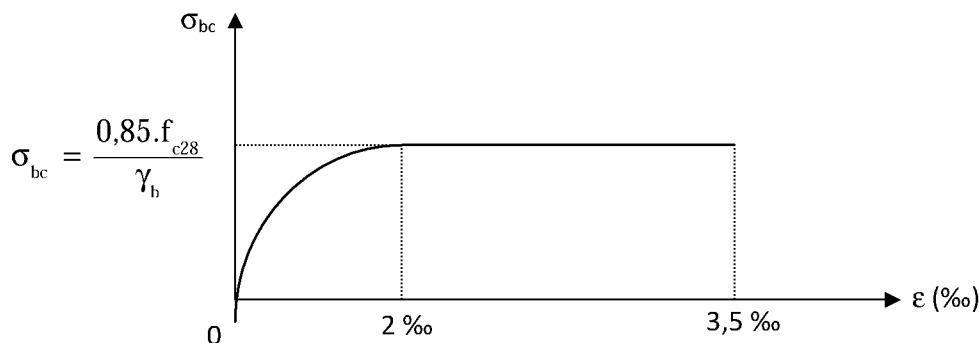


Figure : I-1 Diagramme contrainte-déformation du béton à l'ELU

I-7-2) Les aciers :

L'acier est un matériau caractérisé par sa bonne résistance à la traction qu'en compression. Dans le présent projet, nous aurons à utiliser 03 types d'aciers dont les principales caractéristiques sont regroupées dans le tableau suivant :

I-7-2-1) Caractéristiques des aciers utilisés :

Les différentes caractéristiques des aciers utilisés sont données dans le tableau (I-1) :

Type d'acier	Nomination	Symbole	Limite d'élasticité Fe [MPa]	Résistance à la Rupture	Allongement relatif à la Rupture [‰]	Coefficient de fissuration	Coefficient de [ψ] scellement
Acier en barre	Haute adhérence FeE400	H A	400	480	14 ‰	1,6	1,5
Aciers en treillis	Treillis soudé (T S) TL520 (Φ<6)	T S	520	550	8 ‰	1,3	1

Tableau I-1 : Les caractéristiques des aciers utilisés

I-7-2-2) Module d'élasticité longitudinal :

Il est noté (E_s), sa valeur est constante quelle que soit la nuance de l'acier.

$$E_s = 200000 \text{ MPa}$$

I-7-2-3) Diagramme contrainte déformation :

La mise en évidence des caractéristiques mécaniques de l'acier se fait à partir de l'essai de traction, qui consiste à rompre une tige en acier sous l'effet de la traction simple.

Le diagramme contrainte déformation a l'allure suivante :

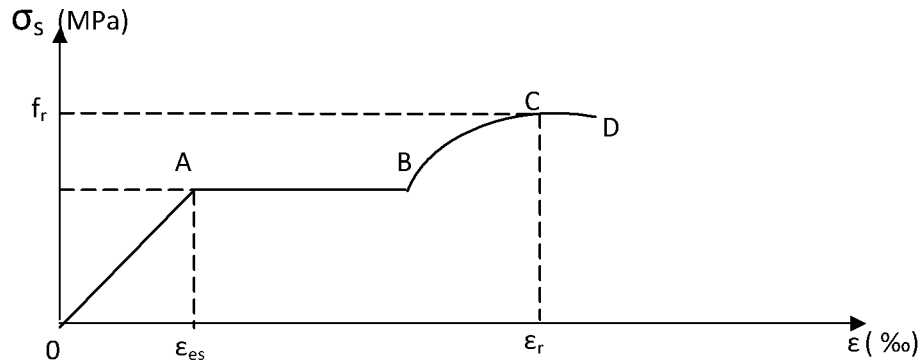


Figure I-2 : Diagramme contrainte -déformation de l'acier

- Avec :
- f_r : Résistance à la rupture
 - f_e : Limite d'élasticité
 - ϵ_{es} : Allongement relatif correspondant à la limite élastique de l'acier
 - ϵ_r : Allongement à la rupture

On distingue du diagramme précédent 04 parties :

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

I-7-2-4) Diagramme contrainte déformation de calcul :

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

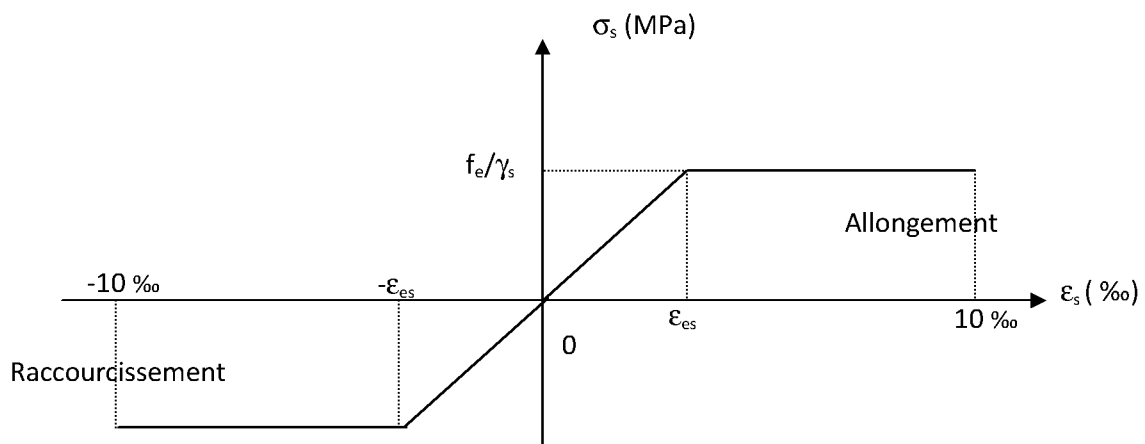


Figure I-3 : Diagramme contrainte-déformation de l'acier simplifié

I-7-2-5) Limite d'élasticité :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Avec :

γ_s : Coefficient de sécurité

$\gamma_s = 1,15$ \Rightarrow En situation durable

$\gamma_s = 1,00$ \Rightarrow En situation accidentelle

I-7-2-6) La contrainte maximale des armatures tendues à l'E L S :

Il est nécessaire de limiter l'ouverture des fissures (risque de corrosion des armatures), et c'en limitant les contraintes dans les armatures tendus sous l'action des sollicitations de service d'après les règles BAEL91, on distingue trois cas de fissuration :

a) Fissuration peu nuisible (BAEL9 / 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) :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_{st} = \min (2/3 f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{c28}}) \text{ MPa}$$

c) Fissuration très préjudiciable (BAEL91 / Art 4-5.34) :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_{st} = \min (0,5 f_e , \sqrt{\eta \cdot f_{t28}}) \text{ en MPa}$$

I-7-2-7) 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 :

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

Chapitre II

Pré dimensionnements des éléments

-Introduction :

Après avoir défini les caractéristiques géométriques de notre structure et les caractéristiques des matériaux, nous procédons dans ce chapitre, au pré-dimensionnement des éléments porteurs du bâtiment à savoir : les planchers, les poutres, les poteaux et les voiles, en utilisant les règlements (RPA99/V2003) et BAEL99, CBA93.

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.

Il est constitué de corps creux et d'une dalle de compression ferrillée 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 :

$$h_{tp} \geq L \max / 22,5$$

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 : $L = 390 - 25 = 365$ cm

Ce qui nous donne :

$$h_{tp} \geq 365 / 22,5 = 16,22 \text{ (cm)} \text{ on opte pour un plancher de (16+4) c'est-à-dire } h_{tp} = 20 \text{ (cm)}$$

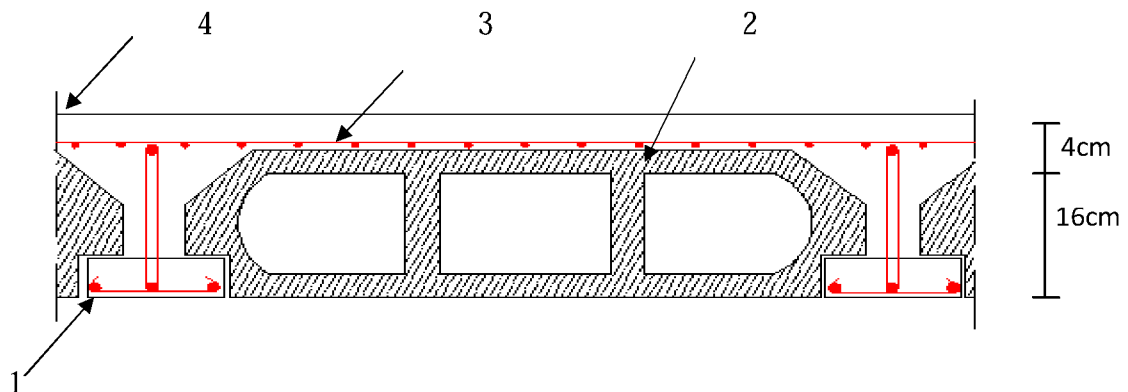


Figure II-1: Coupe verticale du plancher

- | | |
|-----------------|--------------------------|
| 1 - Poutrelle | 3 - Treillis soudé |
| 2 - Corps creux | 4 - Dalle de compression |

Conclusion :

On adoptera un plancher de 20 cm d'épaisseur composé d'un hourdi de 16 cm et d'une dalle de compression de 4 cm d'épaisseur.

II-1-2 Les poutres :

Les poutres sont des éléments en béton armé coulés sur place dont le rôle est l'acheminement des charges et surcharges émanant des planchers aux éléments verticaux (poteaux, voiles), on distingue les poutres principales (P.P) qui constituent des appuis aux poutrelles et les poutres secondaires (P.S) qui assurent le chaînage.

La poutre est destinée à supporter les charges d'une partie de la construction, ses dimensions sont données par référence au BEAL 91, CBA93 comme suit :

Hauteur de la poutre :

$$L/15 \leq h_t \leq L/10.$$

Largeur de la poutre :

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

h_t : Hauteur totale de la poutre.

b : largeur de la poutre.

L : longueur de la plus grande portée entre nus d'appuis de la travée considérée.

L'article (7.5.1) du RPA exige les conditions telles que :

- **$h \geq 30\text{cm}$**
- **$b \geq 20\text{cm}$**
- **$h/b \leq 4$**

Dans les constructions en béton armé on distingue deux types de poutres :

- ✓ **Poutres principales (ou porteuses)**
- ✓ **Poutres secondaires.**

a- Poutres principales : ce sont des poutres porteuses,

Hauteur : donnée par :

$$L/15 \leq h_t \leq L/10$$

On a : $L = 560 - 25 = 535\text{cm}$

D'ou: $535/15 \leq h_t \leq 535/10 \Rightarrow 35.66\text{cm} \leq h_t \leq 53.5\text{cm}$

On prend: $h_t = 45\text{cm}$

Largeur : donnée par :

$$0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t \Rightarrow 18\text{cm} \leq b \leq 31.5\text{cm}$$

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

La section des poutres principales est : **$(30 \times 45) \text{ cm}^2$**

b- Poutres secondaires: ce sont des poutres parallèles aux poutrelles

Hauteur :

$$\text{On à: } L = 390 - 25 = 365 \text{ cm}$$

$$\text{D'ou: } 365/15 \leq h_t \leq 365/10 \Rightarrow 24.33 \text{ cm} \leq h_t \leq 36,5 \text{ cm}$$

On prend : $h_t = 35 \text{ cm}$

Largeur :

$$0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t \Rightarrow 14 \text{ cm} \leq b \leq 24,5 \text{ cm}$$

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

La section des poutres secondaires est : **(30x35) cm²**

VERIFICATION :

Les vérifications sont données dans le tableau suivant :

Condition	Poutres principales	Poutres secondaires	Vérification
$h \geq 30 \text{ cm}$	45 cm	35 cm	Vérifiée
$b \geq 20 \text{ cm}$	30 cm	30 cm	Vérifiée
$h/b \leq 4$	1.5	1.16	Vérifiée

Tableau II.1 : Vérification des conditions exigées par le RPA.

Les conditions sont vérifiées, alors les sections (bxh) adoptées pour les poutres seront comme suit :

Poutre principale : (30x45) cm²

Poutre secondaire : (30x35) cm²

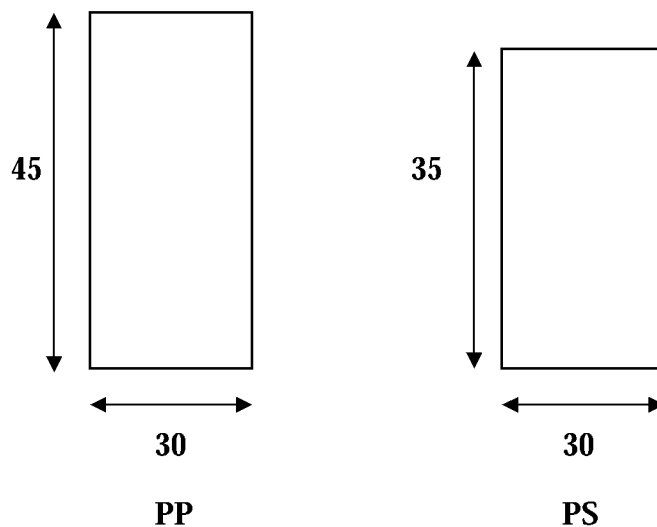


Figure II-2 : Les Dimensions des poutres

II-1-3 Les poteaux :

Dans un premier temps ,on dimensionne les poteaux à l'ELS en compression simple en supposant que le beton seul reprend les charges normales $N=G+Q$.
 cependant la section calculée n'est pas definitive tant que les autres verifications vis-a-vis des autres sollicitations ne sont pas faites.

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

N_s : Effort normal maximal à la base du poteau

σ_{bc} : La contrainte admissible à la compression du béton égal à **15 MPa**.

$$\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = \mathbf{15 \text{ MPa} = 1,5 \text{ kN/cm}^2}$$

Exigence de RPA 99/version 2003(Art .7.4.1) :

Le dimensionnement des poteaux doit satisfaire les conditions suivantes :

- $\text{Min}(b_1 ; h_1) \geq 25\text{cm}$ pour la zone **IIa**
- $\text{Min}(b_1 ; h_1) \geq h_e / 20$
- $1/4 < b_1 / h_1 < 4$

Avec $(b_1 ; h_1)$ section transversale des poteaux.

On opte dans un premier temps pour une section de **25*25cm²**.

II-1-4 Escaliers :

Les escaliers ont pour but d'assurer la circulation verticale entre les niveaux du bâtiment, pour assurer le confort des usagers il faut que la condition de BLONDEL soit vérifiée :

$$59 \text{ cm} \leq (g + 2h) \leq 66 \text{ cm}$$

- **h** : est la hauteur de la contre marche $16\text{cm} \leq h \leq 18\text{cm}$.
- **g** : le giron qui est la longueur de la marche $g \geq 25 \text{ cm}$.

- **Hauteur de la contre marche :**

On prend : **h = 17cm**

- **Le giron :**

$$59 - 2h \leq g \leq 66 - 2h$$

$$25 \text{ cm} \leq g \leq 32 \text{ cm} \Rightarrow \mathbf{g = 30\text{cm}}$$

Conclusion :

$$\mathbf{h = 17\text{cm} , g = 30\text{cm}}$$

II -2-Détermination des charges et surcharges :

Les poids volumiques des éléments constituant les planchers et les murs sont donnés par le DTR B.C.2.2, idem pour les surcharges d'exploitation.

II-2-1- Charges permanentes :

❖ Plancher en corps creux de la terrasse inaccessible :

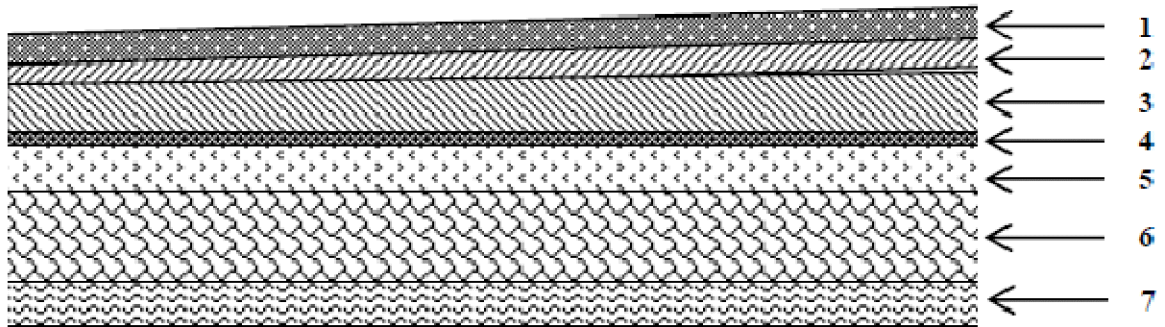


Figure II-3 : coupe verticale du plancher corps creux

N°	Composition	Epaisseur (cm)	$\rho (KN / m^3)$	$G (KN / m^2)$
1	Couche de gravier roulé (15/25)	5	20	1,00
2	Etanchéité multicouches	2	6	0,12
3	Forme de pente en béton	7	22	1,54
4	Isolation thermique (liège)	4	4	0,16
5	Feuille de polyane	1	1	0,01
6	Plancher en corps creux	16+4	14	2,80
7	Enduit de plâtre	2	10	0,20
$G_{pt} = 5,83 (KN / m^2)$				

Tab II-2 : Charges permanentes du plancher terrasse (inaccessible)

❖ Plancher d'étage courant :

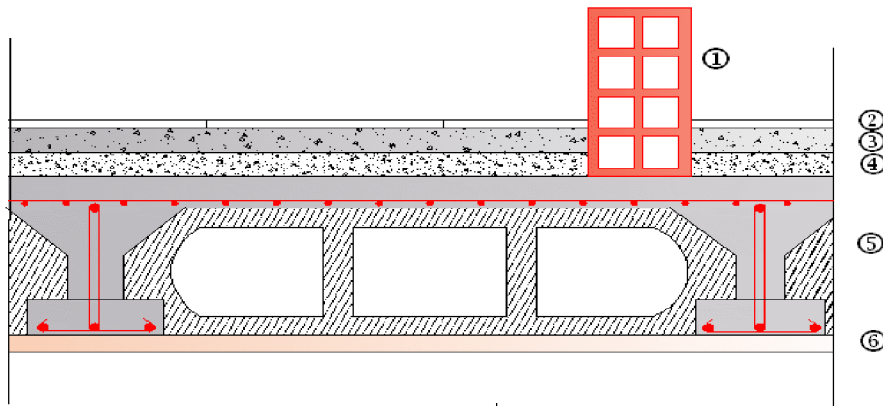


Figure II-4 : Coupe du plancher corps creux étage courant.

N°	Composition	Epaisseur (cm)	$\rho (kN/m^3)$	$G (kN / m^2)$
1	Cloison en briques creuse	10	9	0,9
2	Revêtement en carrelage	2	20	0,40
3	Mortier de pose	3	22	0,66
4	Couche de sable	3	18	0,54
5	Plancher en corps creux	16+4	14	2,80
6	Enduit plâtre	2	10	0,20
$G_{PC} = 5,50 (kN / m^2)$				

Tableau II-3 : Charges revenant au plancher corps creux étage courant

❖ Les murs :

Murs extérieurs :

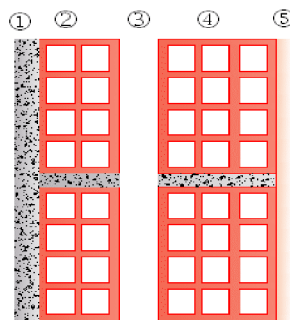


Figure II-5: Coupe transversale du mur double cloison.

N°	Composition	Epaisseur (cm)	$\rho(kN/m^3)$	$G(kN/m^2)$
1	Enduit de plâtre	2	10	0,2
2	Brique creuse	10	9	0,9
3	Lame d'air	5	-	0
4	Brique creuse	15	9	1,35
5	Enduit du ciment	2	18	0,36
				$G_{me}=2,81 (kN/m^2)$

Tableau II-4 : Charges revenant au mur extérieur.

* Mur intérieur :

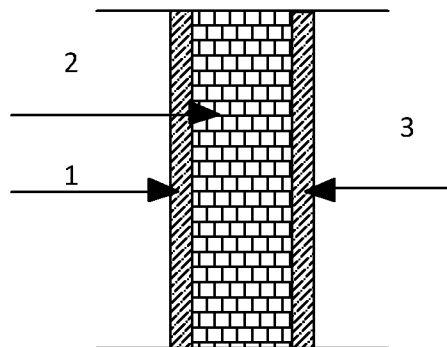


Figure II-6 : Coupe transversale du mur en simple cloison.

N°	Composition	Epaisseur (cm)	$\rho(kN/m^3)$	$G(kN/m^2)$
1	Enduit en plâtre	2	10	0,2
2	Brique creuse	10	9	0,9
3	Enduit en plâtre	2	10	0,2
				$G_{mi}= 1,30 (kN/m^2)$

Tableau II-5 : Charges permanentes revenant au mur intérieur.

* Dalle pleine :

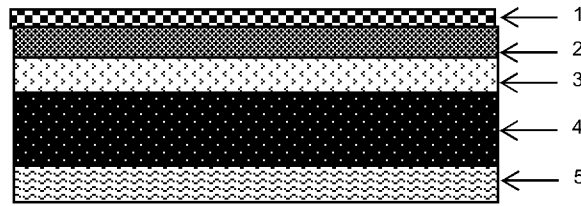


Figure II-7 : Coupe transversale de la dalle pleine.

N°	Composition	Epaisseur (cm)	$\rho(kN/m^3)$	$G(kN/m^2)$
1	Revêtement carrelage	2	20	0,4
2	Mortier de pose	3	22	0,66
3	Couche de sable	3	18	0,54
4	dalle en béton arme	15	25	3,75
5	Enduit de ciment	2	18	0,36
$G_{dp} = 5,71 (kN / m^2)$				

Tableau II-6 : Charges permanentes revenant à la dalle pleine.

II-2-2 les surcharges d’exploitation:

Les surcharges d’exploitation sont données par le DTR B.C.2.2 comme suit :

- Plancher terrasse $Q = 1,00 \text{ KN/m}^2$.
- Plancher étage courant : à usage d’habitation $Q = 1,50 \text{ KN/m}^2$.
- Plancher du RDC : à usage d’habitation $Q = 1,50 \text{ KN/m}^2$.
- L’acrotère $Q = 1,00 \text{ KN/ml}$.
- L’escalier $Q = 2,50 \text{ KN/m}^2$.
- Balcons $Q = 3,50 \text{ KN/m}^2$.

II-3 Descente de charge :

II-3-1 Charge et surcharge revenant au poteau le plus sollicité :

A) Surface d'influence :

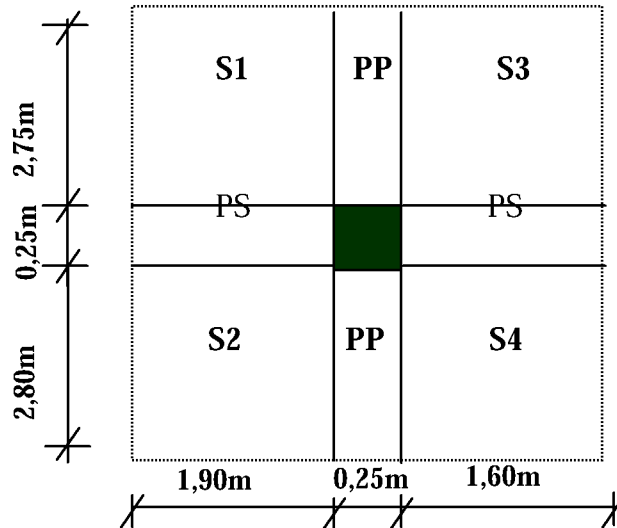


Figure II-8 : Localisation du poteau le plus sollicité.

$$S_{brute} = S1+S2+S3+S4$$

$$S1 = 2,025 \times 2,875 = 5,82 \text{ m}^2$$

$$S2 = 2,025 \times 2,925 = 5,92 \text{ m}^2$$

$$S3 = 1,725 \times 2,875 = 4,96 \text{ m}^2$$

$$S4 = 1,725 \times 2,925 = 5,04 \text{ m}^2$$

$$S_{brute} = 5,82+5,92+4,96+5,04 = 21,74\text{m}^2$$

$$S_{nette} = (1,90 \times 2,75) + (1,90 \times 2,80) + (1,60 \times 2,75) + (1,60 \times 2,80) = 19,42 \text{ m}^2$$

B) Poids propre des éléments :

Pour les planchers :

- Plancher terrasse : $G_{pt} \times S = 5,83 \times 19,42 = 113,22\text{kN}$
- Plancher courant : $G_{pc} \times S = 5,50 \times 19,42 = 106,81 \text{ kN}$

Pour les poutres :

- Poutres principales : $\rho \times b_{pp1} \times h_{pp1} \times (2,80+2,75) = 25 \times 0,30 \times 0,45 \times 5,55 = 8,92\text{KN}$
- Poutres secondaires: $\rho \times b_{ps} \times h_{ps} \times (1,425 + 1,475) = 25 \times 0,30 \times 0,35 \times 2,9 = 7,61\text{KN}$

Poids poutres principales + poids poutres secondaires = **8,92+7,61=16,53KN**

Pour les poteaux :

Pour le pré dimensionnement des poteaux, on calcule leurs poids, après avoir fixé les dimensions suivantes pour tous les poteaux de notre structure :

b= 25 cm.

h=25cm.

- **Poteau RDC:** $\rho \times S \times h_{RDC} = 25 \times 0,25 \times 0,25 \times 3,06 = 4,78 \text{KN}$
- **Poteaux étage courant :** $\rho \times S \times h_{EC} = 25 \times 0,25 \times 0,25 \times 3,06 = 4,78 \text{KN}$
- **Poteaux sous-sol :** $\rho \times S \times h_{SS} = 25 \times 0,25 \times 0,25 \times 4,62 = 7,22 \text{KN}$
- **Poteaux entre sol :** $\rho \times S \times h_{ES} = 25 \times 0,25 \times 0,25 \times 3,06 = 4,78 \text{KN}$

C) Surcharge d'exploitation :

- Plancher terrasse $Q = 1,00 \text{ KN/m}^2$
- Plancher étage courant : à usage d'habitation $Q = 1,50 \text{ KN/m}^2$

Donc :

- **Etage courant:** $Q \times S = 1,50 \times 19,42 = 29,13 \text{ KN}$
- **Terrasse inaccessible :** $Q \times S = 1,00 \times 19,42 = 19,42 \text{KN}$

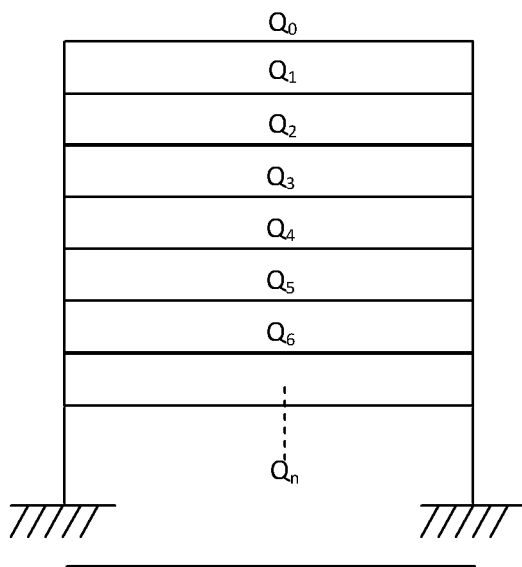
II-3-2 Dégression verticale des surcharges d'exploitation :

Le document technique réglementaire (DTR. B.C.2.2) nous impose une dégression des charges d'exploitation et ceci pour tenir compte de la non simultanéité d'application des surcharges sur tout les planches. Cette loi s'applique au bâtiment très élancé ; dont le nombre de niveaux est supérieur à 5 ce qui est notre cas.

La loi de dégression des surcharges est comme suit :

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

Dégression des charges en fonction du nombre d'étages :



$$\begin{aligned} \Sigma_0 &= Q_0 \\ \Sigma_1 &= Q_0 + Q_1 \\ \Sigma_2 &= Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2) \\ \Sigma_3 &= Q_0 + 0.9 (Q_1 + Q_2 + Q_3) \\ \Sigma_4 &= Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) \\ \dots\dots\dots \\ \Sigma_n &= Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n) \end{aligned}$$

Pour $n \geq 5$

Figuer II-9 Coefficients de dégression des surcharges .

II-3-3 Coefficients de dégression des surcharges :

n	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
Niveaux	12	11	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1
Coefficient	1	1	0,95	0,90	0,85	0,75	0,71	0,68	0,66	0,65	0,63	0,62

Tableau II-7 : Coefficients de dégression des surcharges.

Les surcharges cumulées :

$$Q_0=19,42 \text{ KN}$$

$$Q_0+ Q_1=19,42+29,13= 48,55 \text{ KN}$$

$$Q_0+ 0,95(Q_1 + Q_2)= 19,42 + 0,95(2 \times 29,13)=74,76 \text{ KN}$$

$$Q_0+ 0,90(Q_1 + Q_2+Q_3) = 19,42+ 0,90(3 \times 29,13)=98,07 \text{ KN}$$

$$Q_0+ 0,85(Q_1 + Q_2 +Q_3 + Q_4)= 19,42+ 0,85(4 \times 29,13)=118,46 \text{ KN}$$

$$Q_0+ 0,75(Q_1 + Q_2 +Q_3 + Q_4 + Q_5)= 19,42+ 0,75(5 \times 29,13)=128,65 \text{ KN}$$

$$Q_0+ 0,71(Q_1 + Q_2 +Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)= 19,42+ 0,71(6 \times 29,13)= 143,51 \text{ KN}$$

$$Q_0+ 0,68(Q_1 + Q_2 +Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6+ Q_7)= 19,42+ 0,68(7 \times 29,13)= 158,07 \text{ KN}$$

$$Q_0+ 0,66(Q_1 + Q_2 +Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6+ Q_7+ Q_8)= 19,42+ 0,66(8 \times 29,13)= 173,22 \text{ KN}$$

$$Q_0+ 0,65(Q_1 + Q_2 +Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6+ Q_7+ Q_8+ Q_9)= 19,42+ 0,65(9 \times 29,13)= 189,83 \text{ KN}$$

$$Q_0+ 0,63(Q_1 + Q_2 +Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6+ Q_7+ Q_8+ Q_9+Q_{10})= 19,42+ 0,63(10 \times 29,13)=202,93 \text{ KN}$$

$$Q_0+ 0,62(Q_1 + Q_2 +Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6+ Q_7+ Q_8+ Q_9+Q_{10}+Q_{11})= 19,42+ 0,62(11 \times 29,13)=218,08 \text{ KN}$$

NIV	<u>Charges permanentes(G) [KN]</u>					<u>Surcharges d'exploitation [KN]</u>		<u>Effort normal</u> $N=G_c+Q_c$ [KN]	<u>Section du poteau [cm²]</u> $S=N/0.3f_{c28}$	
	Planche rs	Poutres	Poteaux	G _{totale}	G _{cumulée}	Q _i	Q _{cumulée}		Section trouvée (S)cm ²	Section adoptée
9	113,22	16,53	4,78	134,53	134,53	19,42	19,42	153,95	205,26	<u>35x35</u>
8	106,81	16,53	4,78	128,12	262,65	29,13	48,55	311,20	414,93	<u>35x35</u>
7	106,81	16,53	4,78	128,12	390,77	29,13	74,76	465,53	620,71	<u>35x35</u>
6	106,81	16,53	4,78	128,12	518,89	29,13	98,07	616,96	822,61	<u>40x40</u>
5	106,81	16,53	4,78	128,12	647,01	29,13	118,46	765,47	1020,63	<u>40x40</u>
4	106,81	16,53	4,78	128,12	775,13	29,13	128,65	903,78	1205,04	<u>40x40</u>
3	106,81	16,53	4,78	128,12	903,25	29,13	143,51	1046,76	1395,68	<u>45x45</u>
2	106,81	16,53	4,78	128,12	1031,37	29,13	158,07	1189,44	1585,92	<u>45x45</u>
1	106,81	16,53	4,78	128,12	1159,49	29,13	173,22	1332,71	1776,95	<u>45x45</u>
RDC	106,81	16,53	4,78	128,12	1287,61	29,13	189,83	1477,44	1969,92	<u>50X50</u>
Entre sol	106,81	16,53	4,78	128,12	1415,73	29,13	202,93	1618,66	2158,21	<u>50X50</u>
Sous sol	106,81	16,53	7,22	130,56	1546,29	29,13	218,08	1764,37	2352,49	<u>50X50</u>

Descentes des charges : Tab II-8 : récapitulatif de la descente des charges

Remarque :

Pour conférer aux poteaux une meilleure résistance aux sollicitations sismiques, il est recommandé de donner à ceux d'angles et de rives des sections comparables à celles des poteaux centraux (RPA/A.7.4.1)

II-3-4 Vérification des sections des poteaux aux recommandations de RPA :

1. Vérification des exigences du RPA (Art 7.4.1) :

Min (b_1, h_1) \geq 25 cm 1

Min (b_1, h_1) \geq $h_e/20$ 2

$1/4 < b_1/h_1 < 4$ 3

Poteaux du Sous-sol (50x50) cm² :

– Min (b_1, h_1) = min (50cm ,50cm) =50 cm $>$ 25 cm \rightarrow Condition Vérifiée.

– Min (b_1, h_1) = 50cm $>$ $h_e/20 = 422/20 = 21,1$ cm \rightarrow Condition Vérifiée.

– $1/4 < b_1/h_1 = 50/50 = 1 < 4$ cm \rightarrow Condition Vérifiée.

Poteaux du Entre-Sol et RDC (50x50) cm² :

– Min (b_1, h_1) = min (50cm ,50cm) =50 cm $>$ 25 cm \rightarrow Condition Vérifiée.

– Min (b_1, h_1) = 50cm $>$ $h_e/20 = 266/20 = 13,30$ cm \rightarrow Condition Vérifiée.

– $1/4 < b_1/h_1 = 50/50 = 1 < 4$ cm \rightarrow Condition Vérifiée.

Poteaux du 1^{ème}, 2^{ème} et 3^{ème} étage (45x45) cm² :

– Min (b_1, h_1) = min (45cm ,45 cm) =45 cm $>$ 25 cm \rightarrow Condition Vérifiée.

– Min (b_1, h_1) = 45 cm $>$ $h_e/20 = 266/20 = 13,30$ cm \rightarrow Condition Vérifiée.

– $1/4 < b_1/h_1 = 45/45 = 1 < 4$ cm \rightarrow Condition Vérifiée.

Poteaux du 4^{ème}, 5^{ème} et 6^{ème} étage (40x40) cm² :

-Min (b_1, h_1) = min (40cm, 40cm) = 40 cm > 25 cm → Condition Vérifiée

-Min (b_1, h_1) = 40cm > $h_e/20 = 266/20 = 13,30$ cm → Condition Vérifiée.

$-1/4 < b_1/h_1 = 40/40 = 1 < 4$ → Condition Vérifiée.

Poteaux du 7^{ème}, 8^{ème} et 9^{ème} étage (35x35) cm² :

-Min (b_1, h_1) = min (35cm, 35cm) = 35 cm > 25 cm → Condition Vérifiée

-Min (b_1, h_1) = 35cm > $h_e/20 = 266/20 = 13,30$ cm → Condition Vérifiée.

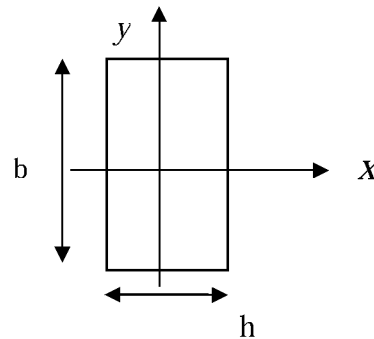
$-1/4 < b_1/h_1 = 35/35 = 1 < 4$ → Condition Vérifiée.

Conclusion : les dimensions des sections des poteaux est conforme aux exigences du RPA.

II-3-5 Vérification des poteaux au flambement :

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

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 35$$



λ : Elancement du poteau

L_f : Longueur de flambement, ($L_f = 0,707 l_0$)

l_0 : Hauteur libre du poteau

i : rayon de giration : $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$

Avec :

I : Moment d'inertie.

B : Section transversale du poteau ($B = b \times h$)

Ce que donne :

$$I = \frac{bh^3}{12} \quad \text{Avec}$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{0,7 L_0}{\sqrt{\frac{I}{B}}} = \frac{0,7 L_0}{\sqrt{\frac{bh^3}{12}}} = \frac{0,7 L_0 \sqrt{12}}{h}$$

- Poteaux du Sous-sol (50x50) cm² : L₀=4,62-0,40=4,22m ⇒ λ=20,46 < 35 → vérifiée.
- Poteaux du Enter-sol et RDC (50x50) cm² : L₀=3,06-0,40=2,66 m ⇒ λ = 12,90 < 35 → vérifiée.
- Poteaux du 1^{ème}, 2^{ème} et 3^{ème} étage (45x45) cm² : L₀=3,06-0,40=2,66m ⇒ λ= 14,33 < 35 → vérifiée.
- Poteaux du 4^{ème}, 5^{ème} et 6^{ème} étage (40× 40) cm² : L₀=3,06-0,40=2,66 m ⇒ λ = 16,12 < 35 → vérifiée.
- Poteaux du 7^{ème}, 8^{ème} et 9^{ème} étage (35× 35) cm² : L₀=3,06-0,40=2,66 m ⇒ λ = 18,42 < 35 → vérifiée.

Conclusion :

Tous les poteaux vérifient la condition de non flambement.

II.4 Pré dimensionnement des voiles :

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulés sur place qui ont pour fonction principale d’assurer la stabilité de l’ouvrage sous l’effet des efforts horizontaux.

Le pré dimensionnement des voiles se fera conformément à l’Article 7.7.1.RPA99 version 2003 qui définit ces éléments comme satisfaisant la condition $L \geq 4 e_p$

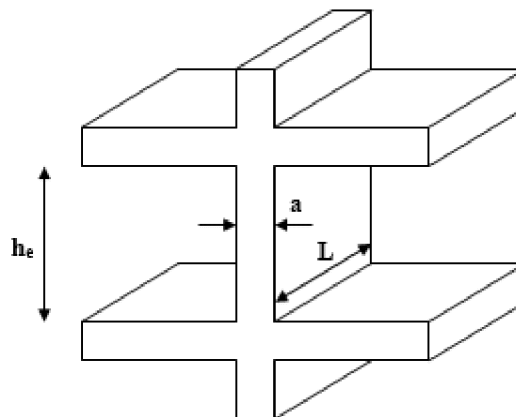


Figure II-10 : coupe de voile en élévation.

e_p : épaisseur des voiles,

L : longueur min des voiles.

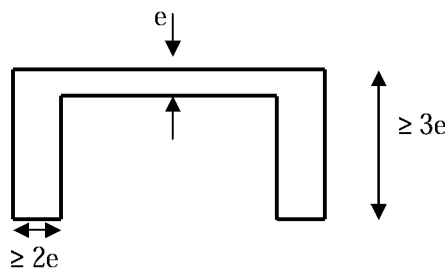
A) L'épaisseur des voiles :

L'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités, avec un minimum de 15cm.

Les différents types des voiles :

1^{ère} cas

$$e \geq \frac{h_e}{25}$$



2^{ème} cas

$$e \geq \frac{h_e}{20}$$

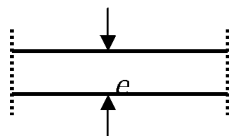


Figure II-11 : coupe de voile en plan.

Remarque :

Dans notre cas, on prend le 3^{ème} cas (voile linéaire) $e \geq \frac{h_e}{20}$

a) **Sous-sol** : 462- 40= 422cm, $e \geq 422/20 = 21,1\text{cm}$,

b) **Enter-sol, RDC et les étages courant** : 306- 40 = 266 cm, nous donne $e \geq 266/20 = 13,3\text{cm}$.

Donc on adopte pour les voiles de **sous-sol e= 25 cm** et pour **Enter-sol, RDC et les étages courant** on adopte **e= 20cm** sur toute la hauteur de la structure.

$L \geq 4xe_p = 4x25 = 100 \text{ cm}$.

Chapitre III

Calcul des éléments

Introduction :

La partie de calcul des éléments, portera sur l'étude complète et spécifique pour chaque élément structural secondaire ; ces éléments ont une influence plus ou moins directe sur la structure globale ; l'étude sera basée sur le dimensionnement, le ferrailage et les différentes vérifications.

III-1) l'acrotère :

L'acrotère est un élément secondaire de la structure assimilé à une console encastrée au niveau du plancher terrasse, il est soumis à un effort (G) du à son poids propre et à un effort horizontal (Q = 1kN/ml) du à la main courante qui engendre un moment (M) dans la section d'encastrement.

Le ferrailage sera calculé en flexion composée avec compression, le calcul se fera pour une bande de 1 mètre de largeur.

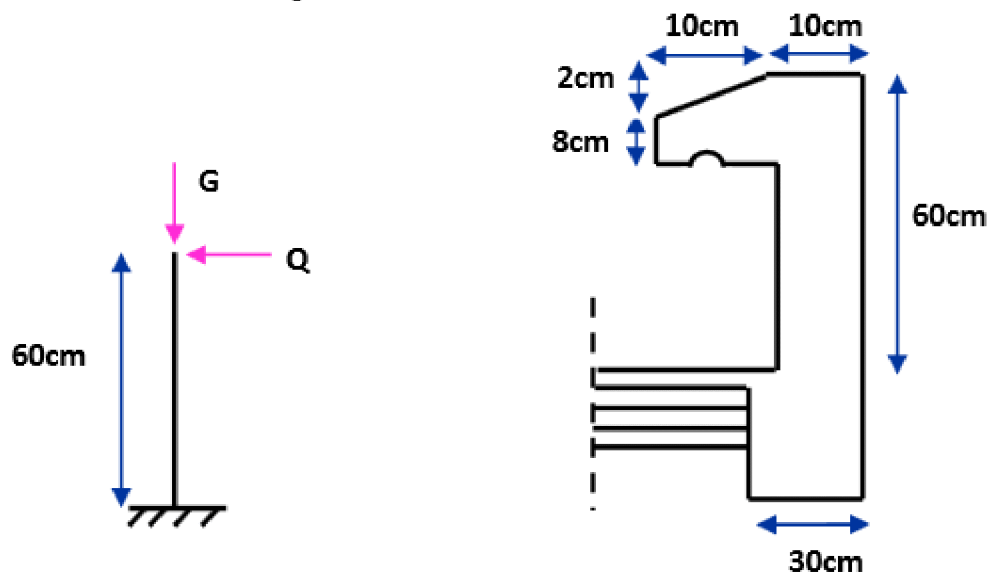


Figure III-1-1 : coupe verticale de l'acrotère.

III-1-1) Calcul des sollicitations**Effort normal du au poids propre**

$$G = S \times \rho$$

$$S = (0,6 \times 0,1) + (0,1 \times 0,08) + (0,02 \times 0,1) / 2 = 0,069 \text{ m}^2$$

$$\text{Donc: } G = 0,069 \times 25 = 1,72 \text{ kN/ml}$$

Avec :

$$\rho : \text{Masse volumique du béton} = 25 \text{ kN/m}^3$$

S : Section transversale

Effort normal

$$N = G = 1,72 \times 1 = 1,72 \text{ kN/ml}$$

Effort horizontal

$$T = Q = 1 \text{ kN/ml}$$

Moment de renversement M du à l'effort horizontal

$$M = Q \times H$$

$$M = 1 \times 0,6 = 0,6 \text{ kN.m}$$

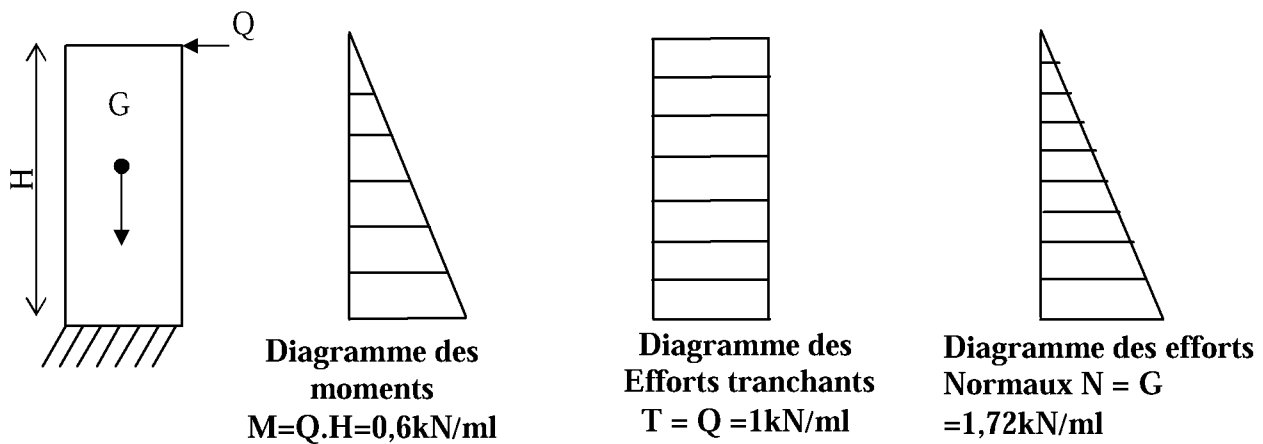


Figure III-1-2 : diagramme des efforts internes.

III-1-2) Combinaison des charges :

a) A L'ELU :

La combinaison est : $1,35.G + 1,5.Q$

Effort normal du à G

$$N_u = 1,35G = 1,35 \times 1,72 = 2,32 \text{ kN/ml}$$

$$N_u = 2,32 \text{ kN/ml}$$

Moment de flexion du à Q

$$M_u = 1,5 \times Q_u = 1,5 \times 0,6 = 0,9 \text{ kN.m}$$

$$M_u = 0,9 \text{ kN.m}$$

b) A L'ELS :

La combinaison est : $G + Q$

Effort normal de compression

$$N_s = G = 1,72 \text{ kN/ml}$$

Moment de flexion :

$$M_s = M_Q = 0,6 \text{ kN.m}$$

III-1-3) Calcul du ferrailage :

Le ferrailage de l'acrotère s'effectue en flexion composée. Nous considérons une section rectangulaire de hauteur $h = 10\text{ cm}$ et de largeur $b = 1\text{ m}$.

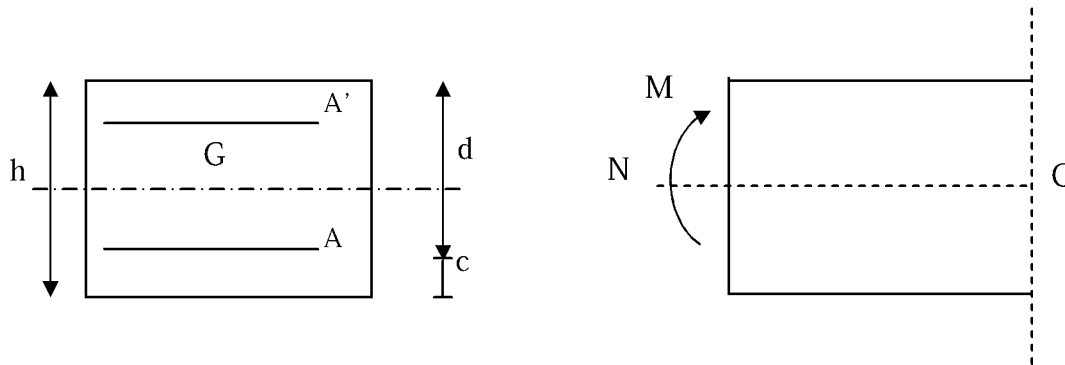


Figure III-1-3 : Section rectangulaire soumise à la flexion composée.

III-1-3-1) Calcul à L'ELU :

a) calcul de l'excentricité :

$h = 10\text{ cm}$; $b = 100\text{ cm}$; $d = 7\text{ cm}$; $c = 3\text{ cm}$

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,9}{2,32} = 0,38\text{ m} > \frac{h}{2} - c = 0,02\text{ m}$$

Le centre de pression (C_p) est à l'extérieur de la section \Rightarrow section partiellement comprimée (SPC).

La section sera calculée en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif (M_f).

b) calcul en flexion simple :

Le moment fictif :

$$M_f = M_u + N_u \times \left(\frac{h}{2} - c \right)$$

$$M_f = 0,9 + 2,32 \times 0,02 = 0,946\text{ kN.m} \Rightarrow M_f = 0,946\text{ kN.m}$$

Calcul de μ (moment réduit) :

$$\mu_b = \frac{M_f}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0,946 \times 10^2}{100 \times 7^2 \times 1,42} = 0,013 < 0,392$$

$\mu_b = 0,013 < \mu_R = 0,392 \Rightarrow$ La section est simplement armée ;

$$\mu_b = 0,013 \Rightarrow \beta = 0,9935$$

c) Calcul à la flexion composée (Armatures réelles) :

$$A_{st} = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s} \text{ Avec : } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348\text{ MPa}$$

$$A_f = \frac{M_f}{d \cdot \sigma_s} = \frac{0,946 \cdot 10^2}{7 \times 34,8} = 0,388\text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 0,388 - \frac{2,32}{34,8} = 0,321\text{ cm}^2$$

III-1-3-2) Condition de non fragilité du béton pour la section minimale**(Art 4.2.1 /BAEL91) :**

Un élément est considéré comme non fragile lorsque la section des armatures tendues qui travaille à la limite élastique est capable d'équilibrer le moment de première fissuration de la section droite.

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0,6}{1,72} = 0,348m$$

$$D'où : A_{\min} = 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} \left(\frac{e_s - 0,455d}{e_s - 0,185d} \right) bd = 0,23 \frac{2,1}{400} \left(\frac{0,348 - 0,455 \times 7}{0,348 - 0,185 \times 7} \right) 100 \times 7 = 2,53 \text{ cm}^2 / \text{ ml}$$

Avec :

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$A_{\min} = 2,53 \text{ cm}^2 > A_{st} \Rightarrow \text{La section n'est pas vérifiée}$$

Donc on adopte une section $A_{st} = A_{\min} = 0,845 \text{ cm}$ mais on a $10 \text{ cm} < S_t < 30 \text{ cm}$

Donc on adopte $A_{st} = 5\text{HA}8$ soit $A_{st} = 2,51 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec un espacement $S_t = 20 \text{ cm}$

Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{0,845}{4} = 0,21 \text{ cm}^2 / \text{ ml}$$

Soit : $5\text{HA}8 \Rightarrow A_r = 2,51 \text{ cm}^2 / \text{ ml}$ avec un espacement $S_t = 20 \text{ cm}$

III-1-3-3) Vérification à l'ELU :**Vérification au cisaillement :(Art5.1, 1/BAEL91) :**

La fissuration est non préjudiciable donc :

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

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

$$\bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

$$V_u = 1,5 \times Q = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{1,5}{100 \times 7} = 0,0021 \text{ kN} / \text{ cm}^2 = 0,021 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow$ Pas de risque de cisaillement.

Vérification de l'adhérence des barres (Art 6.1, 3/BAEL91) :

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

Ψ_s : Coefficient de scellement

Aciers haute adhérence $\Rightarrow \Psi_s = 1,5$

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

Avec :

$\sum U_i$: Somme des périmètres ultimes des barres

$$\sum U_i = n \times (\pi \times \phi) = 5 \times (3,14 \times 0,8) = 12,56 \text{ cm}$$

n : Nombre de barres

D'où :

$$\tau_{se} = \frac{1,5 \times 10^3}{0,9 \times 7 \times 12,56 \times 10^2} = 0,189 \text{ MPa}$$

$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \Rightarrow$ La section est vérifiée

Ancrage des armatures (Art A.6.1, 23 / BAEL91) :

Pour avoir un bon enracinement droit, il faut mettre en œuvre un enracinement qui est défini par sa longueur de scellement droit (l_s).

$$l_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \tau_{su}} \rightarrow \tau_{su} = 0,6 \cdot \psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$l_s = \frac{0,8 \times 400}{4 \times 2,835} \Rightarrow l_s = 28,22 \text{ cm.}$$

On adoptera alors :

$l_s = 30 \text{ cm}$

III-1-4) Vérification à L'ELS :

Il faut vérifier Les conditions suivantes :

Dans les aciers : $\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$

Dans le béton : $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

Dans l'acier :

La fissuration est considérée comme préjudiciable, donc :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}} \right\}$$

Avec : $\eta = 1,6$: coefficient de fissuration

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

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_{st}}$$

$$\text{On a : } \rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 2,51}{100 \times 7} = 0,358$$

$$\rho_1 = 0,358 \Rightarrow \beta_1 = 0,907$$

$$\text{D'où : } \sigma_{st} = \frac{0,6 \times 10^6}{0,907 \times 7 \times 2,51 \times 10^3} = 37,65 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

Dans le béton :

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

$$\rho_1 = 0,358 \Rightarrow \beta_1 = 0,907 \Rightarrow K_1 = 38,76$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \times \sigma_{st} = \frac{1}{38,76} \times 37,65 = 0,971 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

III-1-5) Vérification de l'acrotère au séisme : (Art.6.2.3/RPA 99 V2003) :

L'action des forces horizontales F_p , doit être inférieure ou égale à l'action de la main courante Q .

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

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4-1) du RPA99 suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment $\longrightarrow A = 0,15$

C_p : Facteur de force horizontale (tableau 6-1) du RPA99 $\longrightarrow C_p = 0,8$

W_p : Poids propre de l'acrotère

$$W_p = 1,72 \text{ kN/ml}$$

$$\text{D'où : } F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 1,72 = 0,82 \text{ KN/ml} < Q = 1 \text{ kN/ml} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

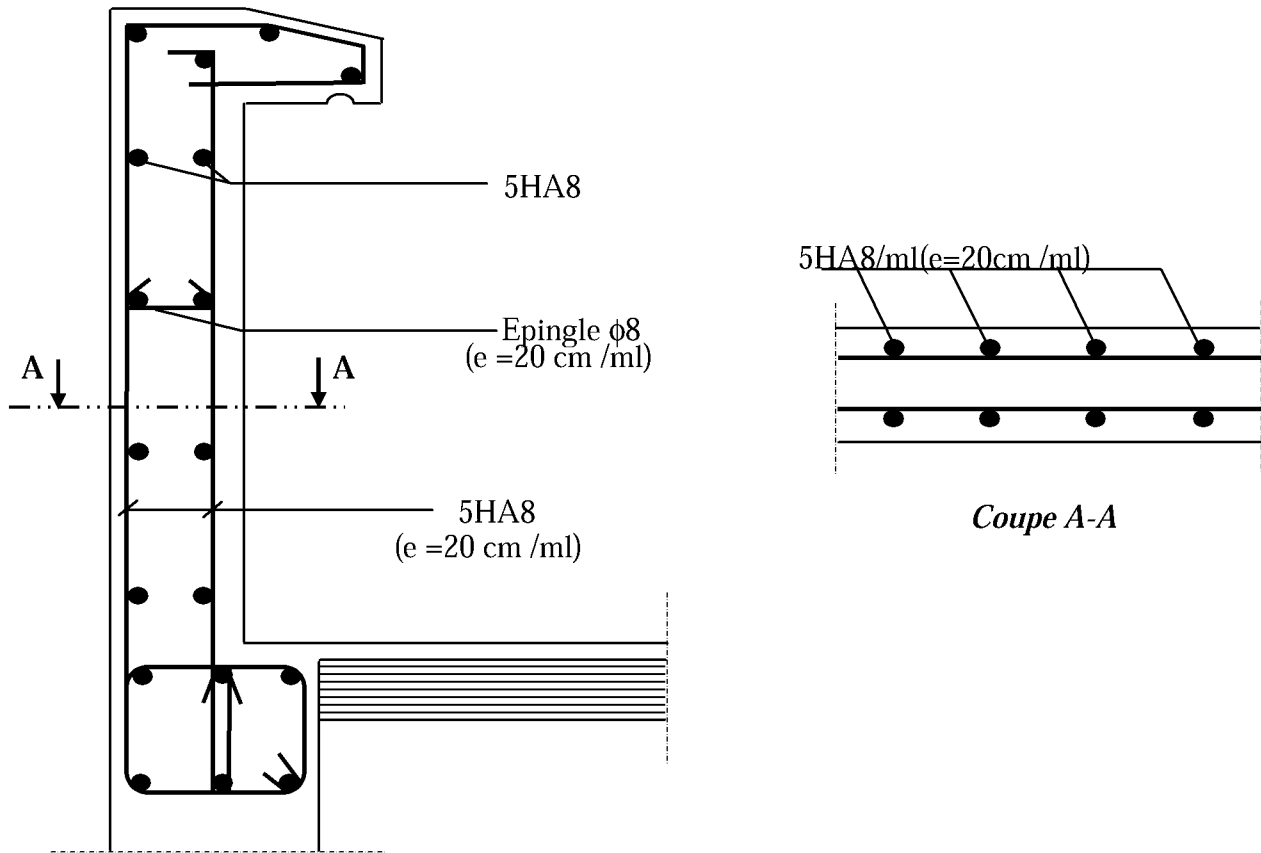


Figure III-1-4 : Ferraillage de l'acrotère.

III-2 Les planchers :

La structure comporte des planchers en corps creux qui sont constitués de :

- ❖ poutrelles préfabriquées disposées suivant la petite portée, assurant une fonction de portance. La distance entre axes de deux poutrelles voisines est de 65cm.
- ❖ corps creux utilisés comme coffrage perdu et qui servent aussi à l'isolation thermique et phonique.
- ❖ dalle de compression en béton armé elle est armée d'un quadrillage d'armature ayant pour but de :
 - limiter les risques de fissuration par retrait.
 - résister aux efforts des charges appliquées sur surfaces réduite.
 - répartir aux poutrelles voisines les charges localisées notamment celles des cloisons.

III-2-1 Etude de la dalle de compression :

La dalle de compression est coulée sur place, ayant une épaisseur de 4cm, elle sera armée d'un treillis soudé (**TS 520**) d'élasticité dont des dimensions des mailles du treillis soudé ne doivent pas dépasser les normes qui sont mentionnées dans le (**BAEL91 /Art.B.6.8,423**) :

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

❖ Les sections d'armatures doivent satisfaire les conditions suivantes :

A) Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

$$A_{\perp} \geq \frac{4 * L}{f_e}$$

Avec :

- A_{\perp} : Section en cm^2 par mètre linéaire,
- L : Distance entre axes des poutrelles en (cm) = 65cm,
- f_e : Limite d'élasticité de l'acier utilisé (520MPa).

Nous obtenons :

$$A_{\perp} \geq \frac{4 * 65}{520} \geq 0,5 cm^2 / ml$$

Ainsi, nous adopterons : **5T4/ml = 0,63cm² / ml.**

B) Armatures parallèles aux poutrelles :

$$A_{\parallel} \geq \frac{A_{\perp}}{2}$$

Nous obtenons : $A_{\parallel} \geq \frac{0,63}{2} = 0,315 cm^2 / ml$

Ainsi, nous adopterons $5T4/ml = 0,63cm^2/ml$

On adopte pour le ferrailage de la dalle de compression un treillis soudé (TLE 520) de dimension $(5 \times 5 \times 200 \times 200) mm^2$.

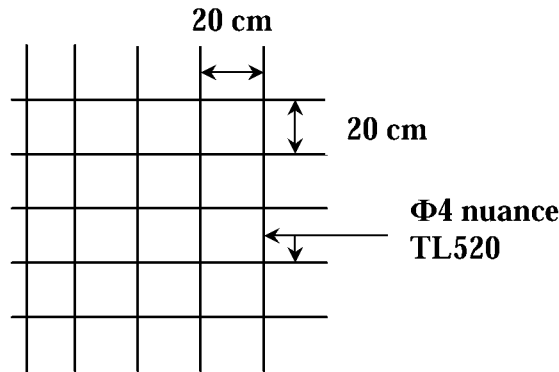


Figure III-2-1 : Treillis soudés $(5 \times 4 \times 200 \times 200) mm^2$.

III-2-2 Calcul des poutrelles à l'ELU :

Le calcul des poutrelles sera effectué en deux étapes.

III-2-2-1 Avant coulage de la dalle de compression :

La poutrelle est considérée comme une poutre de section rectangulaire $(12 \times 4) cm^2$ reposant sur deux appuis. Elle est sollicitée par une charge uniformément répartie représentant son poids propre, le poids du corps creux et la surcharge de l'ouvrier :

- Poids propre de la poutrelle :..... $G = 0.12 \times 0.04 \times 25 = 0.12 KN/ml$,
- Poids du corps creux :..... $G = 0.65 \times 0.95 = 0.62 KN/ml$,
- Surcharge due à l'ouvrier :..... $G = 1.00 KN/ml$.

Charge permanente : $G = 0,12 + 0,62 = 0,74 KN/ML$

Charge d'exploitation : $Q = 1,00 KN/ML$

a) combinaison d'action :

À l'ELU : $q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35 (0,72) + 1,5 \times 1 = 2,5 KN/ml$

À l'ELS : $q_s = G + Q = 0,74 + 1 = 1,74 KN/ml$

b) calcul du moment isostatique :

Le moment en travée :

$$M_t = \frac{q_u \cdot l^2}{8} = \frac{2,5 \times 3,90^2}{8} = 4,75 kN \cdot ml$$

L'effort tranchant :

$$T = \frac{q_u \cdot L}{2} = \frac{2,5 \times 3,90}{2} = 4,87 \text{ KN}$$

Avec:

L: longueur de la travée entre nus d'appuis.

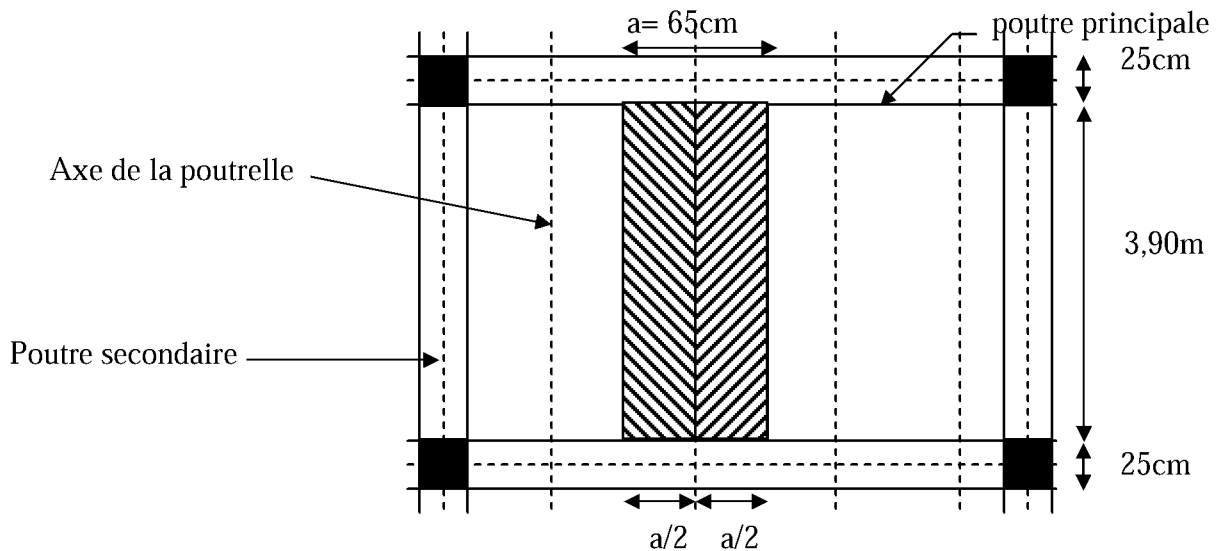


Figure III-2-2: surface revenant aux poutrelles

c) Ferrailage de la poutrelle:

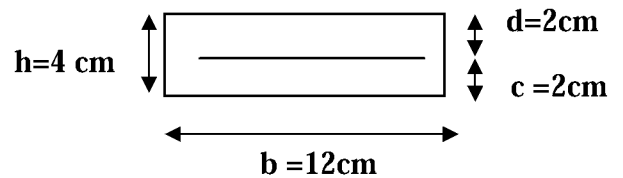
Soit l'enrobage : $c = 2\text{cm}$.

Hauteur utile : $d = 2\text{cm}$.

$$\mu_u = \frac{Mt}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,5} = 14,2 \text{ MPa.}$$

$$\mu_u = \frac{4,75 \times 10^3}{12 \times 2^2 \times 14,2} \rightarrow \mu_u = 6,97 > \mu_1 = 0,392 \Rightarrow \text{Section doublement armée (SDA),}$$



Conclusion :

Sachant que la hauteur des poutrelles est de **4 cm**, il est impossible de disposer des armatures de compression et de traction, ce qui nous oblige à prévoir des étais intermédiaire à fin d'aider les poutrelles à supporter les charges et surcharges quelles sont soumises avant coulage de la dalle de compression.

III-2-2-2 Après coulage de la dalle de compression :

Après coulage, la poutrelle travaille comme une poutre en Té reposant sur des appuis intermédiaires, partiellement encastrée à ses deux extrémités. Elle supporte son poids propre ainsi que les charges et surcharges revenant au plancher.

a) Dimensionnement de la poutrelle :(Art A.4.1, 3/BAEL91)

La largeur du hourdis à prendre en compte de chaque côté d'une nervure a partir de son parement est limité par la condition ci- après :

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

$$b_1 = \min \left(\frac{390}{10}; \frac{65 - 12}{2} \right); \text{ donc } b_1 = 26,5 \text{ cm}$$

h_0 : hauteur de la dalle de compression (4cm).

b_0 : largeur de la nervure (12cm).

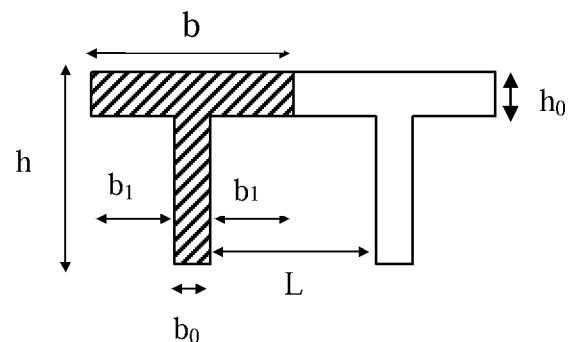
L_0 : distance entre deux poutrelles (53cm).

L' : longueur libre entre axe des poutrelles (65cm).

L : largeur de la plus grande travée (390cm).

b_1 : largeur du l'hourdis (26,5cm).

$b = 2b_1 + b_0 = 2 \times 26,5 + 12 = 65 \text{ cm}$.



Chargement :

- poids du plancher : $G = 5,5 \times 0,65 = 3,575 \text{ KN/ml}$
- Surcharge d'exploitation : $Q = 1,5 \times 0,65 = 0,975 \text{ KN/ml}$

b) Combinaisons de charges :

À l'ELU : $q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35 \times 3,575 + 1,5 \times 0,975 = 6,29 \text{ kN/ml}$

À l'ELS : $q_s = G + Q = 3,575 + 0,975 = 4,55 \text{ kN/ml}$

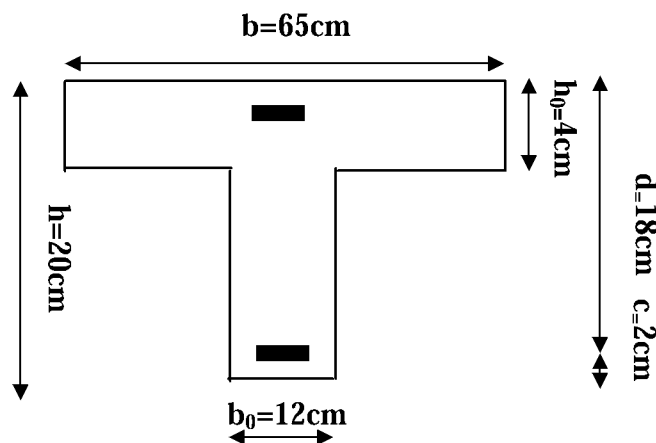


Figure III-2-3 : Caractéristiques géométriques de la poutrelle.

c) Choix de la méthode :

La détermination des moments se fera à l'aide de l'une des trois méthodes suivantes :

1. Méthode forfaitaire ;
2. Méthode des 3 moments ;
3. Méthode de Caquot.

Méthode forfaitaire :

Le principe consiste à évaluer les moments en travée et en appuis à partir de fraction fixé forfaitairement de la valeur maximale des moments fléchissant en travée. Celle-ci étant supposé isostatique de même portée libre et soumise aux mêmes charges que la travée considérée.

Domaine d'application de la méthode forfaitaire :

- 1) charge d'exploitation est au plus égale à deux fois la charge permanente ou à 5 kN :

$$Q \leq \max \{2G ; 5 \text{ kN /ml}\}$$

$$Q = \max \{2 \times 3,575 ; 5 \text{ kN /ml}\}$$

$$Q = 0,975 \text{ kN/ml} < 2G = 7,15 \text{ kN /ml} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

- 2) le moment d'inertie des sections transversales est le même dans les différentes travées considérées \implies condition vérifiée.

- 3) les portées successives sont dans un rapport compris entre $0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25$:

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{3,90}{3,80} = 1,026 \\ \frac{L_{i+1}}{L_{i+2}} = \frac{3,80}{3,20} = 1,187 \\ \frac{L_{i+2}}{L_{i+3}} = \frac{3,20}{3,80} = 0,842 \\ \frac{L_{i+3}}{L_{i+4}} = \frac{3,80}{3,90} = 0,974 \end{array} \right. \implies \text{Condition vérifiée.}$$

- 4) la fissuration est considérée comme non préjudiciable à la tenue du béton armé ainsi qu'à ces revêtements. \implies Condition vérifiée.

Conclusion :

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

III-2-2-3 Principe de la méthode :

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

❖ Exposition de la méthode :

Le principe de la méthode consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travée et en appuis à partir des fraction fixée forfaitairement de la valeur maximale de moment fléchissant en travée, celle-ci étant supposée isostatique de la même portée libre et soumise aux charges que la travée considérée.

- α : le rapport des charges d'exploitation à la somme des charges permanentes et d'exploitation non pondérés.

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} \quad \text{avec} \quad 0 \leq \alpha \leq \frac{2}{3}$$

$$\alpha = \frac{0,975}{3,575+0,975} = 0,21 \quad 0 \leq 0,21 \leq 0,667 \quad \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- M_0 la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de Comparaison $M_0 = \frac{q.L^2}{8}$

Avec :

- L : longueur entre nus des appuis.
- M_W : Valeur absolue du moment sur l'appui de gauche.
- M_e : Valeur absolue du moment sur l'appui de droite.
- M_t : Moment maximal en travée dans la travée considérée.

Les valeurs M_W , M_e , M_t , doivent vérifier les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq \max\{1,05M_0 ; (1+ 0,3\alpha) M_0\} - \frac{M_W + M_e}{2} \\ M_t \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} M_0 \text{ dans une travée intermédiaire} \\ M_t \geq \frac{1,2+0,3\alpha}{2} M_0 \text{ dans une travée de rive} \end{array} \right.$$

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

1. $0,6 M_0$ pour une poutre à deux travées.
2. $0,5 M_0$ pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.
3. $0,4 M_0$ pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.
4. $0,3M_0$ pour les appuis de rive semi encastés.

Dans notre cas nous avons une poutrelle sur 06 appuis comme présentée dans le diagramme suivant :

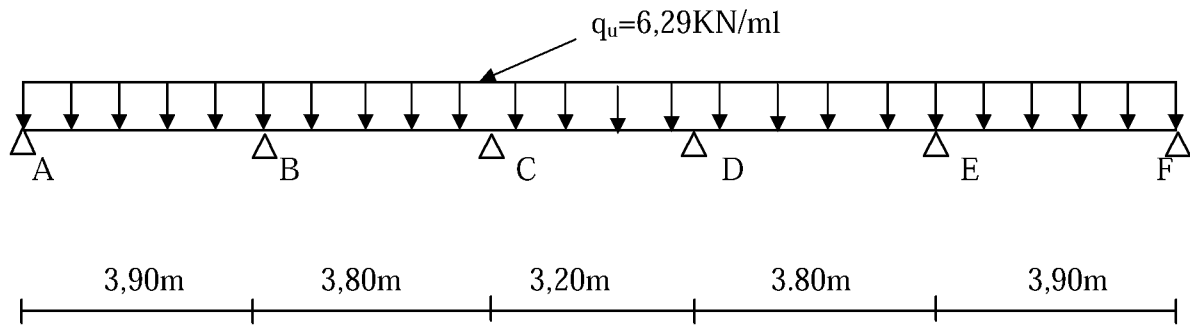


Figure III-2-4 : Schéma statique de la poutrelle sur 6 appuis.

III-2-2-4 Calcul des coefficients :

$$\alpha = \frac{0,975}{0,975 + 3,575} = 0,21$$

$$\left\{ \begin{array}{l} 1 + 0,3 \alpha = 1,06 \\ \frac{1 + 0,3 \alpha}{2} = 0,53 \quad \text{Cas d'une travée intermédiaire} \\ \frac{1,2 + 0,3 \alpha}{2} = 0,63 \quad \text{Cas d'une travée de rive} \end{array} \right.$$

III-2-2-5 Calcul des moments fléchissant :

A- Poutrelle sur 6 appuis :

a) Calcul des moments isostatiques M_{0i} à l'ELU :

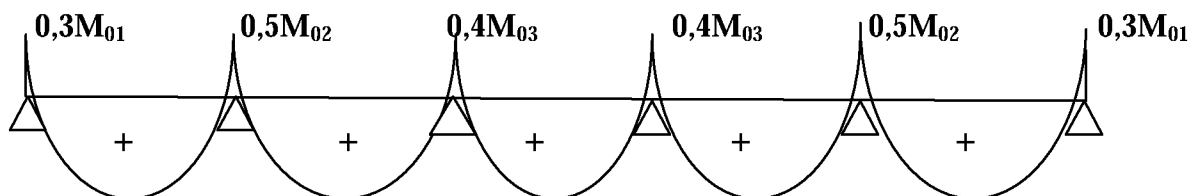


Figure III-2-5 : moments sur appuis.

$$\text{Travée 1-2 : } M_{012} = M_{056} = \frac{q_u \times L_{1-2}^2}{8} = 6,29 \times \frac{(3,90)^2}{8} = 11,96 \text{ kN.m}$$

$$\text{Travée 2-3 : } M_{023} = M_{045} = \frac{q_u \times L_{2-3}^2}{8} = 6,29 \times \frac{(3,80)^2}{8} = 11,35 \text{ kN.m}$$

$$\text{Travée 3-4 : } M_{034} = \frac{q_u \times L_{3-4}^2}{8} = 6,29 \times \frac{(3,20)^2}{8} = 8,05 \text{ kN.m}$$

b) Calcul des moments sur appuis :

$$M_1 = M_6 = 0,3 M_{012} = 0,3 \times 11,96 = 3,58 \text{ kN.m}$$

$$M_2 = M_5 = 0,5 \max(M_{012}, M_{023}) = 0,5 \max(11,96 ; 11,35) = 0,5 \times 11,96 = 5,98 \text{ kN.m}$$

$$M_3 = M_4 = 0,4 \max(M_{023}, M_{034}) = 0,4 \max(11,35 ; 8,05) = 0,4 \times 11,35 = 4,54 \text{ kN.m}$$

c) Calcul moments en travées :

Travée 1-2 :

$$M_t \geq 1,06 \times 11,96 - \frac{3,58 + 5,98}{2} = 7,89 \text{ kN.m}$$

$$M_t \geq 0,63 \times 11,96 = 7,53 \text{ kN.m}$$

Soit : $M_{1-2} = 7,89 \text{ kN.m} = M_{5-6}$

Travée 2-3 :

$$M_t \geq 1,06 \times 11,35 - \frac{5,98 + 4,54}{2} = 6,77 \text{ kN.m}$$

$$M_t \geq 0,53 \times 11,35 = 6,01 \text{ kN.m}$$

Soit : $M_{2-3} = 6,77 \text{ kN.m} = M_{4-5}$

Travée 3-4 :

$$M_t \geq 1,06 \times 8,05 - \frac{4,54 + 4,54}{2} = 3,99 \text{ kN.m}$$

$$M_t \geq 0,53 \times 8,05 = 4,26 \text{ kN.m}$$

Soit : $M_{3-4} = 4,26 \text{ kN.m}$

III-2-2-6 Calcul des efforts tranchants :

L'effort tranchant en tout point d'une poutre est donné par la formule suivante :

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

Avec :

$$\theta(x=0) = \frac{q_u \cdot L_i}{2} \quad \text{et} \quad \theta(x=L) = -\frac{q_u \cdot L_i}{2}$$

$$\Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} T_w = -\frac{q_u \cdot L_i}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i} \\ T_e = \frac{q_u \cdot L_i}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i} = T_w + q_u \times L_i \end{array} \right.$$

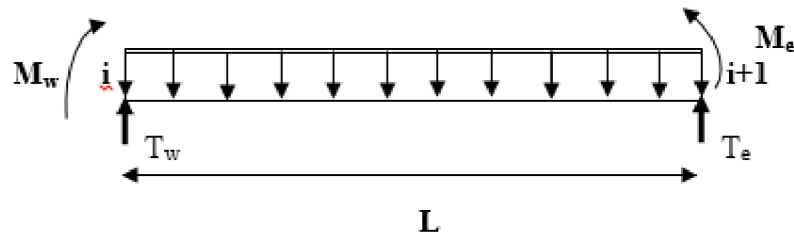


Figure III-2-6 : Schéma de calcul des efforts tranchants.

$T(x)$: effort tranchant sur appui.

$\theta(x)$: effort tranchant de la travée isostatique.

M_i et M_{i+1} : moment sur appuis i , $i+1$ respectivement en valeur algébrique.

T_w : effort tranchant sur appui gauche de la travée.

T_e : effort tranchant sur appui droit de la travée.

L : longueur de la travée.

A- Poutrelle sur 6 appuis :

Après calcul on résume les résultats obtenus dans le tableau suivant :

Travée	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6
M_w (KN.m)	3,58	5,98	4,54	4,54	5,98
M_e (KN.m)	5,98	4,54	4,54	5,98	3,58
Longueur(m)	3,90	3,80	3,20	3,80	3,90
T_w (KN)	-11,65	-12,33	-10,06	-11,57	-12,88
T_e (KN)	12,88	11,57	10,06	12,33	11,65

Tableau III-2-1 : les efforts tranchants à l'ELU.

III-2-2-7 Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchant :

A- Poutrelle sur 6 appuis :

a) Diagramme des moments :

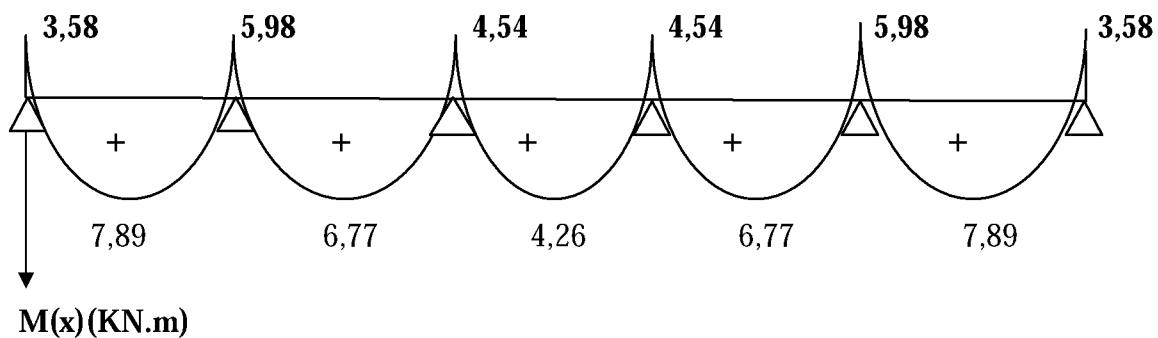


Figure III-2-7 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.

b) Diagramme des efforts tranchants :

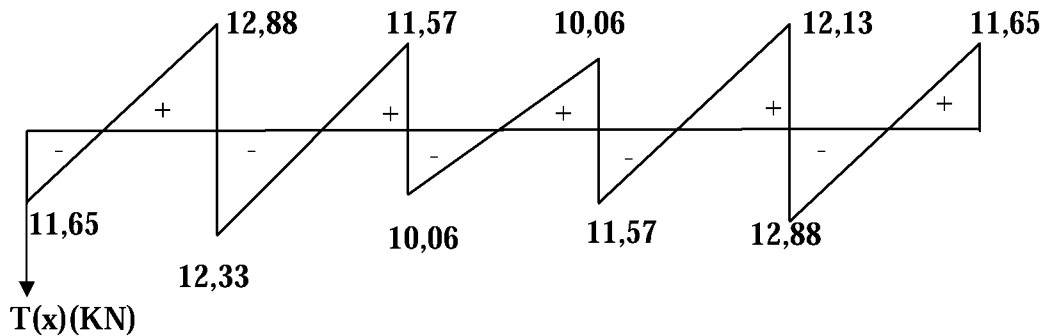


Figure III-2-8 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.

III-2-2-8 Ferrailage à l'ELU :

Le calcul se fait avec les moments max en travées et sur appuis :

a) Calcul des armatures longitudinales :

1- Armature en travée :

Le moment maximal en travée

$$M_{\max}^t = 7,89 \text{ KN.m}$$

Le moment équilibré par la table de compression :

$$M = b \cdot h_0 \cdot \left(d - \frac{h_0}{2} \right) \cdot f_{bu} = 0,65 \times 0,04 \times (0,18 - 0,04/2) \times 14,2 \times 1000 = 59,07 \text{ KN.m}$$

$$M = 59,07 \text{ kN.m}$$

$$M_{\max}^t \leq M \Rightarrow \text{L'axe neutre est dans la table de compression}$$

Le calcul se fera pour une section rectangulaire (b, h)

$$\mu_b = \frac{M_{\max}^t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{7,89 \cdot 10^3}{65 \cdot 18^2 \cdot 14,2} = 0,026 < 0,392$$

$\mu_b < \mu_e$ La section est simplement armée.

$$\mu_b = 0,026 \Rightarrow \beta = 0,987$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\text{Donc : } A_{st} = \frac{M_{\max}^t}{\beta \cdot d \cdot (f_e / \gamma_s)} = \frac{7,89 \cdot 10^3}{0,987 \cdot 18 \cdot 348} = 1,27 \text{ cm}^2$$

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

2- Armature Aux appuis :

Le moment max aux appuis :

$$M_a^{\max} = 5,98 \text{ kN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_a^{\max}}{b_0 \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{5,98 \cdot 10^3}{12 \cdot 18^2 \cdot 14,2} = 0,108 < 0,392$$

$\mu_b < \mu_e$ La section est simplement armée

$$\mu_b = 0,108 \Rightarrow \beta = 0,943$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa} \text{ Donc :}$$

$$A_a = \frac{M_a^{\max}}{\beta \cdot d (f_e / \gamma_s)} = \frac{5,98 \cdot 10^3}{0,943 \cdot 18 \cdot 348} = 1,012 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{sa} = 2\text{HA}10 = 1,57 \text{ cm}^2$

b) Calcul des armatures transversales :

Le diamètre minimal des armatures est donné par (Art.A.7.2.12/BAEL91) :

$$\emptyset \leq \min \left\{ \frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \emptyset_{\min} \right\} = \min \left\{ \frac{20}{35}, \frac{12}{10}, 10 \right\} = \min \{0,57; 1,2; 10\} = 0,57 \text{ cm}$$

\emptyset_{\min} : Diamètre maximal des armatures longitudinales

On choisit un cadre 2Ø8 avec $A_t = 2\text{HA}8 = 1 \text{ cm}^2$

Les armatures transversales seront réalisées par un étrier de Ø8

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

$$S_t \leq \min(0,9d; 40\text{cm}) = \min(0,9 \times 18; 40\text{cm}) = 16,2\text{cm}$$

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

III-2-2-9 Vérification à l'ELU :

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

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b_0 \times d} \quad \text{Avec : } T_{\max} = 12,88 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{12,88 \cdot 1000}{12 \cdot 10 \cdot 18 \cdot 10} = 0,59 \text{ Mpa}$$

$$\text{Fissuration peu nuisible } \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\} = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,59 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

b) Vérification de la contrainte d'adhérence :(Art.A.6.13 /BAEL91)

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

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

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

Avec $\sum u_i$ somme des périmètres utiles des armatures.

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0,9d \sum U_i} = \frac{12,88 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 2 \times (\pi \times 10)} = 1,26 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

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

Les barres rectilignes de diamètre \emptyset et de limite élastique f_e sont encreées sur une longueur :

$$l_s = \frac{\emptyset \cdot f_e}{4\tau_{se}}$$

l_s = longueur de scellement droit

$$\tau_{se} = 0,6 \Psi^2 f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

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

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

Les règles de (Art A.6,253/BAEL91) 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 $L_c = 0,4l_s$ pour les aciers HA.

$$\Longrightarrow L_c = 0,4 \times 40 = 16 \text{ cm}$$

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

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

Avec : $a = 0,9d$

$$T_u^{\max} \leq 0,4 \times 0,12 \times (0,9 \times 0,18 \times 10^3) \times \frac{25}{1,5} = 129,6 \text{ kN}$$

$$T_u^{\max} = 12,88 \text{ kN} \leq 129,6 \text{ kN}$$

Appuis de rive :

$$T_{\max} = 11,65 \text{ kN} < 129,6 \text{ kN} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Appuis intermédiaires :

$$T_{\max} = 12,88 \text{ kN} < 129,6 \text{ kN} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

e) Influence de l'effort tranchant sur les armatures : (Art. A5.1.312/BAEL91) :

$$\text{On doit vérifier que : } A \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(T_u^{\max} + \frac{M_{\max}}{0,9d} \right)$$

Appuis de rive :

$$A = 1,57 \geq \frac{1,15}{400 \times 10^{-1}} \times \left(11,65 - \frac{3,58}{0,9 \times 0,18} \right) = -0,30 \text{ cm}^2$$

$A = 1,57 > -0,30 \text{ cm}^2$ → Condition vérifiée

Appuis intermédiaires :

$$A = 2,35 \geq \frac{1,15}{400 \times 10^{-1}} \times \left(12,88 - \frac{7,89}{0,9 \times 0,18} \right) = -1,03 \text{ cm}^2$$

$A = 2,35 \geq -1,03 \text{ cm}^2$ → Condition vérifiée

f) vérification de la contrainte moyenne sur appuis intermédiaires :

$$\text{On doit vérifier que : } \sigma_{bc}^{\max} = \frac{T_u^{\max}}{b_0 a} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

Avec : $a = 0,9d$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 1,3 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,3 \times \frac{25}{1,5} = 21,66 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc}^{\max} = \frac{12,88 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 120} = 0,66 < \bar{\sigma}_{bc} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

III-2-3 Calcul de la poutrelle à l'ELS :

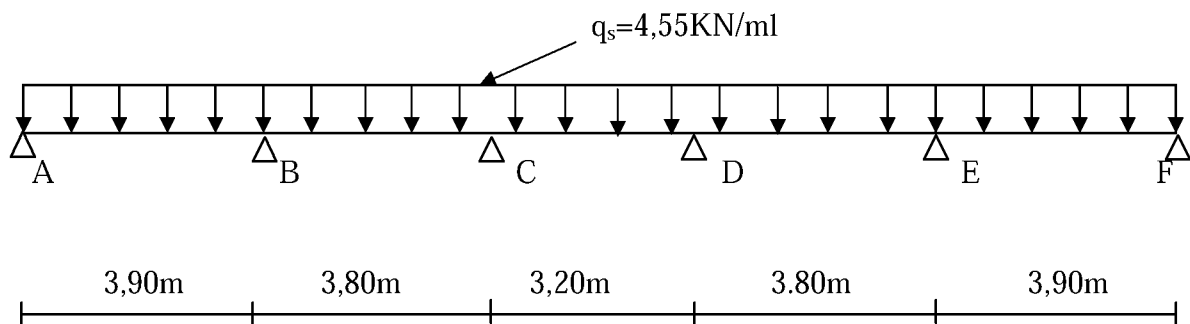


Figure III-2-9 : Schéma statique de la poutrelle à l'ELS.

III-2-3-1 Calcul des moments fléchissant :

a) Calcul des moments isostatiques M_{0i} :

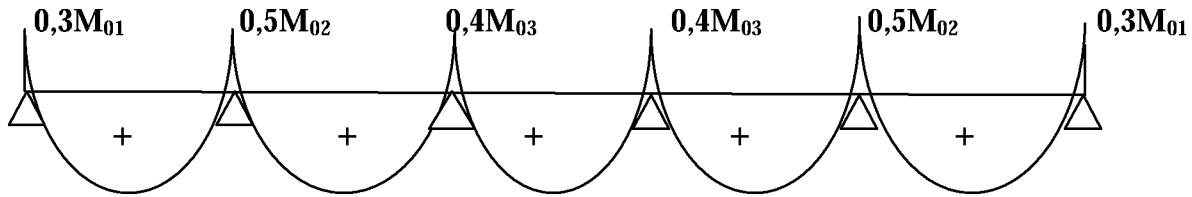


Figure III-2-10 : moments sur appuis.

$$\text{Travée 1-2 : } M_{012}=M_{056} = \frac{q_s \times L_{1-2}^2}{8} = 4,55 \times \frac{(3,90)^2}{8} = 8,65 \text{ kN.m}$$

$$\text{Travée 2-3 : } M_{023} = M_{045} = \frac{q_s \times L_{2-3}^2}{8} = 4,55 \times \frac{(3,80)^2}{8} = 8,21 \text{ kN.m}$$

$$\text{Travée 3-4 : } M_{034} = \frac{q_s \times L_{3-4}^2}{8} = 4,55 \times \frac{(3,20)^2}{8} = 5,82 \text{ kN.m}$$

b) Calcul des moments sur appuis :

$$M_1 = M_6 = 0,3 M_{012} = 0,3 \times 8,65 = 2,59 \text{ kN.m}$$

$$M_2 = M_5 = 0,5 \max(M_{012}, M_{023}) = 0,5 \max(8,65 ; 8,21) = 0,5 \times 8,65 = 4,32 \text{ kN.m}$$

$$M_3 = M_4 = 0,4 \max(M_{023}, M_{034}) = 0,4 \max(8,21 ; 5,82) = 0,4 \times 8,21 = 3,28 \text{ kN.m}$$

c) Calcul moments en travées :

Travée 1-2 :

$$M_t \geq 1,06 \times 8,65 - \frac{2,59 + 4,32}{2} = 5,71 \text{ kN.m}$$

$$M_t \geq 0,63 \times 8,65 = 5,45 \text{ kN.m}$$

Soit : $M_{1-2} = 5,71 \text{ kN.m} = M_{5-6}$

Travée 2-3 :

$$M_t \geq 1,06 \times 8,21 - \frac{4,32 + 3,28}{2} = 4,90 \text{ kN.m}$$

$$M_t \geq 0,53 \times 8,21 = 4,35 \text{ kN.m}$$

Soit : $M_{2-3} = 4,90 \text{ kN.m} = M_{4-5}$

Travée 3-4 :

$$M_t \geq 1,06 \times 5,82 - \frac{3,28 + 3,28}{2} = 2,89 \text{ kN.m}$$

$$M_t \geq 0,63 \times 5,82 = 3,66 \text{ kN.m}$$

Soit : $M_{3-4} = 3,66 \text{ kN.m}$

III-2-3-2 Calcul des efforts tranchants :

$$\Rightarrow \begin{cases} T_w = -\frac{q_s \cdot L_i}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i} \\ T_e = \frac{q_s \cdot L_i}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i} = T_w + q_s \times L_i \end{cases}$$

Après calcul on résume les résultats obtenus dans le tableau qui suit :

Travée	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6
M_w (KN.m)	2,59	4,32	3,28	3,28	4,32
M_e (KN.m)	4,32	3,28	3,28	4,32	2,59
Longueur(m)	3,90	3,80	3,20	3,80	3,90
T_w (KN)	-8,43	-8,92	-7,28	-8,37	-9,31
T_e (KN)	9,31	8,37	7,28	8,92	8,43

Tableau III-2-2 : les efforts tranchants à l'ELS.

III-2-3-3 Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchant :

a) diagramme des moments :

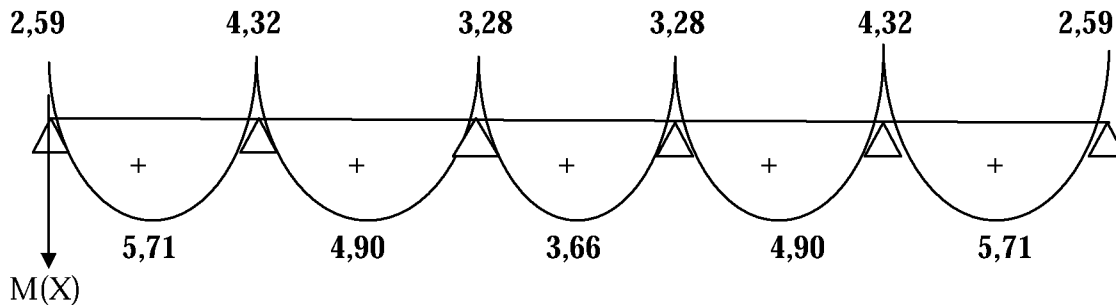


Figure III-2-11 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS en (KN.m)

b) diagramme des efforts tranchant :

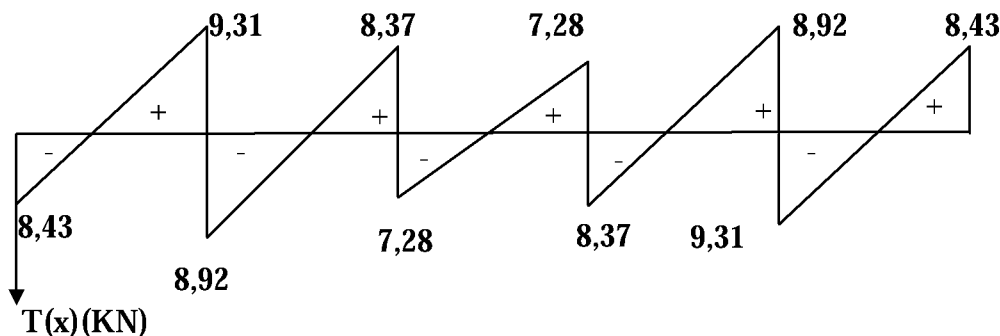


Figure III-2-12: Diagramme des efforts tranchant à l'ELS en (KN).

III-2-4 Vérification des contraintes à l'ELS :

III-2-4-1 Vérification de la condition de non fragilité : (Art. A 4.2.1/BAEL 91)

$$A_{\min} = 0,23b_0d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 12 \times 18 \frac{2,1}{400} = 0,26 \text{ cm}^2$$

- En travée :

$$A_t = 2,35 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,26 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- Aux appuis :

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

III-2-4-2 Etat limite de résistance du béton en compression :

a) Contrainte de compression dans le béton :

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} = K\sigma_{St} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

1. En travées :

$$M_t^{\max} = 5,71 \text{ kN.m} ; A_t = 2,35 \text{ cm}^2.$$

$$K_1 = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_t}{b \cdot d} = \frac{100 \times 2,35}{12 \times 18} = 1,087$$

$$\rho_1 = 1,087 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,856 \\ \alpha_1 = 0,432 \end{cases}$$

$$\text{Alors } K_1 = \frac{0,432}{15(1-0,432)} = 0,051$$

$$\Rightarrow K_1 = 0,051$$

$$\sigma_{St} = \frac{M_t^{\max}}{A_t \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{5,71 \times 10^3}{2,35 \times 0,856 \times 18} = 157,69 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K\sigma_{St} = 0,051 \times 157,69 = 8,04 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 8,04 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

2. Aux appuis :

$$M_a^{\max} = 4,32 \text{ kN.m} ; A_a = 1,57 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_a}{b \cdot d} = \frac{100 \times 1,57}{12 \times 18} = 0,727$$

$$\rho_1 = 0,727 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,876 \\ \alpha_1 = 0,372 \end{cases}$$

$$\text{Alors : } K_1 = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)}$$

$$\alpha_1 = 0,372 \Rightarrow K_1 = 0,039$$

$$\sigma_{St} = \frac{M_a^{\max}}{A_s \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{4,32 \times 10^3}{1,57 \times 0,876 \times 18} = 174,50 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \sigma_{St} = 0,039 \times 174,50 = 6,80 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 6,80 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

b) Contrainte dans les aciers :

1. En travées :

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_t}{b \cdot d} = \frac{100 \times 2,35}{12 \times 18} = 1,087$$

$$\rho_1 = 1,087 \Rightarrow \beta_1 = 0,856$$

$$\sigma_{St} = \frac{M_t^{\max}}{A_t \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{5,71 \times 10^3}{2,35 \times 0,856 \times 18} = 157,69 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa} > 157,69 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

2. Aux appuis :

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_a}{b \cdot d} = \frac{100 \times 1,57}{12 \times 18} = 0,727$$

$$\rho_1 = 0,727 \Rightarrow \beta_1 = 0,876$$

$$\sigma_{St} = \frac{M_a^{\max}}{A_a \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{4,32 \times 10^3}{1,57 \times 0,876 \times 18} = 174,50 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa} > 174,50 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

III-2-4-3 Etat limite de déformation (vérification de la flèche Art. A.3.6.51/BAEL91) :

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

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

- 1- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{22,5}$
- 2- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{15} \times \frac{M_t}{M_0}$
- 3- $\frac{A_{sa}}{b_0 \cdot d} \leq \frac{3,6}{f_e}$

Avec :

H : hauteur total de la section ;

L : portée libre maximal ;

M_t : maximum de flexion ;

b_0 : largeur de nervure.

- 1- $\frac{h}{L} = \frac{20}{390} = 0,051 \geq \frac{1}{22,5} = 0,044 \rightarrow$ Condition vérifiée
- 2- $\frac{h}{L} = 0,051 \geq \frac{1}{15} \times \frac{M_t}{M_0} = (1/15) * (5,71/8,65) = 0,044 \rightarrow$ Condition vérifiée
- 3- $\frac{A_{sa}}{b_0 \cdot d} = \frac{1,57}{12 * 18} = 0,007 \leq \frac{3,6}{f_e} = \frac{3,6}{400} = 0,009 \rightarrow$ Condition vérifiée

Conclusion :

Les trois conditions sont vérifiées, donc ce n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche.

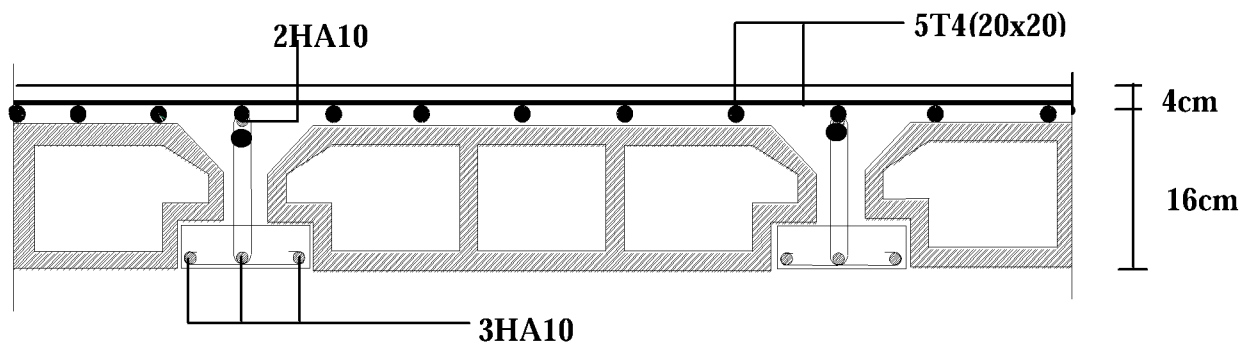


Figure III-2-13 : plan de ferrailage du plancher.

III-3 Les balcons :

Le bâtiment est constitué de deux types de balcons, c'est le balcon en corps creux (16+4) coulé sur place qui est muni de poutre de chaînage. et le second est en dalle pleine.

1^{er} type de balcon :

III-3-1 Etude de la poutre de chaînage :

La poutre de chaînage est considérée comme une poutre continue avec une inertie constante et qui repose sur deux appuis, elle supporte son poids propre et le poids des cloisons extérieures.

a) Pré-dimensionnement de la poutre :

Les dimensions de la poutre sont données par les formules suivantes :

-Hauteur de la poutre :

$$L_{max}/15 \leq h_t \leq L_{max}/10$$

Avec L_{max} : c'est la longueur libre entre nus d'appui dans le sens considéré

$$\frac{350}{15} = 23,33 \leq h_t \leq \frac{350}{10} = 35 \Rightarrow \text{On prend : } h_t = 30\text{cm}$$

-Largeur de la poutre :

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

$$0,4 \times 30 = 12 \leq b \leq 0,7 \times 30 = 21 \Rightarrow \text{On prend : } b = 20\text{ cm}$$

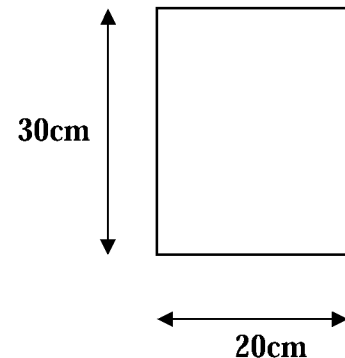
b) Vérification des exigences du (Art7.4.1 RPA99/V2003) :

$$h_t = 30\text{cm} \geq 30 \Rightarrow \text{condition est vérifiée.}$$

$$b = 20\text{cm} \geq 20 \Rightarrow \text{condition est vérifiée.}$$

$$\frac{h_t}{b} = 1,5 \leq 4 \Rightarrow \text{condition est vérifiée.}$$

Section adoptée : $(20 \times 30)\text{ cm}^2$



III-3-2 Calcul des charges et surcharges :

-Les charges permanentes

- ❖ Poids propre de la poutre : $25 \times 0,20 \times 0,30 = 1,5\text{ kN/ml}$
- ❖ Poids du mur (double cloison) : $(3,06 - 0,3) \times 2,81 = 7,75\text{ kN/ml}$
- ❖ poids du plancher: $5,5 \times \left(\frac{0,65}{2}\right) = 1,78\text{ kN/ml}$
- ❖ $G_t = 11,03\text{ kN/ml}$.

-La surcharge d'exploitation :

$$Q = 3,50 \cdot \frac{0,65}{2} = 1,137\text{ kN/ml}$$

III-3-3 Combinaisons des charges :

- ❖ ELU : $q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 11,03 + 1,5 \times 1,137 = 16,596\text{ kN/ml}$.
- ❖ ELS : $q_s = G + Q = 11,03 + 1,137 = 12,167\text{ kN/ml}$.

III-3-4 Etude de la poutre à l'ELU :

On considère la poutre comme étant une poutre simplement appuyée sur deux appuis

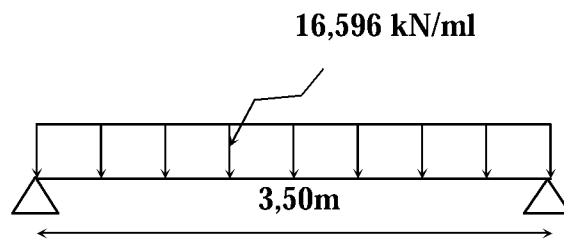


Figure III-3-1 : Schéma statique de la poutre de chaînage à l'ELU.

Calcul des efforts internes :

a) Les moments fléchissant :

$$M_{\max} = \frac{q \cdot L^2}{8} = \frac{16,596 \cdot 3,5^2}{8} = 25,41 \text{ kN.m}$$

Remarque :

Afin de tenir compte des semis encastremets aux appuis, on affectera les moments par des coefficients correctifs de valeur égale à :

0,85 M_{\max} en travées

0,50 M_{\max} aux appuis

On obtient les valeurs des moments ci-dessous :

En travée : $M_t = 0,85 M_{\max} = 0,85 \times 25,41 = 21,6 \text{ kN.m}$

Aux appuis : $M_a = M_b = 0,5 M_{\max} = 0,5 \times 25,41 = 12,7 \text{ kN.m}$

b) Les efforts tranchant :

$$T_A = \frac{q \cdot L}{2} = \frac{16,596 \times 3,50}{2} = 29,04 \text{ kN}$$

$$T_b = \frac{-q \cdot L}{2} = \frac{-16,596 \times 3,50}{2} = -29,04 \text{ kN}$$

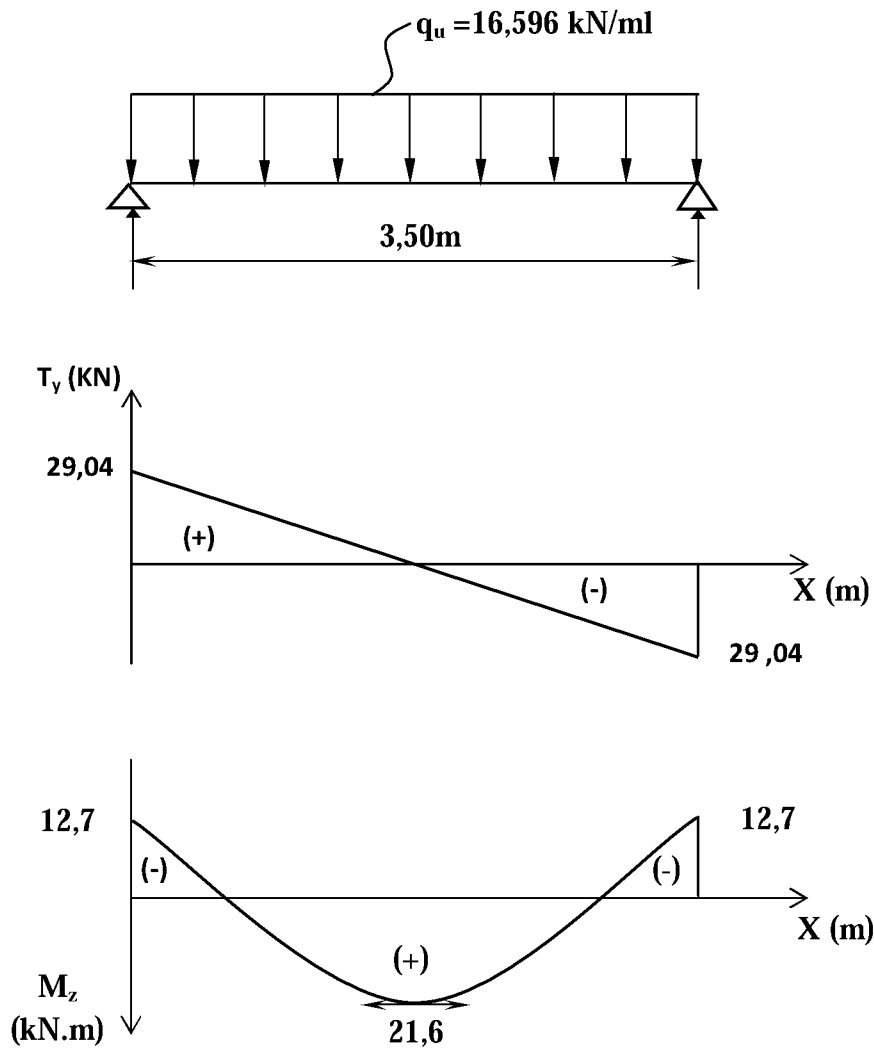


Figure III-3-2 : Diagramme des efforts internes à l'ELU.

III-3-5 Calcul des armatures :

-En travée :

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{21,6 \times 10^{-3}}{0,20 \times (0,27)^2 \times 14,2} = 0,104 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow S.S.A$$

$$\mu = 0,104 \Rightarrow \beta = 0,945$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{21,6 \times 10^2}{0,945 \times 27 \times 37,65} = 2,25 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures on prendra : **2HA12 = 2,26 cm²**

- Aux appuis :

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{12,7 \times 10^{-3}}{0,20 \times (0,27)^2 \times 14,2} = 0,061 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow S.S.A$$

$$\Rightarrow \mu = 0,061 \Rightarrow \beta = 0,969$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{12,7 \times 10^2}{0,969 \times 27 \times 37,65} = 1,29 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures on prendra : **2HA12 = 2,26 cm²**

III-3-6 Vérification à L'ELU :

a) Vérification de l'effort tranchant : (Art A.5.2.2/BAEL91)

$$T_u^{\max} = 29,04 \text{ KN} \Rightarrow \tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{29,04 \times 10^3}{200 \times 270} = 0,537 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,20}{\gamma_b} \times f_{c28} ; 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow$ Condition vérifiée.

-Dans le béton : (Art A.5.1, 313/BAEL91)

$$T_U \leq 0,4 b \cdot d \cdot 0,9 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$T_U = 29,04 < 0,4 \times 20 \times 27 \times 0,9 \left(\frac{2,5}{1,5} \right) = 324 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$A_a > \frac{1,15}{f_e} \left(T_U + \frac{M_U}{0,9 \cdot d} \right)$$

$$A_a = 1,29 \geq \frac{1,15}{400} \left(29,04 \times 10^3 + \frac{-12,7}{0,9 \times 27} \times 10^5 \right) \times 10^{-2} = -0,667 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

c) Vérification de la contrainte d'adhérence : (Art A.6.1.3/BAEL91)

Il faut vérifier que : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28} = 3,15 \text{ MPa}$

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0,9 \times d \times \sum U_i} \text{ Avec : } \sum U_i = n \times \pi \times \phi$$

$$\tau_{se} = \frac{29,04 \times 10^3}{0,9 \times 270 \times 2 \times 3,14 \times 12} = 1,58 \Rightarrow \tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

d) Vérification de la longueur de scellement : (Art A.6.1.21/BAEL 91)

$$l_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4\tau_{se}}$$

l_s = longueur de scellement droit

$$\tau_{se} = 0,6 \Psi^2 f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

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

Pour $\phi = 1,2 \text{ cm}$ $L_s = 35,27 \times 1,2 = 42,324 \text{ cm}$.

Nous adaptons pour des raisons pratiques un crochet normal qui sera calculé comme suit :

En appui : $L_r = 0,4 \times L_s = 0,4 \times 42,327 = 16,93 \text{ cm}$.

e) Les armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \phi_1 ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} \right\} = \min \left(1,2 ; \frac{30}{35} = 0,85 ; \frac{20}{10} = 2 \right) = 0,85 \text{ cm}^2$$

On adoptera comme armatures transversales : $A_t = 2 \phi 8 = 1,00 \text{ cm}^2$

f) Espacement des armatures transversales :

$$S_t \leq \text{Min} (0,9d ; 40 \text{ cm}) = \text{min} (24,3 ; 40) = 20 \text{ cm}$$

La section d'armatures transversales doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b \cdot S_t} > 0,4 \text{ MPa} \Rightarrow \frac{1,00 \times 400}{20 \times 20} = 1,00 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

-Vérification selon le RPA 2003 :

D'après le R.P.A 2003, l'espacement est donné selon deux zones :

En zone nodale :

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\phi ; 30 \right\} \Rightarrow$$

$$S_t \leq \min(7,5 ; 96 ; 30) = 7,5 \Rightarrow S_t = 7 \text{ cm}$$

En zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 15 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

III-3-7 Vérification à l'ELS :

Calcul des efforts internes :

a) Les moments fléchissants :

$$M_0 = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{12,167 \cdot 3,5^2}{8} = 18,63 \text{ kN.m}$$

$$M_t = 0,85M_{\max} = 0,85 \times 18,63 = 15,83 \text{ kN.m}$$

$$M_a = M_b = 0,5M_{\max} = 0,5 \times 18,63 = 9,31 \text{ kN.m}$$

b) Les efforts tranchants :

$$T_A = \frac{q \cdot L}{2} = \frac{12,167 \times 3,50}{2} = 21,29 \text{ kN}$$

$$T_b = \frac{-q \cdot L}{2} = \frac{-12,167 \times 3,50}{2} = -21,29 \text{ kN}$$

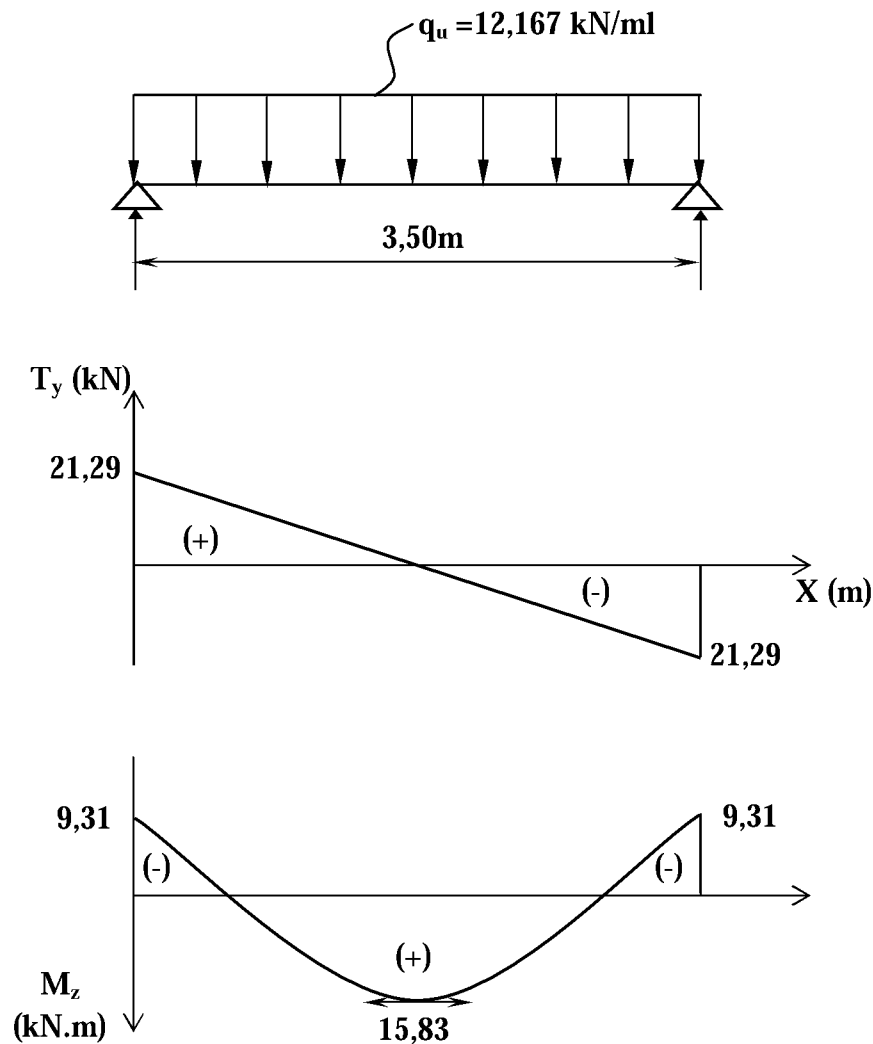


Figure III-3-3 : Diagramme des efforts internes à l'ELS.

a) Vérification de la résistance du béton à la compression : (Art A.4.5 ,3/BAEL 91)

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

$$\sigma_{bc} = K\sigma_s \quad \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28}$$

Aux appuis : $M_a = 9,31 \text{ kN.m}$; $A_t = 2,26 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A}{b \cdot d} = \frac{100 \cdot 2,26}{20 \cdot 27} = 0,41 \quad \Rightarrow \quad \beta_1 = 0,901 \quad ; \quad \alpha_1 = 0,297$$

$$K_1 = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)} = \frac{0,297}{15(1-0,297)} = 0,028$$

$$\sigma_b = \frac{M_a \cdot K_1}{\beta_1 \cdot d \cdot A_t} = \frac{9,31 \cdot 10^3 \cdot 0,028}{0,901 \cdot 27 \cdot 2,26} = 4,74 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

En travée $M_t = 15,83 \text{ kN.m}$; $A_t = 2,26 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_t}{b \cdot d} = \frac{100 \times 2,26}{20 \times 27} = 0,41 \quad \Rightarrow \quad \beta_1 = 0,901 \quad ; \quad \alpha_1 = 0,297$$

$$K_1 = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)} = \frac{0,297}{15(1-0,297)} = 0,028$$

$$\sigma_b = \frac{M_t \cdot K_1}{\beta_1 \cdot d \cdot A_t} = \frac{15,83 \cdot 10^3 \cdot 0,028}{0,901 \cdot 27 \cdot 2,26} = 8,06 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

L'état limite de compression du béton aux appuis et en travées est vérifié donc les armatures adoptées à l'ELU sont suffisantes \Rightarrow Condition vérifiée

b) Vérification de l'état limite d'ouverture des fissures :

Fissuration non préjudiciable, donc aucune vérification n'est nécessaire.

c) Condition de non fragilité : (Art A.4.2.1 /BAEL91)

$$\left. \begin{array}{l} A_t = 2,26 \text{ cm}^2 > A_{\min} \\ A_a = 1,219 \text{ cm}^2 > A_{\min} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Conditions vérifiées}$$

d) Vérification de la flèche : (Art B.6.5, 2 /BAEL91) :

On peut dispenser le calcul de la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \\ \frac{A_t}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \end{array} \right.$$

$$\frac{30}{350} = 0,0857 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \quad \rightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{30}{350} = 0,0857 \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{15,83}{10 \times 18,63} = 0,0849 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A_t}{b \times d} = \frac{2,26}{20 \times 27} = 0,0041 \leq \frac{4,2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0,0105 \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Donc il n'y a pas nécessité de vérifier la flèche.

CONCLUSION :

Le ferrailage de balcon est comme suit :

- **En travées :**

2HA12 (sens x-x et y-y) , $S_t=7\text{cm}$

- **En appuis :**

2HA12 (sens x-x et y-y) , $S_t=15\text{cm}$

Plan de ferrailage du balcon suivant les deux sens x-x et y-y

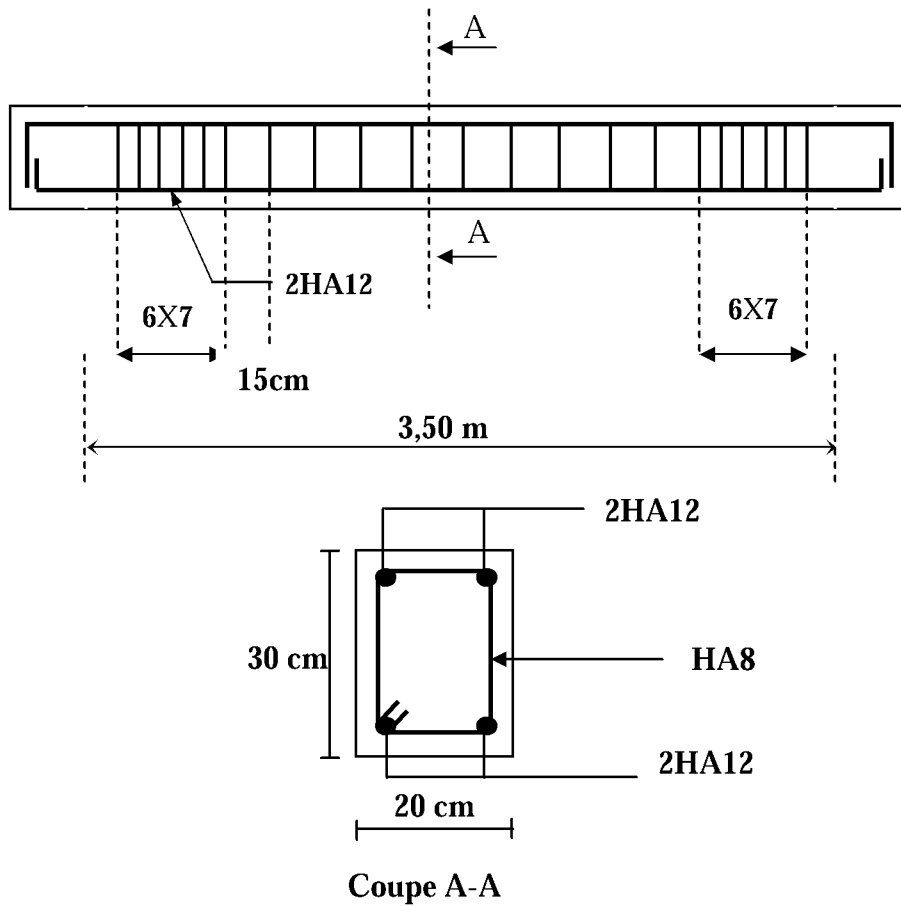


Figure III-3-4 : Ferrailage de la poutre de chaînage.

2^{ème} type de balcon :

III-3-8 Etude de la dalle pleine

Le balcon assimilé à une console encastrée au niveau de la poutre de rive du plancher .Il est soumis à des charges permanentes G , au poids du mur extérieur ainsi qu'aux charges d'exploitations. Les dimensions de la dalle est comme suit :

Largeur $l = 1,35$ m.

Longueur $L = 3,25$ m.

Le calcul du ferrailage se fera pour une bande de $1ml$ de largeur dont la section est soumise à la flexion simple. Le schéma statique est donné par la figure suivante :

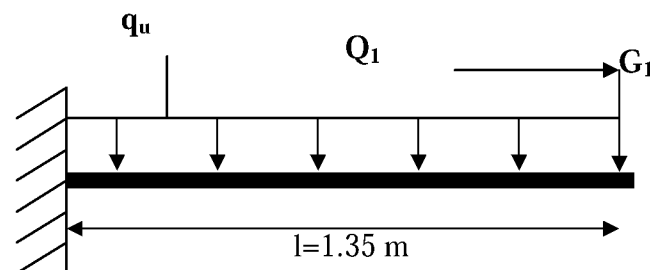


Figure III-3-5: Schéma statique d'un balcon

III-3-9 Dimensionnement :

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

$$e_p \geq \frac{l}{10} \quad \text{Avec } l : \text{ largeur du balcon}$$

Le balcon est en briques, le poids de garde-corps égale 1kN/ml .

$$e_p \geq \frac{135}{10} = 13,5\text{cm} \quad \text{on prend: } e_p = 15\text{cm}$$

III-3-10 Détermination des Sollicitations :

a) Les charges permanentes de la dalle :

Elément	Epaisseur (m)	ρ (kN/m ³)	La charge (kN/m ²)
1. Revêtement en carrelage	0,02	20	0,40
2. mortier de pose	0,03	22	0,66
3. couche de sable	0,03	18	0,54
4. dalle pleine	0,15	25	3,75
5. enduit de ciment	0,02	18	0,36
			G₁=5,71

D'où : $G_1 = 5,71 \times 1 \text{ ml} = 5,71 \text{ kN/ml}$

$$\mathbf{G_1 = 5,71 \text{ kN/ml}}$$

Tableau III-3-1: Les charges permanentes revenant au balcon.

➤ garde de corps :

$G_2 = [(\text{poids de l'enduit ciment} \times 2) + (\text{poids de la brique creuse})] \times 1 \text{ ml}$

- Enduit ciment : $0,02 \times 10 \times 2 = 0,40 \text{ kN/m}^2$

- Maçonnerie (brique creuse) : $9 \times 0,10 = 0,90 \text{ kN/m}^2$

D'où : $G_2 = 0,40 + 0,90 = 1,30 \text{ kN/m}^2 \times 1 \text{ ml}$

$$\mathbf{G_2 = 1,30 \text{ kN/ml}}$$

b- charge d'exploitation :

✓ Surcharge d'exploitation de la dalle pleine : $Q_1 = 3,5 \text{ kN/ml}$ (DTR B.C.2.2)

✓ Charge due à la main courante (horizontale) : $Q_2 = 1 \text{ kN/m}^2$

III-3-11) Calcul à l'état limite ultime (E.L.U) :

Le balcon travaille en flexion simple avec une bande de 1m de largeur.

a) combinaison des charges :

1) Dalle pleine :

$$q_{ul} = 1,35 G_1 + 1,5 Q_1 = 1,35 \times 5,71 + 1,5 \times 3,5 = 12,96 \text{ kN/ml}$$

$$\mathbf{q_{ul} = 12,96 \text{ kN/ml}}$$

2) Garde corps :

$$q_{u2} = 1,35 G_2 = 1,35 \times 1,30 = 1,75 \text{ KN/ml}$$

$$q_{u2} = 1,75 \text{ KN/ml}$$

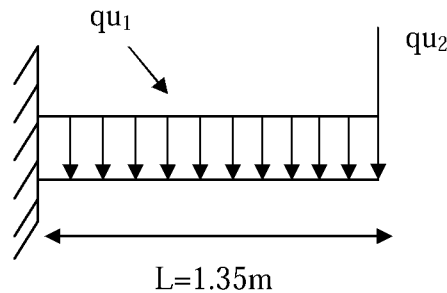


Figure III-3-6 : Schéma statique du chargement

b) Calcul moments fléchissant : $0 \leq x \leq 1.35$

$$\sum M/O = 0 \Rightarrow M_u + q_{u1} \cdot \frac{x^2}{2} + q_{u2} \cdot x = 0$$

$$\Rightarrow M_u = -q_{u1} \frac{x^2}{2} - q_{u2} x$$

Pour $x=0 \rightarrow M_u = 0$

Pour $x=1,35 \rightarrow M_u = -12,96x \frac{1,35^2}{2} - 1,75 \times 1,35 = -14,17 \text{ kN}$.

Le signe (-) désigne que la fibre supérieur est tendue.

$$M_u = 14,17 \text{ KN.m}$$

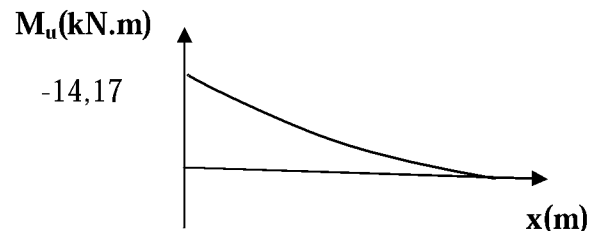


Figure III-3-7 : Diagrammes des moments fléchissant

c) Calcul des efforts tranchants : $0 \leq x \leq 1,35$

$$\sum F_V = 0 \Rightarrow T_y - q_{u1} \cdot x - q_{u2} = 0$$

$$\Rightarrow T_y = q_{u1} \cdot x + q_{u2}$$

Pour $x=0 \rightarrow T_y = q_{u2} = 1,75 \text{ kN}$

Pour $x=1,35 \rightarrow T_y = 12,96 \times 1,35 + 1,75 = 19,25 \text{ kN}$

Donc :

$T_y = V_u = 19,25 \text{ kN}$

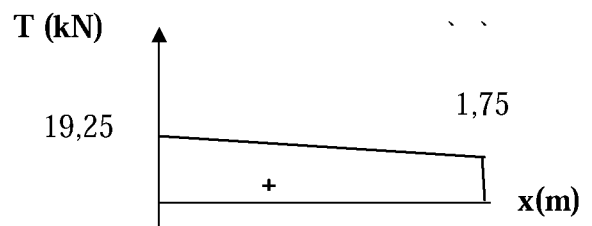


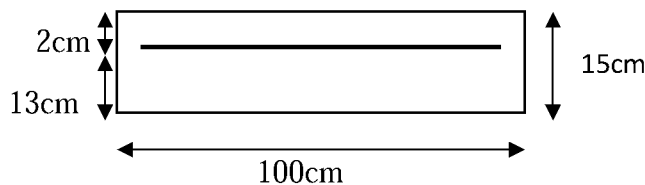
Figure III-3-8 : Diagrammes des efforts tranchants

III-3-12) Calcul de Ferrailage :

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

a- Les armatures principales

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{14,17 * 10^3}{100 * 13^2 * 14,2} = 0,060 \leq \mu_1 = 0,392 \rightarrow \text{section simplement armée.}$$



$$\mu = 0,060 \implies \beta = 0,969$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{14,17 * 10^3}{0,969 * 13 * 348} = 3,23 \text{ cm}^2$$

On opte **4HA12 = 4,52 cm²** Avec **St=25cm**

b- Les armatures de répartition

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

On opte **5HA10=3,92 cm²** Avec **St=20cm**

III-3-13) Vérifications à l'ELU :

a) Vérification de la condition de non fragilité : (Art 4.21/BAEL91) :

$$A_{\min} = \frac{0,23 b d f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 * 100 * 13 * 2,1}{400} = 1,56 \text{ cm}^2$$

$A_{\min} = 1,56 \text{ cm}^2 < A_{\text{adoptée}} = 4,52 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots$ Condition vérifiée.

b) Vérification de la condition de l'adhérence des barres :(Art6.13/BAEL91) :

$$\tau_{se} = \frac{Vu}{0,9 d \sum \mu_i} < \bar{\tau}_{se} \quad \text{Avec} \quad \left\{ \begin{array}{l} \bar{\tau}_{se} = \psi_s f_{t28} = 3,15 \text{ MPa} \\ \sum U_i = n * \pi * \phi = 4 * 3,14 * 1,2 = 15,07 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$\tau_{se} = \frac{19,25 * 10^3}{0,9 * 130 * 150,7} = 1,09 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa}$$

→ Condition vérifiée

c) Vérification de l'effort tranchant (cisaillement) (Art5.2.1/BAEL91) :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u \quad \text{Avec } \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_d}; 4 \text{ MPa} \right\}$$

$$= \{2,5 \text{ MPa}; 4 \text{ MPa}\} = 2,5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{(Fissuration préjudiciable)}$$

$$\tau_u = \frac{19,25 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0,148 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$$

..... **Condition vérifiée.**

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

d) Vérification de l'écartement des barres :

➤ **Armatures principales :**

$$St < \min (3h; 33\text{cm}) = 33\text{cm}.$$

$$St = 25\text{cm} < 33\text{cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Armatures secondaires:**

$$St < \min (4h ; 45\text{cm}) = 45 \text{ cm}.$$

$$St = 20\text{cm} < 45\text{cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

e) Ancrages des barres aux appuis :

$$\tau_{se} = 0,6 \times \psi^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,84 \text{ MPa} \quad \text{avec : } (\Psi_s = 1,5 \rightarrow \text{HA})$$

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4\tau_{se}} = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,84} = 42,25 \text{ cm} \quad St=20\text{cm} \Rightarrow \text{on prévoit des crochets.}$$

$$l_r = 0,4l_s = 0,4 \times 42,25 = 17 \text{ cm}$$

III-3-14) Vérification à L'ELS :

a) Combinaison de charge :

➤ **La dalle :**

$$q_s = G_1 + Q = 5,71 \times 1\text{m} + 3,5 = 9,21 \text{ KN/ml}$$

➤ **Garde du Corps :**

$$q_{s1} = G_2 = 1,3 \times 1\text{m} = 1,30 \text{ KN/ml}$$

➤ **Main courante :**

$$q_{s2} = 1 \text{ KN/ml}$$

b) Moment fléchissant :

$$M_s = \frac{-q_s \cdot l^2}{2} - q_s \cdot l \cdot 1m = \frac{-9,21 \cdot 1,35^2}{2} - 1,30 \cdot 1,35 = -10,15 \text{KN.m}$$

$$M_s = 10,15 \text{KN.m}$$

$M_U > M_s$ Le ferrailage adopté à l'ELU est vérifié.

c) Vérification des contraintes :

➤ Dans le béton :

$$\sigma_{bc} = k \times \sigma_s \Rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa}$$

$$k = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{bd} = \frac{100 \times 4,52}{100 \times 13} = 0,347 \Rightarrow \rho_1 = 0,347 \Rightarrow \beta_1 = 0,908 \Rightarrow \alpha_1 = 0,276$$

$$\Rightarrow k = \frac{0,276}{15(1 - 0,276)} = 0,025$$

$$\sigma_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\}$$

$$\sigma_s = \min[266,67; 195,23 \text{MPa}] \Rightarrow \sigma_s = 195,23 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 195,23 \times 0,025 = 4,88 \text{MPa} < 15 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ Dans les aciers :

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left[\frac{2}{3} f_e; \max(0,5 f_e; 110 \sqrt{nf_{tj}}) \right]$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A} = \frac{10,15 \times 10^3}{0,908 \times 13 \times 4,52} = 190,24 \text{Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \text{Min}[266,67; \text{Max}(200; 195,23 \text{MPa})]$$

$$\Rightarrow \bar{\sigma}_{st} = 200 \text{MPa} > \sigma_{st} = 190,24 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

d) Calcul des armatures a l'ELS :

1) Armatures principales :

$$\mu = \frac{M_s}{bd^2 f_{bu}} = \frac{10,15 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,042 \leq \mu_1 = 0,392 \Rightarrow S.S.A$$

$$\mu = 0,042 \Rightarrow \beta = 0,979$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{14,17 \times 10^3}{0,979 \times 13 \times 348} = 3,19 \text{ cm}^2$$

On opte: **4HA12=4,52cm²** avec un espacement: **St=25cm**

2) Armatures de répartition :

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

Soit: **4HA10 = 3,14 cm²** avec un espacement : **S_t = 25 cm**

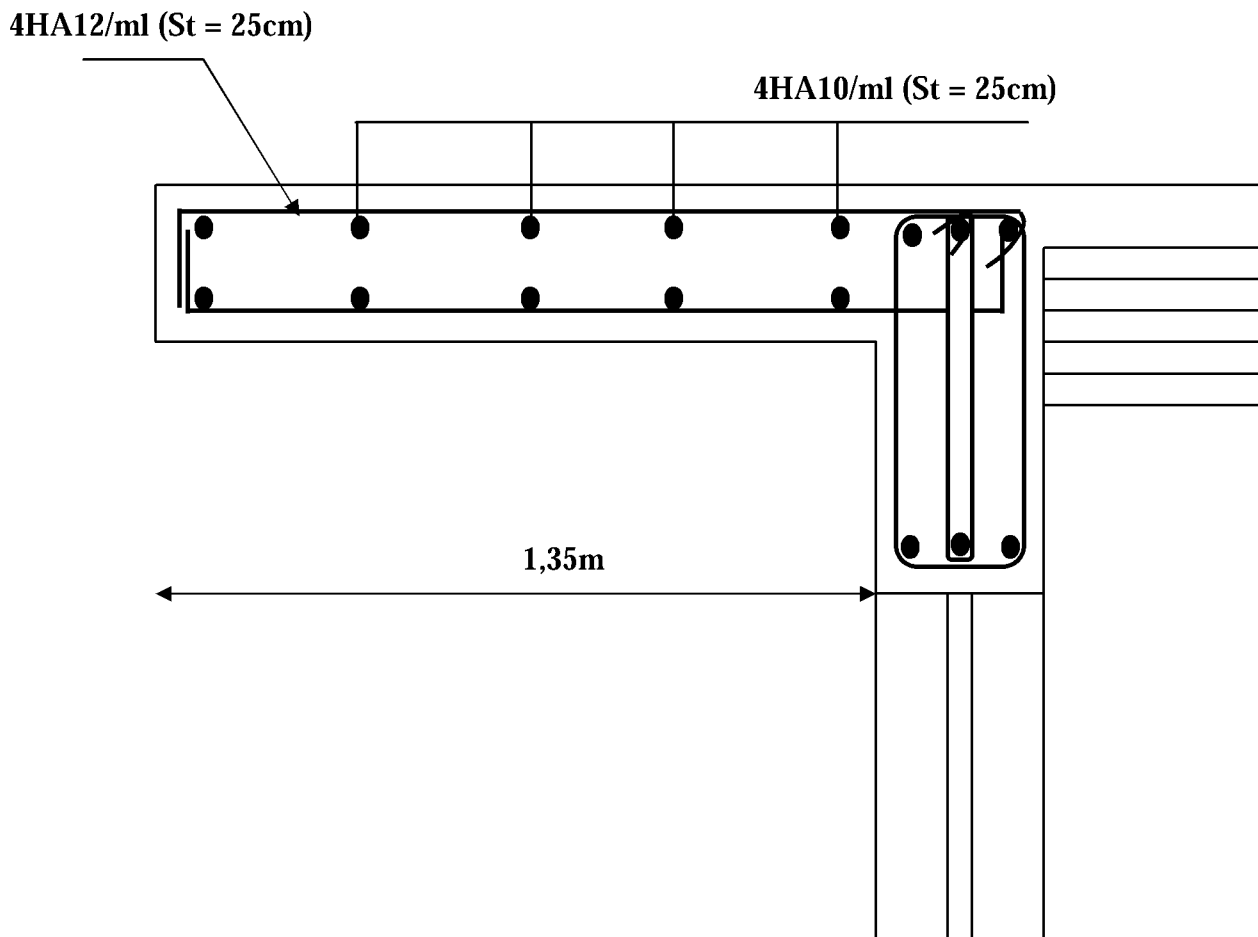


Figure III-3-9 : Ferrailage du balcon

III-4 Calcul de l'escalier :

Un escalier est un ouvrage constitué d'un ensemble des marches échelonné, qui permettent le passage d'un niveau à un autre.

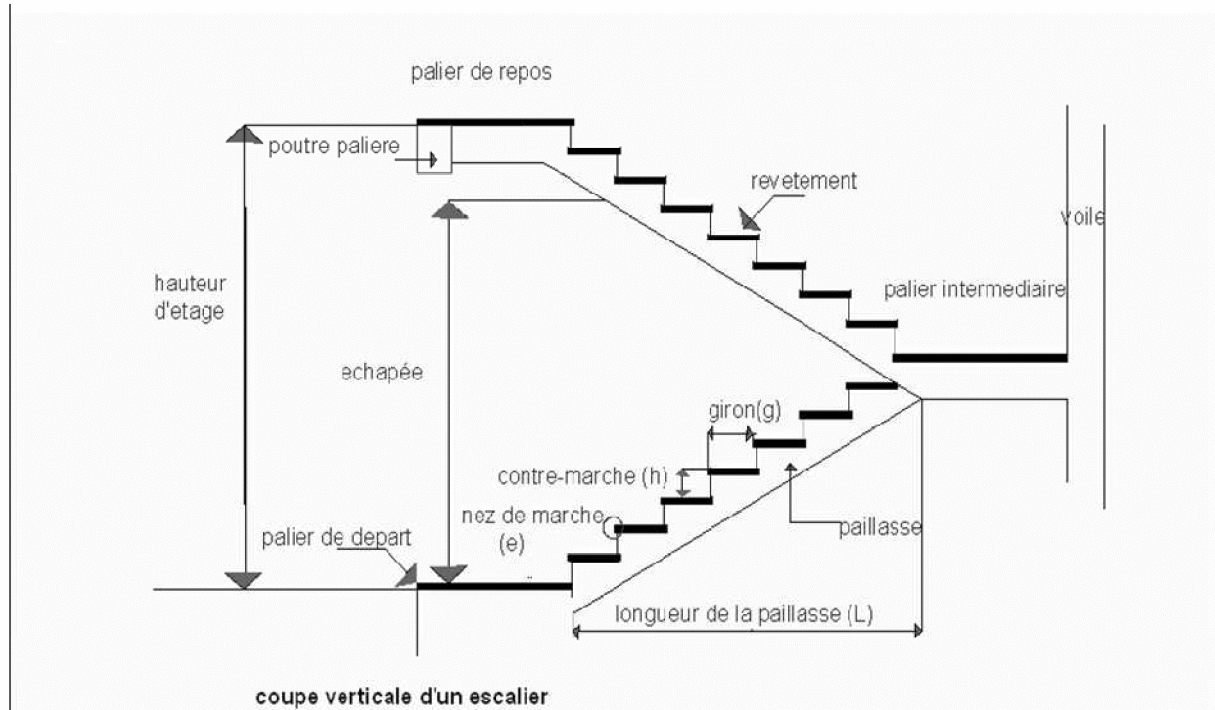


Figure III : Coupe verticale d'un escalier

III-4-1 : Caractéristique dimensionnelles :

La marche : est la partie horizontale qui reçoit le pied, sa forme est rectangulaire.

La contre marche : est la partie verticale entre deux marches évitant les chutes des objets.

Hauteur de contre marche (h) : est la différence de niveau entre deux marches successives, Valeurs courantes varies de 14 à 18cm.

Le giron (g) : est la distance en plan, mesurée sur la ligne de foulée, séparant deux contre marches.

La montée : correspond à la hauteur entre les niveaux finaux des sols de départ et d'arrivée.

Une volée : est l'ensemble des marches compris entre deux paliers consécutifs.

Un palier : est une plate forme constituant un repos entre deux volée intermédiaires et/ou à chaque étage.

L'embranchement (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, à 0,65 m de collet, si $E \geq 1m$.

La paillasse : est une dalle inclinée en béton armé incorporant les marches et contres marches.

III-4-2 Terminologie :

Les principaux termes utiles sont illustrés sur la figure suivante :

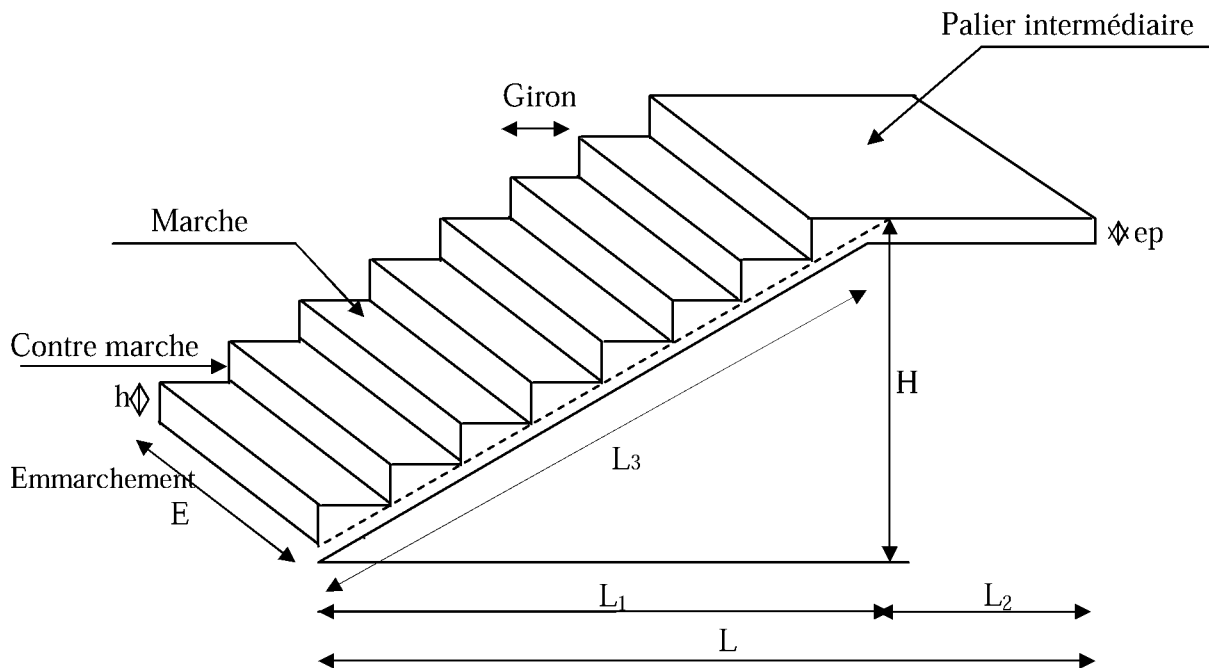


Figure III-4-1 : Terminologie de l'escalier.

Notation utilisées :

g : Giron (largeur des marches) ;

E : Emmarchement ;

L₀ : Longueur du palier et de la paillasse $L_0=L_2+L_3$;

L₁ : Longueur projeté de la volée ;

L₂ : Longueur du palier intermédiaire ;

L₃ : Longueur de la paillasse ;

L : Longueur projetée du palier et de la paillasse $L=L_1+L_2$;

e_p : Épaisseur de la paillasse ;

H : Hauteur de la volée.

III-4-3 Calcul de l'escalier d'étage courant et de RDC :

On a une même hauteur d'étage pour le cas de notre projet .

III-4-3-1 Pré dimensionnement de l'escalier :

Les escaliers seront pré dimensionnés à l'aide de la formule de **BLONDEL** en tenant compte des dimensions données sur le plan.

a) marches et contre marches :

$$59 \leq 2h + g \leq 66 \quad [\text{cm}]$$

Où \implies **h** : la hauteur de la contre marche $14 \leq h \leq 18$ [cm].

g : le giron $28 \leq g \leq 32$ [cm].

On adopte : $h=17\text{cm}$ et $g=30\text{cm}$

b) Le nombre de contre marches (n) :

$$n = \frac{H}{h}$$

Avec une hauteur d'étage de 3,06 m, pour un bâtiment à usage d'habitation ou recevant du public, la hauteur des marches est :

$$\text{Donc } H = 3,06 / 2 = 1,53 \text{ m}$$

$$\text{Nombre de contre marches : } n = \frac{H}{h} = \frac{153}{17} = 9 \Rightarrow n = 9 \text{ contre marches}$$

Le nombre de marches est pris égale à : $m = n - 1 = 9 - 1 = 8$ marches.

Comme l'étage courant et le RDC comporte deux paillasse identiques, on aura alors :

9 contre marches et 8 marches par volée.

c) Calcul du giron :

Le giron « g » est donné par la formule suivante :

$$g = \frac{L_1}{n-1} \text{ On : } L_1 = 2,40 \text{ m}$$

$$g = \frac{240}{9-1} = 30 \text{ cm} \Rightarrow g = 30 \text{ cm}$$

d) Vérification de la relation de BLONDEL :

$$59 \leq 2h + g \leq 66 \iff 2h + g = (2 \times 17) + 30 = 64 \text{ cm}$$

On remarque bien que : $59 \leq 64 \leq 66 \text{ cm} \iff$ **Condition vérifiée.**

e) Pré dimensionnement de la paillasse et du palier :

Le palier et la paillasse auront la même épaisseur et sera déterminée par la formule suivante :

$$\frac{L_0}{30} \leq ep \leq \frac{L_0}{20} \quad \text{Avec : } L_0 = L_2 + L_3$$

$$\text{tg} \alpha = \frac{h}{g} = \frac{17}{30} = 0,567 \Rightarrow \alpha = 29,55^\circ$$

$$L = L_1 + L_2 = 2,40 + 1,55 = 3,95 \text{ m}$$

$$L_3 = \frac{L_1}{\cos \alpha} = \frac{2,40}{\cos(29,55)} = 2,76 \text{ m} \Rightarrow L_3 = 2,76 \text{ m et } L_2 = 1,55 \text{ m d'après le plan.}$$

$$L_0 = L_2 + L_3 = 1,55 + 2,76 = 4,31 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } \frac{431}{30} \leq ep \leq \frac{431}{20} \Rightarrow 14,36 \text{ cm} \leq ep \leq 21,55 \text{ cm}$$

On prend $e_p = 17 \text{ cm} \iff$ **Condition vérifiée.**

Présentation schématique :

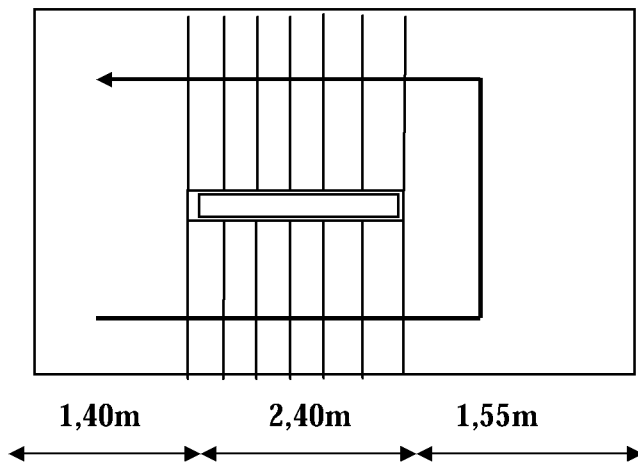


Fig-III-4-2) vue en plan de l'escalier

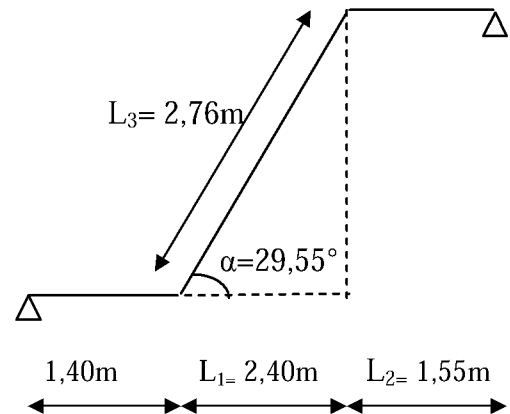


Fig-III-4-3) schéma statique d'escalier

III-4-3-2 Détermination des charges et surcharges :

Le calcul se fera en flexion simple pour une bande de 1m de projection horizontale, considérant une poutre simplement appuyée aux endroits des deux paliers.

1-Les charges permanentes :

a) Paillasse :

Eléments	$e_p(m)$	ρ [kN/m ³]	Poids propre [kN/m ²]
Paillasse :	0,17	25	$25 \times \frac{0,17}{\cos \alpha} = 4,88$
Marche :	0,17	25	$25 \times \frac{0,17}{2} = 2,12$
Revêtement :			
✓ Carrelage	0,02	20	$20 \times 0,02 = 0,40$
✓ Mortier de pose	0,03	22	$22 \times 0,03 = 0,66$
✓ Garde-corps	/	/	= 0,30
✓ Couche de sable	0,03	18	$18 \times 0,03 = 0,54$
✓ Enduit de ciment	0,02	18	$18 \times 0,02 = 0,36$
			$G_{pai} = 9,26$

Tableau III-4-1 : Charges revenant au paillasse.

b) Palier :

Eléments	e_p (m)	ρ [kN/m ³]	Poids propre [kN/m ²]
Palier :	0,17	25	$25 \times 0,17 = 4,25$
Revêtement :	0,02	20	$20 \times 0,02 = 0,40$
✓ Carrelage			
✓ Mortier de pose	0,03	22	$22 \times 0,03 = 0,66$
✓ Couche de sable	0,03	18	$18 \times 0,03 = 0,54$
✓ Enduit de ciment	0,02	18	$18 \times 0,02 = 0,36$
			$G_{\text{pai}}=6,21$

Tableau III-4-2 : Charges revenant au palier.

2-Les charges d'exploitation :

$$Q=2,50\text{kN/m}^2$$

III-4-3-3 Combinaisons des charges :

à l'ELU :

Paillasse : $q_{u1} = (1,35G_{\text{pai}} + 1,5Q) \cdot 1\text{m} = [1,35 \cdot (9,26) + 1,5(2,5)] \cdot 1 = 16,25\text{kN/ml}$

Palier : $q_{u2} = (1,35G_{\text{pal}} + 1,5Q) \cdot 1\text{m} = [1,35 \cdot (6,21) + 1,5(2,5)] \cdot 1 = 12,13\text{kN/ml}$

à l'ELS :

Paillasse : $q_{S1} = (G_{\text{pai}} + Q) \cdot 1\text{m} = [(9,26) + (2,5)] \cdot 1\text{m} = 11,76\text{kN/ml}$

Palier : $q_{S2} = (G_{\text{pal}} + Q) \cdot 1\text{m} = [(6,21) + (2,5)] \cdot 1\text{m} = 8,71\text{kN/ml}$

III-4-3-4 Calcul des sollicitations à l'ELU :

Pour déterminer les moments fléchissant et les efforts tranchants on calcul d'abord les réactions d'appuis avec les formules de la RDM.

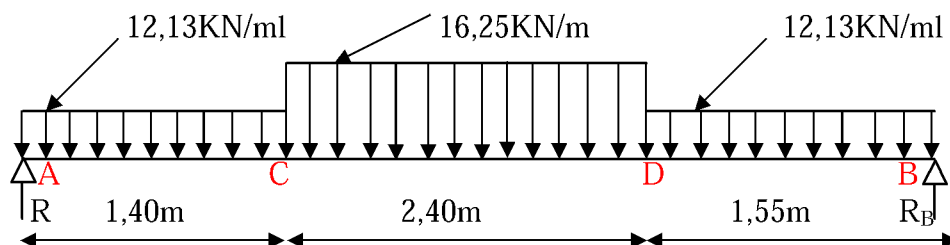


Figure-III-4-4 schéma statique d'escalier à l'ELU

a) Les réactions d'appuis :

$$\sum F_V = 0 \Rightarrow R_A + R_B = (12,13 \cdot 1,40) + (16,25 \cdot 2,40) + (12,13 \cdot 1,55)$$

$$R_A + R_B = 74,78 \text{ kN}$$

$$\sum M_{/B} = 0$$

$$\Rightarrow R_A(1,40 + 2,40 + 1,55) - [12,13 \cdot 1,40 \left(\frac{1,40}{2} + 2,40 + 1,55\right)] - [16,25 \cdot 2,40 \left(\frac{2,40}{2} + 1,55\right)] - [12,13(1,55^2/2)] = 0$$

$$\Rightarrow 5,35R_A - 200,79 = 0$$

$$\text{d'où : } \begin{cases} R_A = 37,53 \text{ kN} \\ R_B = 37,25 \text{ kN} \end{cases}$$

b) Efforts tranchants et moments fléchissant :

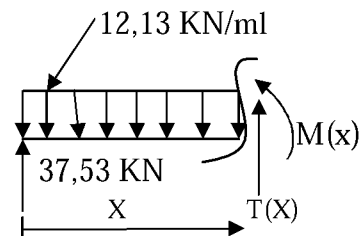
❖ Efforts tranchants :

Tronçons AC : $0 \leq x \leq 1,40 \text{ m}$

$$T(x) + 37,53 - 12,13x = 0$$

$$T(x) = 12,13x - 37,53$$

$$\begin{cases} \text{Pour } x = 0 \rightarrow T(0) = -37,53 \text{ kN} \\ \text{Pour } x = 1,40 \rightarrow T(1,40) = -20,55 \text{ kN} \end{cases}$$

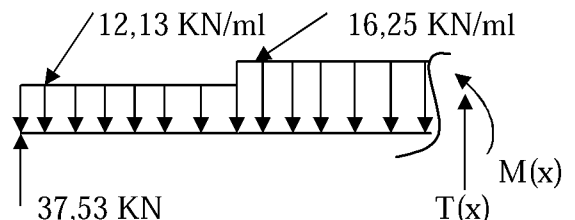


Tronçons CD: $1,40 \text{ m} \leq x \leq 3,80 \text{ m}$

$$T(x) + 37,53 - 12,13(1,40) - 16,25(x - 1,40) = 0$$

$$T(x) = 12,13(1,40) + 16,25(x - 1,40) - 37,53$$

$$\begin{cases} \text{Pour } x = 1,40 \rightarrow T(1,40) = -20,55 \text{ kN} \\ \text{Pour } x = 3,80 \rightarrow T(3,80) = 18,45 \text{ kN} \end{cases}$$



$$T(x) = 0 \rightarrow 12,13(1,40) + 16,25(x - 1,40) - 37,53 = 0$$

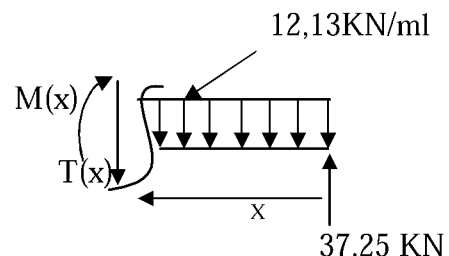
$$x = 2,66 \text{ m}$$

Tronçons DB: $0 \text{ m} \leq x \leq 1,55 \text{ m}$

$$T(x) - 37,25 + 12,13(x) = 0$$

$$T(x) = -12,13(x) + 37,25$$

$$\begin{cases} \text{Pour } x = 0 \text{ m} \rightarrow T(0) = 37,25 \text{ kN} \\ \text{Pour } x = 1,55 \text{ m} \rightarrow T(1,55) = 18,45 \text{ kN} \end{cases}$$



❖ *Le moment fléchissant :*

Tronçons AC : $0 \leq x \leq 1,40$ m

$$M(x) - 37,53x + 12,13x \frac{x}{2} = 0$$

$$M(x) = 37,53x - 12,13 \frac{x^2}{2}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } x = 0 \quad \rightarrow \quad \mathbf{M(0) = 0 \text{ KN.m}} \\ \text{Pour } x = 1,40 \text{ m} \quad \rightarrow \quad \mathbf{M(1,40) = 40,65 \text{ KN.m}} \end{array} \right.$$

Tronçons CD : $1,40 \text{ m} \leq x \leq 3,80$ m

$$M(x) - 37,53x + 12,13 \cdot 1,40 \left(x - \frac{1,40}{2} \right) + \frac{16,25}{2} (x - 1,40)^2 = 0$$

$$M(x) = 37,53x - 12,13 \cdot 1,40 \left(x - \frac{1,40}{2} \right) - \frac{16,25}{2} (x - 1,40)^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } x = 1,40 \text{ m} \quad \rightarrow \quad \mathbf{M(1,40) = 40,65 \text{ KN.m}} \\ \text{Pour } x = 3,80 \text{ m} \quad \rightarrow \quad \mathbf{M(3,80) = 43,17 \text{ KN.m}} \end{array} \right.$$

Le moment max :

$$x = 2,66 \text{ m} \quad M(2,66) = \mathbf{53,64 \text{ KN.m}}$$

Tronçons CB : $0 \text{ m} \leq x \leq 1,55$ m

$$M(x) - 37,25x + 12,13 \frac{x^2}{2} = 0$$

$$M(x) = 37,25x - 12,13 \frac{x^2}{2}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } x = 0 \text{ m} \quad \rightarrow \quad \mathbf{M(0) = 0 \text{ KN.m}} \\ \text{Pour } x = 1,55 \text{ m} \quad \rightarrow \quad \mathbf{M(1,55) = 43,17 \text{ KN.m}} \end{array} \right.$$

Remarque :

A fin de tenir compte du semi encastrement aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs, pour les moments max aux appuis et en travées sont prises comme suit :

$$\text{Aux appuis : } M_u^a = -0,3M_{\max} = -0,3(43,17) = \mathbf{-12,95 \text{ kN.m}}$$

$$\text{En travée : } M_u^t = 0,85M_{\max} = 0,85(43,17) = \mathbf{36,70 \text{ kN.m}}$$

❖ Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU :

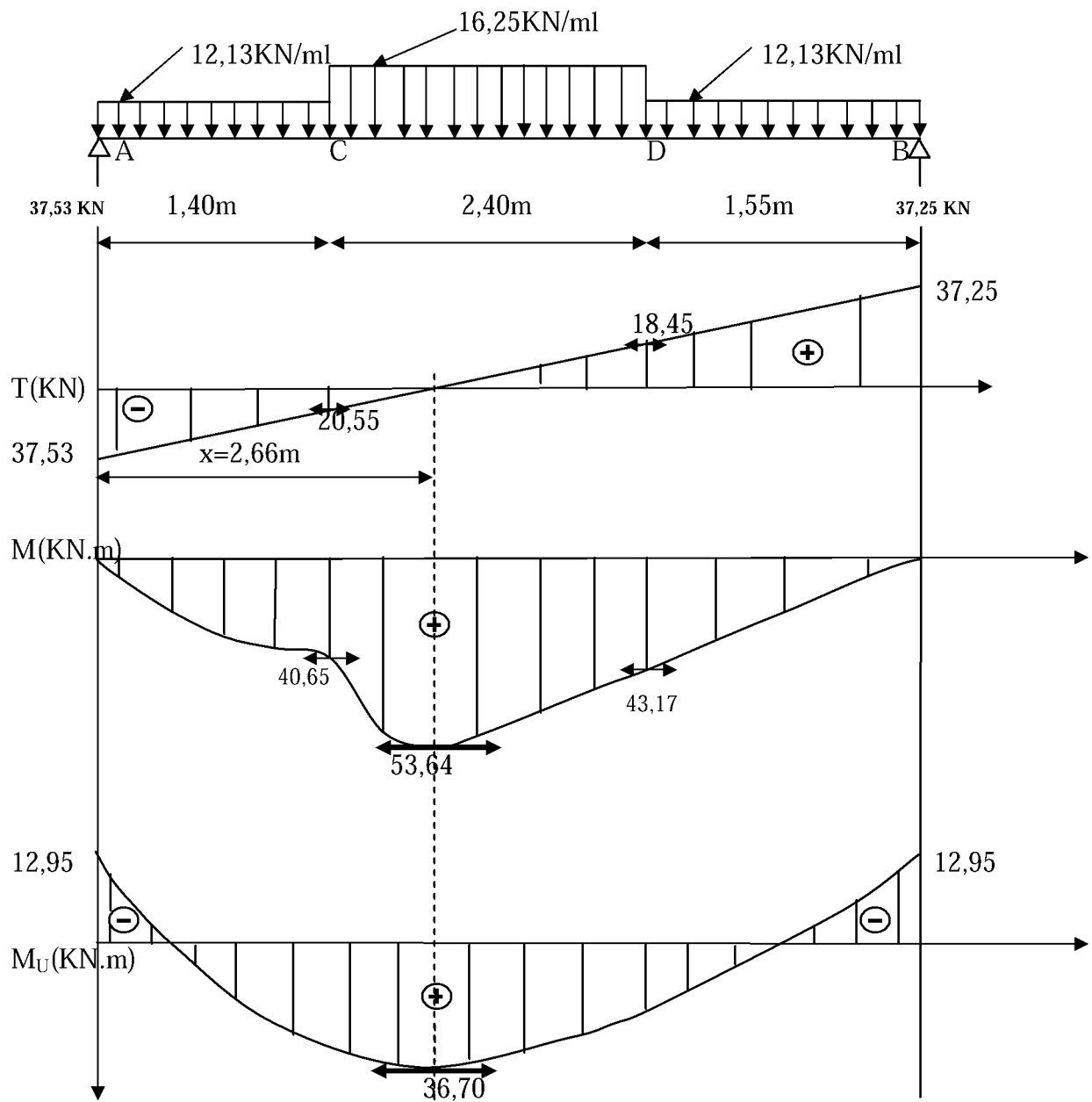


Fig III-4-5) Diagrammes des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU.

III-4-3-5 Calcul des armatures :

Le ferrailage de l'escalier se fera à la flexion simple pour une bande de 1m.

a) En travée : $M_u^t = 36,70 \text{ kN.m}$

- Armatures principales :

$$\mu_u = \frac{M_u^t}{b.d^2.\sigma_{bc}} = \frac{36,70 \times 10^3}{100 \times 15^2 \times 14,2} = 0,258$$

$$\mu_u = 0,258 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

(Section simplement armée).

$$\Rightarrow \beta = 0,848$$

$$A_t = \frac{M_u^t}{\beta.d.\sigma_s} = \frac{36,70 \times 10^3}{0,848 \times 15 \times 348} = 8,30 \text{ cm}^2$$

Soit **6HA14 (9,23cm²)** ;

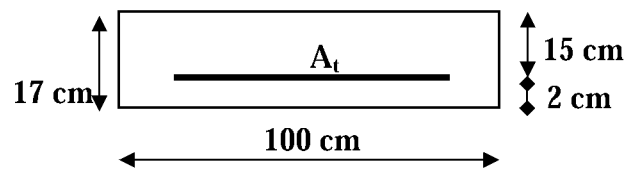
Avec un espacement **S_t=16 cm.**

- Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{8,30}{4} = 2,075 \text{ cm}^2,$$

Soit **4HA12 (4,52cm²)** ;

Avec un espacement **S_t= 25 cm.**



b) Aux appuis : $M_u^a = 12,95 \text{ kN.m}$

- Armatures principales :

$$\mu_u = \frac{M_u^a}{b.d^2.\sigma_{bc}} = \frac{12,95 \times 10^3}{100 \times 15^2 \times 14,2} = 0,040$$

$$\mu_u = 0,040 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\Rightarrow \beta = 0,980$$

$$A_a = \frac{M_u^a}{\beta.d.\sigma_s} = \frac{12,95 \times 10^3}{0,980 \times 15 \times 348} = 2,53 \text{ cm}^2$$

Soit **6HA12 (6,78cm²)** ;

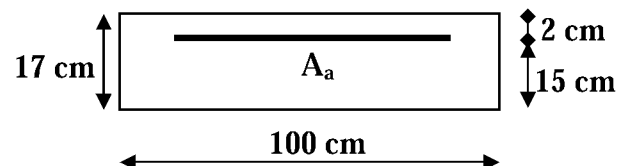
Avec un espacement **S_t=16 cm.**

-Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_a}{4} = \frac{2,53}{4} = 0,63 \text{ cm}^2,$$

soit **4HA12 (4,52cm²)** ;

Avec un espacement **S_t= 25 cm.**



III-4-3-6 Vérifications à l'ELU :

1) Ecartement des barres :

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

❖ *Armatures principales :*

Aux appuis : $S_t = 17\text{cm} < \min(3h ; 33\text{cm}) = 33\text{cm} \Rightarrow$ Condition vérifiée

En travée : $S_t = 17\text{cm} < \min(3h ; 33\text{cm}) = 33\text{cm} \Rightarrow$ Condition vérifiée

❖ *Armatures répartitions :*

Aux appuis : $S_t = 25\text{cm} < \min(4h ; 45\text{cm}) = 45\text{cm} \Rightarrow$ Condition vérifiée

En travée : $S_t = 25\text{cm} < \min(4h ; 45\text{cm}) = 45\text{cm} \Rightarrow$ Condition vérifiée

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

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 15 \times \frac{2,1}{400} = 1,811 \text{cm}^2$$

Aux appuis : $A_u^a = 6,78 \text{cm}^2 > A_{\min} = 1,811 \text{cm}^2 \dots \dots \dots$ Condition vérifiée.

En travée : $A_{st} = 9,23 \text{cm}^2 > A_{\min} = 1,811 \text{cm}^2 \dots \dots \dots$ Condition vérifiée.

3) Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec :

T_u : effort tranchant maximal $\Rightarrow T_u = 37,53 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{37,53 \times 10^3}{1000 \times 150} = 0,25 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible $\Rightarrow \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\}$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2 \times 25}{1,5} ; 5 \text{ MPa} \right\} = 3,33 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0,19 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \Rightarrow$ Condition vérifiée.

4) Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement :

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

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

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

Avec : $\Psi_s = 1,5$ pour les barres de hautes adhérences (HA)

$$\sum U_i = n.\pi.\Phi = 6 \times 3,14 \times 14 = 263,76 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{37,53 \times 10^3}{0,9 \times 150 \times 263,76} = 1,054 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{seu} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

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

5) Vérification de l'ancrage des barres :

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

La longueur de scellement droit :

$$l_s = \frac{\Phi f_e}{4\tau_s} = \frac{14 \times 400}{4 \times 2,835} = 493,83 \text{ mm}$$

On prend $L_s = 50 \text{ cm}$

Vu que la longueur de scellement est importante, on réalisera un crochet dont la longueur d'ancrage est fixée à $0,4L_s$ (Art A.6, 253/BAEL91).

$$L_r = 0,40 \times L_s = 0,40 \times 50 = 20 \text{ cm}$$

III-4-3-7) Calcul des sollicitations à l'ELS:

➤ Combinaison de charges :

$$\text{Paillasse : } q_{S1} = (G_{pai} + Q) \cdot 1 \text{ m} = [(9,26) + (2,5)] \cdot 1 \text{ m} = 11,76 \text{ kN/ml}$$

$$\text{Palier : } q_{S2} = (G_{pal} + Q) \cdot 1 \text{ m} = [(6,21) + (2,5)] \cdot 1 \text{ m} = 8,71 \text{ kN/ml}$$

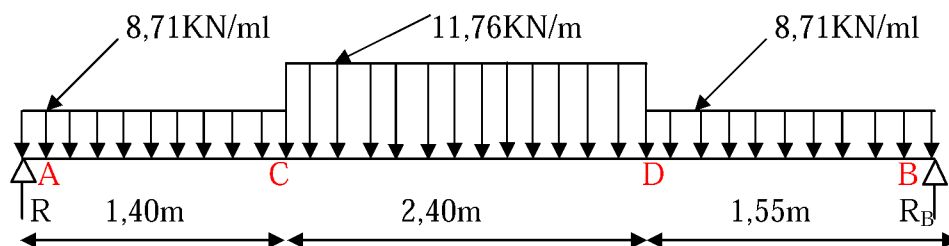


Figure-III-4-6 schéma statique d'escalier à l'ELS

a) Les réactions d'appuis :

$$\sum F_V = 0 \Rightarrow R_A + R_B = (8,71 \cdot 1,40) + (11,76 \cdot 2,40) + (8,71 \cdot 1,55)$$

$$R_A + R_B = 53,92 \text{ kN}$$

$$\sum M_{/B} = 0$$

$$\Rightarrow R_A(1,40+2,40+1,55) - [8,71 \cdot 1,40(\frac{1,40}{2} + 2,40 + 1,55)] - [11,76 \cdot 2,40(\frac{2,40}{2} + 1,55)] - [8,71(1,55^2/2)] = 0$$

$$\Rightarrow 5,35R_A - 144,78 = 0$$

$$\text{d'où : } \begin{cases} R_A = 27,06 \text{ KN} \\ R_B = 26,86 \text{ KN} \end{cases}$$

b) Efforts tranchants et moments fléchissant :

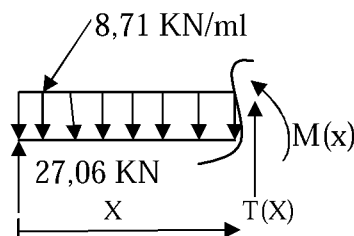
❖ Efforts tranchants :

Tronçons AC : $0 \leq x \leq 1,40 \text{ m}$

$$T(x) + 27,06 - 8,71x = 0$$

$$T(x) = 8,71x - 27,06$$

$$\begin{cases} \text{Pour } x = 0 \rightarrow T(0) = -27,06 \text{ KN} \\ \text{Pour } x = 1,40 \rightarrow T(1,40) = -14,87 \text{ KN} \end{cases}$$

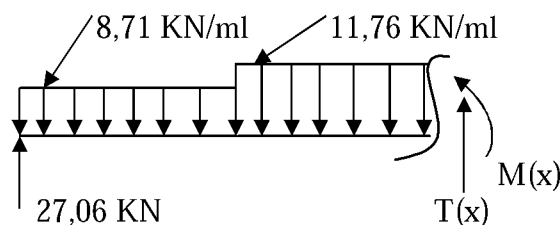


Tronçons CD: $1,40 \text{ m} \leq x \leq 3,80 \text{ m}$

$$T(x) + 27,06 - 8,71(1,40) - 11,76(x - 1,40) = 0$$

$$T(x) = 8,71(1,40) + 11,76(x - 1,40) - 27,06$$

$$\begin{cases} \text{Pour } x = 1,40 \rightarrow T(1,40) = -14,87 \text{ KN} \\ \text{Pour } x = 3,80 \rightarrow T(3,80) = 13,36 \text{ KN} \end{cases}$$



$$T(x) = 0 \rightarrow 8,71(1,40) + 11,76(x - 1,40) - 27,06 = 0$$

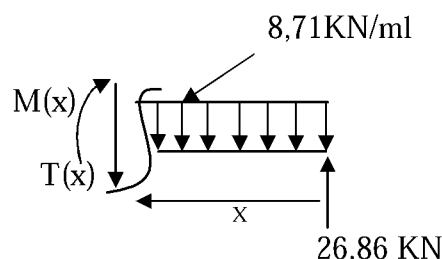
$$x = 2,66 \text{ m}$$

Tronçons DB: $0 \text{ m} \leq x \leq 1,55 \text{ m}$

$$T(x) - 26,86 + 8,71(x) = 0$$

$$T(x) = -8,71(x) + 26,86$$

$$\begin{cases} \text{Pour } x = 0 \text{ m} \rightarrow T(0) = 26,86 \text{ KN} \\ \text{Pour } x = 1,55 \text{ m} \rightarrow T(1,55) = 13,36 \text{ KN} \end{cases}$$



❖ *Le moment fléchissant :*

Tronçons AC : $0 \leq x \leq 1,40$ m

$$M(x) - 27,06x + 8,71x \frac{x}{2} = 0$$

$$M(x) = 27,06x - 8,71 \frac{x^2}{2}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } x = 0 \quad \rightarrow \quad \mathbf{M(0) = 0 \text{ KN.m}} \\ \text{Pour } x = 1,40 \text{ m} \quad \rightarrow \quad \mathbf{M(1,40) = 29,35 \text{ KN.m}} \end{array} \right.$$

Tronçons CD : $1,40 \text{ m} \leq x \leq 3,80$ m

$$M(x) - 27,06x + 8,71 \cdot 1,40 \left(x - \frac{1,40}{2} \right) + \frac{11,76}{2} (x - 1,40)^2 = 0$$

$$M(x) = 27,06x - 8,71 \cdot 1,40 \left(x - \frac{1,40}{2} \right) - \frac{11,76}{2} (x - 1,40)^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } x = 1,40 \text{ m} \quad \rightarrow \quad \mathbf{M(1,40) = 29,35 \text{ KN.m}} \\ \text{Pour } x = 3,80 \text{ m} \quad \rightarrow \quad \mathbf{M(3,80) = 31,17 \text{ KN.m}} \end{array} \right.$$

Le moment max :

$$x = 2,66 \text{ m} \quad M(2,66) = \mathbf{38,74 \text{ KN.m}}$$

Tronçons CB : $0 \text{ m} \leq x \leq 1,55$ m

$$M(x) - 26,86x + 8,71 \frac{x^2}{2} = 0$$

$$M(x) = 26,86x - 8,71 \frac{x^2}{2}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } x = 0 \text{ m} \quad \rightarrow \quad \mathbf{M(0) = 0 \text{ KN.m}} \\ \text{Pour } x = 1,55 \text{ m} \quad \rightarrow \quad \mathbf{M(1,55) = 31,17 \text{ KN.m}} \end{array} \right.$$

Remarque :

A fin de tenir compte du semi encastrement aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs, pour les moments max aux appuis et en travées sont prises comme suit :

$$\mathbf{\text{Aux appuis : } M_u^a = -0,3M_{\max} = -0,3(31,17) = -9,35 \text{ kN.m}}$$

$$\mathbf{\text{En travée : } M_u^t = 0,85M_{\max} = 0,85(31,17) = 26,50 \text{ kN.m}}$$

❖ Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELS :

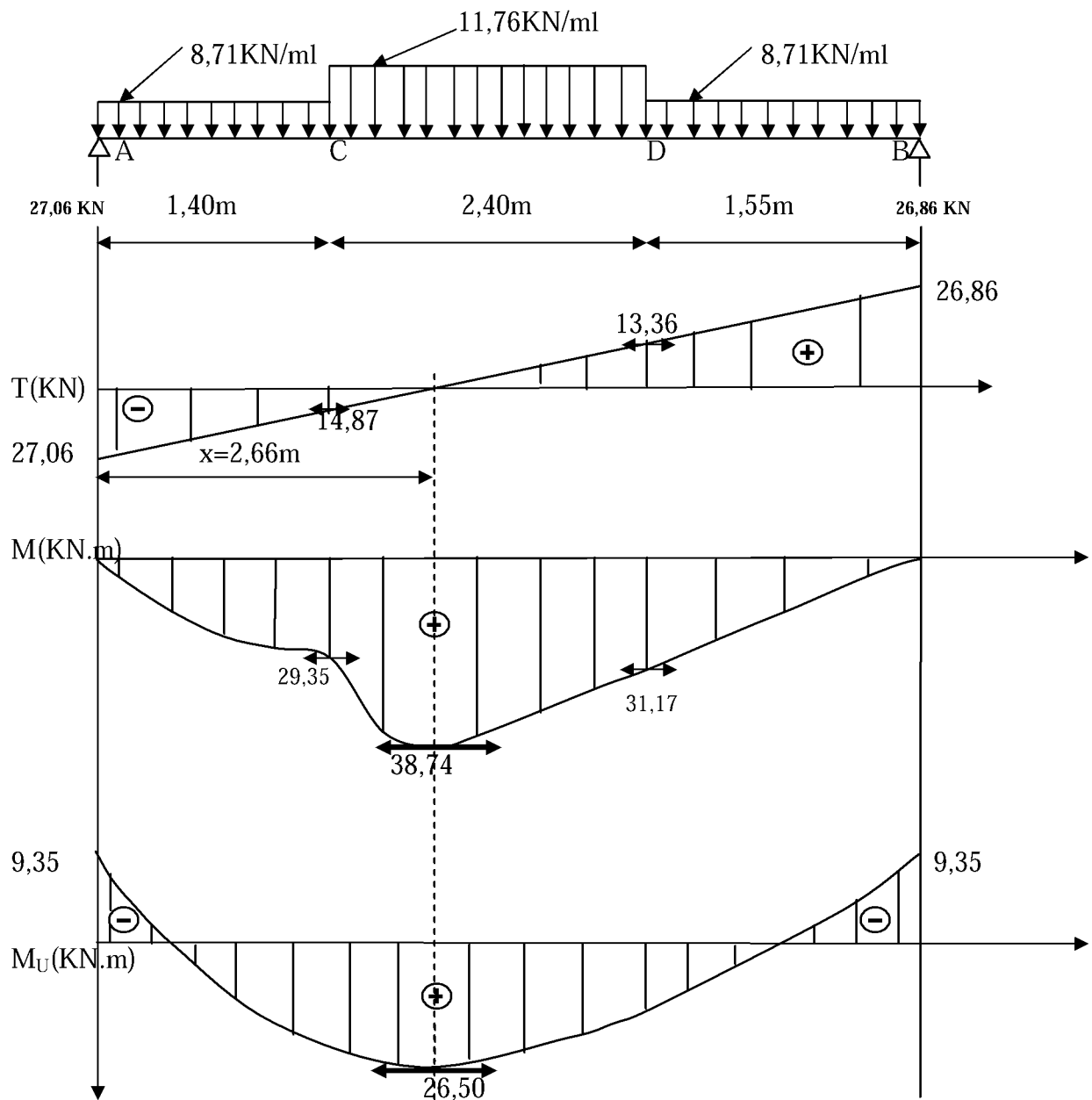


Fig III-4-7) Diagrammes des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELS.

II-4-4-8 Vérification à l'ELS :

1) Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 100 \cdot 15 \cdot \frac{2,1}{400} = 1,811 \text{ cm}^2$$

Aux appuis : $A_a = 6,78 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,811 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ Condition vérifiée

En travée : $A_t = 9,23 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,811 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ Condition vérifiée

2) Etat limite de compression du béton :

On doit vérifier l'inégalité suivante :

$$\sigma_{bc} = k \cdot \sigma_s \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \cdot f_{c28} = 0,6 \cdot 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

En travée : $M_t = 26,50 \text{ kN.m}$; $A_t = 9,23 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_t}{b_0 \cdot d} = \frac{100 \times 9,23}{100 \times 15} = 0,615 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,884 \\ \alpha_1 = 0,348 \end{cases}$$

$$K_1 = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)} = \frac{0,348}{15(1-0,348)} = 0,035$$

$$\sigma_b = \frac{M_t \cdot K_1}{\beta_1 \cdot d \cdot A_t} = \frac{26,50 \times 10^3 \times 0,035}{0,884 \times 15 \times 9,23} = 7,58 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Aux appuis : $M_a = 38,74 \text{ kN.m}$; $A_t = 6,78 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_a}{b_0 \cdot d} = \frac{100 \times 6,78}{100 \times 15} = 0,45 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,898 \\ \alpha_1 = 0,306 \end{cases}$$

$$K_1 = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)} = \frac{0,306}{15(1-0,306)} = 0,029$$

$$\sigma_b = \frac{M_a \cdot K_1}{\beta_1 \cdot d \cdot A_t} = \frac{38,74 \times 10^3 \times 0,029}{0,898 \times 15 \times 6,78} = 12,30 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

3) Vérification de l'état limite d'ouverture des fissures :

Fissuration non préjudiciable, donc aucune vérification n'est nécessaire.

4) Vérification de la flèche :

On doit vérifier que : $f_v \leq \bar{f}_v = \frac{L}{500} = \frac{3950}{500} = 7,90 \text{ mm}$

$$\rho = \frac{A_t}{b \cdot d} = \frac{6,78}{100 \times 15} = 0,004 ; \quad \rho_1 = \frac{100 \cdot A_t}{b_0 \cdot d} = \frac{100 \times 6,78}{100 \times 15} = 0,45 \Rightarrow \beta_1 = 0,898$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 \cdot d \cdot A_t} = \frac{26,50 \times 10^3}{0,898 \times 15 \times 6,78} = 290,18 \text{ MPa}$$

$$V_1 = \frac{\frac{b \cdot h^2}{2} + 15 \cdot A_t \cdot d}{b \cdot h + 15 \cdot A_t} = \frac{\frac{100 \cdot (17)^2}{2} + 15 \times 6,78 \times 15}{100 \times 17 + 15 \times 6,78} = 8,87 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 17 - 8,87 = 8,13 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b_0}{3} [(V_1)^3 + (V_2)^3] + 15 \cdot A_t (V_2 - C)^2 = \frac{100}{3} [8,87^3 + 8,13^3] + 15 \times 6,78 (8,13 - 2)^2$$

$$I_0 = 44995,97 \text{ cm}^4$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \cdot (0,004) \cdot (290,18) + 2,1} = 0,54$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \cdot f_{t28}}{\rho \left(2 + \frac{3 \cdot b_0}{b} \right)} = \frac{0,05 \times (2,1)}{0,004 \left(2 + 3 \frac{100}{100} \right)} = 5,25$$

$$I_{fv} = \frac{1,10 \cdot I_0}{1 + 0,4 \cdot \lambda_i \cdot \mu} = \frac{1,10 \times (44995,97)}{1 + 0,4(5,25)(0,54)} = 23193,80 \text{ cm}^4$$

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818,86 \text{ MPa}$$

$$f_v = \frac{M_t \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} = \frac{6,78 \cdot 10^2 \cdot (3950)^2}{10 \times 10818,86 \times 23193,80} = 4,21 \text{ mm} \leq \overline{f_v} = 7,90 \text{ mm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion :

Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

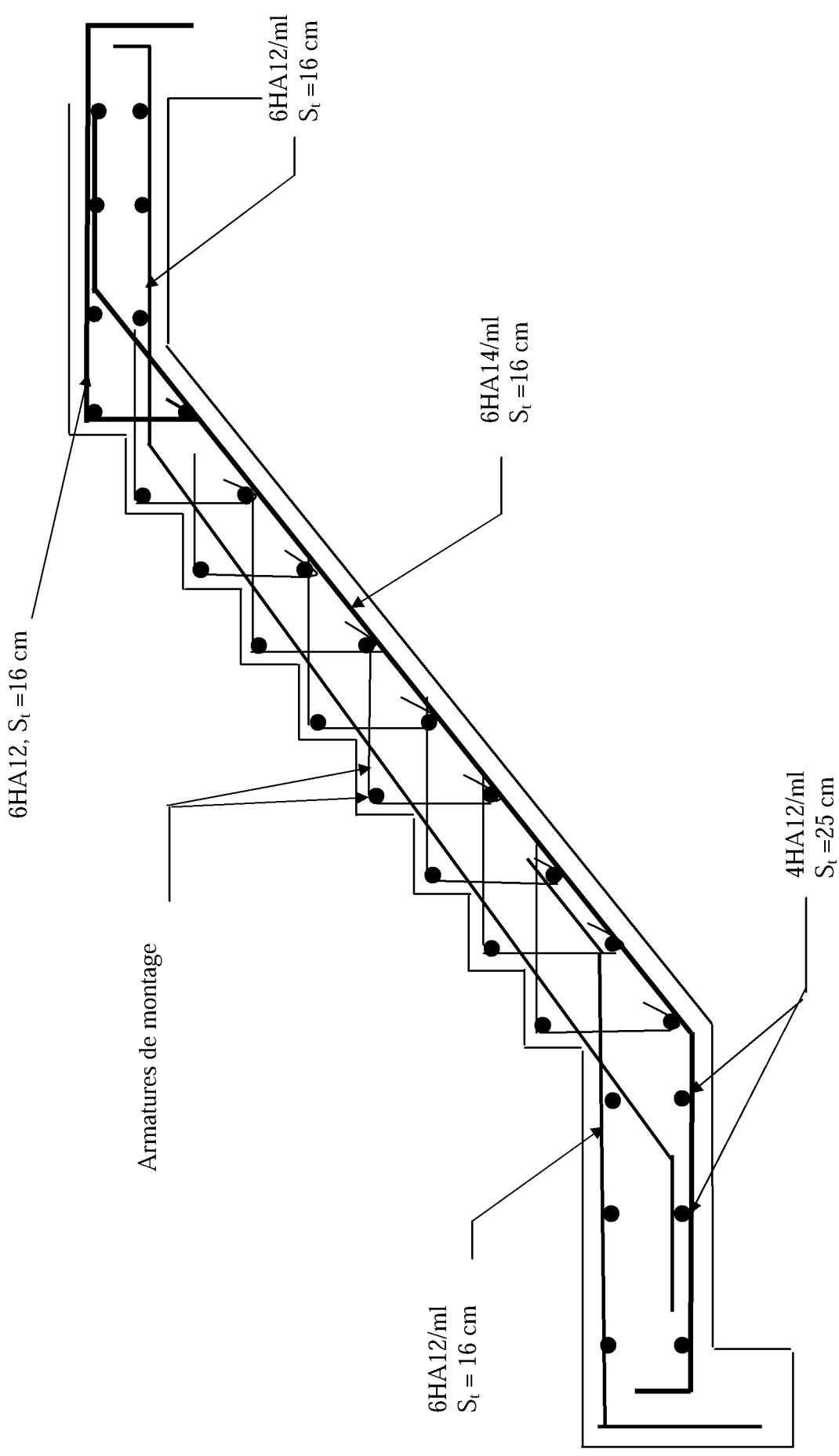


Fig-III-4-8) Schéma De Ferrailage Des Escaliers

III-5 Calcul de la poutre palière :

La poutre palière destinée à supporter son poids propre, le poids du mur en maçonnerie, et la réaction de la paillasse, semi encastrée à ses deux extrémités dans les poteaux sa portée est de **2,90m** entre nu d'appuis.

On choisit la poutre palière du **RDC** et on adopte la même poutre palière pour les autres étages.

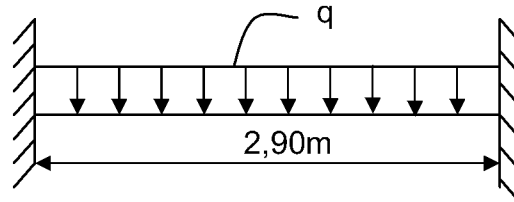


Figure III-5-1 : schéma statique de la poutre palière.

III-5-1 pré dimensionnement :

a) Hauteur :

La hauteur de la poutre palière est donnée par la formule suivante :

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h_t \leq \frac{L_{max}}{10}$$

Avec :

L_{max} : Longueur libre de la poutre entre nus d'appuis

h_t : Hauteur de la poutre

$$L_{max} = 2,90 \text{ m} \Rightarrow \frac{290}{15} \leq h_t \leq \frac{290}{10} \text{ donc : } 19,33\text{cm} \leq h_t \leq 29 \text{ cm}$$

Compte tenu des exigences du RPA, on opte pour **$h_t = 30 \text{ cm}$**

b) Largeur :

La largeur de la poutre est donnée par :

$$0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t \quad \text{d'où : } 12 \text{ cm} \leq b \leq 21 \text{ cm}$$

Compte tenu des exigences du RPA, on opte pour **$b = 20 \text{ cm}$**

Donc la poutre palière à pour dimensions : $(b \times h) = (20 \times 30) \text{ cm}^2$

D'après : [Art .7.5.1 / RPA 99]

$$\left. \begin{array}{l} b=20 \geq 20 \text{ cm.} \\ h=30 \geq 30 \text{ cm.} \dots\dots\dots \\ h/b=30/20=1,5 \leq 4 \end{array} \right\} \text{ Conditions vérifiées.}$$

III-5-2 Détermination des charges et surcharges :

- ❖ Poids propre de la poutre : $G = 25 \times 0,20 \times 0,30 = 1,5 \text{ kN / ml}$
- ❖ Charge d'exploitation : $Q=2,5 \text{ kN/ml}$

Effort tranchant à l'appui :

- ❖ Réaction de palier à l'ELU: $R_B = T_U = 37,25\text{kN}$
- ❖ Réaction de palier à l'ELS: $R_B = T_s = 26,86 \text{ kN}$

III-5-3 Combinaison de charges :

ELU : $q_u = 1,35G + T_U = (1,35 \times 1,5) + 37,25 = 39,27 \text{ kN}$
 $q_u = 39,27 \text{ kN/ml}$

ELS : $q_s = G + T_S = 1,5 + 26,86 = 28,36 \text{ kN}$
 $q_s = 28,36 \text{ kN/ml}$

III-5-4) Calcul des efforts internes à l'ELU:**• Moment fléchissant :**

$$M_u = M_u^{\max} = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{39,27 \times (2,90)^2}{8} = 43,28 \text{ kN.m}$$

• Effort tranchant :

$$T_u = T_u^{\max} = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{39,27 \times 2,90}{2} = 56,94 \text{ kN}$$

En considérant l'effet du semi-encastrement, les moments corrigés sont :

Sur appuis : $M_a = -0,3M_u^{\max} = -0,3 \times 43,28 = -12,98 \text{ kN.m}$

En travée : $M_t = 0,85M_u^{\max} = 0,85 \times 43,28 = 36,78 \text{ kN.m}$

Les résultats trouvés sont mentionnés dans les diagrammes suivant :

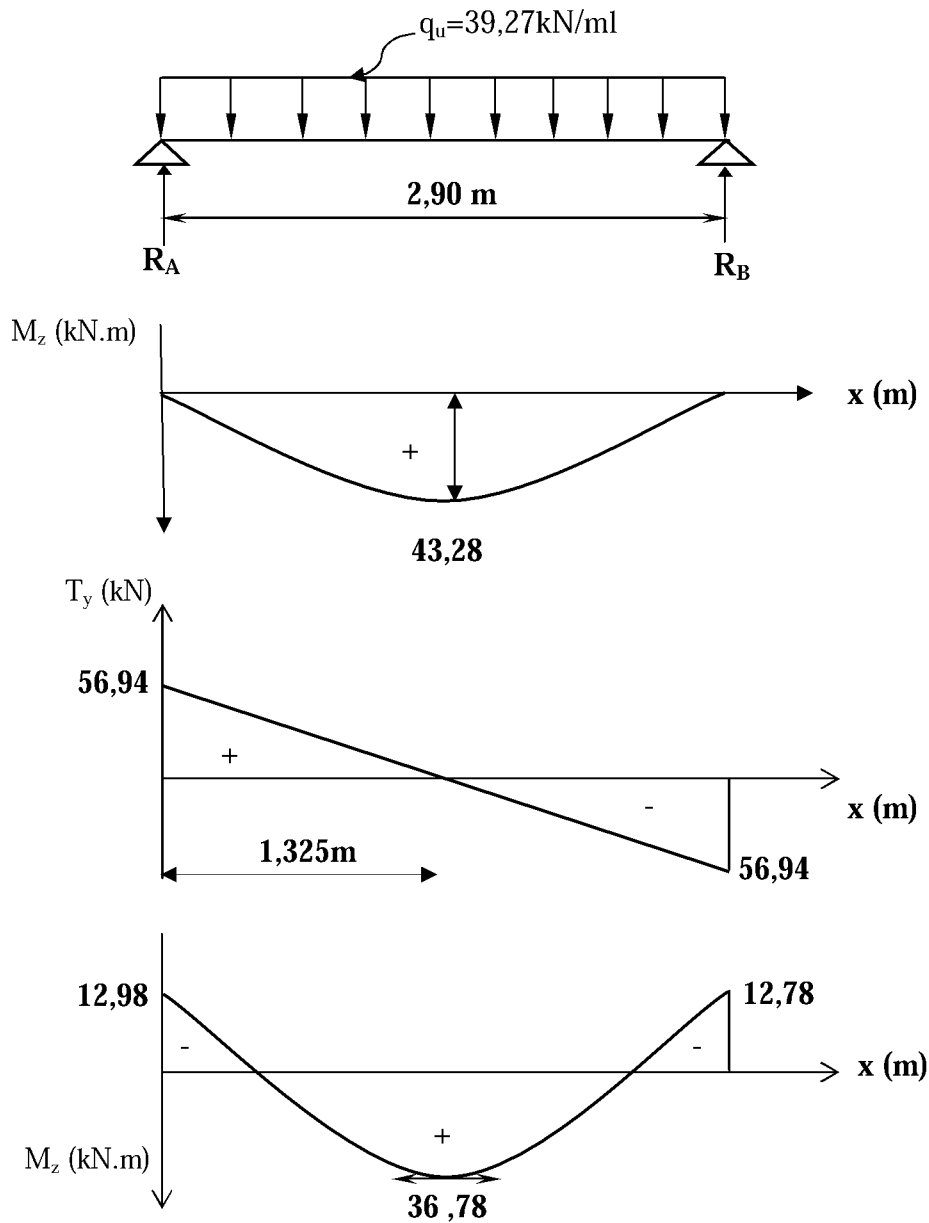


Figure III-5-2 : Diagramme des efforts internes à l'ELU.

III-5-5) Ferrailage à l'E.L.U :

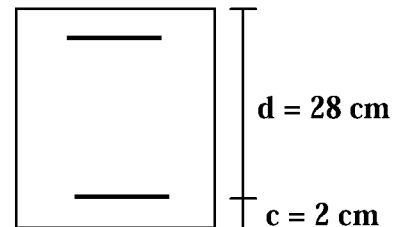
1- Calcul des armatures principales :

Aux appuis : $d = h - c = 30 - 2 = 28 \text{ cm}$

$$\mu_b = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{12,78 \times 10^3}{20 \times (28)^2 \times 14,2} = 0,058$$

$$\mu_b = 0,058 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_b = 0,058 \Rightarrow \beta = 0,970$$



$$A_a = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$$

Avec : $\sigma_{st} = \frac{f_c}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ Mpa}$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{12,98 \times 10^3}{0,970 \times 28 \times 348} = 1,37 \text{ cm}^2$$

⇒ On opte pour une section de : **3HA12 = 3,39 cm²**

En travée :

$$\mu_b = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{36,78 \times 10^3}{20 \times (28)^2 \times 14,2} = 0,165$$

$\mu_b < \mu_1 \Rightarrow \text{S.S.A} \Rightarrow \mu_b = 0,165 \Rightarrow \beta = 0,909$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{36,78 \times 10^3}{0,909 \times 28 \times 348} = 4,15 \text{ cm}^2$$

⇒ On opte pour une section de : **5HA12 = 5,65 cm²**

III-5-6) Vérification à L'ELU :

a- Vérification de l'effort tranchant : (Art A.5.2.2, BAEL91)

$$T_u^{\max} = 56,94 \text{ kN} \Rightarrow \tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{56,94 \times 10^3}{200 \times 280} = 1,016 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,20}{\gamma_b} * f_{c28} = \frac{0,20 * 25}{1,5} = 3,33 ; 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow$ **Condition vérifiée**

NB : Le **RPA99** exige que le pourcentage total des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre soit 0,5% en toute section selon l'article 7.5.2.1 d'où :

$$3,36 + 5,65 = 9,04 \text{ cm}^2$$

$$\frac{0,5bh}{100} = \frac{0,5 \times 20 \times 30}{100} = 3 \text{ cm}^2$$

$9,04 > 3 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ Exigence vérifiée.

b- Vérification de la contrainte d'adhérence : (Art A.6.1.3, BAEL91)

Il faut vérifier que : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28} = 1,5 * 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0,9 \times d \times \sum U_i} \text{ Avec : } \sum U_i = n \times \pi \times \phi$$

$$\tau_{se} = \frac{56,94 \times 10^3}{0,9 \times 280 \times 3 \times 3,14 \times 12} = 1,99 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

c- Calcul des armatures transversales :

Les diamètres des armatures transversales doivent être :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \phi_1 ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} \right\} = \min \left\{ 12 ; 8,57 ; 20 \right\} = 8,57 \text{ mm}$$

On prend : $\phi_t = 8 \text{ mm}$

On opte comme armatures transversales : **$A_t (4HA8)=2,01 \text{ cm}^2$**

d- Espacement des armatures transversales :

$$S_t \leq \min \{ 0,9d ; 40 \text{ cm} \} = \min \{ 25,2 \text{ cm} ; 40 \text{ cm} \} = 25,2 \text{ cm}$$

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

La section d'armatures transversales doit vérifier la condition suivant:

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq 0,40 \text{ MPa} \Rightarrow \frac{2,01 \times 400}{20 \times 15} = 2,68 \text{ MPa} > 0,4 \text{ MPa}$$

⇒ Condition vérifiée

D'après le règlement (**Art7.5.2.2,RPA99/V2003**) on obtient :

❖ Zone nodale (Appuis) :

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\phi \right\} = \min \left\{ \frac{30}{4} = 7,5 \text{ cm} ; 12 * 1,2 = 14,4 \text{ cm} \right\} = 7,5 \text{ cm}$$

Soit $S_t = 7 \text{ cm}$.

❖ Zone courante (travée) :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{30}{2} = 15 \text{ cm}$$

Soit $S_t = 15 \text{ cm}$

III-5-7 Vérification à L'ELS :

$$q_s = 28,36 \text{ kN/ml}$$

1- Moment isostatique :

$$M_s = M_s^{\max} = \frac{q_s \times L^2}{8} = \frac{28,36 \times (2,90)^2}{8} = 29,81 \text{ kN.m}$$

2- Effort tranchant :

$$T_s = T_s^{\max} = \frac{q_s \times L}{2} = \frac{28,36 \times 2,90}{2} = 41,12 \text{ kN}$$

En considérant l'effet du semi-encastrement, les moments corrigés sont :

$$\text{Sur appuis : } M_{sa} = -0,3M_s^{\max} = -0,3 \times 29,81 = -8,94 \text{ kN.m}$$

$$\text{En travée : } M_{st} = 0,85M_s^{\max} = 0,85 \times 29,81 = 25,33 \text{ kN.m}$$

Les résultats trouvés sont mentionnés dans le diagramme suivant :

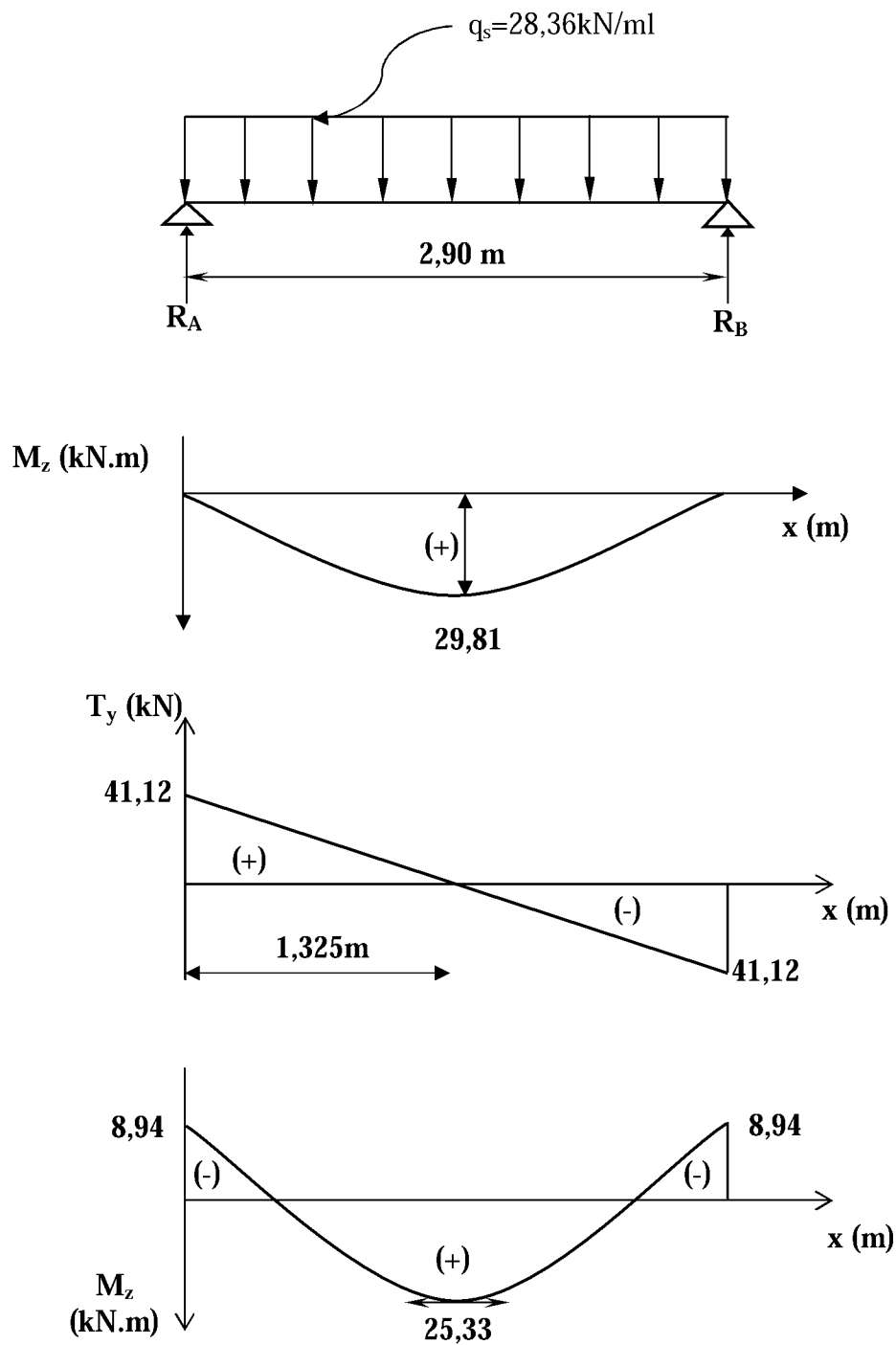


Figure III-5-3 : Diagramme des efforts internes à l'ELS.

III-5-7-1 Vérification des contraintes dans le béton et l'acier :

a) Etat limite de compression du béton :

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 0,6 \cdot 25 = 15 \text{ MPa}$

Aux appuis :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{b \times d} = \frac{100 \times 3,39}{20 \times 28} = 0,605$$

$$\rho_1 = 0,605 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,885 \\ K = 28,48 \end{cases}$$

$$\text{Donc : } \sigma_s = \frac{M_{sa}}{\beta_1 \times A_a \times d} = \frac{8,94 \times 10^6}{0,885 \times 339 \times 280} = 106,42 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{106,42}{28,48} = 3,73 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3,73 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

En travée :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{b \times d} = \frac{100 \times 5,65}{20 \times 28} = 1,01$$

$$\rho_1 = 1,01 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,860 \\ K = 20,71 \end{cases}$$

$$\text{Donc : } \sigma_s = \frac{M_{st}}{\beta_1 \times A_a \times d} = \frac{25,33 \times 10^6}{0,860 \times 565 \times 280} = 186,17 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{186,17}{20,71} = 8,98 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 8,98 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

III-5-7-2 Etat limite d'ouverture des fissures :

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

III-5-7-3- Condition de non fragilité : (Art A.4.2.1, BAEL91)

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 20 \times 28 \times \frac{2,1}{400} = 0,676 \text{ cm}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} A_t = 5,65 \text{ cm}^2 > A_{\min} \\ A_a = 3,39 \text{ cm}^2 > A_{\min} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Conditions Vérifiées}$$

III-5-8 Vérification de la flèche :(Art B.6.5.1/BAEL91)

$$\diamond \frac{h}{L} = \frac{30}{290} = 0,103 > \frac{1}{16} = 0,0625 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\diamond \frac{h}{L} = 0,103 > \frac{M_t^s}{10 \times M_0^s} = \frac{25,33}{10 \times 29,81} = 0,084 \Rightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

$$\diamond \frac{A_t}{b \times d} = \frac{5,65 \times 10^2}{200 \times 280} = 0,01 < \frac{4,2}{f_e} = 0,0105 \Rightarrow \text{Condition Vérifiées}$$

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

III-5-9 : Plan de ferrailage de la poutre palière :

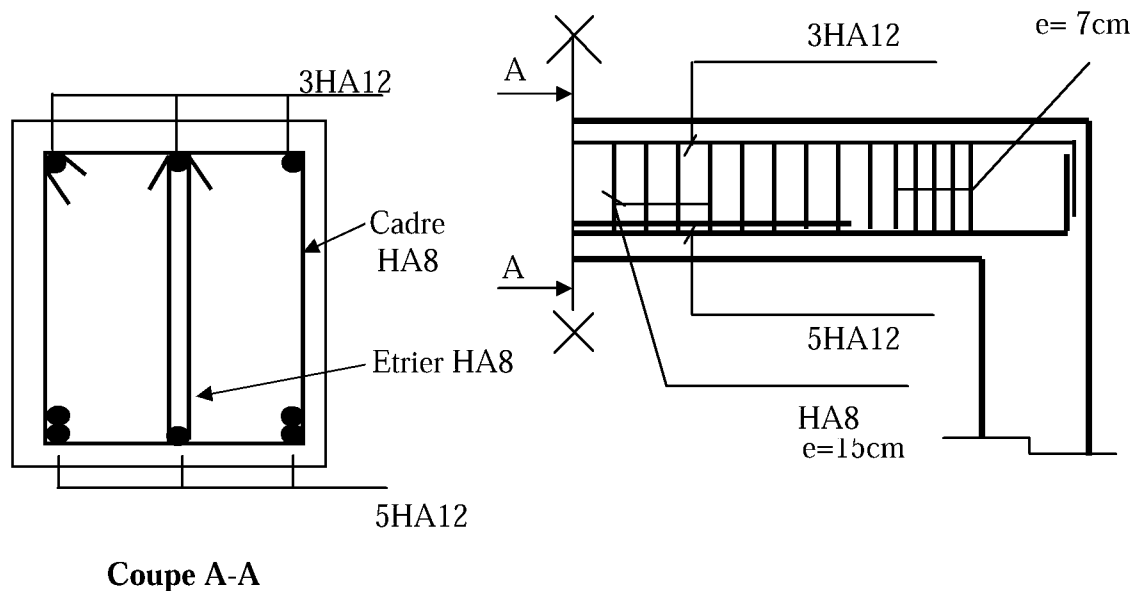


Figure III-5-4 : Schéma de ferrailage de la poutre palière.

III-6 Etude de la salle machine :

III-6-1 Introduction :

Le bâtiment comporte une cage d'ascenseur de vitesse d'entraînement $V=1\text{m/s}$, de surface égale à $(1,20 \times 1,25 = 1,50\text{m}^2)$ pouvant charger huit personnes. La charge totale que transmet le système de levage avec la cabine chargée est de 9 Tonnes.

III-6-2 Calcul de la dalle pleine de la salle machine :

a- Epaisseur de la dalle :

On a $\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,20}{1,25} = 0,96 \Rightarrow 0,4 \leq \rho = 0,96 \leq 1$

Dans ce cas la dalle travaille dans le deux sens.

L'épaisseur de la dalle est donnée par formule :

$$\begin{cases} h_t \geq \frac{L_{\max}}{30} = \frac{125}{30} = 4,16\text{cm} \\ h_t \text{ doit être au moins égale à } 12 \text{ cm selon le RPA99 version 2003.} \end{cases}$$

Donc on prend $h_t = 15\text{cm}$

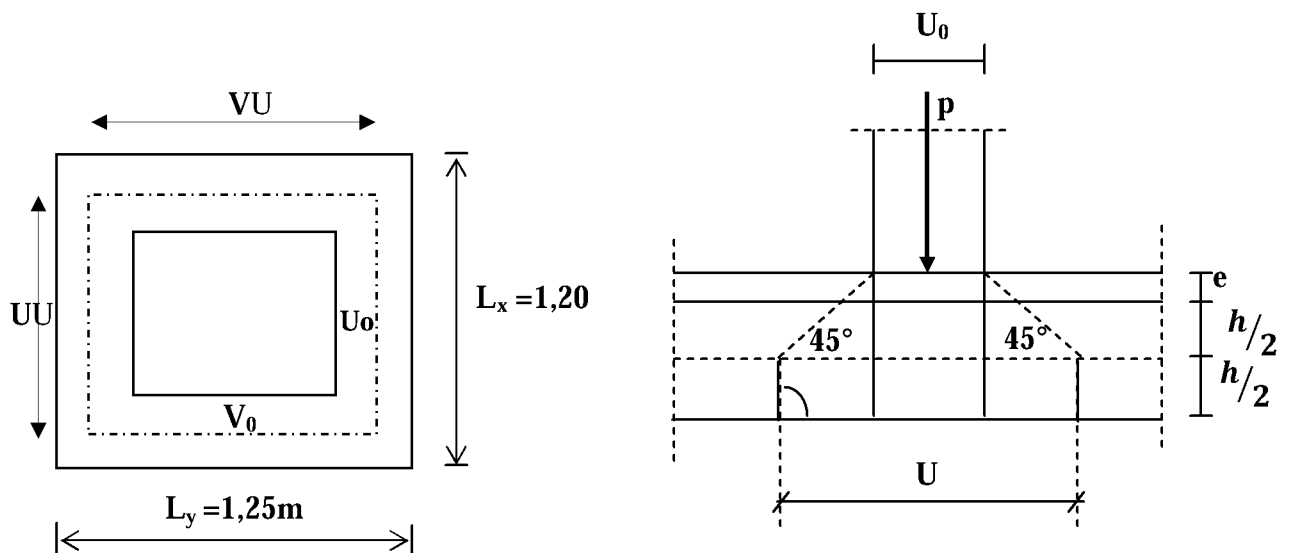


Figure III-6-1 : Schéma de la salle machine.

La dalle repose sur 04 appuis, elle est soumise à une charge localisée centrée au milieu de panneau, son calcul se fait à l'aide des abaques de PIGEAUD qui permettent d'évaluer les moments dans les deux sens.

$$\begin{cases} U = U_0 + 2 \xi \cdot e + h_t \\ V = V_0 + 2 \xi \cdot e + h_t \end{cases}$$

Avec: $e =$ revêtement de la dalle ($e=5\text{cm}$)

$h_t = 15\text{cm}$.

$\xi = 1$ pour le béton

$$U_0 = 80 \text{ cm}; V_0 = 80 \text{ cm}$$

$$\begin{cases} U = U_0 + 2 \xi \cdot e + h_t = 80 + 2 \times 1 \times 5 + 15 = 105 \text{ cm.} \\ V = V_0 + 2 \xi \cdot e + h_t = 80 + 2 \times 1 \times 5 + 15 = 105 \text{ cm.} \end{cases}$$

b- Calcul des moments au centre du panneau:

$$\begin{cases} M_x = P(M_1 + \nu \cdot M_2) \\ M_y = P(M_2 + \nu \cdot M_1) \end{cases}$$

Avec ν : coefficient de poisson à $\begin{cases} E.L.U & \nu = 0 \\ E.L.S & \nu = 0,2 \end{cases}$

M_1 et M_2 : coefficient à déterminés à partir des abaques de PIGEAUD. Suivant le rapport

$$\frac{U}{L_x} \text{ et } \frac{V}{L_y}.$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,20}{1,25} = 0,96 \Rightarrow 0,4 \leq \rho \leq 1 \rightarrow CV$$

$$\frac{U}{L_x} = \frac{105}{120} = 0,875 \quad ; 0,8 < \frac{U}{L_x} < 0,9$$

$$\frac{V}{L_y} = \frac{105}{125} = 0,84 \quad ; 0,8 < \frac{V}{L_y} < 0,9$$

ρ : étant égale à 0,9

$$\frac{U}{L_x} = 0,9 \quad M_1 = 0,050$$

$$\frac{V}{L_y} = 0,9 \quad M_2 = 0,037$$

$$\frac{U}{L_x} = 1 \quad M_1 = 0,056$$

$$\frac{V}{L_y} = 1 \quad M_2 = 0,042$$

$$\Delta \left(\frac{U}{L_x} \right) = 0,9 - 0,8 = 0,1.$$

$$\Delta \left(\frac{U}{L_x} \right) = 0,96 - 0,9 = 0,06.$$

$$\Delta M_1 = 0,056 - 0,050 = 0,006$$

$$\Delta M_2 = 0,042 - 0,037 = 0,005$$

$$M_{11} = \frac{0,06 \times 0,006}{0,1} = 0,0036$$

$$M_{22} = \frac{0,06 \times 0,005}{0,1} = 0,003$$

$$\frac{U}{L_x} = 0,875 M_1 = 0,050 + 0,0036 = 0,0536$$

$$\frac{V}{L_y} = 0,84 M_2 = 0,037 + 0,003 = 0,04$$

$$P = 1,35 Q + 1,5 \times 0 = 1,35 \times 90 = 121,5 \text{ kN.}$$

$$\begin{cases} M_{x1} = P.M_1 = 121,5 \times 0,0536 = 6,51 \text{ kN.m} \\ M_{y1} = P.M_2 = 121,5 \times 0,04 = 4,86 \text{ kN.m} \end{cases}$$

c- Calcul des moments dus au poids propre de la dalle :

Le calcul se fera une bande de 1m de largeur

Ils sont donnés par les formules :

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \cdot q L_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y \cdot M_{x2} \end{cases}$$

$$\Rightarrow \rho = 0,96 \quad \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0401 \\ \mu_y = 0,911 \end{cases}$$

$$q_u = 1,35 G + 1,5 Q \quad \text{Tel que } G = 25 \times 0,15 = 3,75 \text{ kN/m}^2 \text{ et } Q = 1 \text{ kN/m}^2$$

$$q_u = 1,35 \times (3,75) + 1,5 \times 1 = 6,56 \text{ kN/ml.}$$

$$\begin{cases} M_{x2} = 0,0401 \times 6,56 \times (1,2)^2 = 0,37 \text{ kN.m} \\ M_{y2} = 0,911 \times 0,37 = 0,34 \text{ kN.m} \end{cases}$$

$$\frac{M_{x2}}{M_{y2}} = \frac{0,37}{0,34} = 1,08 > 0,25 \text{ (vérifiée).}$$

d- Superposition des moments :

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 6,51 + 0,37 = 6,88 \text{ kN.m} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 4,86 + 0,34 = 5,2 \text{ kN.m.} \end{cases}$$

Les moments en travée :

$$\begin{cases} M_x^t = 0,85 M_x = 0,85 \times 6,88 = 5,84 \text{ kN.m} \\ M_y^t = 0,75 M_y = 0,75 \times 5,2 = 3,9 \text{ kN.m} \end{cases}$$

Les moments aux appuis :

$$M_x^a = M_y^a = 0,5 M_x = 0,5 \times 5,84 = 2,92 \text{ kN.m}$$

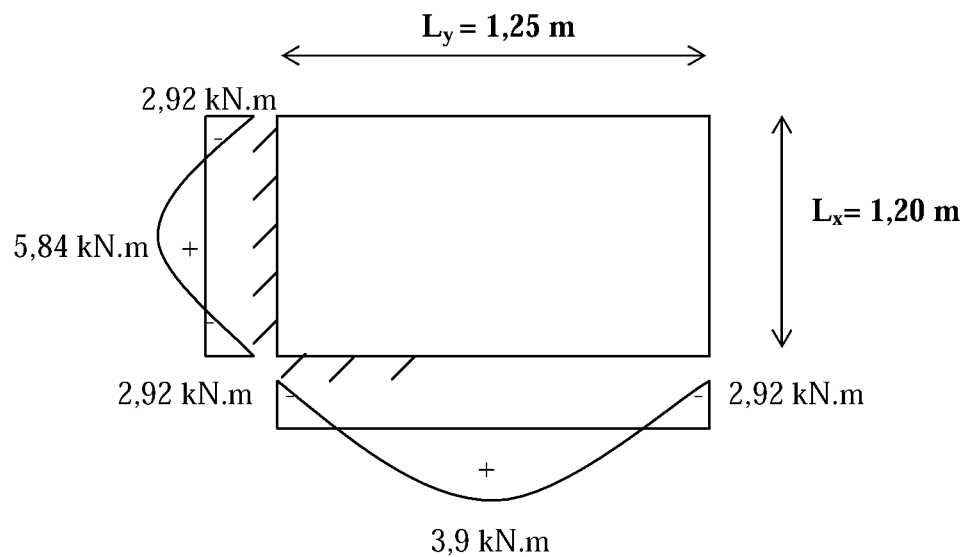


Figure III-6-2 : correction des moments.

III-6-3 Détermination de la section d'armature à l'ELU :

A- Armatures // à X-X :

En travée :

Dans nos calculs, on considère une bande de 1 m de la dalle, tel que ses caractéristiques sont : $b=100$ cm ;

$$d = h_0 - c = 15 - 2 = 13 \text{ cm.}$$

$$\mu_b = \frac{M_x^t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{5,84 \times 10^3}{100 \times (13)^2 \times 14,2} = 0,024 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_b = 0,024 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,988$$

$$A_t = \frac{M_x^t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{5,84 \times 10^3}{0,988 \times 13 \times 348} = 1,18 \text{ cm}^2.$$

Soit **5 HA10** $\Rightarrow A_t = 3,92 \text{ cm}^2$ avec un espacement **$S_t = 20$ cm**

Aux appuis :

$$\mu_b = \frac{M_x^a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{2,92 \times 10^3}{100 \times (13)^2 \times 14,2} = 0,012 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_b = 0,012 \Rightarrow \beta = 0,995$$

$$A_a = \frac{M_x^a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{2,92 \times 10^3}{0,995 \times 13 \times 348} = 0,65 \text{ cm}^2$$

Soit **4 HA10** $\Rightarrow A = 3,14 \text{ cm}^2$ avec $S_t = 25$ cm

B- Armatures // à Y-Y :**En travée :**

$$\mu_b = \frac{M_y^t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{3,9 \times 10^3}{100 \times (13)^2 \times 14,2} = 0,016 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_b = 0,016 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,993$$

$$A_t = \frac{M_y^t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{3,9 \times 10^3}{0,993 \times 13 \times 348} = 0,86 \text{ cm}^2$$

Soit **4 HA10** $\Rightarrow A_t = 3,14 \text{ cm}^2$ avec un espacement **$S_t = 25 \text{ cm}$** **Aux appuis :**

$$\mu_b = \frac{M_y^a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{2,92 \times 10^3}{100 \times (13)^2 \times 14,2} = 0,012 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_b = 0,012 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,994$$

$$A_a = \frac{2,92 \times 10^3}{0,994 \times 13 \times 348} = 0,64 \text{ cm}^2$$

Soit **4 HA10** $\Rightarrow A_a = 3,14 \text{ cm}^2$ avec **$S_t = 25 \text{ cm}$** **III-6-4 Vérification à L'ELU :****a- Diamètre maximale des barres :**On doit vérifier que $\phi \leq \phi_{\max} = \frac{h}{10} = \frac{150}{10} = 15 \text{ mm}$. ϕ : Diamètre des armatures longitudinales.

$$\phi = 10 \text{ mm} < \phi_{\max} = 15 \text{ mm} \rightarrow \text{vérifier.}$$

b- Poinçonnement : (Art A-5-2-42/BAEL91)

On admet qu'aucune armature transversale n'est nécessaire si la condition suivante est satisfaite.

$$Q_u \leq Q = 0,045 \mu_c h \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

 Q_u : charge de calcul à l'ELU. μ_c : Périmètre du contour de la surface sur laquelle agit la charge au niveau de feuillet moyen.

h : épaisseur totale de la dalle.

$$\mu_c = 2(U + V) = 2 \times (1,05 + 1,05) = 4,2 \text{ m.}$$

$$Q = 0,045 \cdot \mu_c \cdot h \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,045 \times 4,2 \times 0,15 \times \frac{25 \times 10^3}{1,5} = 472,5 \text{ kN}$$

$$Q_u = 1,35 \times 90 = 121,5 \text{ kN}$$

$$Q_u = 121,5 \text{ kN} < Q = 472,5 \text{ kN} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Donc les armatures transversales sont inutiles

c- Vérification de la contrainte tangentielle :

$$\text{On doit vérifier que : } \tau_u = \frac{T_{u \max}}{bd} \leq 0,07 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

Au milieu de U :

$$T_u =$$

$$0$$

$$T_u = \frac{121,5}{2 \times 1,25 + 1,2} = 32,8 \text{ kN.}$$

Au milieu de V :

On a :

$$T_u = \frac{P}{3 \cdot L_y} = \frac{121,5}{3 \times 1,25} = 32,4 \text{ kN.}$$

$$\text{NB : } T_{u \max} = 32,8 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{b \cdot d} = \frac{32,8 \times 10^3}{1000 \times 120} = 0,27 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_u = 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,07 \times \frac{25}{1,5} = 1,16 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,27 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,16 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

III-6-5 Vérification à l'ELS :

1- Evaluation des moments M_{x1} et M_{y1} dus au système de levage :

$$M_{x1} = P (M_1 + 0,2M_2) = 90 (0,0536 + 0,2 \times 0,04) = 5,54 \text{ kN.m}$$

$$M_{y1} = P (M_2 + 0,2M_1) = 90 (0,04 + 0,2 \times 0,0536) = 4,56 \text{ kN.m}$$

2- Évaluation des moments M_{x2} ; M_{y2} dus au poids propre de la dalle et de la surcharge :

$$q_s = G + Q = 25 \times 0,15 + 1 = 4,75 \text{ kN/ml}$$

$$\rho = 0,96 \rightarrow \mu_x = 0,0475 \rightarrow M_{x2} = \mu_x \cdot q_s \cdot L_x^2 = 0,0475 \times 4,75 \times (1,2)^2$$

$$M_{x2} = 0,3249 \text{ kN.m}$$

$$\mu_y = 0,939 \rightarrow M_{y2} = \mu_y M_{x2} = 0,939 \times 0,3249$$

$$M_{y2} = 0,305 \text{ kN.m}$$

3- Les moments globaux :

$$\begin{cases} M_{xser} = M_{x1} + M_{x2} = 5,54 + 0,3249 = 5,86 \text{ kN.m} \\ M_{yser} = M_{y1} + M_{y2} = 4,56 + 0,305 = 4,86 \text{ kN.m.} \end{cases}$$

4- Correction des moments :

Les moments en travée :

$$\begin{cases} M_{xser}^t = 0,85 M_{xser} = 0,85 \times 5,86 = 4,98 \text{ kN.m} \text{ (Sens x-x)} \\ M_{yser}^t = 0,75 M_{yser} = 0,75 \times 4,86 = 3,64 \text{ kN.m} \text{ (Sens y-y)} \end{cases}$$

Les moments aux appuis:

$$M_{xser}^a = M_{yser}^a = -0,5 M_{xser} = -0,5 \times 4,98 = -2,49 \text{ kN.m (Sens x-x et y-y)}$$

5- Contrainte de compression dans le béton :

A- Sens x-x :

Aux appuis :

On a $M_a = 2,49 \text{ kN.m}$

On doit vérifier la condition suivante :

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

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{b.d} = \frac{100 \times 3,14}{100 \times 13} = 0,241 \quad K = 48,75 \quad \longrightarrow \quad \text{et } \beta_1 = 0,9215$$

$$\sigma_s = \frac{M_a}{\beta_1 \cdot d \cdot A_a} = \frac{2,49 \times 10^6}{0,9215 \times 130 \times 3,14 \times 10^2} = 66,19 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{66,19}{48,75} = 1,35 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

En travée :

$M_t = 4,98 \text{ kN.m.}$

On doit vérifier :

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

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{b.d} = \frac{100 \times 3,92}{100 \times 13} = 0,301 \Rightarrow K_1 = 42,97 \text{ et } \beta_1 = 0,9135$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 \cdot d \cdot A_t} = \frac{4,98 \times 10^6}{0,9135 \times 130 \times 3,92 \times 10^2} = 106,97 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{106,97}{42,97} = 2,48 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

B- Sens y-y :**Aux appuis :**

On a $M_a = 2,49 \text{ kN.m}$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{bd} = \frac{100 \times 3,14}{100 \times 13} = 0,241 \Rightarrow K = 48,75 \text{ et } \beta_1 = 0,9215$$

$$\sigma_s = \frac{M_a}{\beta_1 \cdot d \cdot A_a} = \frac{2,49 \times 10^6}{0,9215 \times 130 \times 3,14 \times 10^2} = 66,19 \text{ MPa} < \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K} = \frac{66,19}{48,75} = 1,35 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

En travée :

$M_t = 3,64 \text{ kN.m}$.

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{b \cdot d} = \frac{100 \times 3,14}{100 \times 13} = 0,241 \Rightarrow K = 48,75 \text{ et } \beta_1 = 0,9215$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 \cdot d \cdot A_t} = \frac{3,64 \times 10^6}{0,9215 \times 130 \times 3,14 \times 10^2} = 96,76 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{96,76}{48,75} = 1,98 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

6- Etat limite de déformation :

Dans le cas de dalle rectangulaire appuis sur 4 cotés on peut se disposer de calcul des flèches, si les conditions suivantes sont respectées :

$$1) \frac{h}{L_x} \geq \frac{M_{tx}}{20 \cdot M_x}$$

$$2) \frac{A_x}{b \cdot d} \leq \frac{2}{f_e} \quad \text{tel que } f_e \text{ en [MPa]}$$

Avec :

- h : hauteur de dalle.
- M_{tx} : Moment entravé de la dalle continue dans la direction L_x
- M_x : Moment isostatique dans la direction de (x -x) pour une bande de largeur égale à 1[m].
- A_x : Section d'armature par bande de largeur égale à 1[m]
- d : La hauteur utile de la bande.
- b : La largeur de bande égale à 1[m]

$$\left. \begin{array}{l} \frac{h}{L_x} = \frac{15}{120} = 0,125 \\ \frac{M_{tx}}{20.M_x} = \frac{4,98}{20 \times (5,86)} = 0,042 \end{array} \right\} \frac{h}{L_x} = 0,125 > 0,042 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{A_x}{b.d} = \frac{3,92}{100 \times 13} = 0,003 \\ \frac{2}{f_e} = \frac{2}{400} = 0,005 \end{array} \right\} \frac{A_x}{b.d} = 0,003 < \frac{2}{f_e} = 0,005 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Donc y a pas de nécessité de vérifier la flèche.

7- Condition de non fragilité : (Art B.7.4 ; BAEL.91) :
Armatures inférieures (suivant X-X) :

$$\rho_x \geq \rho = \rho_0 \frac{(3 - \frac{L_x}{L_y})}{2}$$

Avec $\rho_0 = 0,0008$ pour $[F_e 400]$

ρ_x : taux minimal d'acier en travée dans le sens x - x.

$$\rho = \frac{A_{\min}}{S}$$

A_{\min} : section minimale d'armatures

S : section totale du béton.

$$\rho = 0,0008 \times (3 - 0,78) / 2 = 0,00081$$

$$A_{\min} = 0,00081 \times (15 \times 100) = 1,22 \text{ cm}^2.$$

$$A_t = 3,92 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,22 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{condition vérifiée (sens x-x).}$$

Armatures supérieures (suivant Y-Y) :

$$\rho_y \geq \rho_0 = 0,0008$$

ρ_y : Taux minimal d'acier dans le sens y-y.

$$A_{\min} = 0,00081 \times (15 \times 100) = 1,22 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 3,14 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,22 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{condition vérifiée (sens y-y).}$$

Conclusion : la condition de non fragilité est vérifiée dans les deux sens

Conclusion :

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

En travées :

5HA10 (sens x-x), $S_t=20\text{cm}$

4HA10 (sens y-y), $S_t=25\text{cm}$

En appuis :

4HA10 (sens x-x), $S_t=25\text{cm}$

4HA10 (sens y-y), $S_t=25\text{cm}$

8- Les schémas de ferrailage de la dalle de salle machine :

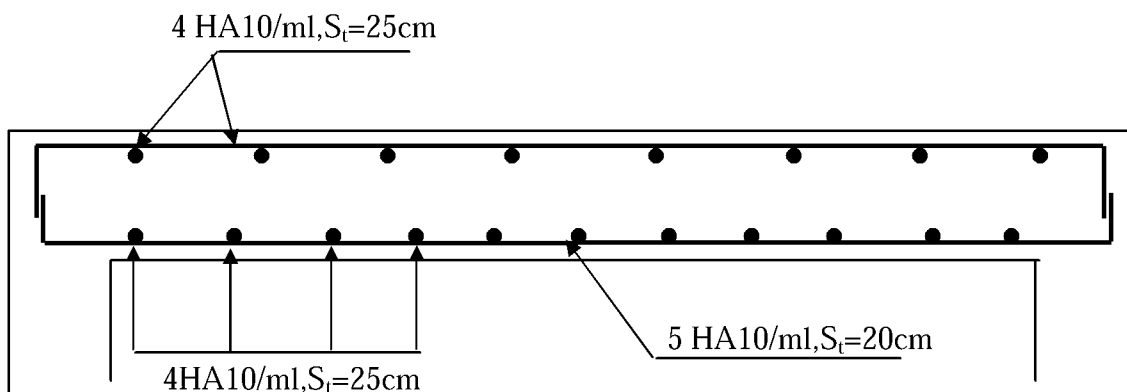


Figure III-6-3 : Plan de ferrailage de la salle machine suivant x-x.

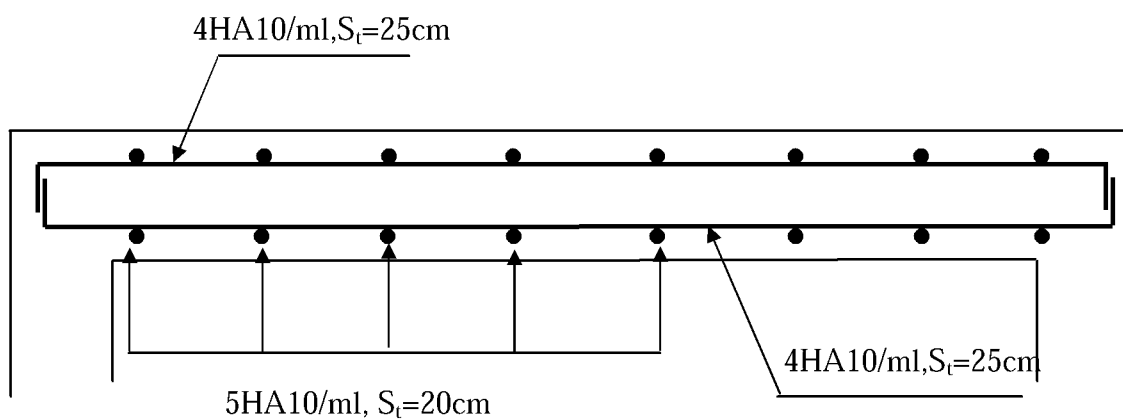


Figure III-6-4 : Plan de ferrailage de la salle machine suivant y-y.

Chapitre IV

Présentation de logiciel etabs

1- INTRODUCTION :

La principale cause des dommages dans une structure durant un séisme est sa réponse au mouvement appliqué à sa base suite au mouvement transmis à son sol d'assise. Dans le but d'analyser et d'évaluer le comportement de la structure sous ce type de chargement, les principes de la dynamique des structures doivent être appliquées pour déterminer les déformations et les contraintes développées dans la structure.

2-Concept A l'heure actuelle, on dispose de nombreux programmes basés sur la méthode des éléments finis (MEF), permettant le calcul automatique de diverses structures. Il est donc indispensable que tout ingénieur connaisse les bases de la MEF, et comprenne également le processus de la phase de solution. Cette compétence ne peut être acquise que par l'étude analytique du concept de la MEF et la connaissance des techniques en rapport avec l'utilisation de ces outils de calcul.

Cette étude se **base de la MEF** :

La méthode des éléments finis est une méthode d'approximation des solutions d'équation aux dérivées partielles qui est construite à partir d'une formulation équivalente du problème à résoudre ; cette dernière est appelée formulation vibrationnelle du problème. La méthode des éléments finis est donc basée sur la forme intégrale des équations aux dérivées partielles (forme faible) du phénomène analysé plutôt que sur la forme différentielle (forme forte) qui représente l'équation aux dérivées partielles et les conditions aux limites.

Pour discrétiser les modèles complexes de phénomènes physiques, l'ingénieur dispose à l'heure actuelle de méthodes d'approximations permettant de résoudre la plupart des problèmes pour lesquels il n'existe pas de solution formelle. Toutes les méthodes d'approximation ont un même objectif, remplacer un problème mathématique défini sur un milieu continu (équations différentielles ou intégrales) par un problème mathématique discret (équation matricielle), problème de dimension finie que l'on sait résoudre numériquement.

3- Description d'ETABS :

L'ETABS (**EXTENDED THREE DIMENSIONS ANALYSIS OF BUILDING SYSTEMS**) est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénierie, particulièrement adaptée au bâtiment, et ouvrage de génie civil. Il permet en même temps l'approche du comportement de ces structures. L'ETABS offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures en béton armé et charpente métallique. Le poste processeur graphique facilite l'interprétation des résultats, en offrant notamment la possibilité de visualiser la déformée du système, les diagrammes des efforts et courbes enveloppes, les champs de contraintes, les modes propres de vibration etc.

4- Les Etapes De Modélisation :

Dans notre travail on a utilisé la version ETABS V.9.6

4 -1 Etapes de modélisation :

Étape 1 :

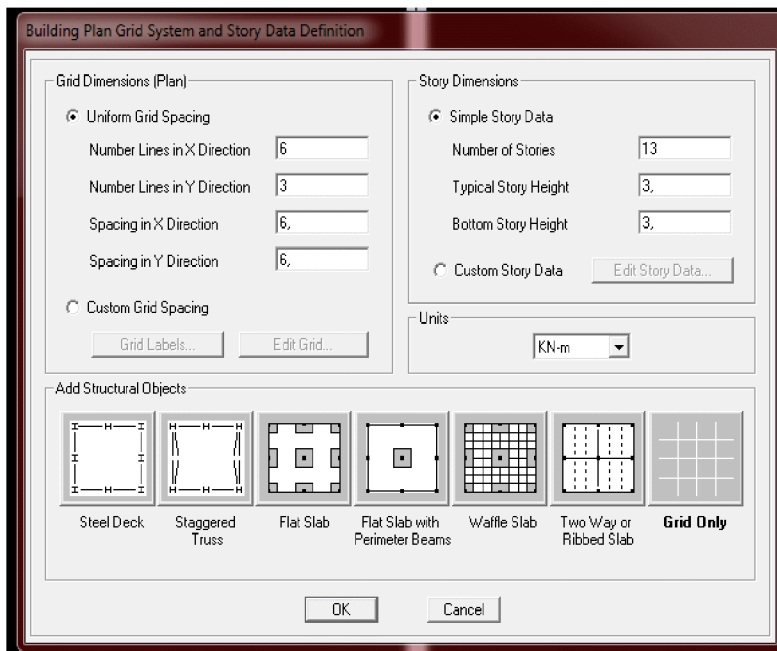
La première étape consiste à spécifier **la géométrie de la structure**

- 1) **Choix des unités :**
- 2) Au bas de l'écran, on sélectionne KN.m comme unités de base pour les forces et déplacements.



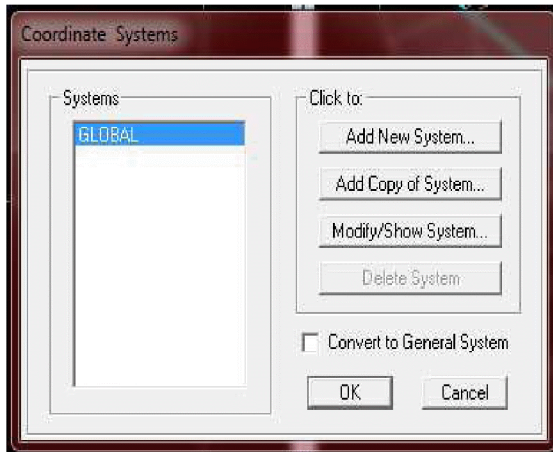
2) **Géométrie de base**

En haut de l'écran dans File, on sélectionne **New model**. On clique sur **Grid only** afin de modéliser notre structure à partir de lignes de grilles.

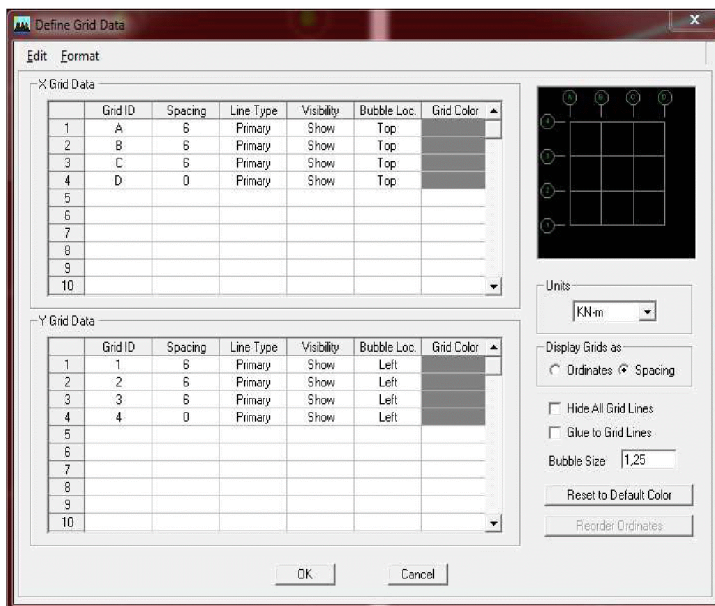


On définit les lignes de construction du modèle (nombre de travées selon la direction X, selon la direction Y).

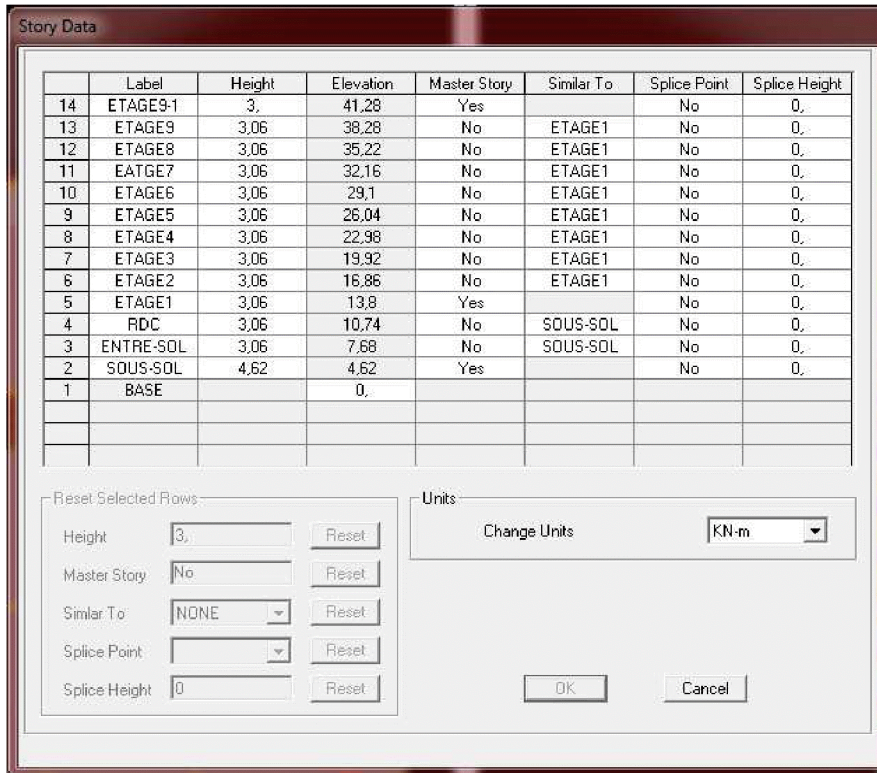
Commande **Edit ; Edit grid** et puis on aura la commande suivante :




Puis en clique sur Modify/Show System...et on aura

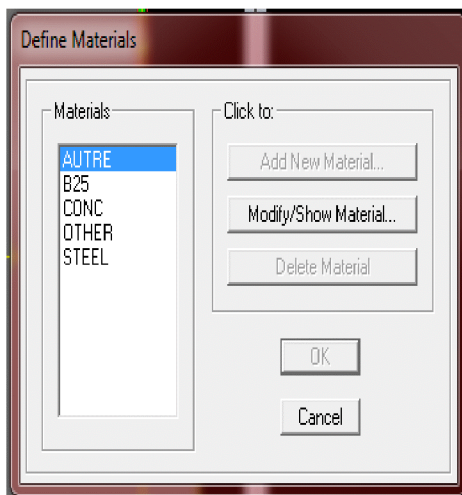


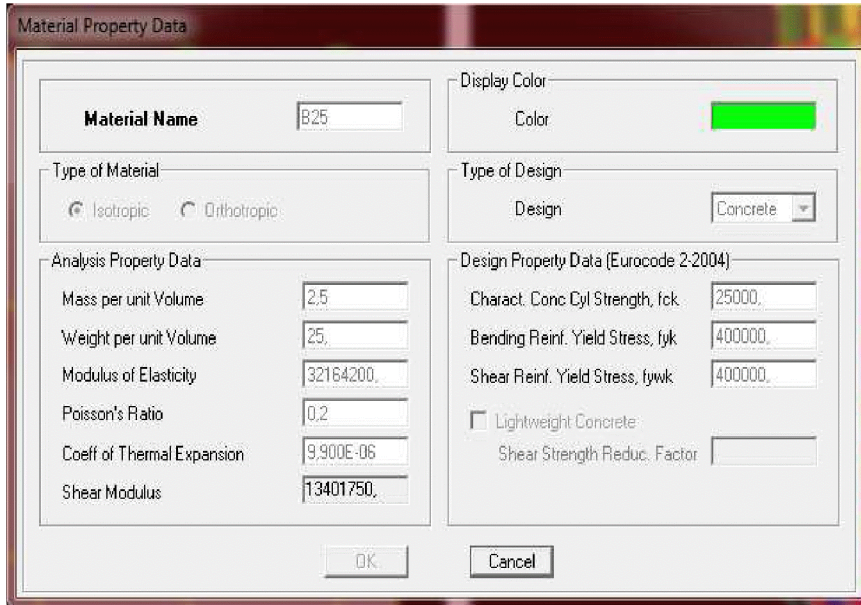
Pour définir le nombre de niveau et la hauteur de l'étage en clique sur **Edit Edit Story**,insert story on aura les fenetres si dessous ;




Etape 2 :

La deuxième étape consiste à la définition des **Propriétés mécaniques** des matériaux, en l'occurrence ,l'acier et le béton  **Material Properties...** permet de définir les propriétés des matériaux dans notre cas on utilisera le béton (on clique sur concrete)



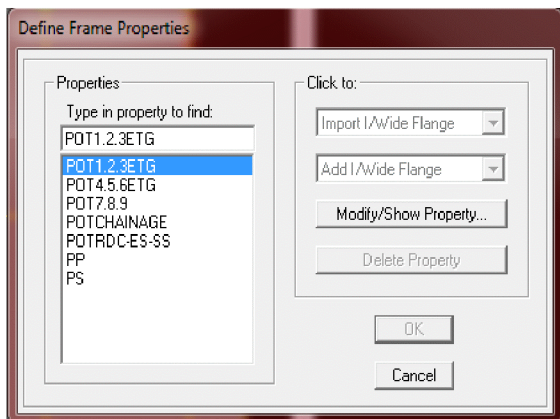


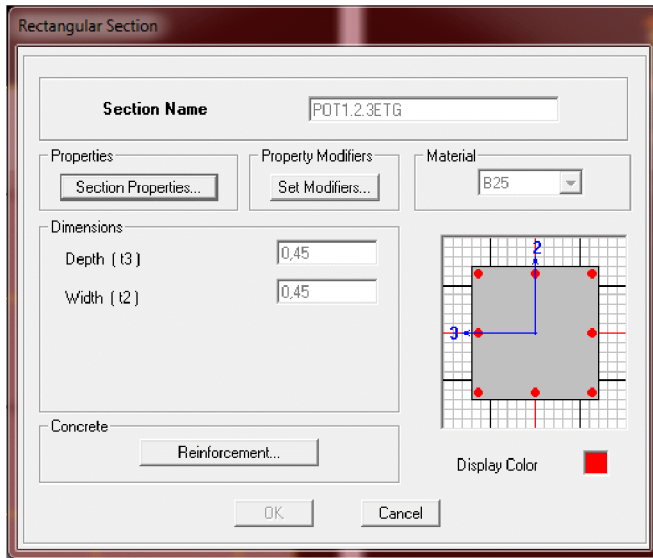
Etape 3 :

Dans cette partie on va définir les propriétés géométriques des éléments (poteaux, poutres, poutrelles dalle, voile,...)  **Frame Sections...**

Définition des poteaux et poutres :

« **Add rectangular** » ; les étapes de la création de l'élément sont montrées sur les figures ci-dessous



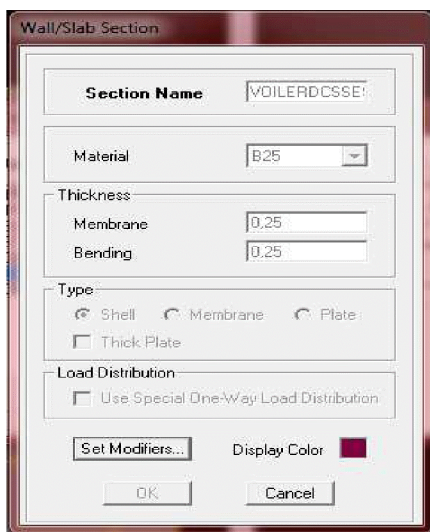


Après avoir les éléments barres (poutre, poteaux) nous allons passer aux éléments plaques (Dalles, voiles) .On commence d'abord par définir leur caractéristique.

Define, Wall/slab/deck section

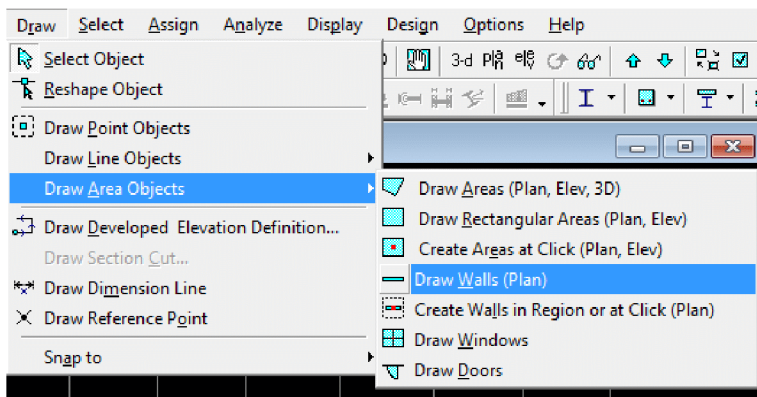
Dans la boite de dialogue, on définit les propriétés :

Voile de Contreventement :

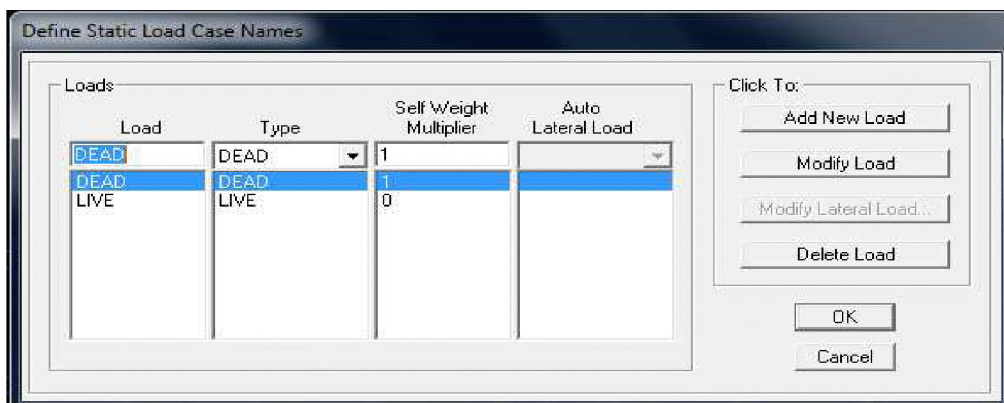


Pour modéliser les voiles, on doit se positionner soit en plan ou élévation .On cilque sur **Draw area objects**.

Exemple :



En va crée notre voile en plan, en cliquant du 1^{er} point au 2^{eme} point



Load name (nom de la charge)

Type DEAD (permanente), LIVE (exploitation)

Self weight n multiplier (coefficient interne poids propre)

Remarque :

On introduisant la valeur 1 dans la case **Self weight multiplier**, le logiciel tiendra compte du poids propre des éléments en les rajoutant **automatiquement** aux charges permanente **G**.

1) 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 (S_a/g) pour un système à un degré de liberté, soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de périodes propres **T**.

Données à introduire dans le logiciel

Zone : IIa (Zone de sismicité moyenne, du RPA 2003)

Groupe d'usage : 2 (bâtiments courants, voir chapitre III.3.2 du RPPA 2003)

Coeff comportement : Mixte portique /voile avec intération.

Remplissage : Dense (Cloisons en maçonnerie)

Site : S2

Facteur de qualité (Q) : Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- _ Conditions minimales sur les files de contreventement,
- _ la redondance en plan,
- _ la régularité en plan,
- _ la régularité et en élévation,
- _ Contrôle de la qualité des matériaux,
- _ Contrôle de la qualité de l'exécution.

La valeur Q est déterminée par la formule : $Q=1+\sum Pq$

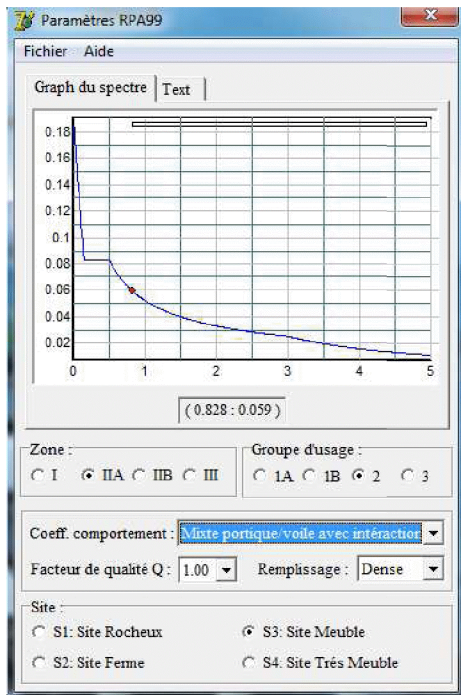
Pq : pénalité à retenir selon que le critère de qualité q "est satisfait ou non"

Après avoir vérifiée les conditions ci-dessous en trouve le facteur de qualité **Q=1,00**



En introduit dans le logiciel les données dans leurs cases respectives, on

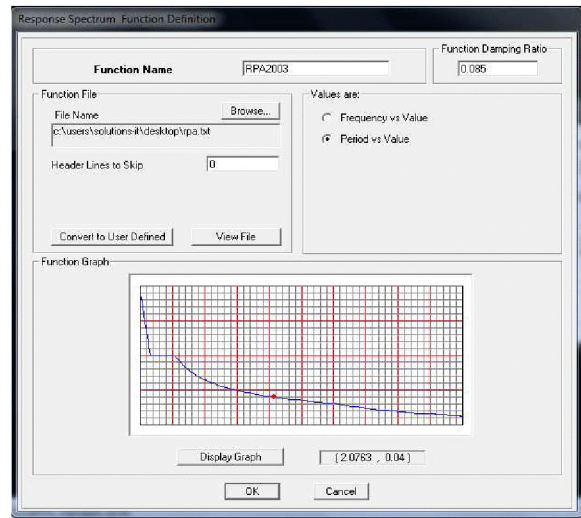
Clique sur **Text** pour voir les valeurs.



Pour injecter le spectre dans le logiciel ETABS, on clique sur :

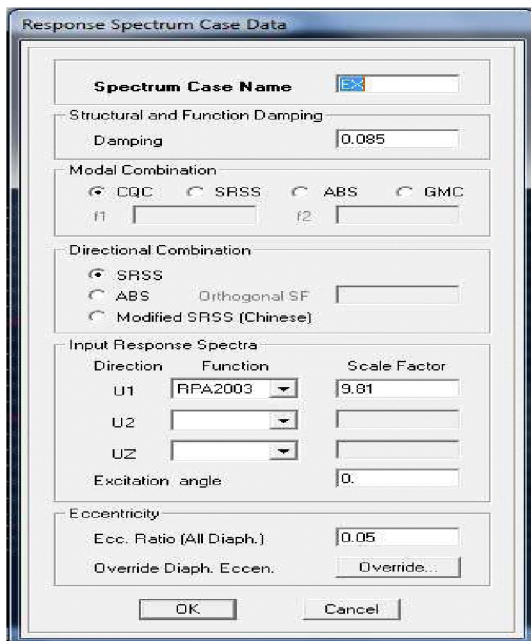
Define → Reponse spectrum fonctions...

Fonction Name
(nom du
spectre) : RPA



Une fois que le spectre est introduit, nous allons procéder à la prochaine étape qui consiste à définir le chargement E (séisme) ; on clique sur :

Define reponse spectrum case




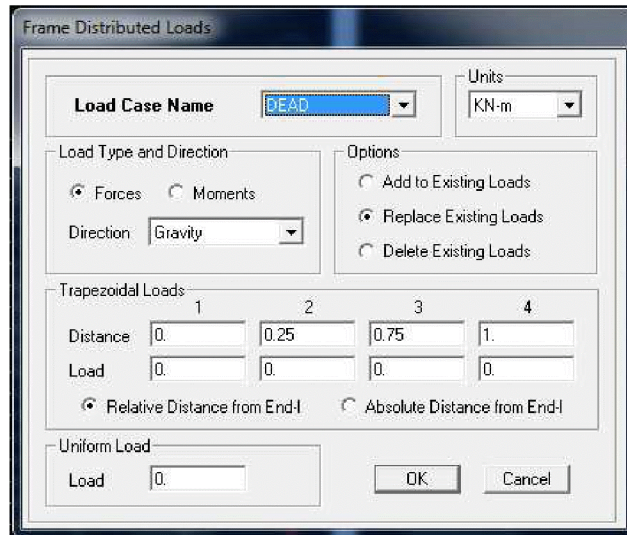
Spectrum Case Name
(Spectre suivant Ex) :

Amortissement=8,5%

Etape5 : Chargement de plancher :

Les charges statiques étant introduites, on sélectionne chaque panneau et on introduit le chargement linéaire qui lui revient en cliquant sur :

uniform surface loads → uniform loads ok → 



Etape6 : introduction des combinaisons d’actions.

Les combinaisons d’action à considérer pour la détermination des sollicitations et déformations sont :

Combinaisons aux états limites :

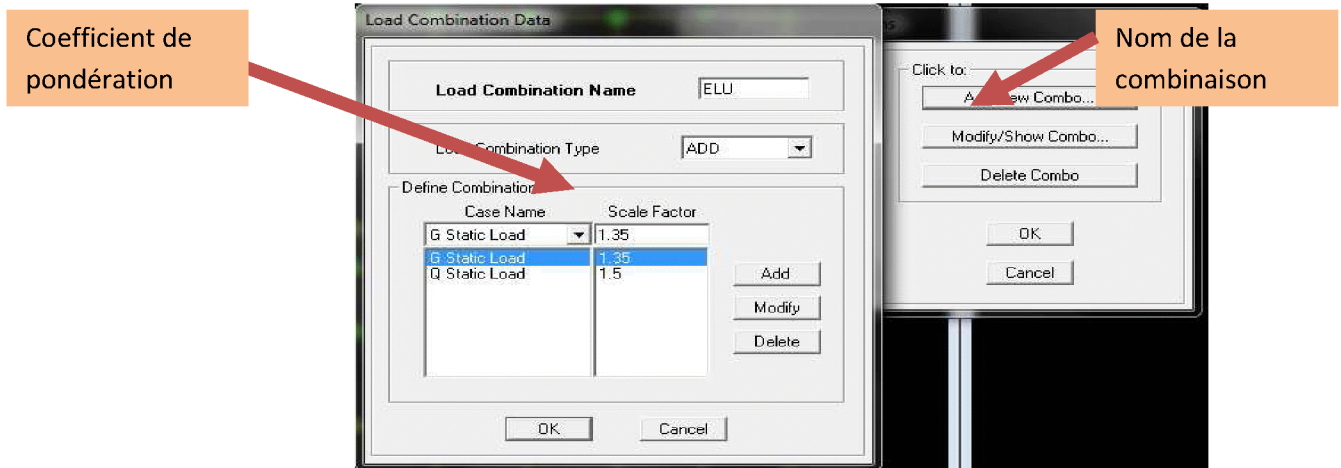
$$\text{BAEL91} \quad \begin{cases} \text{ELU} \Rightarrow 1,35G + 1,5Q \\ \text{ELS} \Rightarrow G + Q \end{cases}$$

Combinaisons accidentelles du RPA :

$$\text{RPA99} \quad \begin{cases} G + Q \pm E \\ 0,8G \pm E \end{cases}$$

Pour introduire les combinaisons dans le logiciel on clique sur

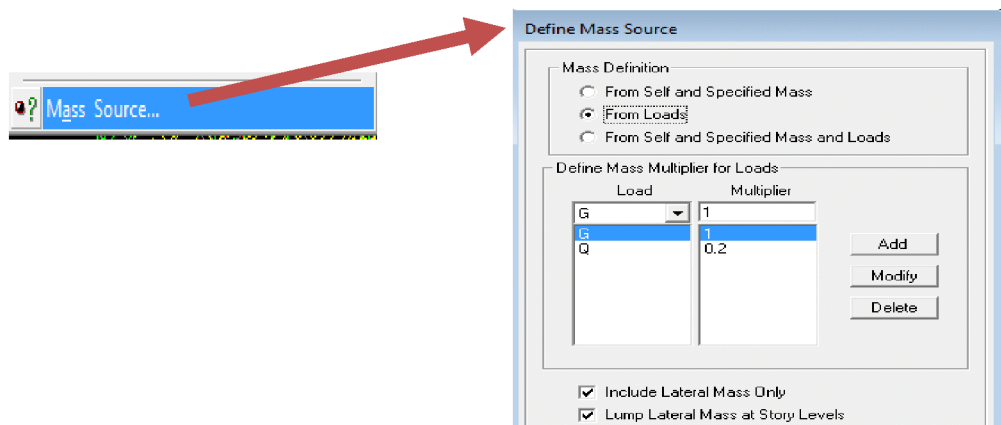
Define static load combinations Add New Combo




On reprend la même opération pour les autres combinaisons

Etape7 : introduction de la masse sismique

La masse peut être définie dans l'ETABS et ceci de la manière suivante : **define**→**mass source**

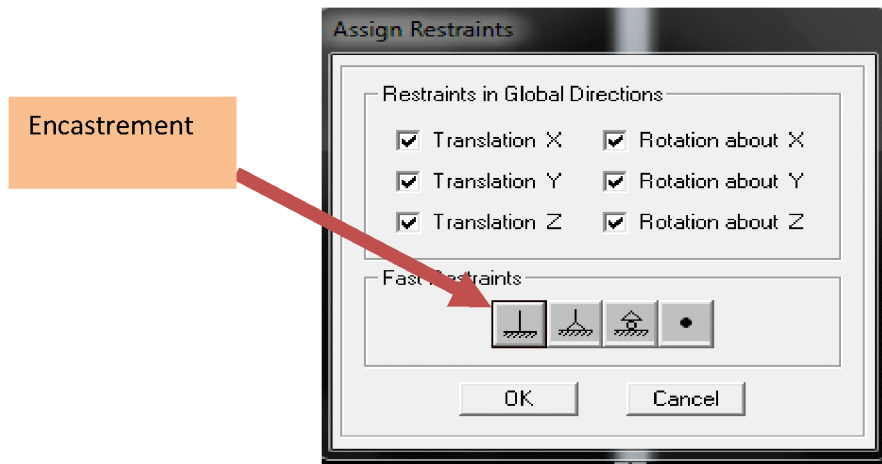


Etape8 :Spécification  des conditions aux limites (appuis, diaphragmes)

Les appuis :


Pour modéliser la fondation du bâtiment, on a admis que les poteaux sont encastrés au sol de fondation. Pour réaliser cela, on sélectionne tous les nœuds de la base, et leur attribuant un encastrement ;

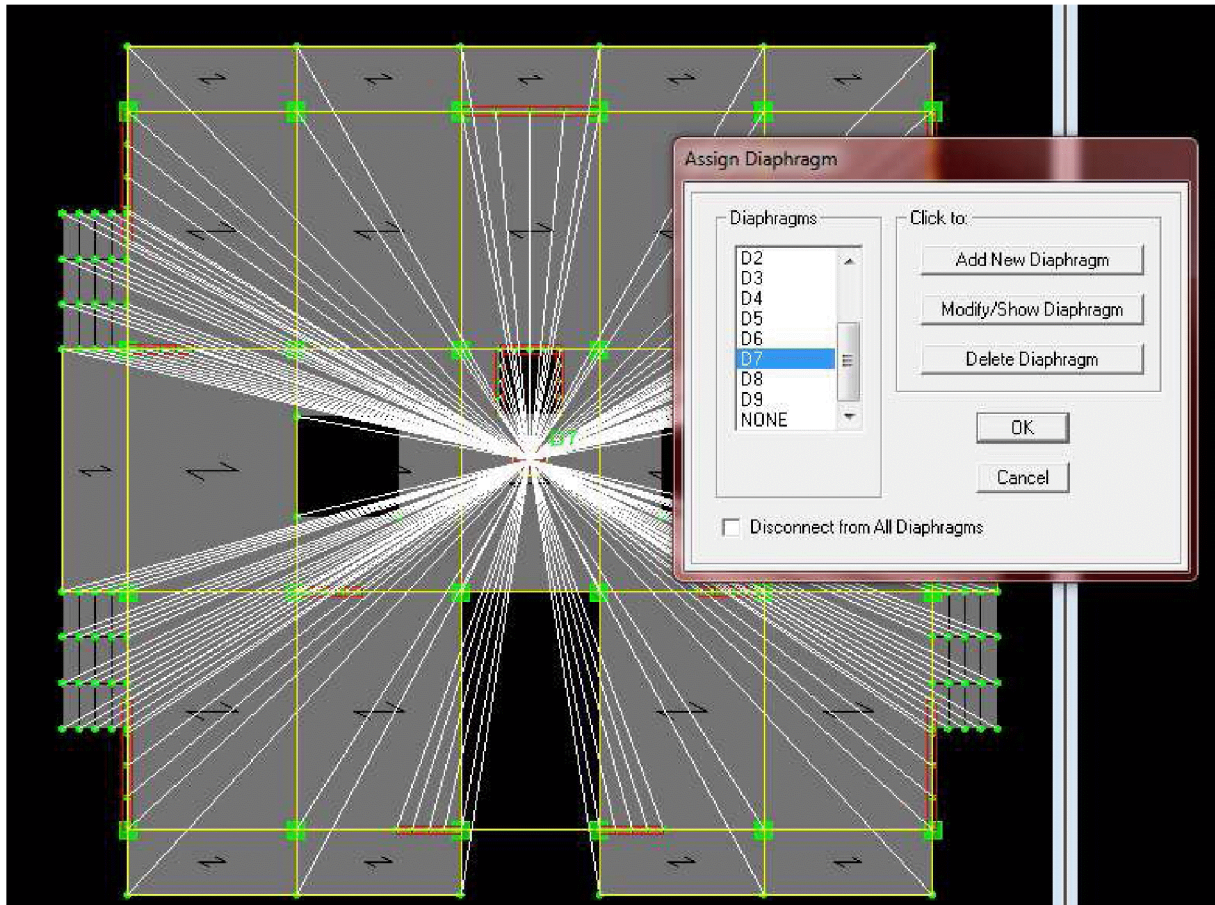
Assign ne joint → **point restraints (support)** : On clique sur l'icône de l'encastrement et tous les nœuds seront encastrés.



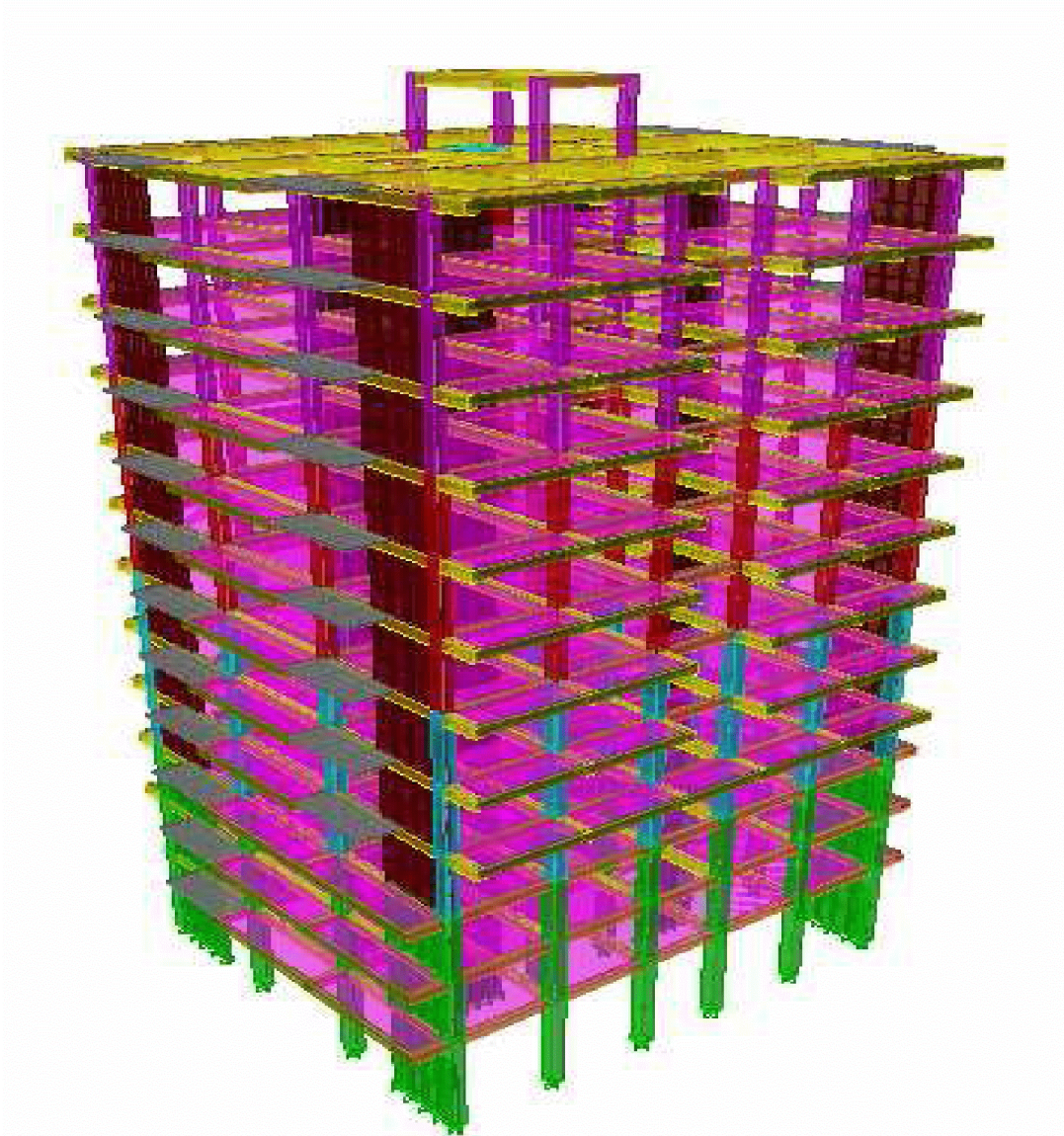
Étape 09 : Les diaphragmes :

Les plancher sont modélisés comme infiniment rigide dans leurs plans « diaphragmes » et se sont

assignés au plancher en sélectionnant les plancher un à un on clique ensuite sur l'icône  ou en suivant les étapes suivantes : **Assign** → **joint/ point** → **Diaphragm** → **Add New Diaphragm** .



Après introduit le nom du diaphragme dans la case diaphragme on clique sur OK pour valider,
En refait la même opération pour chaque plancher.



Vue En 3D Pour La Structure

Chapitre V

Vérification des resultats

V-1-Introduction :

Le séisme peut être défini comme des mouvements transitoires et passagers qui provoquent une libération brutale d'énergies accumulées dans la région ou il se manifeste.

Ces mouvements s'effectuent généralement le long d'une faille préexistante affectant des roches de l'écorce terrestre et en fonction de leur intensité, peuvent provoquer des dommages importants et même la ruine des constructions, d'où la nécessité de protéger les vies humaines et leurs biens matériels en tenant compte de ce phénomène naturel dans la conception des constructions.

L'intérêt de cette étude est de permettre la réalisation des structures pouvant résister aux effets engendrés par les sollicitations dues au séisme, c'est pourquoi, la structure doit être conçue et construite conformément aux règles parasismiques en vigueur de façon à offrir un degré de protection acceptable, ainsi de vérifier la stabilité et la résistance du bâtiment vis-à-vis des efforts horizontaux s'exerçant dans toutes les directions.

La force sismique totale s'applique à la base de la structure et décroît en allant vers les niveaux supérieurs.

V-2-Choix de la méthode d'étude :

En fonction de la forme, des dimensions et du type de la construction, le RPA. Prévoit d'utiliser soit :

1. Calcul statique : c'est la détermination des efforts internes sous l'effet des charges verticales G et Q.
Ou bien Calcul dynamique : c'est la détermination des efforts internes sous l'effet des charges horizontales (E), pour son calcul nous distinguons les méthodes suivantes :
2. La méthode d'analyse modale spectrale.
3. La méthode d'analyse dynamique temporelle par accélérographes.

Pour le choix de la méthode à utiliser, nous devons vérifier un certain nombre de conditions suivant les règles en vigueur en Algérie (RPA99/version2003).

Ici les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas toutes remplies. Il faut donc utiliser **la méthode d'analyse modale spectrale** en utilisant le spectre de réponse défini dans le RPA99 version2003.

Néanmoins, à cause de certaines vérifications nécessaires il est indispensable de passer par la méthode statique équivalente selon les règles du RPA93/2003.

Méthode D'analyse Modale Spectrale :

C'est l'analyse dynamique d'une structure sous l'effet d'un séisme représenté par un spectre de réponse.

Principe :

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

Hypothèses de calcul :

1. Les masses sont supposées concentrées au niveau du plancher.
2. Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.
3. Les planchers doivent être rigides dans leurs plans (vis-à-vis des déplacements horizontaux)

V-3-Modélisation de la structure :

L'étude de notre structure est faite à l'aide du logiciel ETABS en considérant : 12 niveaux (1 Sous-sol +1 Entre-sol+RDC + 9 étages courants) encastree à la base et réalisé sur un modèle tridimensionnel.

V-4-Etapes de modélisation :

Les différentes étapes de modélisation sont :

1. Introduction de la géométrie du modèle.
2. Spécification des propriétés mécaniques de l'acier et du béton.
3. Spécification des propriétés géométriques des éléments (poteaux, poutres, voiles...).
4. Introduction du spectre de réponse (E) selon le RPA99/version2003.
5. Définition des charges statiques (G, Q).
6. Définition de la charge sismique E.
7. Introduction des combinaisons d'actions.
8. Affectation des masses sismiques et inerties massiques.
9. Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes).
10. Déroulement de l'analyse et visualisation des résultats.

V-5 Vérifications selon les exigences du RPA:

Le Règlement Parasismique Algérien prévoit des mesures nécessaires à la conception et à la réalisation de la construction de manière à assurer un degré de protection acceptable.

Nous devons vérifier les conditions suivantes :

- ✓ **Vérification de l'effort tranchant à la base de la structure**
- ✓ **Vérification de la participation de la masse modale**
- ✓ **Vérification de l'effet de la torsion d'axe (excentricité)**
- ✓ **Justification vis-à-vis des déformations**
- ✓ **Vérification de l'effet du 2ème ordre (l'effet P-Δ)**

Avant de passer au ferrailage de la structure, le RPA nous exige de vérifier que la résultante des forces sismiques a la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée

1) Vérification de l'effort tranchant à la base :

❖ Calcul de l'effort tranchant avec la méthode statique équivalente :

$$V_t \geq 80\% V$$

$$V = \frac{A.D.Q}{R} \cdot w \dots\dots\dots \text{(Article 4.2.3 du RPA)}$$

Détermination des paramètres :

Pour faire le calcul il faut déterminer ces coefficients :

A : coefficient d'accélération de zone, donné par le tableau (4.1 du RPA99.V2003) suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment :

- Zone sismique : **IIa**
 - Groupe d'usage : **2**
- } → **A = 0.15**

R : coefficient de comportement global de la structure, sa valeur est donnée par le tableau (4.3RPA) en fonction du système de contreventement tel que défini en (3.4 RPA)

R = 4 (contreventement par des voiles)

Q : Facteur de qualité

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- La redondance et de la géométrie des éléments qui les constituent
- La régularité en plan et en élévation
- La qualité du contrôle de la construction

La valeur de Q est déterminée par la formule : **Q = 1 + Σ₁⁶ P_q.....(tableau 4.4 du RPA)**

P_q : est la pénalité à retenir selon le critère de qualité 'q' est satisfait ou non, sa valeur est donnée au tableau (4.4 du RPA)

- Conditions minimales sur les files du contreventement :

Chaque file de portique doit comporter à tous les niveaux, au moins trois (03) travées dont le rapport des portées n'excède pas 1,5. Les travées de portique peuvent être constituées de voiles de contreventement **condition vérifiée** dans les deux sens (X-X et Y-Y)

- Redondance en plan :

Chaque étage devra avoir, en plan au moins quatre (04) files de portiques ou de voiles dans la direction des forces latérales appliquées. ces files de contreventement devront être disposées symétriquement autant d'espacement en dépassant pas 1,5.

Suivant X-X : **condition vérifiée**

Suivant Y-Y : **condition vérifiée**

- Régularité en plan : la structure est classée régulière en plan. (cf 3.5 1a).
- Régularité en élévation : la structure est classée régulière en élévation (cf 3.5 1b).
- Contrôle de la qualité des matériaux et de l'exécution:

Ces deux critères sont obligatoirement respectés depuis le séisme de 2003.

Sens X-X :

Critère q	Observation	Pq
Conditions minimales sur les files du contreventement	observé	0
Redondance en plan	observé	0
Régularité en plan.....	observé	0
Régularité en élévation	observé	0
Contrôle de la qualité des matériaux.....	observé	0
Contrôle de la qualité de l'exécution.....	observé	0
Donc dans le sensX-X		Q = 1

Sens Y-Y

Critère q	Observation	Pq
Conditions minimales sur les files du contreventement	observé	0
Redondance en plan.....	observé	0
Régularité en plan	observé	0
Régularité en élévation.....	observé	0
Contrôle de la qualité des matériaux.....	observé	0
Contrôle de la qualité de l'exécution	observé	0
Donc dans le sensY-Y		Q = 1

D : facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure T

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(T_2/3.0)^{\frac{2}{3}}(3.0/T)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0s \end{cases} \quad (4.2)$$

• T_2 période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le tableau 4.7

D'où : $T_2=0,5s$ et $T = 1,32s$ (d'après la modélisation)

• η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0.7 \quad (4.3)$$

$\zeta(\%)$: pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif, donnée par le tableau (4.2 RPA 99/V2003).

$\zeta = 7\%$: Construction autostable.

$\zeta = 10\%$: Contreventement par des voiles.

Pour une construction mixte on prend la moyenne : $\zeta = 8,5\%$

Dans notre cas :

$\xi = 10\%$

$$\eta = \sqrt{7/(2+10)} = 0,763 \geq 0,7$$

$\eta = 0,763 > 0,7$ condition vérifiée

$$D_x = 2,5 \times 0,763 \left(\frac{0,5}{1,32}\right)^{\frac{2}{3}} = 0,99$$

$$D_y = 2,5 \times 0,763 \left(\frac{0,5}{1,28}\right)^{\frac{2}{3}} = 1,02$$

- Poids total de la structure : $W_t = 46489,76 \text{ kN}$

Sens X-X :

$$V_x = \frac{A \cdot D_x \cdot Q}{R} \cdot W_t$$

$$V_x = \frac{0,15 \cdot 0,99 \cdot 1}{4} \cdot 46489,76 = 1725,93 \text{ KN}$$

Sens Y-Y :

$$V_y = \frac{A \cdot D_y \cdot Q}{R} \cdot W_t$$

$$V_y = \frac{0,15 \cdot 1,02 \cdot 1}{4} \cdot 46489,76 = 1778,23 \text{ KN}$$

Efforts tranchants obtenus par la méthode dynamique sont dans le tableau suivant :

Spec	Mode	Dir	F1	F2
EX	All	All	1851,82	0
EY	All	All	0	1859,65

Tableau V-1 : les efforts tranchants obtenu par ETABS.

$$V_{xdyn} = F_1 = 1851,82 \text{ KN}$$

$$V_{ydyn} = F_2 = 1859,65 \text{ KN}$$

Vérification de l'effort tranchant :

$$V_{xdyn} = 1851,82 \text{ kN} > 80\% V_x = 1380,74 \text{ kN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

$$V_{ydyn} = 1859,65 \text{ kN} > 80\% V_y = 1422,58 \text{ kN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales est supérieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V

Donc : l'effort tranchant a la base est vérifiée.

2) Vérification de la participation de la masse modale:

Le pourcentage de la masse modale participante au séisme doit être supérieur à 90% dans les deux sens (X-X et Y-Y). (Art 4.3.4 ; RPA99/V2003)

D'après les résultats obtenus la participation massique atteint les 90% à partir du **8^{ème} mode** : (Tableau VI-2)

- Sens-xx : 93,9484 %
- Sens-yy : 92,7647 %

Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY
1	1,322542	72,903	0	72,903	0
2	1,287519	0	71,3991	72,903	71,3991
3	1,165765	2,4879	0	75,3909	71,3991
4	0,40194	13,2367	0	88,6276	71,3991
5	0,355675	0	16,0816	88,6276	87,4807
6	0,327781	0,1412	0	88,7688	87,4807
7	0,197759	5,1796	0	93,9484	87,4807
8	0,161335	0	5,284	93,9484	92,7647
9	0,148118	0,0294	0	93,9777	92,7647
10	0,14655	0,1789	0	94,1567	92,7647
11	0,139283	0	0,9356	94,1567	93,7003
12	0,136275	0,0012	0	94,1579	93,7003

Tableau V-2 : Masse participante donnée par le logiciel ETABS.

Donc : la condition du RPA est vérifiée.

3) Vérification de l'effet de la torsion d'axe (excentricité)

a) Excentricité accidentelle :

$$e_x = 0,05 L_x = 0,05 \times 21,6 = 1,08 \text{ m}$$

$$e_y = 0,05 L_y = 0,05 \times 19,60 = 0,98\text{m}$$

b) Excentricité théorique :

$$e_x = |XCR - XCM| < 5\%L_x$$

$$e_y = |YCR - YCM| < 5\%L_y$$

Etage	Centre de masse (m)		Centre de torsion (m)		Excentricité (m)		Excentricité accidentelle (m)	
	XCM	YCM	XCR	YCR	ex	ey	5%Lx	5%Ly
Sous-sol	9,3	8,256	9,3	8,766	0	0,51	1,08	0,98
Entre-sol	9,3	8,928	9,3	8,855	0	0,073		
RDC	9,3	8,942	9,3	8,91	0	0,032		
Etage 1	9,294	8,47	9,3	8,938	0,006	0,468		
Etage 2	9,3	8,552	9,3	8,95	0	0,398		
Etage 3	9,3	8,555	9,3	8,957	0	0,402		
Etage 4	9,3	8,557	9,3	8,962	0	0,405		
Etage 5	9,3	8,557	9,3	8,965	0	0,408		
Etage 6	9,3	8,56	9,3	8,969	0	0,409		
Etage 7	9,3	8,562	9,3	8,972	0	0,41		
Etage 8	9,3	8,562	9,3	8,976	0	0,414		
Etage 9	9,3	8,423	9,3	8,979	0	0,556		

Tableau V-3 : Centre de torsion et centre de masse de la structure

Donc : les excentricités obtenu sont comme suit :

Selon X-X : $e_x = 1,08 \text{ m}$

Selon Y-Y : $e_y = 0,98 \text{ m}$

4) Justification vis-à-vis des déformations :

❖ Calcul des déplacements : (Art.4.43 ; RPA 99/V2003).

a) Le déplacement horizontal : à chaque niveau (k) de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R \delta_{ek} \dots\dots\dots(4.19\text{RPA99/V2003})$$

Avec :

R : Coefficient de comportement.

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques.

b) Le déplacement relatif : au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

D'après l'Art 5.10RPA99/V2003, les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.

$$\Delta_K \leq \overline{\Delta}_k = 1\% h_e$$

Selon X-X :

Niveaux	$\delta_k (cm)$	R	$\delta_{ek} (cm)$	$\delta_{k-1} (cm)$	$\Delta_k (cm)$	1% $h_c (cm)$
Etage9	2,9798	4	0,74495	2,7876	0,1922	3,06
Etage8	2,7876	4	0,6969	2,5829	0,2047	3,06
Etage7	2,5829	4	0,64572	2,3531	0,2298	3,06
Etage6	2,3531	4	0,58827	2,1025	0,2506	3,06
Etage5	2,1025	4	0,52562	1,8308	0,2717	3,06
Etage4	1,8308	4	0,4577	1,5429	0,2879	3,06
Etage3	1,5429	4	0,38572	1,2482	0,2947	3,06
Etage2	1,2482	4	0,31205	0,952	0,2962	3,06
Etage1	0,952	4	0,238	0,6557	0,2963	3,06
RDC	0,6557	4	0,16392	0,3946	0,2611	3,06
Entre-sol	0,3946	4	0,09865	0,1764	0,2182	3,06
Sous-sol	0,1764	4	0,0441	0	0,1764	4,62

Tableau V-4 : Vérification les déplacements relatifs de chaque niveau dans le sens X-X.

Selon Y-Y :

Niveaux	$\delta_k (cm)$	R	$\delta_{ek} (cm)$	$\delta_{k-1} (cm)$	$\Delta_k (cm)$	1% $h_c (cm)$
Etage9	2,9966	4	0,74915	2,7444	0,2522	3,06
Etage8	2,7444	4	0,6861	2,4813	0,2631	3,06
Etage7	2,4813	4	0,62032	2,2059	0,2754	3,06
Etage6	2,2059	4	0,55147	1,9221	0,2838	3,06
Etage5	1,9221	4	0,48052	1,6311	0,291	3,06
Etage4	1,6311	4	0,40777	1,3378	0,2933	3,06
Etage3	1,3378	4	0,33445	1,0504	0,2874	3,06
Etage2	1,0504	4	0,2626	0,7742	0,2762	3,06
Etage1	0,7742	4	0,19355	0,5195	0,2547	3,06
RDC	0,5195	4	0,12987	0,3006	0,2189	3,06
Entre-sol	0,3006	4	0,07515	0,1271	0,1735	3,06
Sous-sol	0,1271	4	0,03177	0	0,1271	4,62

Tableau V-5 : Vérification les déplacements relatifs de chaque niveau dans le sens Y-Y.

c) Déplacements maximum :

Le déplacement maximal que subit la structure doit vérifier la formule suivante :

$$\delta_{\max} \leq f = \frac{H}{500}$$

f : la flèche admissible,

H : la hauteur totale du bâtiment. (H=38,28m)

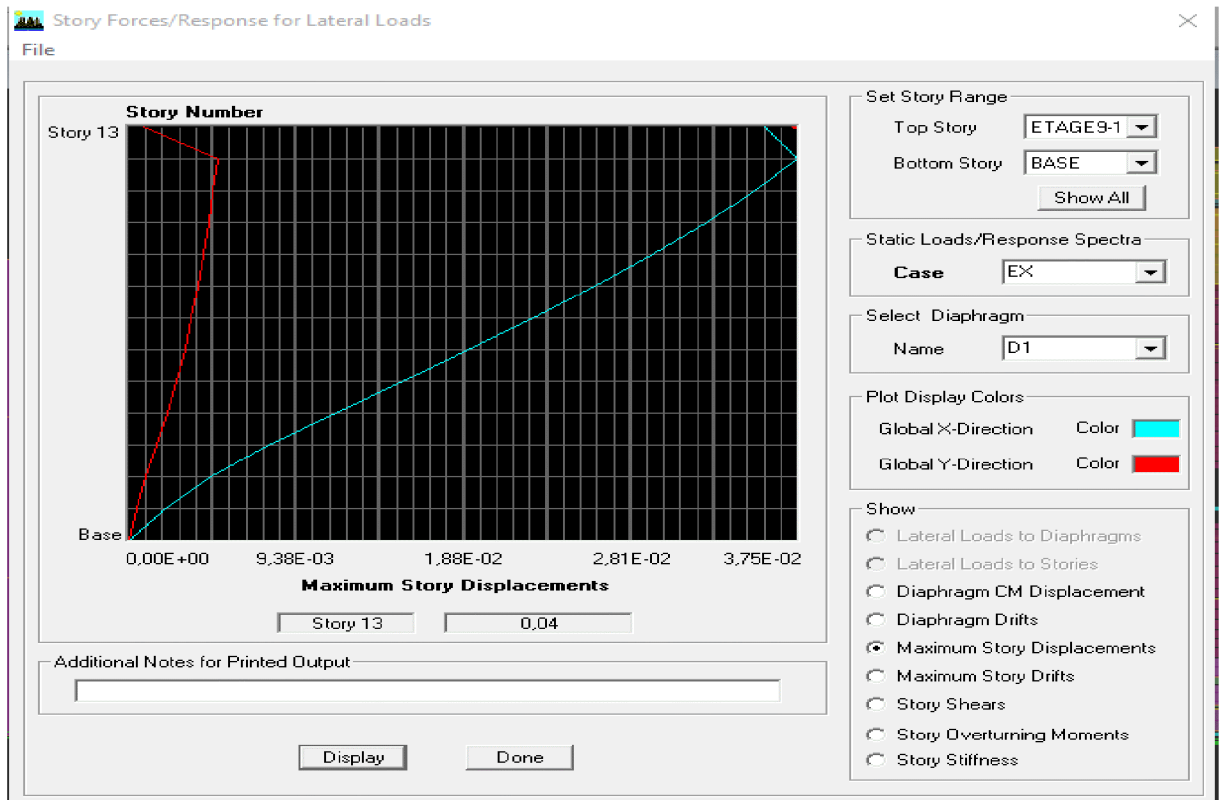


Fig-V-1 Vérification des déplacements selon Ex.

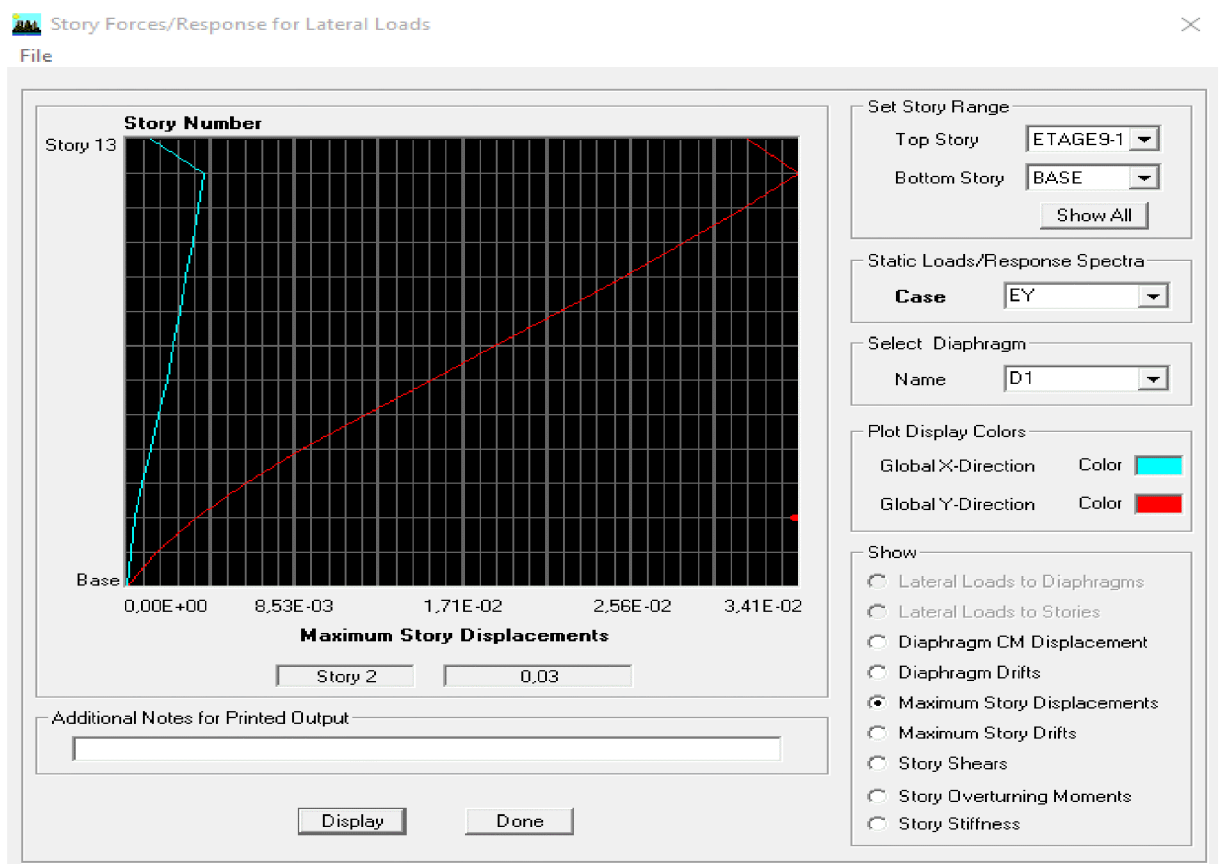


Fig-V-2 Vérification des déplacements selon Ey.

On a bien :

$$\left. \begin{aligned} \text{Dep}_x &= 0.04\text{m} < \bar{f} = 0.07656\text{m} \\ \text{Dep}_y &= 0.03\text{m} < \bar{f} = 0.07656\text{m} \end{aligned} \right\} \text{Le déplacement Max est vérifiée}$$

5-Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ : (Art 5.9 ; RPA 99/V2003)

Les effets du 2° ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta_K = \frac{P_K \cdot \Delta_K}{V_K \cdot h_K} \leq 0,1$$

Avec :

P_K : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau K ;

V_K : Effort tranchant de l'étage k ;

h_K : Hauteur de l'étage K ;

Δ_K : Déplacement relatif du niveau K par rapport au niveau K-1.

Les résultats de vérification de l'effet P-Δ dans les deux sens xx, yy sont donner dans le tableau suivant :

D'où :

Si : $\theta_K \leq 0.1 \Rightarrow$ les effets P-Delta peuvent être négligés.

Si non : $0.1 \leq \theta_K \leq 0.2 \Rightarrow$ les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1er ordre par le facteur $1/(1- \theta_k)$.

Si : $\theta_K \geq 0.2 \Rightarrow$ la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Selon X-X :

Niveaux	P_K (KN)	h_K (m)	V_K (KN)	Δ_K (m) $\times 10^{-2}$	θ_K
Etage9	4522,28	3,06	392,78	0,1922	0,00723
Etage8	8174,69	3,06	658,34	0,2047	0,00830
Etage7	11827,1	3,06	864,56	0,2298	0,01027
Etage6	15548,35	3,06	1033,51	0,2506	0,01232
Etage5	19269,61	3,06	1182,68	0,2717	0,01446
Etage4	22990,87	3,06	1317,03	0,2879	0,01642
Etage3	26790,16	3,06	1438,89	0,2947	0,01793
Etage2	30589,45	3,06	1551,41	0,2962	0,01908
Etage1	34423,3	3,06	1656,72	0,2963	0,02011
RDC	38333,03	3,06	1747,25	0,2611	0,01871
Entre-sol	42242,77	3,06	1815,57	0,2182	0,01659
Sous-sol	46489,76	4,62	1851,81	0,1764	0,00958

Tableau V-6 : Vérification de l'effetP-Δ dans le sens x-x.

Selon Y-Y :

Niveaux	P _K (KN)	h _K (m)	V _K (KN)	Δ _K (m) x10 ⁻²	θ _K
Etage9	4522,28	3,06	423,94	0,2522	0,00879
Etage8	8174,69	3,06	696,19	0,2631	0,01009
Etage7	11827,1	3,06	897,84	0,2754	0,01185
Etage6	15548,35	3,06	1057,53	0,2838	0,01363
Etage5	19269,61	3,06	1197,3	0,291	0,01530
Etage4	22990,87	3,06	1324,88	0,2933	0,01663
Etage3	26790,16	3,06	1443,61	0,2874	0,01743
Etage2	30589,45	3,06	1556,27	0,2762	0,01774
Etage1	34423,3	3,06	1663,46	0,2547	0,01722
RDC	38333,03	3,06	1755,67	0,2189	0,01561
Entre-sol	42242,77	3,06	1824,16	0,1735	0,01313
Sous-sol	46489,76	4,62	1859,65	0,1271	0,00687

Tableau V-7 : Vérification de l'effetP-Δ dans le sens y-y.

Donc : les effets P-Delta peuvent être négligés

6-Vérification des efforts normaux aux niveaux des poteaux :

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

(Art 7.4.3.1 RPA 99/V2003)

$$\frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0,3$$

Avec :

N_d : Effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

B_c : L'aire (section brute) de la section de béton.

f_{c28} = la résistance caractéristique du béton.

$$N_d = 913,71\text{kN}$$

$$\frac{913,71 \cdot 10^3}{(500 \times 500) \cdot 25} = 0,146 \leq 0,30 \quad \text{Donc la condition du RPA est vérifiée.}$$

7- Justification du système portiques contreventé par des voiles :

Calcul du pourcentage de participation des voiles et portiques :

A- Sous charges horizontales :

a- Suivant X-X :

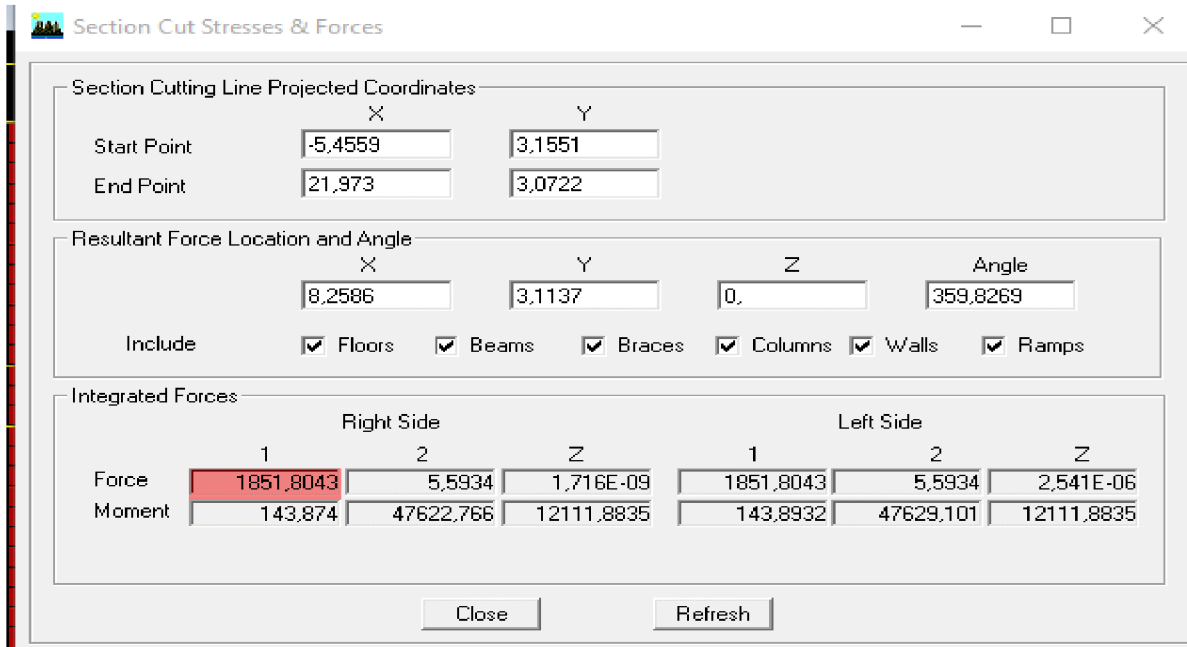


Figure V-3 : L'effort de la charge Ex repris par l'ensemble.

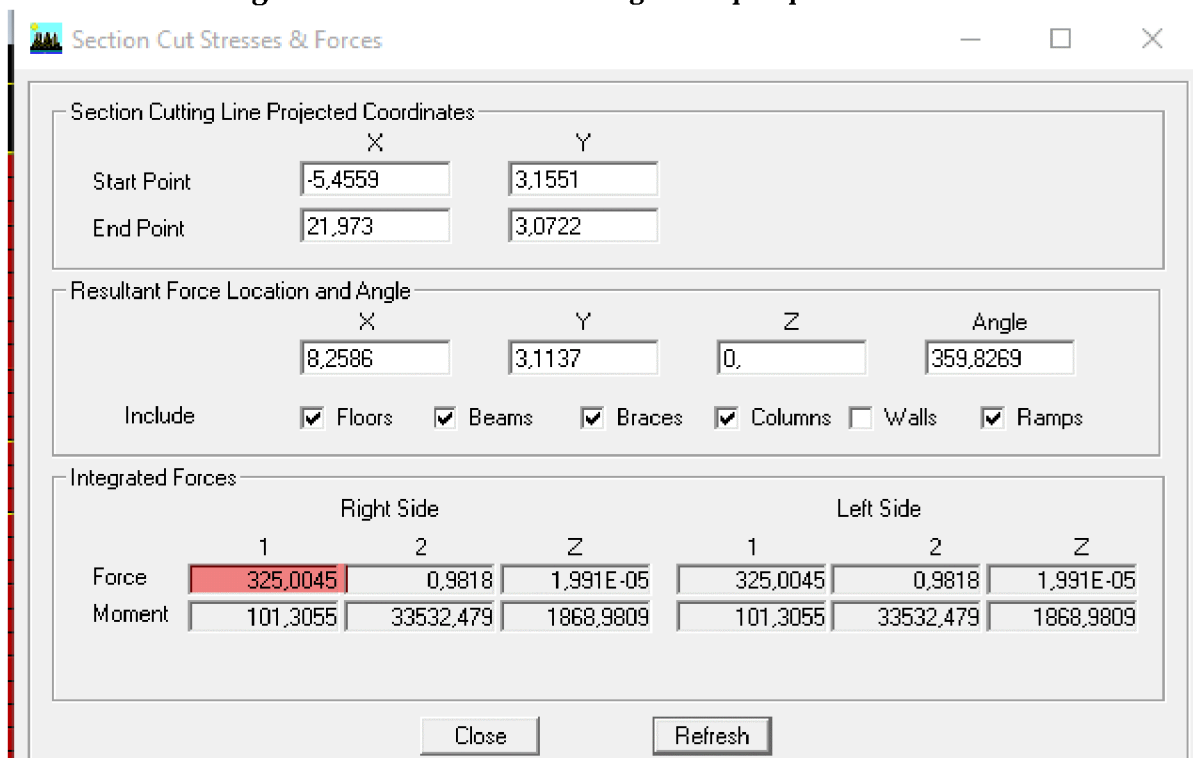


Figure V-4 : L'effort de la charge Ex repris par les portiques.

Analyse des résultats :

Effort repris par l'ensemble : 1851,8043kN

Effort repris par les portiques : 325,0045kN

Le pourcentage repris par :

Les portiques : 17,55%

Les voiles : 82,45%

b- Suivant Y-Y :

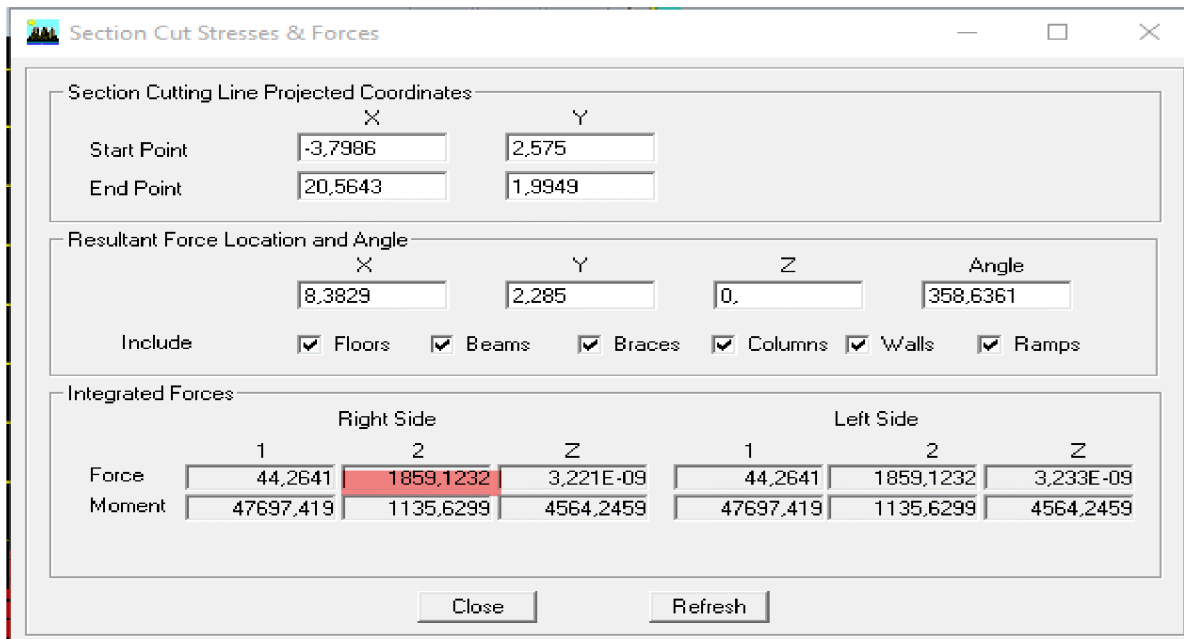


Figure V-5 : L'effort de la charge E_y repris par l'ensemble

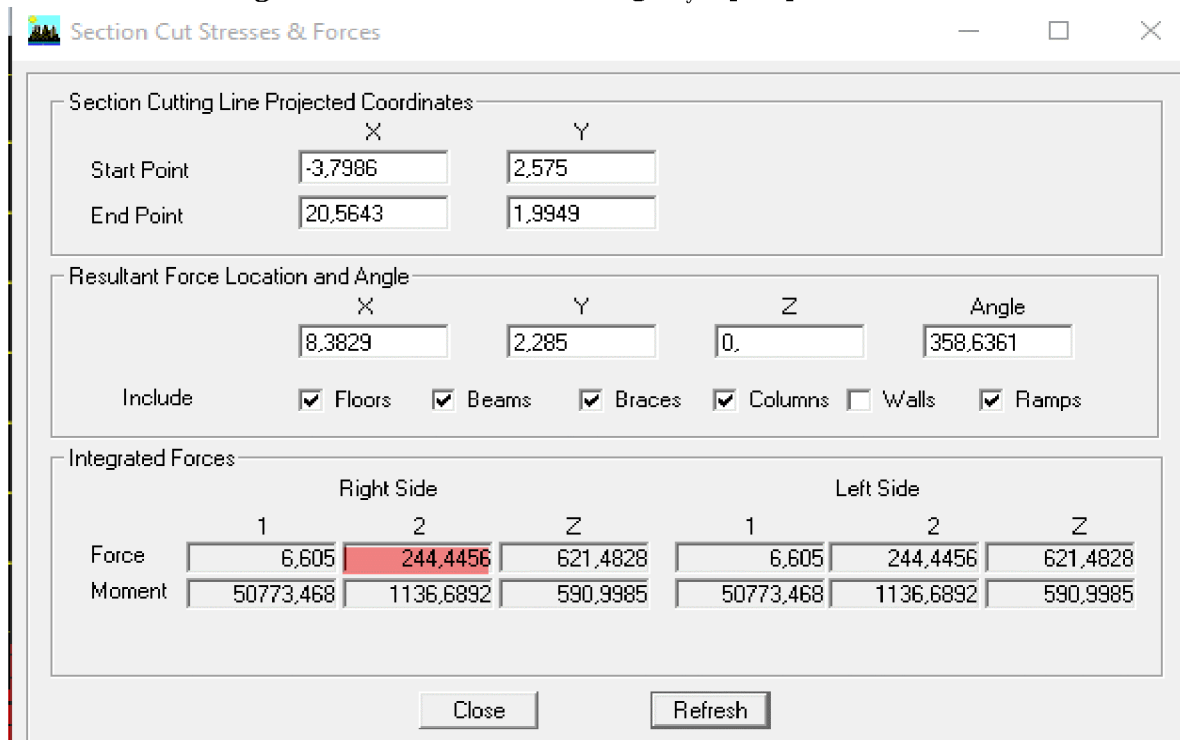


Figure V-6 : L'effort de la charge E_y repris par les portiques.

Analyse des résultats :

Effort repris par l'ensemble: 1859,1232kN

Effort repris par les portiques : 244,4456kN

Le pourcentage repris par :

Les portiques : 13,15%

Les voiles : 86,85%

Donc notre structure est contreventée par voile

Conclusion :

D'après les résultats obtenus ci-dessus on peut conclure que l'exigence du RPA a été observée :

- Le pourcentage de la participation massique est vérifié.
- L'excentricité est vérifiée.
- Les déplacements relatifs sont vérifiés.
- L'effort normal aux niveaux des poteaux.
- L'effort tranchant à la base est vérifié.
- L'effet P- Δ .

Nous pouvons passer au ferrailage de la structure.

Chapitre VI

Ferraillage des portiques

VI-1) Ferrailage des poutres :

Introduction :

Les poutres seront calculées en flexion simple sous les combinaisons de charges les plus défavorables, et seront ensuite vérifiées à l'ELS.

Le ferrailage des poutres sera déterminé en fonction des moments fléchissants max, qui seront données par les combinaisons suivantes :

$$\text{Selon le BAEL 91} \quad \begin{cases} 1,35 G + 1,5 Q \\ G + Q \end{cases}$$

$$\text{Selon le RPA version 2003} \quad \begin{cases} G + Q \pm E \\ 0,8 G \pm E \end{cases}$$

VI-1-1) Recommandations du RPA99 version 2003 :

a) Armatures longitudinales

- Le pourcentage minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.

✓ **Poutre principales de (30x45) :**

$$A_{\min} = 0,005 \times 30 \times 45 = 6,75 \text{cm}^2$$

✓ **Poutre secondaire de (30x35) :**

$$A_{\min} = 0,005 \times 30 \times 35 = 5,25 \text{cm}^2$$

- Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de 4% en zone courante et de 6% en zone de recouvrement.

✓ **Poutres principales de (30x45) :**

$$A_{\max} = 0,04 \times 30 \times 45 = 54 \text{cm}^2 \text{ (en zone courante).}$$

$$A_{\max} = 0,06 \times 30 \times 45 = 81 \text{cm}^2 \text{ (en zone de recouvrement).}$$

✓ **Poutres secondaires de (30x35) :**

$$A_{\max} = 0,04 \times 30 \times 35 = 42 \text{cm}^2 \text{ (en zone courante).}$$

$$A_{\max} = 0,06 \times 30 \times 35 = 63 \text{cm}^2 \text{ (en zone de recouvrement)}$$

- La longueur minimale de recouvrement est de **40Ø** en zone II_a.
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90°.
- On doit avoir un espacement maximum de 10cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœud.

b) Armatures transversales

- La quantité minimale des armatures transversales est donnée par : $A_t = 0,003 \times S_t \times b$
- L'espace maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

$$S_{tmax} = \min \left(\frac{h}{4}, 12\phi \right) \text{ en zone nodale et en travée}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} \text{ en zone de recouvrement}$$

La valeur du diamètre(ϕ)des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

- Les premières armatures transversales doivent être disposée à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

VI-1-2) Etapes de calcul des armatures longitudinales

a) Calcul du moment réduit :

$$\mu = \frac{M}{b \times d^2 \times f_{bu}} \text{ avec } f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

Situation courante

$$\left. \begin{array}{l} \text{Pour } \gamma_b = 1,5 \\ \gamma_s = 1,15 \end{array} \right\} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} f_{bu} = 14,2 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

Situation accidentelle

$$\left. \begin{array}{l} \text{Pour } \gamma_b = 1,15 \\ \gamma_s = 1,00 \end{array} \right\} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} f_{bu} = 21,74 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_{st} = 400 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

b) Calcul des moments réduit limite :

$$\left. \begin{array}{l} f_e E400 \\ \gamma_s = 1,15 \end{array} \right\} \rightarrow \mu_l = 0,392$$

On distingue deux cas :

A/ Si : $\mu < \mu_l = 0,392 \rightarrow$ section simplement armée **SSA**

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires : $A_{sc} = 0$

$$A_{st} = \frac{M}{\beta \times d \times \sigma_{st}} \quad \text{avec} \quad \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

B/ Si : $\mu > \mu_1 = 0,392 \rightarrow$ Section doublement armée **SDA**

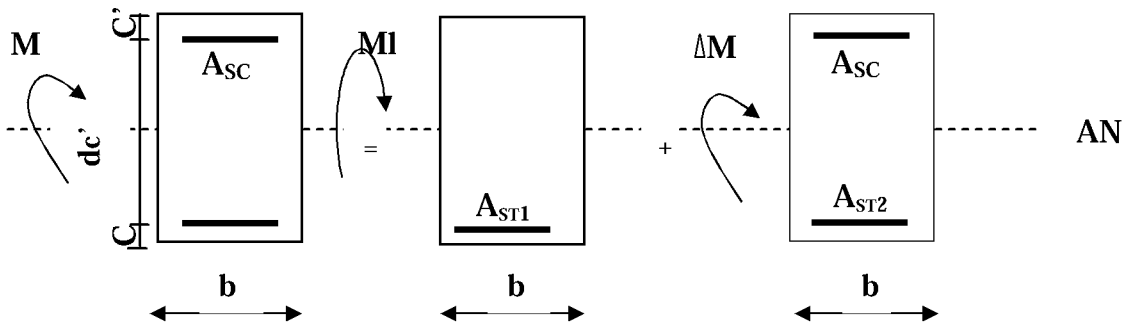


Figure VI-1-1 : ferraillage des poutres.

$$A_{st} = A_{st1} + A_{st2} = \frac{Ml}{\beta \times d \times \sigma_{st}} + \frac{\Delta M}{(d - c') \times \sigma_{st}}$$

$$A_{sc} = \frac{\Delta M}{(d - c') \times \sigma_{st}}$$

Les résultats obtenus seront résumés dans les tableaux suivants :

Les poutres principales :

Niveaux	Combinaison	M _{max} (kN.m)	μ	Obs	β	A _{st} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	Ferraillage	A _u adoptée
9 ^{ème} étage	ELU	76,694	0.097	SSA	0.949	4,894	6,75	3HA14+3HA12	8,01cm ²
8 ^{ème} étage	ELU	64,702	0.082	SSA	0.957	4,095	6,75	3HA14+3HA12	8,01cm ²
7 ^{ème} étage	ELU	65,118	0.083	SSA	0.957	4,121	6,75	3HA14+3HA12	8,01cm ²
6 ^{ème} étage	ELU	60,559	0.077	SSA	0.96	3,820	6,75	3HA14+3HA12	8,01cm ²
5 ^{ème} étage	ELU	59,438	0.075	SSA	0.962	3,742	6,75	3HA14+3HA12	8,01cm ²
4 ^{ème} étage	ELU	57,095	0.072	SSA	0.964	3,587	6,75	3HA14+3HA12	8,01cm ²
3 ^{ème} étage	ELU	56,194	0.071	SSA	0.964	3,530	6,75	3HA14+3HA12	8,01cm ²
2 ^{ème} étage	ELU	55,636	0.071	SSA	0.964	3,495	6,75	3HA14+3HA12	8,01cm ²
1 ^{er} étage	ELU	54,926	0.070	SSA	0.964	3,451	6,75	3HA14+3HA12	8,01cm ²
RDC	ELU	55,611	0.071	SSA	0.964	3,494	6,75	3HA14+3HA12	8,01cm ²
Entre sol	ELU	54,434	0.069	SSA	0.965	3,416	6,75	3HA14+3HA12	8,01cm ²
Sous sol	ELU	56,084	0.071	SSA	0.964	3,523	6,75	3HA14+3HA12	8,01cm ²

Tableau VI-1-1 : Ferraillage des poutres principales (en travée)

Niveaux	Combinaison	M_{max} (kN.m)	μ	Obs	β	$A_{st}(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	Ferrailage	A_u adoptée
9 ^{ème} étage	Combinaisons RPA+ELU	-115,262	0,146	SSA	0,921	5,988	6,75	3HA14+3HA14	9,24cm ²
8 ^{ème} étage	Combinaisons RPA+ELU	-122,741	0,156	SSA	0,915	6,899	6,75	3HA14+3HA14	9,24cm ²
7 ^{ème} étage	Combinaisons RPA+ELU	-120,278	0,153	SSA	0,917	7,512	6,75	3HA14+3HA14	9,24cm ²
6 ^{ème} étage	Combinaisons RPA+ELU	-123,029	0,156	SSA	0,915	7,790	6,75	3HA14+3HA14	9,24cm ²
5 ^{ème} étage	Combinaisons RPA+ELU	-126,829	0,161	SSA	0,912	8,224	6,75	3HA14+3HA14	9,24cm ²
4 ^{ème} étage	Combinaisons RPA+ELU	-124,912	0,159	SSA	0,914	8,206	6,75	3HA14+3HA14	9,24cm ²
3 ^{ème} étage	Combinaisons RPA+ELU	-123,974	0,157	SSA	0,915	8,277	6,75	3HA14+3HA14	9,24cm ²
2 ^{ème} étage	Combinaisons RPA+ELU	-124,116	0,158	SSA	0,914	8,422	6,75	3HA14+3HA14	9,24cm ²
1 ^{er} étage	Combinaisons RPA+ELU	-118,078	0,150	SSA	0,918	8,143	6,75	3HA14+3HA14	9,24cm ²
RDC	Combinaisons RPA+ELU	-114,36	0,145	SSA	0,922	7,944	6,75	3HA14+3HA14	9,24cm ²
Entre sol	Combinaisons RPA+ELU	-105,72	0,134	SSA	0,928	8,124	6,75	3HA14+3HA14	9,24cm ²
Sous sol	Combinaisons RPA+ELU	-92,648	0,118	SSA	0,937	7,579	6,75	3HA14+3HA14	9,24cm ²

Tableau VI-1-2 : Ferrailage des poutres principales (aux appuis)

Les Poutre Secondaire:

Niveaux	Combinaison	M _{max} (kN.m)	μ	Obs	B	A _s (cm ²)	A _{min} (cm ²)	Ferraillage	A _u adoptée
9 ^{ème} étage	ELU	47,606	0.103	SSA	0.946	3,971	5,25	3HA14	4,62cm ²
8 ^{ème} étage	ELU	48,458	0.104	SSA	0.945	4,047	5,25	3HA14	4,62cm ²
7 ^{ème} étage	ELU	43,174	0.093	SSA	0.952	3,579	5,25	3HA14	4,62cm ²
6 ^{ème} étage	ELU	39,291	0.085	SSA	0.956	3,243	5,25	3HA14	4,62cm ²
5 ^{ème} étage	ELU	38,118	0.082	SSA	0.957	3,143	5,25	3HA14	4,62cm ²
4 ^{ème} étage	ELU	33,111	0.071	SSA	0.964	2,711	5,25	3HA14	4,62cm ²
3 ^{ème} étage	ELU	28,318	0.061	SSA	0.969	2,306	5,25	3HA14	4,62cm ²
2 ^{ème} étage	ELU	27,041	0.058	SSA	0.970	2,200	5,25	3HA14	4,62cm ²
1 ^{er} étage	ELU	23,236	0.050	SSA	0.974	1,883	5,25	3HA14	4,62cm ²
RDC	ELU	19,291	0.042	SSA	0.979	1,555	5,25	3HA14	4,62cm ²
Entre sol	ELU	15,603	0.034	SSA	0.983	1,253	5,25	3HA14	4,62cm ²
Sous sol	ELU	9,632	0.021	SSA	0.99	0,768	5,25	3HA14	4,62cm ²

Tableau VI-1-3 : Ferraillage des poutres secondaire (en travée)

Niveaux	Combinaison	M _{max} (kN.m)	μ	Obs	B	A _{st} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	Ferrailage	A _u adoptée
9 ^{ème} étage	Combinaisons RPA+ELU	-50,025	0,108	SSA	0,943	3,457	5,25	3HA14+3HA12	8,01cm ²
8 ^{ème} étage	Combinaisons RPA+ELU	-64,52	0,139	SSA	0,925	4,583	5,25	3HA14+3HA12	8,01cm ²
7 ^{ème} étage	Combinaisons RPA+ELU	-64,313	0,139	SSA	0,925	5,376	5,25	3HA14+3HA12	8,01cm ²
6 ^{ème} étage	Combinaisons RPA+ELU	-68,098	0,147	SSA	0,921	5,570	5,25	3HA14+3HA12	8,01cm ²
5 ^{ème} étage	Combinaisons RPA+ELU	-71,473	0,154	SSA	0,916	6,038	5,25	3HA14+3HA12	8,01cm ²
4 ^{ème} étage	Combinaisons RPA+ELU	-70,481	0,152	SSA	0,917	6,059	5,25	3HA14+3HA12	8,01cm ²
3 ^{ème} étage	Combinaisons RPA+ELU	-70,404	0,152	SSA	0,917	6,065	5,25	3HA14+3HA12	8,01cm ²
2 ^{ème} étage	Combinaisons RPA+ELU	-70,243	0,151	SSA	0,918	6,157	5,25	3HA14+3HA12	8,01cm ²
1 ^{er} étage	Combinaisons RPA+ELU	-65,214	0,141	SSA	0,924	5,835	5,25	3HA14+3HA12	8,01cm ²
RDC	Combinaisons RPA+ELU	-63,146	0,136	SSA	0,927	5,487	5,25	3HA14+3HA12	8,01cm ²
Entre sol	Combinaisons RPA+ELU	-54,476	0,177	SSA	0,938	5,504	5,25	3HA14+3HA12	8,01cm ²
Sous sol	Combinaisons RPA+ELU	-41,75	0,090	SSA	0,953	4,186	5,25	3HA14+3HA12	8,01cm ²

Tableau VI-1-4 : Ferrailage des poutres secondaire (aux appuis)

VI-1-3) Vérification à l'ELU :

a) Justification de l'effort tranchant :

Les poutres soumises à des efforts tranchants sont justifiées vis-à-vis de l'état limite ultime, cette justification est conduite à partir de la contrainte tangente « τ_u », prise conventionnellement égale à :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} \quad \text{avec } T_u^{\max} : \text{effort tranchant maximal à l'ELU}$$

$$\text{poutre principale : } \tau_u = \frac{123,06 \times 10^{-3}}{0,30 \times 0,43} = 0,95 \text{ MPa}$$

$$\text{poutre secondaire: } \tau_u = \frac{36,29 \times 10^{-3}}{0,30 \times 0,33} = 0,36 \text{ MPa}$$

b) Vérification de la tangente du béton :(5.1. 211 /BAEL91) :

La fissuration est préjudiciable, la contrainte doit vérifier : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,20f_{c28}}{\gamma_b}, 5\text{MPa}\right) \rightarrow \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,20 \times 25}{1,5} = 3,33; 5 \text{ MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa}$$

Poutres principale (30x45): $\tau_u = 0,95 < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots \dots \dots$ **Condition vérifiée**

Poutres secondaire (30x35): $\tau_u = 0,36 < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots \dots \dots$ **Condition vérifiée**

c) Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :

Au droit d'un appui ou existe un moment (M), la section (A) des armatures inférieures doit être telle que l'on ait

$$A_s \geq \frac{1,15}{f_e} \left(V_u + \frac{M_u}{0,9d} \right)$$

Et ces armatures doivent être ancrées au-delà de nu de l'appui pour pouvoir équilibrer un

$$\text{effort égal à } \left(T_u + \frac{M_u}{0,9d} \right)$$

Poutres principale :

Niveaux	M_u (kN.m)	V_u (kN)	$(V_u + \frac{M_u}{0,9d})$	Observation
Etage 9	-115,262	-121,48	-419,31	Vérifiée
Etage 8	-122,741	-123,06	-440,22	Vérifiée
Etage 7	-120,278	-121,59	-432,38	Vérifiée
Etage 6	-123,029	-119,99	-437,89	Vérifiée
Etage 5	-126,829	-119,24	-446,96	Vérifiée
Etage 4	-124,912	-117,93	-440,70	Vérifiée
Etage 3	-123,974	-115,63	-435,97	Vérifiée
Etage 2	-124,116	-114,5	-435,34	Vérifiée
Etage 1	-118,078	-112,88	-417,99	Vérifiée
RDC	-114,36	-111,14	-406,64	Vérifiée
Entre sol	-105,72	-108,73	-381,90	Vérifiée
Sous sol	-92,648	-110,48	-349,88	Vérifiée

Tableau VI-1-5 : L'effort tranchant au voisinage des appuis pour poutre principale.

Poutres secondaire :

Niveaux	M_u (kN.m)	V_u (kN)	$V_u + \frac{M_u}{0,9d}$	Obs
Etage 9	-50,025	-32,58	-201,01	Vérifiée
Etage 8	-64,52	-36,29	-253,52	Vérifiée
Etage 7	-64,313	-34,5	-251,04	Vérifiée
Etage 6	-68,098	-33,96	-263,24	Vérifiée
Etage 5	-71,473	-33,30	-273,94	Vérifiée
Etage 4	-70,481	-30,99	-268,29	Vérifiée
Etage 3	-70,404	-29,12	-266,17	Vérifiée
Etage 2	-70,243	-27,45	-263,95	Vérifiée
Etage 1	-65,214	-24,76	-244,33	Vérifiée
RDC	-63,146	-22,71	-235,32	Vérifiée
Sous sol	-54,476	-19,63	-203,05	Vérifiée
Entre sol	-41,75	-17,61	-158,18	Vérifiée

Tableau VI-1-6 : L'effort tranchant au voisinage des appuis pour poutre secondaire.

Conclusion : Les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires

d) Influence de l'effort tranchant sur le béton au niveau des appuis :

$$T_u \leq \bar{T}_u = 0,4 \times \frac{0,9 \times b \times d \times f_{c28}}{1,5} \quad \dots\dots\dots (\text{BAEL91.art A.5.1.32})$$

Poutres principale $T_u = 123,06 \text{ kN} < \bar{T}_u = 0,4 \times \frac{0,9 \times 0,30 \times 0,43 \times 25 \times 10^3}{1,5} = 774 \text{ kN}$

Poutres secondaire $T_u = 36,29 \text{ kN} < \bar{T}_u = 0,4 \times \frac{0,9 \times 0,30 \times 0,33 \times 25 \times 10^3}{1,5} = 594 \text{ kN}$

e) Vérification de la contrainte d'adhérence : (BAEL91/Art 6.1.3)

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9d \sum u_i} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

Avec :

$\sum u_i$ somme des périmètres utiles des armatures

Poutres principales :

$$\sum u_i = n\phi\pi = (3 \times 14 + 3 \times 14) \times 3,14 = 263,76 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{123,06 \times 10^3}{0,9 \times 430 \times 263,76} = 1,20 \text{ MPa} < 3,15 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Poutres secondaire :

$$\sum u_i = n\phi\pi = (3 \times 14 + 3 \times 12) \times 3,14 = 244,92 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{36,29 \times 10^3}{0,9 \times 330 \times 244,92} = 0,50 \text{ MPa} < 3,15 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

f) Ancrage des barres :

-Longueur de scellements(Art. A.6.1,22/BAEL91)

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_{su}} \quad \text{avec: } \tau_{su} = 0,6\Psi^2 f_{t28} = 0,6 \times (1,5^2) \times 2,1 = 2,84 \text{ MPa.}$$

pour les T_{12} $l_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,84} = 42,25 \text{ cm}$

pour les T_{14} $l_s = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,84} = 49,29 \text{ cm}$

Les règles de BAEL (Art A.6.1,253/BAEL91) à admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne : terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la portée mesurée hors crochet est au moins égal à $0,4 l_s$ pour les aciers HA.

Pour les T12 $L_a = 0,4 \times 42,25 = 16,90 \text{ cm} \rightarrow L_a = 20 \text{ cm}$

Pour les T14 $L_a = 0,4 \times 49,29 = 19,71 \text{ cm} \rightarrow L_a = 20 \text{ cm}$

g) Calcul des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10} \right) \right\} = \min \{ 1,28; 1,4; 3 \} = 1,28 \text{ cm.}$$

On prend : $\phi_t = 8 \text{ mm}$

On choisira 1 cadre + 1 étrier soit $A_t = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2$

h) Calcul des espacements :

1) Zone nodale :

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h_t}{4}; 12\phi_l; 30 \text{ cm} \right\}$$

- Poutre principales de (30x45) : $S_t = 9,6 \text{ cm}$

Soit $S_t = 10 \text{ cm}$

- Poutre secondaire de (30x35) : $S_t = 8,75 \text{ cm}$

Soit $S_t = 8 \text{ cm}$

2) Zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2}$$

- Poutre principales de (30x45) : $S_t = 22,5 \text{ cm}$

Soit $S_t = 15 \text{ cm}$

- Poutre secondaire de (30x35) : $S_t = 17,5 \text{ cm}$

Soit $S_t = 15 \text{ cm}$

Selon l'RPA 99 : la section d'armatures transversale doit vérifier :

***Poutres principale :**

$$A_t \geq A_t^{\min} = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 2,01 \text{ cm}^2 > 1,35 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

***poutres secondaire :**

$$A_t \geq A_t^{\min} = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 2,01 > 1,35 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

3) Délimitation de la zone nodale :

$$L' = 2xh$$

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60\text{cm}\right)$$

h : hauteur de la poutre.

b₁ et h₁ : dimensions du poteau.

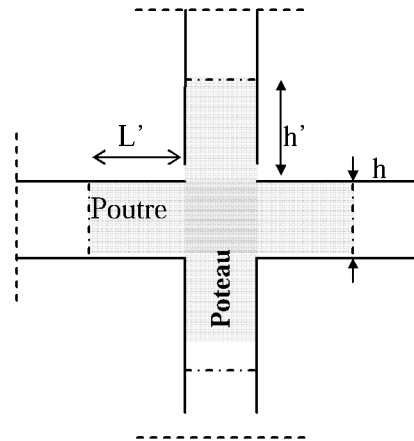
h_e : hauteur entre nus des poutres.

On aura :

- h' = 65 cm

- L' = 2x45 = 90 [cm] : poutre principale de (30x45) :

- L' = 2x35 = 70 [cm] : poutre secondaire de (30x35) :



VI-1-4) Vérifications à l'ELS :

a) Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_u \geq A_{min} = 0,23 \times b \times d \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Poutres principale (30x45) :

$$A_{min} = 0,23 \times 30 \times 43 \times \frac{2,1}{400} = 1,55$$

Poutres secondaire (30x35) :

$$A_{min} = 0,23 \times 30 \times 33 \times \frac{2,1}{400} = 1,19$$

La condition de non fragilité est vérifiée, ainsi que les sections recommandées par le RPA.

b) Vérification de la résistance du béton à la compression $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} \quad \text{avec} \quad \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s}$$

β₁ et k₁ en fonction de

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d}$$

Les résultats sont donnés par le tableau suivant :

		M _s (KN.m ²)	A _s (cm ²)	ρ ₁	K ₁	β ₁	σ _s (MPa)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc}	Obs
PP	En travée	88,851	9,24	0,71	25,65	0,877	365,48	14,24	15	Condition vérifié
	Aux appuis	55,583	8,01	0,62	28,10	0,884	182,55	6,49	15	Condition vérifié
PS	En travée	27,258	4,62	0,36	38,19	0,906	217,07	5,68	15	Condition vérifié
	Aux appuis	35,877	8,01	0,62	28,10	0,884	168,89	6,01	15	Condition vérifié

c) Etat limite de déformation :**Vérification de la flèche : (BAEL 91/ Art B .6.5.2)**

On doit justifier l'état limite de déformation par le calcul de la flèche « f », qui ne doit pas dépasser la valeur limite « \bar{f} ».

✓ Valeurs limites de la flèche :

$$\text{Pour } L \leq 5 \text{ m} \Rightarrow \bar{f} = \frac{L}{500}$$

L : La portée mesurée entre nus d'appuis.

$$\text{Poutres secondaire: } \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{390}{500} = 0,78 \text{ cm}$$

$$\text{Poutres principales : } \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{560}{500} = 1,12 \text{ cm}$$

✓ La flèche tirée par le logiciel ETABS est :

$$\text{Poutres secondaire : } f = 0,05 \text{ cm} < \bar{f} = 0,78$$

$$\text{Poutres principales : } f = 0,1 \text{ cm} < \bar{f} = 1,12$$

⇒ **Donc la flèche est vérifiée**

✓ Disposition des armatures :

Lors de la détermination de la longueur des chapeaux, il y'a lieu d'observer les recommandations qui stipulent que la longueur des chapeaux à partir des nus d'appuis doit être au moins égale à :

- $\frac{1}{5}$ de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui n'appartenant pas à une travée de rive.
- $\frac{1}{4}$ de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui intermédiaire voisin d'un appui de rive.
- La moitié au moins de la section des armatures inférieures nécessaire en travée est prolongée jusqu' aux appuis et les armatures de second lit sont arrêtées à une distance des appuis au plus égale à $\frac{1}{10}$ de la porté

VI-2) Ferraillage des poteaux :

On dit qu'une section est soumise à une flexion composée lorsque cette section subit simultanément à l'action d'un moment de flexion et un effort de compression ou de traction.

Le système constitué d'un moment et d'un effort normal peut être remplacé par un effort normal appliqué au centre de pression « C » qui est distant du centre de gravité de la section

d'une quantité : $e = \frac{M}{N}$

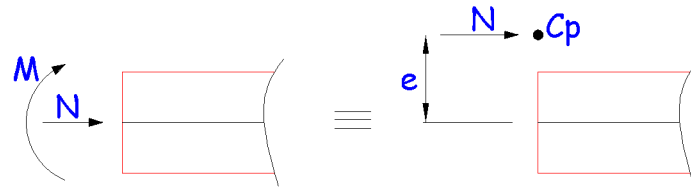


Figure VI-2-1 :L'application l'effort normal.

Lorsque N est un effort de compression, il est nécessaire de vérifier l'état limite de stabilité de forme.

Une section soumise à la flexion composée peut être entièrement tendue, partiellement comprimée et entièrement comprimée.

Les sollicitations à prendre en considération sont les suivantes :

- $N_{max} \rightarrow M_{corr}$
- $N_{min} \rightarrow M_{corr}$
- $M_{max} \rightarrow N_{corr}$

Combinaisons de charges :

Selon le BAEL 91 $\left\{ \begin{array}{l} ELU: 1,35 G + 1,5 Q \\ ELS: G + Q \end{array} \right.$

Selon le RPA version 2003 $\left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm E \\ 0,8 G \pm E \end{array} \right.$

VI-2-1) Les Recommandations du RPA99 modifié 2003 :

A- Pour les armatures longitudinales :(Art.7.4.2.1 RPA 99/V2003)

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Les pourcentages d'armatures recommandés par rapport aux sections du béton sont :

🚧 Le pourcentage minimal d'armatures sera de 0,8%bh (en zone II) :

Poteaux (50x50) : $A_{min} = 0,008 \times 50 \times 50 = 20 \text{ cm}^2$

Poteaux (45x45) : $A_{min} = 0,008 \times 45 \times 45 = 16,20 \text{ cm}^2$

Poteaux (40x40) : $A_{min} = 0,008 \times 40 \times 40 = 12,80 \text{ cm}^2$

Poteaux (40x40) : $A_{min} = 0,008 \times 35 \times 35 = 9,80 \text{ cm}^2$

✚ Le pourcentage maximal en zone de recouvrement sera de 6%bh (en zone II) :

Poteaux (50x50) : $A_{max} = 0,06 \times 50 \times 50 = 150 \text{ cm}^2$

Poteaux (45x45) : $A_{max} = 0,06 \times 45 \times 45 = 121,5 \text{ cm}^2$

Poteaux (40x40) : $A_{max} = 0,06 \times 40 \times 40 = 96 \text{ cm}^2$

Poteaux (35x35) : $A_{max} = 0,06 \times 35 \times 35 = 73,5 \text{ cm}^2$

✚ Le pourcentage maximal en zone courante sera 4%bh (en zone II) :

Poteaux (50x50) : $A_{max} = 0,04 \times 50 \times 50 = 100 \text{ cm}^2$

Poteaux (45x45) : $A_{max} = 0,04 \times 45 \times 45 = 81 \text{ cm}^2$

Poteaux (40x40) : $A_{max} = 0,04 \times 40 \times 40 = 64 \text{ cm}^2$

Poteaux (35x35) : $A_{max} = 0,04 \times 35 \times 35 = 49 \text{ cm}^2$

- Le diamètre minimal est de **12mm**.
- La longueur minimale des recouvrements est de **40φ** (zone II_a).
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser **25cm en zone II_a**.
- La zone nodale est définie par L' et h'.

$L' = 2h$

$h' = \max (h_e/6 ; b_1 ; h_1 ; 60\text{cm})$

(h₁ ; b₁): section de poteau

h_e : hauteur d'étage

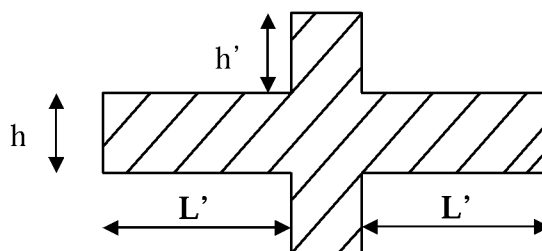


Fig. (VI.2.2) : Zone nodale des poteaux

Sections des poteaux	Pourcentage minimal	Pourcentage maximal	
	$A_{min} = 0,8\% \times b \times h$ (cm ²)	Zone courante $A_{max} = 0,04 \times b \times h$	Zone de recouvrement $A_{max} = 0,06 \times b \times h$
(50 × 50)	20	100	150
(45 × 45)	16,20	81	121,5
(40 × 50)	12,80	64	96
(35 × 35)	9,80	49	73,5

Tableau VI-2-1 : sections minimales et maximales dans les poteaux.

B- Pour les armatures Transversales :

Les armatures transversales ont principalement un rôle de maintien des armatures longitudinales, elles évitent ainsi leur flambement.

Ces armatures sont calculées à l'aide de la formule suivante : $\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a T_u}{h \cdot f_e}$

Avec :

T_u : Effort tranchant de calcul.

h : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale $f_e = 400 \text{ Mpa}$.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de rupture par effort tranchant.

$\rho_a = 2.5$ Si l'élanement géométrique $\lambda_g \geq 5$

$\rho_a = 3.75$ Si l'élanement géométrique $\lambda_g < 5$

A_t : armatures transversales.

S_t : espacement des armatures transversales. $\begin{cases} S_t \leq \min (10\Phi_l^{\min} \text{ } 15 \text{ cm}) & \text{en zone nodale} \\ S_t \geq \min 15\Phi_l^{\min} & \text{en zone courante} \end{cases}$

Où Φ_l est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

En zone nodale **St=10cm.**

En zone courante **St=15cm.**

- La quantité d'armatures transversales minimale ($\frac{A_t}{S_t \times b}$ en %) est donnée comme suit:

Si $\lambda_g \geq 5$ $\longrightarrow A_{\min} = 0,3\% S_t b_l$

Si $\lambda_g \leq 3$ $\longrightarrow A_{\min} = 0,8\% S_t b_l$

Si $3 < \lambda_g < 5$: Par interpolation entre les valeurs limites précédentes

λ_g : L'élanement géométrique du poteau. $\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$

Avec **a** et **b**, dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée, et **l_f** longueur de flambement du poteau.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de **10 Φ_l** minimum ;

VI-2-2) Résultat des sollicitations :

Les efforts (M, N) obtenues avec le logiciel ETABS sont donnés dans les tableaux suivants :

Sélection des M et N pour chaque niveau :

VI-2-3) Etapes de calcul en flexion composée à l'ELU :

Calcul du centre de pression :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u}$$

N étant un effort de compression, deux cas peuvent se présenter :

- Section partiellement comprimée (SPC)
- Section entièrement comprimée (SEC)

❖ 1^{er} Cas section partiellement comprimée (S.P.C) :

La section est partiellement comprimée si l'une des deux conditions suivantes est satisfaite :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} \geq \left(\frac{h}{2} - c \right)$$

$$N_u (d - c') - M_f \leq \left(0,337 - 0,81 \frac{c'}{h} \right) b h^2 f_{bu}$$

Avec :

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c \right);$$

M_f : Moment fictif.

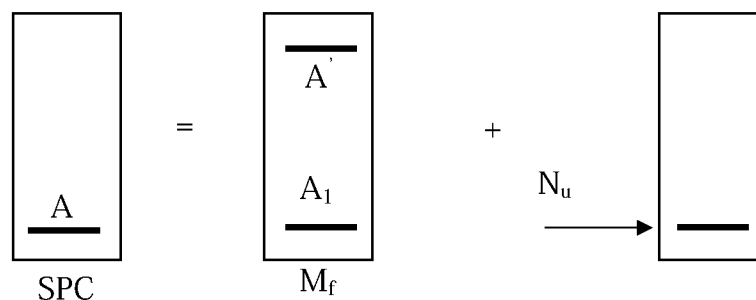


Figure VI-2-3 : Section d'un poteau à SPC

Calcul des armatures :

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

Si : $\mu \leq \mu_1 = 0,392$ la section est simplement armée (SSA).

$$\mu \xrightarrow{\text{tableau}} \beta$$

$$A_f = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s}$$

La section réelle d'armature est : $A_s = A_f \pm \frac{N_u}{\sigma_s}$

- (-) \Rightarrow N : Effort de compression
- (+) \Rightarrow N : Effort de traction

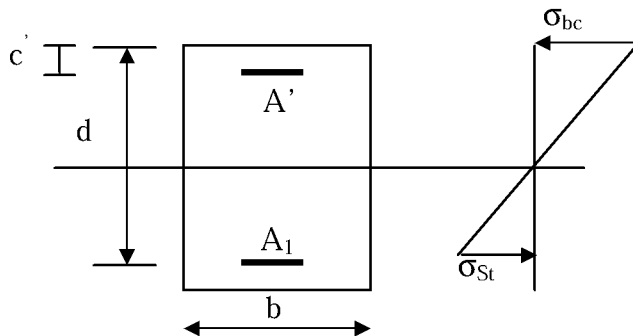
Si : $\mu \geq \mu_1 = 0,392$ la section est doublement armée (SDA).

et on calcul : $M_r = \mu_1 bd^2 f_{bu}$

$$\Delta M = M_f - M_r$$

$$A_1 = \frac{M_f}{\beta_r d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$$

$$A' = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$$



Avec :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

M_r : Moment ultime pour une section simplement armée

La section réelle d'armature : $A'_s = A'$

$$A_s = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s}$$

❖ **2^{ème} Cas Section entièrement comprimée (S.E.C) :**

La section est entièrement comprimée si la condition suivante est vérifiée :

$$e_u \leq \left(\frac{h}{2} - c \right)$$

Comme on doit aussi vérifier l'inégalité suivante :

$$N_u (d - c') - M_f > \left(0,337 - 0,81 \frac{c'}{h} \right) bh^2 f_{bu}$$

Deux cas peuvent se présenter :

A/ Si : $\left(0,337 - 0,81 \frac{c'}{h} \right) bh^2 f_{bu} < N_u (d - c') - M_f < \left(0,5 - \frac{c'}{h} \right) bh^2 f_{bu}$

Les sections d'armatures sont : $A_1 = \frac{N - \Psi bhf_{bu}}{\sigma_s}$; $A_2 = 0$

Avec :

$$\Psi = \frac{0,3571 + \frac{N(d - c') - M_f}{bh^2 f_{bu}}}{0,8571 - \frac{c'}{h}}$$

B/ Si : $N_u (d - c') - M_f \geq \left(0,5 - \frac{c'}{h} \right) bh^2 f_{bu}$

Les sections d'armatures sont : $A_1 = \frac{M_f - (d - 0,5h) bhf_{bu}}{(d - c') \sigma_s}$; $A_2 = \frac{N - bhf_{bu}}{\sigma_s} - A_1$

Remarque :

Si : $e_u = \frac{M_u}{N_u} = 0$ (excentricité nulle \Leftrightarrow compression pure), le calcul se fera à l'état limite de

stabilité de forme et la section d'armature sera : $A = \frac{N_u - Bf_{bu}}{\sigma_s}$

Avec :

B : Aire de la section du béton seul.

σ_s : Contrainte de l'acier

Exemple de calcul dans le sens M2 :

Pour les poteaux 50x50cm² :

$$N_{\min} = N_U = |-2588,39| \text{ kN} \Rightarrow M_{\text{cor}} = M_U = 16,677 \text{ kN.m}$$

✓ **Position du centre de pression :**

$$e_u = \frac{M_U}{N_U} = \frac{16,677}{2588,39} = 0,006 \text{ m} < \left(\frac{h}{2} - c \right) = \left(\frac{0,50}{2} - 0,02 \right) = 0,23 \text{ m} \Rightarrow \text{SEC}$$

✓ Calcul du moment fictif :

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c \right) = 16,677 + 2588,39(0,23) = 612,01 kN.m$$

✓ Calcul de:

$$N_u (d - c') - M_f > (0,337h - 0,81c)bh f_{bu}$$

$$X = (0,337h - 0,81c)bh f_{bu} = [(0,337 \times 0,50 - 0,81 \times 0,02) \times 0,50 \times 0,50 \times 14,2 \times 10^3] = 540,66 kN.m$$

$$Y = N_u (d - c') - M_f = 2588,39 \times (0,48 - 0,02) - 612,01 = 578,65 kN.m$$

Y > X ⇒ Condition vérifiée

$$\left(0,337 - 0,81 \frac{c'}{h} \right) bh^2 f_{bu} < N_u (d - c') - M_f < \left(0,5 - \frac{c'}{h} \right) bh^2 f_{bu}$$

✓ Calcul de :

$$\left(0,5 - \frac{c'}{h} \right) bh^2 f_{bu} = \left(0,5 - \frac{0,02}{0,5} \right) \times 0,5 \times 0,5^2 \times 14,2 \times 10^3 = 816,5 kN.m$$

$$\left(0,337 - 0,81 \frac{c'}{h} \right) bh^2 f_{bu} = 540,66 < N_u (d - c') - M_f = 578,65 < \left(0,5 - \frac{c'}{h} \right) bh^2 f_{bu} = 816,5 kN.m$$

⇒ Condition vérifiée

✓ Calcul des armatures :

$$A_1 = \frac{N - \Psi bh f_{bu}}{\sigma_s} \quad ; \quad A_2 = 0$$

$$\Psi = \frac{0,3571 + \frac{N(d - c') - M_f}{bh^2 f_{bu}}}{0,8571 - \frac{c'}{h}} = \frac{0,3571 + \frac{2588,39(0,48 - 0,02) - 612,01}{0,5 \times 0,5^2 \times 14,2 \times 10^3}}{0,8571 - \frac{0,02}{0,5}} = 0,836$$

$$A_1 = \frac{N - \Psi bh f_{bu}}{\sigma_s} = \frac{2588,39 - 0,836 \times 0,5 \times 0,5 \times 14,2 \times 10^3}{348 \times 10^3} = -0,008 = 0$$

et $A_2 = 0$

Remarque :

Nous allons ferrailler par zone ; car nous avons constaté qu'il est possible d'adopter le même ferraillage pour un certain nombre de niveaux :

Zone I : Entre-sol ; sous-sol et RDC.

Zone II : 1^{er}, 2^{ème} et 3^{ème} étage.

Zone III : du 4^{ème} au 6^{ème} étage.

Zone IV : du 7^{ème} au 9^{ème} étage.

Calcul du ferraillage des poteaux :

Le ferraillage des poteaux se fait par un calcul automatique à l'aide du logiciel « Socotec ».

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

Zone	Section [cm ²]	Sollicitation	Combinaison	Effort normal [kN]	Moment [kN.m]	e _u [m]	h/2 - c [m]	M _r [kN.m]	A _{inf} (cm ²)	A _{sup} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	Ferrailla ge	Section adopte (cm ²)	Obs
Zone IV	35x35	N _{max} → M _{corr}	ELU	-655,58	-4,837	0,0073	0,155	106,45	0	0				SEC
		N _{min} → M _{corr}	0,8G+E _y max	32,46	0,259	0,0079	0,155	5,290	0	0	9,80	8HA14	12,31	SEC
		M _{max} → N _{corr}	G+Q+E _y max	-128,98	117,2	0,908	0,155	137,192	8,25	0				SPC
Zone III	40x40	N _{max} → M _{corr}	ELU	-1298,05	-0,703	0,0005	0,18	234,352	0	0				SEC
		N _{min} → M _{corr}	0,8G+E _y max	-4,3	2,781	0,646	0,18	3,555	0,13	0	12,80	10HA14	15,39	SPC
		M _{max} → N _{corr}	G+Q+E _y max	-321,76	147,993	0,459	0,18	205,909	6,89	0				SPC
Zone II	45x45	N _{max} → M _{corr}	ELU	-1964,05	6,719	0,0034	0,205	409,349	0	0				SEC
		N _{min} → M _{corr}	0,8G+E _y max	137,27	7,025	0,0511	0,205	35,165	0	0	16,20	10HA16	20,10	SEC
		M _{max} → N _{corr}	G+Q+E _y max	-465,29	169,565	0,364	0,205	264,949	5,15	0				SPC
Zone I	50x50	N _{max} → M _{corr}	ELU	-2588,39	16,677	0,0064	0,23	612,006	0	0				SEC
		N _{min} → M _{corr}	0,8G+E _y max	913,71	8,589	0,0094	0,23	218,742	0	0	20	12HA16	24,12	SEC
		M _{max} → N _{corr}	G+Q+E _y min	-600,66	153,376	0,255	0,23	291,527	1,2	0				SPC

Tableau VI-2-2 : Ferrailage des poteaux selon M2 (sens longitudinal)

Zone	Section [cm ²]	Sollicitation	Combinaison	Effort normal [kN]	Moment [kN.m]	e _u [m]	h/2 - c [m]	M _r [kN.m]	A _{inf} (cm ²)	A _{sup} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	Ferrailla ge	Section adopte (cm ²)	Obs
Zone IV	35x35	N _{max} → M _{corr}	ELU	-655,58	1,406	0,0021	0,155	103,021	0	0				SEC
		N _{min} → M _{corr}	0,8G+E _y max	32,46	-1,394	0,0429	0,155	6,425	0	0	9.80	8HA14	12.31	SEC
		M _{max} → N _{corr}	G+Q+E _x max	-165,24	58,345	0,3530	0,155	83,957	2.6	0				SPC
Zone III	40x40	N _{max} → M _{corr}	ELU	-1298,05	1,2	0,0009	0,18	234,849	0	0				SEC
		N _{min} → M _{corr}	0,8G+E _y max	-4,3	5,182	1,205	0,18	5,956	0.29	0	12.80	10HA14	15.39	SPC
		M _{max} → N _{corr}	G+Q+E _x max	-305,11	96,434	0,3160	0,18	151,353	3,04	0				SPC
Zone II	45x45	N _{max} → M _{corr}	ELU	-1964,05	1,173	0,0005	0,205	403,803	0	0				SEC
		N _{min} → M _{corr}	0,8G+E _y max	137,27	3,468	0,0252	0,205	31,608	0	0	16.20	10HA16	20.10	SEC
		M _{max} → N _{corr}	G+Q+E _x max	-449,71	125,72	0,2795	0,205	217,910	2,33	0				SPC
Zone I	50x50	N _{max} → M _{corr}	ELU	-2588,39	0,342	0,0001	0,23	595,671	0	0				SEC
		N _{min} → M _{corr}	0,8G+E _y max	913,71	2,931	0,0032	0,23	213,084	0	0	20	12HA16	24.12	SEC
		M _{max} → N _{corr}	G+Q+E _x min	-593,36	132,116	0,2226	0,23	268,588	0	0				SEC

Tableau VI-2-3 : Ferrailage des poteaux selon M3 (sens transversal)

VI-2-4) Vérifications à l'ELU :

✚ Détermination des armatures transversales :

Les armatures transversales sont disposées dans le plan perpendiculaire à l'axe longitudinal de la pièce ; elles ont un rôle principal qui est le maintien des armatures longitudinales en évitant ainsi leur flambement.

D'après les règles du BAEL91/modifiée99, le diamètre des armatures transversales « ϕ_t » est au moins égal à la valeur normalisée de la plus proche du tiers du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent

$$\phi_t = \frac{\phi_l}{3} = \frac{16}{3} = 5.33(mm). \quad \text{Soit : } \phi_t = 8(mm).$$

- Avec : ϕ_t Diamètre maximum des armatures longitudinales.

On adopte pour $4\phi 8=2,01(cm^2)$.

✚ Espacement maximal des armatures transversales (Art.7.4.2.RPA2003) :

Selon le RPA la valeur maximale de l'espacement « S_t » des armatures transversales comme suit :

- **Zone nodale :** $S_t \leq \min[10\phi_l^{min}, 15(cm)] \rightarrow S_t \leq \min[14(cm), 15(cm)].$

On adopte : $S_t = 10[cm]$.

- **Zone courante :** $S_t \leq [15 \phi_l^{min}] = [15 \times 1,4] = 21(cm).$

On adopte : $S_t = 15[cm]$.

Avec : $\phi_l = 14mm$ est le diamètre minimal des armatures longitudinales des poteaux

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_1 \cdot T_u}{h_1 \cdot f_c} \quad (\text{Art 7.4.2.2RPA99/V2003})$$

L'élancement λ_g est donné par la relation : $\lambda_g = \frac{l_f}{a}$ ou $\frac{l_f}{b}$

D'après l'RPA :

Si : $\lambda_g \geq 5$ $A_t^{min} = 0,3\% S_t \times b_1$

Si : $\lambda_g \leq 3$ $A_t^{min} = 0,8\% S_t \times b_1$

Si : $3 < \lambda_g < 5$ Interpoler entre les deux valeurs précédentes.

Avec :

λ_g : L'élancement géométrique du poteau

b_1 : Dimension de la section droite du poteau dans la direction considérée.

- Calcul de λ_g et A_t^{\min} :

Poteau (50×50) cm² :

➤ **Pour le sous-sol:** $\lambda_g = \frac{I_f}{a} = \frac{0,707 \times 462}{50} = 6,53 > 5$

Zone nodale : $A_t^{\min} = 0,3\% S_t \times b_1 = 0,003 \times 10 \times 50 = 1,5 \text{ cm}^2 < 2,01 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{CV}$

Zone courante : $A_t^{\min} = 0,003 \times 15 \times 50 = 2,25 \text{ cm}^2 > 2,01 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{CNV}$ on adopter alors **4Ø10=3,15cm²**

➤ **Pour l'entre-sol et RDC:** $\lambda_g = \frac{I_f}{a} = \frac{0,707 \times 306}{50} = 4,32 \Rightarrow 3 < \lambda_g < 5$

$\Rightarrow \frac{A_t}{b \times S_t} = 0,44\%$

Zone nodale : $A_t^{\min} = 0,0044 \times 10 \times 50 = 2,2 \text{ cm}^2 > 2,01 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{CNV}$

Zone courante : $A_t^{\min} = 0,0044 \times 15 \times 50 = 3,3 \text{ cm}^2 > 2,01 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{CNV}$

\Rightarrow On adopter alors **4Ø10=3,15cm²** et un espacement **12cm** donc :

Zone nodale : $A_t^{\min} = 0,0044 \times 10 \times 50 = 2,2 \text{ cm}^2 < 3,15 \text{ cm}^2$

Zone courante : $A_t^{\min} = 0,0044 \times 12 \times 50 = 2,64 \text{ cm}^2 < 3,15 \text{ cm}^2$

Poteau de (45×45) cm² :

- **Pour 1^{er}, 2^{ème} et 3^{ème} étage :**

$\lambda_g = \frac{I_f}{a} = \frac{0,707 \times 306}{45} = 4,80 \Rightarrow 3 < \lambda_g < 5$

$\Rightarrow A_t / (b \times S_t) = 0,44\%$

Zone nodale : $A_t^{\min} = 0,0044 \times 10 \times 45 = 1,98 \text{ cm}^2 < 2,01 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{CV}$

Zone courante : $A_t^{\min} = 0,0044 \times 15 \times 45 = 2,97 \text{ cm}^2 > 2,01 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{CNV}$ on adopter alors **4Ø10=3,15cm²**

Poteau de (40×40) cm² :

- **Pour 4^{ème}, 5^{ème} et 6^{ème} étage :**

$\lambda_g = \frac{I_f}{a} = \frac{0,707 \times 306}{40} = 5,40 > 5$

Zone nodale : $A_t^{\min} = 0,003 \times 10 \times 40 = 1,2 \text{ cm}^2 < 2,01 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{CV}$

Zone courante : $A_t^{\min} = 0,003 \times 15 \times 40 = 1,8 \text{ cm}^2 < 2,01 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{CV}$

Poteau de (35×35) cm² :

➤ Pour 7^{ème}, 8^{ème} et 9^{ème} étage :

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0,707 \times 306}{35} = 6,18 > 5$$

Zone nodale : $A_t^{\min} = 0,003 \times 10 \times 35 = 1,05 \text{ cm}^2 < 2,01 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \text{CV}$

Zone courante : $A_t^{\min} = 0,003 \times 15 \times 35 = 1,575 \text{ cm}^2 < 2,01 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \text{V}$

✚ Longueur de recouvrement :

Selon le RPA, la longueur minimale de recouvrement est : $L_r = 40\Phi$

✓ Pour les HA16 :

• $\Phi 16 \Rightarrow L_r = 40 \Phi_1 = 40 \times 1,6 = 64 \text{ cm} \quad \longrightarrow L_r = 65 \text{ cm}$

✓ Pour les HA14 :

• $\Phi 14 \Rightarrow L_r = 40 \Phi_1 = 40 \times 1,4 = 56 \text{ cm} \quad \longrightarrow L_r = 60 \text{ cm}$

✚ Délimitation de la zone nodale : (Art 7.4.2.2 RPA 99/V2003).

Au niveau des poutres : $L' = 2 h = 2 \times 35 = 70 \text{ cm}$;

Avec : h= hauteur de la poutre

Au niveau des poteaux : $h' = \max (h_e/6 ; b_1 ; h_1 ; 60 \text{ cm})$

Avec: h_e : hauteur entre nus des poutres.

h_1 et b_1 : dimensions du poteau

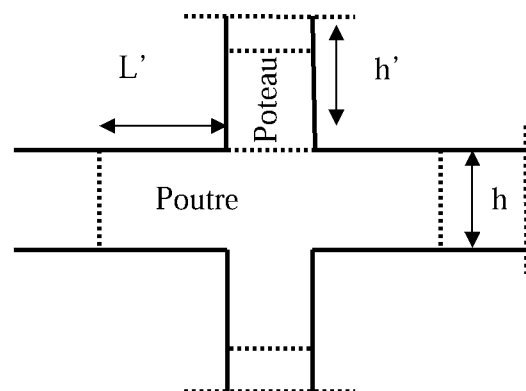


Figure VI-2-4 : Délimitation de la zone nodale

✓ Poteaux (50x50) :

$$h' = \max \left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60(\text{cm}) \right)$$

$$h' = \max \left(\frac{462-35}{6}; 50; 50; 60 \right) = \max(71,16; 50; 50; 60) = 71,16(\text{cm}) \longrightarrow h' = 75(\text{cm})$$

✓ Poteaux (45x45) :

$$h' = \max \left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60(\text{cm}) \right)$$

$$h' = \max \left(\frac{306-35}{6}; 45; 45; 60 \right) = \max(45,16; 45; 45; 60) = 60(\text{cm}) \longrightarrow h' = 60(\text{cm})$$

✓ Poteaux (40x40) :

$$h' = \max \left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60(\text{cm}) \right)$$

$$h' = \max \left(\frac{306-35}{6}; 40; 40; 60 \right) = \max(45,16; 40; 40; 60) = 60(\text{cm}) \longrightarrow h' = 60(\text{cm})$$

✓ Poteaux (35x35) :

$$h' = \max \left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60(\text{cm}) \right)$$

$$h' = \max \left(\frac{306-35}{6}; 35; 35; 60 \right) = \max(45,16; 35; 35; 60) = 60(\text{cm}) \longrightarrow h' = 60(\text{cm})$$

✚ Vérification au cisaillement (Art 7.4.3.2/RPA99) :

$$\tau_b = \frac{T_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_b \times f_{c28}$$

Avec :

τ_u : contrainte de cisaillement

T_u : effort tranchant de la section étudiée

b : la largeur de la section étudiée

d : la hauteur utile ($d = h - c$)

Calcul de la contrainte de cisaillement :

$$\rho_b = \begin{cases} 0,075 & \text{Si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,04 & \text{Si } \lambda_g < 5 \end{cases} \quad \text{et} \quad \begin{cases} f_{c28} = 25 \text{ MPa} \\ \lambda_g = \frac{l_f}{h} > 5 \end{cases}$$

λ_g : l'élancement géométrique du poteau.

l_f : longueur du flambement du poteau.

Pour :

L'entre-sol, RDC et les étages courants : $l_f = 0,707 l_0 = 0,707 \times 3,06 = 2,163 \text{ m}$

Pour :

Le sous-sol : $l_f = 0,707 l_0 = 0,707 \times 4,62 = 3,266 \text{ m}$

Les résultats sont les suivants :

Niveau	Sens	V_u [kN]	Comb	b (m)	d (m)	λ_g	ρ_d	τ_b [MPa]	$\bar{\tau}_{bu}$ [MPa]	Obs
SOUS-SOL	X-X	36,65	G+Q+E _x	0,50	0,48	6,53	0,075	0,15	1,875	CV
	Y-Y	37,51	G+Q+E _y	0,50	0,48	6,53	0,075	0,15	1,875	
ES+RDC	X-X	36,65	G+Q+E _x	0,50	0,48	4,33	0,04	0,15	1	CV
	Y-Y	37,51	G+Q+E _y	0,50	0,48	4,33	0,04	0,15	1	
1,2 et 3 ^{ème} étage	X-X	75,52	G+Q+E _x	0,45	0,43	4,81	0,04	0,39	1	CV
	Y-Y	91,32	G+Q-E _y	0,45	0,43	4,81	0,04	0,47	1	
4,5 et 6 ^{ème} étage	X-X	61,82	G+Q+E _x	0,40	0,38	5,41	0,075	0,41	1,875	CV
	Y-Y	87,66	G+Q+E _y	0,40	0,38	5,41	0,075	0,58	1,875	
7,8 et 9 ^{ème} étage	X-X	39,24	G+Q+E _x	0,35	0,33	6,18	0,075	0,34	1,875	CV
	Y-Y	68,58	G+Q+E _y	0,35	0,33	6,18	0,075	0,59	1,875	

Tableau VI-2-4 : Vérification des efforts tranchants des poteaux dans les deux sens

✚ Longueur d’ancrage : (BAEL91/Art : A.6.1.221) :

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_u} \quad \text{avec : } \tau_{su} = 0.6 \Psi_s^2 f_{t28}$$

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

$\Psi_s = 1.5$ pour les aciers a haute adhérence.

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

Pour les HA14 :
$$l_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_u} = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,835} = 49,38 \text{ cm}$$

Pour les HA 16 :
$$l_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_u} = \frac{1,6 \times 400}{4 \times 2,835} = 56,44 \text{ cm}$$

VII-2-5) Vérification à l’ELS :

1. Condition de non fragilité :

La condition de non fragilité dans le cas de la flexion composée est de :

$$A_{\text{adoptée}} \geq A_{\text{min}} = \frac{0.23 \times f_{t28}}{f_e} \times \frac{e_s - 0.455 \times d}{e_s - 0.185 \times d} \times b d$$

Les vérifications seront résumées dans les tableaux suivants :

Section (cm ²)	Com b	N _s (KN)	M _s (KN.m)	e _s (m)	h/6 (m)	Nature	A _{min} (cm ²)	A _{adoptée} (cm ²)	Obs	ferraillage
35x35	ELS	-474,82	-3,225	0,006	0,058	SEC	3,432	9.80	cv	8HA14
		-27,69	-2,438	0,088	0,058	SPC	3,459		cv	
		-141,03	58,175	0,412	0,058	SPC	3,577		cv	
40x40	ELS	-939,9	-0,224	0,002	0,066	SEC	4,514	12.80	cv	10HA14
		-199,64	0,51	0,002	0,066	SEC	4,514		cv	
		-425,92	60,458	0,141	0,066	SPC	4,568		cv	
45x45	ELS	-1422,21	5,134	0,003	0,075	SEC	5,748	16.20	cv	10HA16
		-423,72	1,999	0,0004	0,075	SEC	5,746		cv	
		-745,82	57,398	0,076	0,075	SPC	5,779		cv	
50x50	ELS	-1875,49	12,084	0,006	0,083	SEC	7,130	20	cv	12HA16
		-593,96	3,39	0,005	0,083	SEC	7,129		cv	
		-1120,05	46,707	0,041	0,083	SEC	7,147		cv	

Tableau VI-2-5 : vérification de la condition de non fragilité sous M2.

Section (cm ²)	Com b	N _s (KN)	M _s (KN.m)	e _s (m)	h/6 (m)	Nature	A _{min} (cm ²)	A _{adoptée} (cm ²)	Obs	ferraillage
35x35	ELS	-474,82	1,025	0,002	0,058	SEC	3,430	9.80	cv	8HA14
		-27,69	-1,16	0,041	0,058	SEC	3,444		cv	
		-133,03	38,991	0,293	0,058	SPC	3,532		cv	
40x40	ELS	-939,9	0,877	0,000	0,066	SEC	4,514	12.80	cv	10HA14
		-199,64	-5,754	0,028	0,066	SEC	4,524		cv	
		-425,92	30,83	0,072	0,066	SPC	4,542		cv	
45x45	ELS	-1422,21	0,858	0,000	0,075	SEC	5,746	16.20	cv	10HA16
		-423,72	-5,262	0,012	0,075	SEC	5,752		cv	
		-745,82	31,177	0,041	0,075	SEC	5,764		cv	
50x50	ELS	-1875,49	0,25	0,000	0,083	SEC	7,127	20	cv	12HA16
		-593,96	3,636	0,006	0,083	SEC	7,130		cv	
		-1359,6	42,831	0,031	0,083	SEC	7,142		cv	

Tableau VI-2-6 : vérification de la condition de non fragilité sous M3.

2. Vérification des contraintes à L'ELS :

Pour le cas des poteaux, nous vérifions l'état limite de compression de béton :

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

Si : $es = \frac{M_s}{N_s} < \frac{h}{6}$ \longrightarrow section entièrement comprimée

Si : $es = \frac{M_s}{N_s} > \frac{h}{6}$ \longrightarrow section partiellement comprimée

• **Vérification d'une section partiellement comprimée :**

Pour calculer la contrainte du béton nous déterminons la position de l'axe neutre :

$$y_1 = y_2 + l_c$$

y₁ : La distance entre l'axe neutre à l'ELS et la fibre la plus comprimée.

y₂ : La distance entre l'axe neutre à l'ELS et le centre de pression Cp.

l_c : La distance entre le centre de pression Cp et la fibre la plus comprimée.

y₂ : est obtenu avec la résolution de l'équation suivante : $y_2^3 + p.y_2 + q = 0$.

Avec :

$$l_c = \frac{h}{2} - e_s$$

$$p = -3 \times l_c^2 - 90 \cdot A_s' \cdot \frac{l_c - c'}{b} + 90 \cdot A_s \cdot \frac{d - l_c}{b}$$

$$q = -2 \times l_c^3 - 90 \cdot A_s' \cdot \frac{(l_c - c)^2}{b} + 90 \cdot A_s \cdot \frac{(d - l_c)^2}{b}$$

Pour la résolution de l'équation, on calcule Δ : $\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}$.

Si : $\Delta \geq 0$: $t = 0.5 (\sqrt{\Delta} - q)$; $u = \sqrt[3]{t} \implies y_2 = u - \frac{p}{4u}$.

Si : $\Delta < 0 \implies$ l'équation admet trois racines.

$$y_1^1 = a \cdot \cos\left(\frac{\alpha}{3}\right) ; y_2^2 = a \cdot \cos\left(\frac{\alpha}{3} + \frac{2\pi}{3}\right) ; y_3^3 = a \cdot \cos\left(\frac{\alpha}{3} + \frac{4\pi}{3}\right).$$

Avec :

$$\alpha = \arccos\left(\frac{3q}{2p} \times \sqrt{\frac{-3}{p}}\right) ; a = 2 \cdot \sqrt{\frac{-p}{3}}$$

Nous tiendrons pour y_2 la valeur positive ayant un sens physique tel que :

$$0 < y_1 = y_2 + l_c < h$$

Finalement : la contrainte de compression dans le béton est :

$$\sigma_{bc} = \frac{y_2 \times N_s}{I} \times y_1 \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

• **Vérification d'une section entièrement comprimée :**

– Nous calculons l'aire de la section homogène totale :

$$S = bh + 15 \times (A_s + A_s')$$

– Nous déterminons la position du centre de gravité qui est situé à une distance X_G au dessus du centre de gravité géométrique :

$$X_G = 15 \times \frac{A_s'(0.5h - d') - A_s \times (d - 0.5h)}{bh + 15(A_s + A_s')}$$

– Nous calculons l'inertie de la section homogène totale :

$$I = \frac{bh^3}{12} + bh \times X_G^2 + 15 \times \left\{ (A_s' \times (0.5h - d' - X_G))^2 + A_s \times (d - 0.5h + X_G)^2 \right\}$$

Les contraintes dans le béton sont :

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{N_{\text{ser}}}{S} + \frac{N_{\text{ser}}(e_s - X_G) \times (h/2 - X_G)}{I}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{N_{\text{ser}}}{S} - \frac{N_{\text{ser}}(e_s - X_G) \times (h/2 - X_G)}{I}$$

Nous vérifions que : $\max(\sigma_{\text{sup}} ; \sigma_{\text{inf}}) \leq \overline{\sigma_{\text{bc}}}$

Les résultats des vérifications sont résumés dans les tableaux suivants :

Zone	Section [cm ²]	Sens	Sollicitation	Effort normal [kN]	Moment [kN.m]	e _s [m]	h/6 [m]	Nature	σ _b sup [MPa]	σ _b inf [MPa]	σ _{bc}	Obs	σ _s sup [MPa]	σ _s inf [MPa]	Obs
Zone IV	35x35	X-X	N _{max} → M _{corr}	-474,82	-3,225	0,006	0,058	SEC	2,63	3,12	15		39,8	46,4	CV
			N _{min} → M _{corr}	-27,69	-2,438	0,088	0,058	SPC	0	0,36	15		0	5,01	
			M _{max} → N _{corr}	-141,03	58,175	0,412	0,058	SPC	5,93	0	15		77,8	-95	
Zone III	40x40	X-X	N _{max} → M _{corr}	-939,9	-0,224	0,002	0,066	SEC	4,63	4,65	15		69,4	69,8	CV
			N _{min} → M _{corr}	-199,64	0,51	0,002	0,066	SEC	1,01	0,96	15		15,2	14,4	
			M _{max} → N _{corr}	-425,92	60,458	0,141	0,066	SPC	5,71	0	15		80	-22,4	
Zone II	45x45	X-X	N _{max} → M _{corr}	-1422,21	5,134	0,003	0,075	SEC	6,02	5,58	15		90,1	84	CV
			N _{min} → M _{corr}	-423,72	1,999	0,0004	0,075	SEC	1,82	1,64	15		27,1	24,8	
			M _{max} → N _{corr}	-745,82	57,398	0,076	0,075	SPC	5,52	0,56	15		79,5	11,8	
Zone I	50x50	X-X	N _{max} → M _{corr}	-1875,49	12,084	0,006	0,083	SEC	6,81	6	15		101,7	90,6	CV
			N _{min} → M _{corr}	-593,96	3,39	0,005	0,083	SEC	2,14	1,92	15		32	28,9	
			M _{max} → N _{corr}	-1120,05	46,707	0,041	0,083	SEC	5,39	2,26	15		79	35,8	

Tableau VI-2-7 : Vérification de la contrainte du béton dans le sens M2

Zone	Section [cm ²]	Sens	Sollicitation	Effort normal [kN]	Moment [kN.m]	e _s [m]	h/6 [m]	Nature	σ_b sup [MPa]	σ_b inf [MPa]	$\bar{\sigma}_{bc}$	Obs	$\bar{\sigma}_{st}$	σ_s sup [MPa]	σ_s inf [MPa]	Obs
Zone IV	35x35	Y-Y	$N_{max} \rightarrow M_{corr}$	-474,82	1.025	0,002	0,058	SEC	2,95	2,8	15		348	44,2	42,1	
			$N_{min} \rightarrow M_{corr}$	-27,69	-1,16	0,041	0,058	SEC	0,08	0,26	15	CV	348	1,33	3,7	
			$M_{max} \rightarrow N_{corr}$	-133,03	38,991	0,293	0,058	SPC	4,17	0	15		348	55,5	-53,4	
Zone III	40x40	Y-Y	$N_{max} \rightarrow M_{corr}$	-939,9	0,877	0,000	0,066	SEC	4,69	4,59	15		348	70,3	68,9	
			$N_{min} \rightarrow M_{corr}$	-199,64	-5,754	0,028	0,066	SEC	0,66	1,31	15	CV	348	10,4	19,2	
			$M_{max} \rightarrow N_{corr}$	-425,92	30,83	0,072	0,066	SPC	3,86	0,35	15		348	55,2	7,84	
Zone II	45x45	Y-Y	$N_{max} \rightarrow M_{corr}$	-1422,21	0,858	0,000	0,075	SEC	5,84	5,77	15		348	87,5	86,5	
			$N_{min} \rightarrow M_{corr}$	-423,72	-5,262	0,012	0,075	SEC	1,5	1,96	15	CV	348	22,8	29	
			$M_{max} \rightarrow N_{corr}$	-745,82	31,177	0,041	0,075	SEC	4,43	1,73	15		348	64,6	27,8	
Zone I	50x50	Y-Y	$N_{max} \rightarrow M_{corr}$	-1875,49	0,25	0,000	0,083	SEC	6,42	6,4	15		348	96,3	96	
			$N_{min} \rightarrow M_{corr}$	-593,96	3,636	0,006	0,083	SEC	2,15	1,91	15	CV	348	32,1	28,8	
			$M_{max} \rightarrow N_{corr}$	-1359,6	42,831	0,031	0,083	SEC	6,08	3,21	15		348	89,5	49,9	

Tableau VI-2-8 : Vérification de la contrainte du béton dans le sens M3

Chapitre VII

Ferraillage des voiles

VII- Ferraillage des voiles :**VII-1 Introduction :**

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et des forces horizontales. Donc le ferraillage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q), ainsi sous l'action des sollicitations horizontales dues aux séismes.

VII-2 Combinaison d'action :

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre sont données ci-dessous :

$$\text{Selon le BAEL 91} \begin{cases} 1,35 G + 1,5 Q \\ G + Q \end{cases}$$

$$\text{Selon le RPA version 2003} \begin{cases} G + Q \pm E \\ 0,8 G \pm E \end{cases}$$

VII-3 Ferraillage des voiles pleins :

Le calcul se fera en procédant par la méthode des tronçons de la RDM qui se fait pour une bande de largeur (d).

Pour faire face à ces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures :

- Armatures verticales ;
- Armatures horizontales ;
- Armatures transversales.

Nous allons ferrailler par zone, car on a constaté qu'il est possible d'adopter le même type de ferraillage pour un certain nombre de niveaux.

Zone I : Sous sol, Entre sol, RDC

Zone II : 1^{er}, 2^{ème} et 3^{ème} étage

Zone III : 4^{ème}, 5^{ème} et 6^{ème} étage

Zone IV : 7^{ème}, 8^{ème} et 9^{ème} étage

VII-4 Exposé de la méthode :

La méthode consiste à déterminer les diagrammes des contraintes, sous les sollicitations les plus défavorables.

a) Calcul des contraintes :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M \cdot V}{I} \quad ; \quad \sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M \cdot V'}{I}$$

Avec :

B : section du voile,

I : inertie du voile,

V, V' : bras de levier avec : $V = V' = \frac{L}{2}$,

L : longueur du voile.

Dans les calculs, il est de pratique de découper le diagramme des contraintes en bandes de largeur « d », tel que : $d \leq \min\left\{\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3}L_c\right\}$ [Art 7.7.4 RPA99/V2003]

Avec L_c : longueur de la zone comprimée, $L_c = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} \cdot L$

h_e : hauteur du voile calculé entre nu du plancher.

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des diagrammes des contraintes obtenues.

b) Calcul des efforts normaux :

- **Section entièrement comprimée :**

$$N_i = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \cdot d_1 \cdot e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d_2 \cdot e$$

e : épaisseur du voile

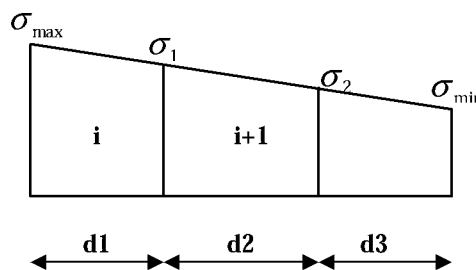


Figure VII-1 : Section entièrement comprimée

- **Section entièrement tendue :**

$$N_i = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \cdot d_1 \cdot e$$

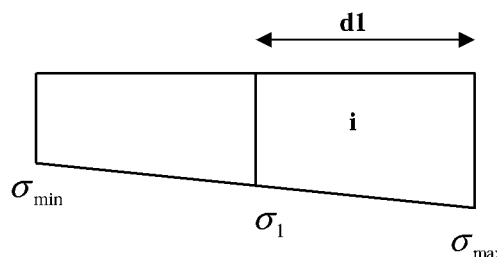


Figure VII-2 : Section entièrement tendue.

- **Section partiellement comprimée :**

$$N_i = \frac{\sigma_{min} + \sigma_1}{2} \cdot d_1 \cdot e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \cdot d_2 \cdot e$$

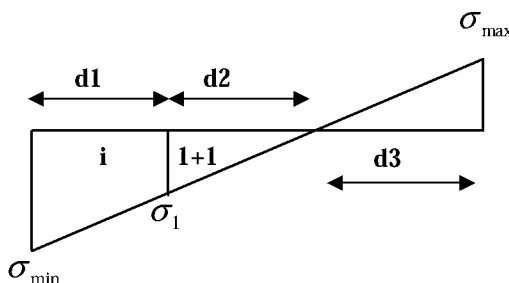


Figure VII-3 : Section partiellement comprimée.

c) Armatures verticales :

- **Section entièrement comprimée :**

$$A_{vi} = \frac{N_i + B_t \cdot f_{t28}}{\sigma_s}$$

B_t : section de la bande B_t = d · e

$$A_{\min} \geq 4 \text{cm}^2/\text{ml} \text{ et } 0,2\% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 0,5\%$$

Avec B : section du béton comprimé.

- **Section partiellement comprimée :**

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s} \quad ; \quad A_{\min} \geq \max \left\{ 0,23 \cdot B \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \quad ; \quad 0,005 \cdot B \right\}$$

- **Section entièrement tendue :**

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s} \quad ; \quad A_{\min} = \max \left\{ \frac{N_i}{2 \cdot \sigma_s} \quad ; \quad B \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \right\}$$

d) Armatures minimales : (RPA 99) :

$$A_{\min} \geq 2\%(B^t) \quad ; \quad B^t : \text{section du béton tendu.}$$

e) Armature horizontales : [Art 7.7.4.2 RPA99/V2003]

Les armatures horizontales doivent être munies de crochets à 90°, ayant une longueur de 10Φ, la section des armatures doit être :

$$A_h \geq 0,15B \quad B : \text{section du voile [Art 7.7.4.3 RPA99/V2003]}$$

$$A_h \geq \frac{A_{vT}}{4}$$

$$D'où : A_h \geq \max \left\{ \frac{A_{vT}}{4} \quad ; \quad 0,15\%(B) \right\}$$

→ Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

f) Armatures de coutures :

Le long des joints de reprise de bétonnage, l'effort tranchant doit être repris par les armatures de coutures.

$$A_{vj} = \frac{1,1 \cdot T}{f_e} \quad \text{Avec : } T = 1,4(V_u) \quad \Rightarrow \quad A_{vj} = \frac{1,54 \cdot V_u}{f_e}$$

Les armatures de coutures sont ajoutées aux armatures tendues pour reprendre les efforts de traction engendrés par les moments de renversement.

g) Armatures transversal :

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des voiles, elles assemblent les deux nappes d'armatures et les empêchent du flambement.

Ce sont généralement des épingles dont le nombre minimal est de 4 épingles par mètre carré.

h) Les potelets :

Il est de pratique de concentrer les armatures verticales aux l'extrémité du voiles formant ainsi des potelets, la section totales de ces armatures doit être au moins égales à 4HA10.

i) Règles communes :

Espacement

L'espace des barres verticales doit satisfaire la condition suivante :

$S_t \leq \min \{1,5(e) ; 30\text{cm}\}$ Aux extrémités du voile, l'espace des barres est réduit de moitié sur 1/10 de la longueur du voile.

Longueur de renversement

Elle est de :

- 40Φ pour les barres situées dans les zones où les renversements du signe des efforts est possible.
- 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées, sous l'action de toutes les combinaisons possible du chargement.

Diamètre maximal

Le diamètre des armatures verticales et horizontales des voiles, ne doivent pas dépassé 1/10 de l'épaisseur du voile.

Pourcentage minimal des armatures

Le pourcentage minimal des armatures verticales et horizontales des voiles, est donné comme suit :

- 0,15% de la section globale du voile.
- 0,10% en zone courante.

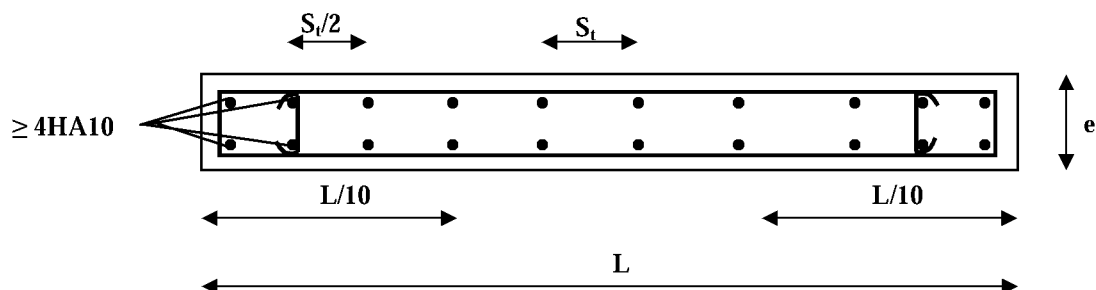


Figure VII-4 : Disposition des armatures verticales dans les voiles.

VII-5 Vérification à L'ELS :

1- Contrainte du béton à l'ELS :

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15\text{MPa}$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{B + 15 \cdot A_V}$$

Avec :

N_{ser} : effort normal de service,

B : section du béton comprimé,

A_V : section d'armatures verticales.

2- Contrainte de cisaillement :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0,2 f_{c28} \quad ; \quad \tau_b = \frac{T}{b_0 \cdot d} = \frac{1,4 \cdot T_k}{b_0 \cdot d}$$

Avec :

b_0 : Epaisseur du voile,

d : Hauteur utile (d = 0,9h),

h : Hauteur total de la section.

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \quad ; \quad \tau_u = \frac{T_k}{b \cdot d} \quad \text{Avec} \quad \tau_u : \text{contrainte de cisaillement}$$

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

VII-6 Exemple de calcul de voile (VL1 ,VL2 ,VL3 ,VL4) :

L=1,45m ; e=0,20m .

$$\sigma_{max} = \frac{N}{B} + \frac{M \cdot V}{I}$$

$$\sigma_{min} = \frac{N}{B} - \frac{M \cdot V}{I} =$$

$$\sigma_{max} = 3219 \text{ KN/m}^2.$$

$$\sigma_{min} = -8292,12 \text{ KN/m}^2.$$

La section est partiellement comprimée.

1) La longueur de la zone comprimée :

$$L_c = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} \cdot L = \frac{3219}{3219 + 8292,12} \cdot (1,45) = \mathbf{0,41\text{m}}$$

2) La longueur de la partie tendue :

$$L_T = L - L_C = 1,4 - 0,41 = 1,04\text{m}$$

3) Détermination de la longueur de la bande « d » :

$$d \leq \min \left\{ \frac{h_e}{2} ; \frac{2L_c}{3} \right\}$$

Et : $d_2 = L_t - d_1$

4) Calcul de la contrainte :

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_{\min}(L_t - d_1)}{L_t} = \frac{-8292,12(1,04 - 0,522)}{1,04} = -4146,060 \text{ kN/m}^2$$

5) Détermination des efforts normaux :

1^{ère} bande : $N_1 = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \cdot d_1 \cdot e = -649,60 \text{ kN}$.

2^{ème} bande : $N_{u2} = \frac{\sigma_1}{2} \cdot d_2 \cdot e = -216,532 \text{ kN}$.

Le signe (-) indique que les efforts N_{ui} et N_{ui+1} sont de traction.

6) Calcule des armatures :**6-a) Armatures verticales :**

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_s} = \frac{649,60 \times 10}{400} = 16,24 \text{ cm}^2$$

$$A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_s} = \frac{216,532 \times 10}{400} = 5,41 \text{ cm}^2$$

6-b) Armatures minimales par bande :

$$B = L \cdot e = 0,29 \text{ m}^2$$

6-c) Armature de coutures :

$$A_{vj} = 1,1 \cdot \frac{1,4 \cdot T_u}{f_e} = 0,97 \text{ cm}^2$$

6-d) Armatures verticales totales :

$$A_1 = A_{v1} + A_{vj}/4 = 16,48 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = A_{v2} + A_{vj}/4 = 5,66 \text{ cm}^2$$

6-e) Armatures horizontales:

D'après le BAEL 91: $A_H = A_V/4 = 4,62 \text{ cm}^2$

D'après le RPA 99révise 2003 :

$$A_H \geq 0,15\% B = 7,87 \text{ cm}^2$$

Soit : 7HA10 = 5,49 cm² avec st = 20 cm²

6-f) Armatures transversales :

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au minimum (04) épingles au mètre carré soit HA8

7) Vérification des contraintes de Cisaillement :**RPA :**

$$\tau_b = \frac{1,4 \cdot T_u}{0,9 \cdot e \cdot h} = 0,136 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_b = 0,2 f_{c28} = 5 \text{ MPa} > \sigma_b \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

BAEL 91 :

$$\tau_u = \frac{T_u}{0,9 \cdot e \cdot h} = 0,097 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_b = \min \left\{ \frac{0,15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} = 3,33 \text{ MPa} > \sigma_b \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

8) Vérification à l'ELS :

Il faut vérifiée que : $\sigma \leq 0,6 \times f_{c28}$

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B + 15 \cdot A} = 2,62 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_b = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa} > \sigma_b \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Zones		Zone I	Zone II	zone III	zone IV		
Caractéristiques géométriques	L (m)	2,1	2,125	2,15	2,175		
	e (m)	0,25	0,2	0,2	0,2		
	B (m)	0,525	0,425	0,43	0,435		
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m ²]	4294,19	167,15	1927,17	4622,57		
	σ_{min} [KN/m ²]	-12212,37	-6851,54	-6377,93	-5755,78		
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC	SPC	
	V _u (kN)		372,74	254,92	175,38	115,53	
	L _t (m)		1,55	2,07	1,65	1,21	
	L _c (m)		0,55	0,05	0,50	0,97	
	d (m)		0,777	1,037	0,826	0,603	
	σ_1 [KN/m ²]		6106,185	3425,770	3188,965	2877,890	
	N (kN)	N ₁	1778,83	1065,96	789,79	520,72	
		N ₂	592,943	355,320	263,265	173,572	
	A _v (cm ²)	A _{v1}	44,47	26,65	19,74	13,02	
		A _{v2}	14,82	8,88	6,58	4,34	
	A _{vj} (cm ²)		14,35	9,81	6,75	4,45	
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vj} /4	48,06	29,10	21,43	14,13	
		A2=A _{v2} +A _{vj} /4	15,45	11,34	8,27	5,45	
	A _{min} (cm ²)		10,20	10,89	8,67	6,33	
	A _v adopté (cm ²)	Bonde1	50,26	32,18	24,62	18,1	
		Bonde 2	16,08	12,3	9,04	9,04	
	Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2 X 8HA20	2 X 8HA16	2 X 8HA14	2 X 8HA12
			Bonde 2	2X4HA16	2 X 4HA14	2 X 4HA12	2 X 4HA12
S _t (cm)		Bonde1	10cm	10cm	10cm	10cm	
		Bonde 2	15cm	15cm	15cm	15cm	
A _{Hmin} =0.0015*B (cm ²)/bande		5,83	6,22	6,00	6,00		
A _H /nappe (cm ²)		12,57	8,05	6,16	4,53		
Choix des barres/nappe (cm ²)		11HA12/nap	8HA12/nap	8HA12/napp	8HA10/nap		
ep =20cm		(A=12,62cm ²)	(A=9,05cm ²)	(A=9,05cm ²)	(A=6,28cm ²)		
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²				
	contrainte	τ_u (MPa)	0,789	0,666	0,453	0,295	
		τ_b (MPa)	1,104	0,933	0,634	0,413	
	ELS	N _s (kN)	4848,53	3673,34	2476,78	1274,69	
		σ_b (MPa)	7,76	7,47	5,15	2,68	

Tableau VII-1: Ferrailage des voiles longitudinales (VL1,VL2,VL3 et VL4).

Zones		Zone I	Zone II	zone III	zone IV		
Caractéristiques géométriques	L (m)	1,45	1,45	1,45	1,45		
	e (m)	0,2	0,2	0,2	0,2		
	B (m)	0,29	0,29	0,29	0,29		
Sollicitations de calcul	σ_{\max} [KN/m ²]	3235,07	3219	2562,54	2393,53		
	σ_{\min} [KN/m ²]	-9336,04	-8292,12	-7460,59	-5708,34		
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	SPC		
	V _u (kN)	78,66	25,28	10,6	14,43		
	L _t (m)	1,08	1,04	1,08	1,02		
	L _c (m)	0,37	0,41	0,37	0,43		
	d (m)	0,538	0,522	0,540	0,511		
	σ_1 [KN/m ²]	4668,020	4146,060	3730,295	2854,170		
	N (kN)	N ₁	754,02	649,60	603,91	437,38	
		N ₂	251,339	216,532	201,303	145,795	
	A _v (cm ²)	A _{v1}	18,85	16,24	15,10	10,93	
		A _{v2}	6,28	5,41	5,03	3,64	
	A _{vi} (cm ²)		3,03	0,97	0,41	0,56	
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vi} /4	19,61	16,48	15,20	11,07	
		A2=A _{v2} +A _{vi} /4	7,04	5,66	5,13	3,78	
	A _{min} (cm ²)		5,65	5,48	5,67	5,36	
	A _v adopté (cm ²)	Bonde1	24,12	18,46	18,46	13,56	
		Bonde 2	9,24	9,24	9,24	6,78	
	Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2 X 6HA16	2 X 6HA14	2 X 6HA14	2 X 6HA12
			Bonde 2	2X 3HA14	2 X 3HA14	2 X 3HA14	2 X 3HA12
S _t (cm)		Bonde1	9cm	9cm	9cm	9cm	
		Bonde 2	15cm	15cm	15cm	15cm	
A _{Hmin} =0.0015*B (cm ²)/bande			3,23	3,13	6,00	6,00	
A _H /nappe (cm ²)			6,03	4,62	4,62	3,39	
Choix des barres/nappe (cm ²)			7HA10/nap	7HA10/nap	7HA10/nappe	7HA10/nap	
ep =20cm		(A=5,49cm²)	(A=5,49cm²)	(A=5,49cm²)	(A=5,49cm²)		
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m2				
	contrainte	τ_u (MPa)	0,301	0,097	0,041	0,055	
		τ_b (MPa)	0,422	0,136	0,057	0,077	
	ELS	N _s (kN)	1060,4	869,34	631,01	348,42	
σ_b (MPa)		3,12	2,62	1,90	1,09		

Tableau VII-2 : Ferrailage des voiles transversaux (VT5 et VT6).

	Zones	Zone I	Zone II	zone III	zone IV	
Caractéristiques géométriques	L (m)	1,4	1,4	1,4	1,4	
	e (m)	0,2	0,2	0,2	0,2	
	B (m)	0,28	0,28	0,28	0,28	
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m ²]	1678,45	734,74	384,69	1433,04	
	σ_{min} [KN/m ²]	-7852,64	-5559,52	-4892,21	-3664,62	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	SPC	
	V _u (kN)	285,48	254,68	191,28	123,05	
	L _t (m)	1,15	1,24	1,30	1,01	
	L _c (m)	0,25	0,16	0,10	0,39	
	d (m)	0,577	0,618	0,649	0,503	
	σ_1 [KN/m ²]	3926,320	2779,760	2446,105	1832,310	
	N (kN)	N ₁	679,33	515,61	476,23	276,62
		N ₂	226,442	171,869	158,745	92,205
	A _v (cm ²)	A _{v1}	16,98	12,89	11,91	6,92
		A _{v2}	5,66	4,30	3,97	2,31
	A _{vj} (cm ²)		10,99	9,81	7,36	4,74
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vj} /4	19,73	15,34	13,75	8,10
		A2=A _{v2} +A _{vj} /4	8,41	6,75	5,81	3,49
	A _{min} (cm ²)		6,06	6,49	6,81	5,28
	A _v adopté (cm ²)	Bonde1	24,11	18,46	18,46	13,56
		Bonde 2	9,24	9,24	9,24	6,78
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2 X 6HA16	2 X 6HA14	2 X 6HA14	2 X 6HA12
		Bonde 2	2X 3HA14	2 X 3HA14	2 X 3HA14	2 X 3HA12
	S _t (cm)	Bonde1	9cm	9cm	9cm	9cm
		Bonde 2	15cm	15cm	15cm	15cm
	A _{Hmin} =0.0015*B (cm ²)/bande		3,46	3,71	6,00	6,00
	A _H /nappe (cm ²)		6,03	4,62	4,62	3,39
	Choix des barres/nappe (cm ²)		7HA12/nap	7HA10/nap	7HA10/nappe	7HA10/nap
ep =20cm		(A=7,9cm ²)	(A=5,49cm ²)	(A=5,49cm ²)	(A=5,49cm ²)	
Vérification des contraintes	Armature transversal	4EpinglesHA8/m2				
	contrainte	τ_u (MPa)	1,133	1,011	0,759	0,488
		τ_b (MPa)	1,586	1,415	1,063	0,684
	ELS	N _s (kN)	1045,08	856,76	630,52	359
σ_b (MPa)		3,17	2,66	1,96	1,16	

TableauVII-3 : Ferrailage des voiles longitudinal (VL5).

Zones		Zone I	Zone II	zone III	zone IV	
Caractéristiques géométriques	L (m)	3	3,025	3,05	3,075	
	e (m)	0,25	0,2	0,2	0,2	
	B (m)	0,75	0,605	0,61	0,615	
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m ²]	5338,06	3779,12	3769,6	5657,12	
	σ_{min} [KN/m ²]	-11147,81	-8724,48	-8754,73	-9584,24	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	SPC	
	V _u (kN)	447,43	278,4	171,7	96,42	
	L _t (m)	2,03	2,11	2,13	1,93	
	L _c (m)	0,97	0,91	0,92	1,14	
	d (m)	1,014	1,055	1,066	0,967	
	σ_1 [KN/m ²]	5573,905	4362,240	4377,365	4792,120	
	N (kN)	N ₁	2120,12	1381,12	1399,88	1389,95
		N ₂	706,706	460,373	466,628	463,315
	A _v (cm ²)	A _{v1}	53,00	34,53	35,00	34,75
		A _{v2}	17,67	11,51	11,67	11,58
	A _{vj} (cm ²)		17,23	10,72	6,61	3,71
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vj} /4	57,31	37,21	36,65	35,68
		A2=A _{v2} +A _{vj} /4	21,97	14,19	13,32	12,51
	A _{min} (cm ²)		13,31	11,08	11,19	10,15
	A _v adopté (cm ²)	Bonde1	57,44	36,88	36,88	36,88
		Bonde 2	24,12	18,46	18,46	18,46
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2 X 9HA20	2 X 9HA16	2 X 9HA16	2 X 9HA16
		Bonde 2	2 X 6HA16	2 X6HA14	2 X 6HA14	2 X 6HA14
	S _t (cm)	Bonde1	10cm	10cm	10cm	10cm
		Bonde 2	15cm	15cm	15cm	15cm
	A _{Hmin} =0.0015*B (cm2)/bande		7,61	6,33	6,00	6,00
	A _H /nappe (cm ²)		14,36	9,22	9,22	9,22
	Choix des barres/nappe (cm ²)		9HA14/nap	9HA12/nap	9HA12/nappe	9HA12/nap
ep =20cm		(A=14,42cm ²)	(A=10,18cm ²)	(A=10,18cm ²)	(A=10,18cm ²)	
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m2			
	contrainte	τ_u (MPa)	0,663	0,511	0,313	0,174
		τ_b (MPa)	0,928	0,716	0,438	0,244
	ELS	N _s (kN)	3120,19	2364,54	1610,77	814,85
σ_b (MPa)		3,58	3,44	2,32	1,17	

TableauVII-4 :Ferrailage des voiles transversaux (VT1, VT2,VT3 et VT4).

Chapitre VIII

Etude de l'infrastructure

VIII- Introduction :

Les fondations sont des éléments de la structure ayant un rôle de transmission des charges de la superstructure au sol. Cette transmission se fait soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas d'un radier), soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux).

Dans le cas le plus générale un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- **Un effort normal:** charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes.
- **Une force horizontale :** résultant de l'action de séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction.
- **Un moment :** qui peut être exercé dans de différents plans.

On distingue deux types de fondation selon leur mode d'exécution et selon la résistance aux sollicitations extérieures.

1- Fondations superficielles :

Elles sont utilisées pour les sols de bonne capacité portante. Elles permettent la transmission directe des efforts au sol.

Les principaux types de fondations superficielles que l'on rencontre dans la pratique sont :

- ✓ Les semelles isolées ;
- ✓ Les semelles continues sous mur ;
- ✓ Les semelles continues sous poteaux ;
- ✓ Les radiers.

2- Fondations profondes :

Elles sont utilisées dans le cas des sols ayant une faible capacité portante ou dans les cas où le bon sol se trouve à une grande profondeur, les principaux types de fondations profondes sont :

- ✓ Les pieux ;
- ✓ Les puits ;

VIII-1) Etude du sol de fondation :

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur 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 2m.

VIII-2) Choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation est conditionné par les critères suivants :

- ✓ La nature de l'ouvrage à fonder ;
- ✓ La nature du terrain et sa résistance ;
- ✓ Profondeur du bon sol ;
- ✓ Le tassement du sol.

VIII-3) Dimensionnement :

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement effort normal « N_{ser} » qui est obtenue à la base de tous les poteaux du SOUS-SOL.

$$A \times B \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

Homothétie des dimensions :

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = \frac{50}{50} = K = 1 \Rightarrow A = B \quad (\text{Poteau carré}).$$

D'où
$$B = \sqrt{\frac{N_s}{\sigma_{sol}}}$$

Exemple : $N_{ser} = 1875,49 \text{ kN}$, $\bar{\sigma}_{sol} = 200 \text{ kN/m}^2 \Rightarrow$

$$B = \sqrt{\frac{N_s}{\sigma_{sol}}} = \sqrt{\frac{1875,49}{200}} = 3,06 \text{ m}$$

Remarque : Vu que les dimensions des semelles sont très importantes, donc le risque de chevauchements est inévitable, alors il faut opter pour des semelles filantes.

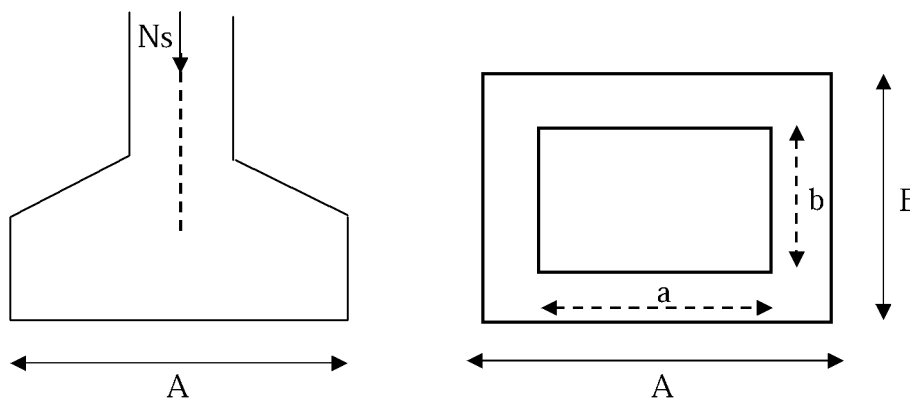


Figure VIII-1 : Semelle isolée.

Conclusion :

L'importance des dimensions des semelles isolées engendre un chevauchement, donc on opte pour des semelles filantes.

VIII-4) Semelles filantes :

VIII-4-1) Dimensionnement des semelles filantes sous les voiles:

$$\sigma_{sol} \geq \frac{N_s}{S} = \frac{G+Q}{B.L}$$

σ_{sol} : Capacité portante du sol ($\sigma_{sol} = 200 \text{ kN/m}^2 = 0,20 \text{ MPa}$)

B : Largeur de la semelle ;

G et Q : charge et surcharge à la base du voile ;

L : longueur de la semelle sous voile ;

$$\Rightarrow A \times B \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol} \cdot L} \Rightarrow B = \sqrt{\frac{N_s}{\sigma_{sol} \times L}}$$

Les résultats de calcul sont résumés sur le tableau ci – dessous :

Voile	$N_{ser}(kN)$	L (m)	B (m)	$S = B \times L (m^2)$
VL1	4848,53	2,10	3,397	7,1337
VL2	4848,53	2,10	3,397	7,1337
VL3	3172,84	2,10	2,748	5,7708
VL4	3172,84	2,10	2,748	5,7708
VL5	1045,08	1,40	1,932	2,7048
				$S_t = 28,51$

Tableau VIII-1 : Surface des semelles filantes sous voiles (sens longitudinal).

Voile	$N_{ser}(kN)$	L (m)	B (m)	$S = B \times L (m^2)$
VT1	3120,19	3,00	2,280	6,84
VT2	3120,19	3,00	2,280	6,84
VT3	3180,64	3,00	2,302	6,906
VT4	3180,64	3,00	2,302	6,906
VT5	1060,40	1,45	1,912	2,772
VT6	1060,40	1,45	1,912	2,772
				$S_t = 33,04$

Tableau VIII-2 : Surface des semelles filantes sous voiles (sens transversal).

La surface des semelles filantes sous les voiles est :

$$S_v = \sum S_i = 28,51 + 33,04 = 61,55 m^2.$$

VIII-4-2) Dimensionnement des Semelles filantes 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 une droite ou une surface plane telle que le centre de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

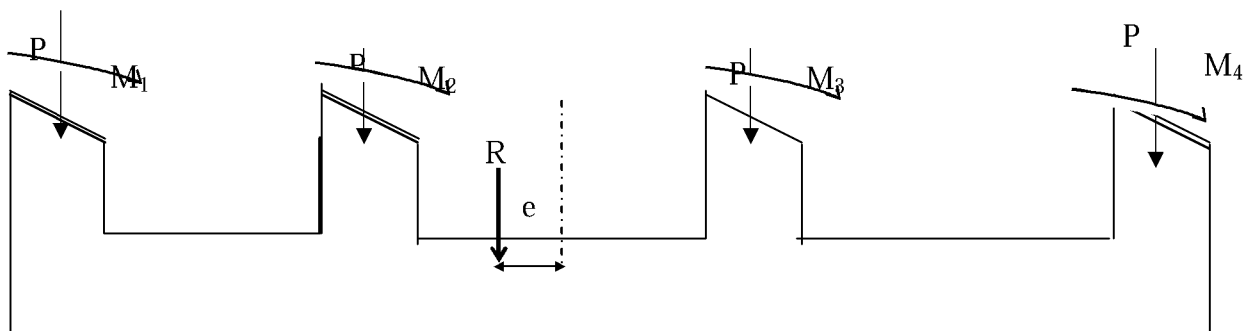


Figure VIII-2: Semelles filante sous poteaux.

❖ Etape de calcul :

- Détermination de la résultante des charges $R = \sum N_i$
- Détermination de la Coordonnée de la résultante des forces : $e = \frac{\sum N_i \times e_i + \sum M_i}{R}$
- Détermination de la Distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle :

Si : $e < \frac{L}{6} \Rightarrow$ Répartition trapézoïdale.

Si : $e > \frac{L}{6} \Rightarrow$ Répartition triangulaire

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \times \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L}\right) \quad q_{\max} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L}\right) \quad q_{(L/4)} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right)$$

On fera le calcul sur le portique transversal (fil de poteaux le plus sollicité).

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Application :

On fera le calcul sur le portique transversal (B-B)

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Poteaux	N _s (kN)	e _i (m)	N _s x e _i (kN.m)	M _i
C9	1386,82	-8,30	-11510,61	-10,998
C10	1470,16	-2,80	-4116,45	2.399
C11	1119,62	2,80	3134,94	1.620
C12	1875,49	8,30	15566,57	12,084
	$R = \sum N_i = 5852,09$		$\Sigma = 3074,45$	$\Sigma = 5,105$

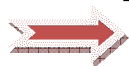
Tableau VIII-3 : Tableau des efforts normaux sous les poteaux

- Détermination de la distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle :

On a :

$$R = \Sigma N_i = 5852,09 \text{ kN}$$

$$e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R} = \frac{3074,45 + 5,105}{5852,09} = 0,52 \text{ m} < \frac{L}{6} = \frac{16,60}{6} = 2,76 \text{ m}$$



Nous avons une répartition trapézoïdale.

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \times \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L}\right) = \frac{5852,09}{16,60} \times \left(1 - \frac{6 \times 0,52}{16,60}\right) = 286,27 \text{ kN / ml}$$

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L}\right) = \frac{5852,09}{16,60} \times \left(1 + \frac{6 \times 0,52}{16,60}\right) = 418,79 \text{ kN/m}$$

$$q_{(L/4)} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right) = \frac{5852,09}{16,60} \times \left(1 + \frac{3 \times 0,52}{16,60}\right) = 385,66 \text{ kN/m}$$

- **Détermination de la largeur de la semelle :**

$$B \geq \frac{q_{(L/4)}}{\sigma_{\text{SOL}}} = \frac{385,66}{200} = 1,93 \text{ m} \text{ on prend } B = 2 \text{ m}$$

Nous aurons donc : $S = B \times L = 2 \times 16,6 = 33,20 \text{ m}^2$

Nous aurons la surface totale des semelles sous poteaux : $S_p = S \times n$

$$S_p = 33,20 \times 6 = 199,2 \text{ m}^2$$

$$S_t = S_p + S_v$$

$$S_t = 199,2 + 61,55 = 260,75 \text{ m}^2$$

La surface totale de la structure : $S_{st} = 18,60 \times 16,60 = 308,76 \text{ m}^2$

Avec :

n : Nombre de portique dans le sens considéré

Le rapport de la surface des semelles sur la surface de la structure est :

$$\frac{S_t}{S_{st}} = \frac{260,75}{308,76} = 0,8445$$

$$S_t > 50 \% S_{st}$$

La surface des semelles représente **84,45%**

Conclusion :

Les semelles filantes présentent de grandes largeurs provoquant un chevauchement entre elles occupant ainsi une superficie supérieure à **50 %** de la surface totale du bâtiment, pour cela nous opterons pour un radier général.

VIII-5) Calcul du radier général :

Un radier est défini comme étant une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constituées par les poteaux de l'ossature, il est soumis à la réaction du sol diminuée du poids propre du radier.

Le radier est :

- Rigide en son plan horizontal ;
- Permet une meilleur répartition de la charge sur le sol de la fondation ;
- Facilité de coffrage ;
- Rapidité d'exécution.

VIII-5-1) Pré dimensionnement du Radier :

✚ Sous voile :

1) La condition minimale d'épaisseur :

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ($h_{\min} \geq 25 \text{ cm}$).

2) Selon la condition forfaitaire :

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5} \Rightarrow 0,70m \leq h \leq 1,12m$$

h : épaisseur du radier

L_{\max} : distance entre deux voiles successifs ($L_{\max} = 5.60 \text{ m}$) ;

D'après ces conditions, nous adopterons une épaisseur du radier de **$h = 75 \text{ cm}$** .

✚ Sous poteaux :

❖ **La dalle** : La dalle du radier doit satisfaire la condition suivante :

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20}$$

Avec une hauteur minimale de 25cm

$$h_d \geq \frac{560}{20} = 28 \text{ cm}$$

Soit: **$h_d = 40 \text{ cm}$**

❖ **La nervure** : la nervure du radier doit avoir une hauteur :

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{560}{10} = 56 \text{ cm}$$

Soit: **$h_n = 80 \text{ cm}$**

La base de la nervure :

$$0,4h_n \leq b_n \leq 0,7h_n$$

$$0,4 \times 80 = 32 \text{ cm} \leq b_n \leq 0,7 \times 80 = 56 \text{ cm} \quad \text{On prend } \mathbf{b_n = 50 \text{ cm}}$$

VIII-5-2) Condition de longueur d'élasticité :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{K \cdot b}} \geq \frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} \cdot L_e \quad \text{Ce qui conduit à : } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}\right)^4 \cdot \frac{3 \cdot K}{E}}$$

Avec :

L_e : Longueur élastique ;

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface $K= 40MPa$ pour un sol moyen ;

I : L'inertie de la section du radier (pour une bande de **1m**) égal a $I =bh^3/12$.

E : Module de déformation longitudinale déferée $E= 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,86 MPa$

L_{max} : Distance maximale entre nus des nervures.

$$D'où : h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{3,14} \times 5,60\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10818,86}} = 1,20m$$

h = 1,20m

$$0,4h_n \leq b_n \leq 0,7h_n$$

$$0,4 \times 120 = 48cm \leq b_n \leq 0,7 \times 120 = 84cm \quad \text{On prend } \mathbf{b_n=60cm}$$

Conclusion :

D'après les calculs précédents on adopte le dimensionnement suivant :

$h_n = 120cm$ Hauteur de la nervure.

$h_d = 40cm$Hauteur de la dalle.

$b_n = 60 cm$Largeur de la nervure.

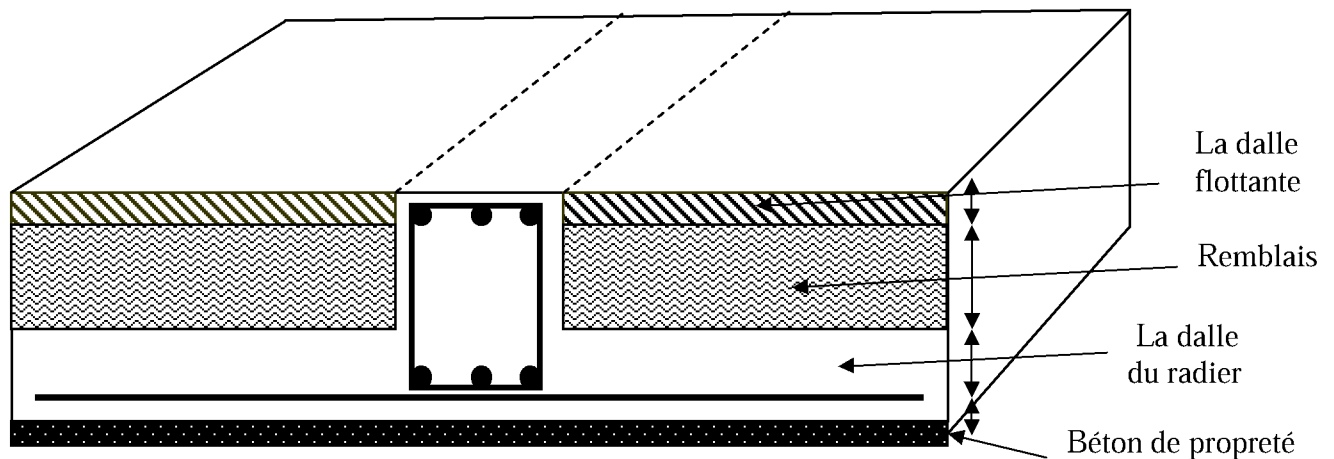


Figure VIII-3 : La coupe verticale d'un radier générale

VIII-5-3) Détermination des sollicitations de calcul :**Poids de la structure :**Charges permanentes $G = 46092,45 \text{ kN}$ d'après ETABSCharges d'exploitation $Q = 7574,37 \text{ kN}$ **Combinaisons d'actions :**à l'ELU: $N_u = 1,35 G + 1,5Q$

$$N_u = 1,35 \times 46092,45 + 1,5 \times 7574,37 = 73586,36 \text{ kN}$$

à l'ELS: $N_s = G + Q$

$$N_s = 46092,45 + 7574,37 = 53666,82 \text{ kN}$$

VIII-5-4) Détermination de la surface nécessaire du radier :

La surface du radier doit satisfaire les deux conditions suivantes :

$$\text{ELU: } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_u}{1,33 \times \sigma_{\text{SOL}}} = \frac{73586,36}{1,33 \times 200} = 276,64 \text{ m}^2$$

$$\text{ELS: } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_s}{\sigma_{\text{SOL}}} = \frac{53666,82}{200} = 268,33 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{bât}} = 308,76 \text{ m}^2 \geq S_{\text{rad}} = \max(276,64 ; 268,33) \text{ m}^2 = 276,64 \text{ m}^2$$

Remarque :

Nous remarquons que la surface totale du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, dans ce cas on opte juste pour un débord minimal que nous imposent les règles du BAEL, et il sera calculé comme suit :

$$L_{\text{déb}} \geq \max\left(\frac{h}{2}; 30 \text{ cm}\right) = \max\left(\frac{120}{2}; 30 \text{ cm}\right) = 60 \text{ cm}$$

★ Nous ajoutons au radier un débord de 80cm dans les quatre sens.
Donc on aura une surface totale de radier :

$$S_{\text{rad}} = S_{\text{bat}} + S_{\text{deb}}$$

$$S_{\text{déb}} = (18,6 \times 0,8 \times 2) + (16,6 \times 0,8 \times 2) = 56,32 \text{ cm}^2$$

$$S_{\text{rad}} = 308,76 + 56,32 = 365,08 \text{ cm}^2$$

VIII-5-5) Détermination des efforts à la base du radier :

1) Charges permanentes :

Poids du bâtiment $G_{\text{bat}} = 46092,45 \text{ kN}$

a- poids du radier :

Remarque:

G_{rad} = poids de la dalle + poids de la nervure + poids du remblais + poids de la dalle flottante + poids de débord

✚ Poids de la dalle :

$$P_1 = S_{\text{radier}} \times h_d \times \rho_b = 365,08 \times 0,4 \times 25 = \mathbf{3650,8 \text{ kN}}$$

✚ Poids des nervures :

$$P_2 = b \times (h_n - h_d) \times L \times n \times \rho_b$$

$$P_2 = 0,6 \times (1,2 - 0,4) \times 16,6 \times 6 + 0,6 \times (1,2 - 0,4) \times 18,6 \times 4 \times 25 = \mathbf{2088 \text{ kN}}$$

✚ Poids du remblai :

$$P_3 = (S_{\text{rad}} - S_{\text{ner}}) \times (h_{\text{rad}} - h_d) \times \rho$$

Avec : $S_{\text{ner}} = (1,2 \times 16,6 \times 6) + (1,2 \times 18,6 \times 4) = \mathbf{208,8 \text{ m}^2}$

$$P_3 = (365,08 - 208,8) \times (1,2 - 0,4) \times 17 = \mathbf{2125,408 \text{ kN}}$$

➤ Poids de la dalle flottante :

$$P_4 = (S_{\text{rad}} - S_{\text{ner}}) \times e_p \times \rho_b$$

$$P_4 = (365,08 - 208,8) \times 0,1 \times 25 = \mathbf{390,70 \text{ kN}}$$

D'où :

$$G_{\text{rad}} = P_1 + P_2 + P_3 + P_4$$

$$G_{\text{rad}} = \mathbf{3650,8 + 2088 + 2125,408 + 390,70}$$

$$G_{\text{rad}} = \mathbf{8254,91 \text{ kN}}$$

2) Surcharge d'exploitation :

➤ Surcharge du bâtiment $Q_{\text{bat}} = 7574,37 \text{ kN}$

➤ Surcharge du radier $Q_{\text{rad}} = 365,08 \times 2,5 = 912,7 \text{ kN}$

3) Poids total de la structure :

➤ $G_{\text{tot}} = G_{\text{radier}} + G_{\text{bat}} = 8254,91 + 46092,45 = 54347,36 \text{ kN}$

➤ $Q_{\text{tot}} = Q_{\text{bat}} + Q_{\text{radier}} = 7574,37 + 912,7 = 8487,07 \text{ kN}$

4) Combinaisons d'action :

à l'ELU : $N_u = 1,35 \times G + 1,5 \times Q$

$$= 1,35 \times 54347,36 + 1,5 \times 8487,07 = 86099,54 \text{ kN}$$

à l'ELS : $N_s = G + Q$

$$= 54347,36 + 8487,07 = 62834,43 \text{ kN}$$

VIII-5-6) Calcul des caractéristiques géométriques du radier :▪ **Centre de gravité du radier :**

Les coordonnées du centre de gravité du radier sont données par :

$$X_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} = 9,30m \quad \text{et} \quad Y_G = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i} = 8,30m$$

Avec :

S_i : Aire du panneau considéré ;

X_i, Y_i : Centre de gravité du panneau considéré

Moment d'inertie du radier :

$$I_{xx} = \sum_1^n \left(I_{xi} + S_i (X_i - X_G)^2 \right) \quad \text{et} \quad I_{yy} = \sum_1^n \left(I_{yi} + S_i (Y_i - Y_G)^2 \right)$$

$$I_{xx} = \frac{16,6 \times 18,6^3}{12} = 7090,16 m^4$$

$$I_{yy} = \frac{16,6 \times 18,6^3}{12} = 8901,55 m^4$$

VIII-5-7) Vérification :• **Vérification de contrainte de cisaillement :**

On doit vérifier :

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 MPa \right\} = \min \left\{ \frac{0,15 \times 25}{1,5} ; 4 MPa \right\} = 2,5 MPa$$

Avec :

$$b = 100 \text{ cm} ; d = 0,9 h_d = 0,9 \times 40 = 36 \text{ cm}$$

$$V_u^{\max} = \frac{q_u \times L_{\max}}{2} = \frac{N_u \times b \times L_{\max}}{2 S_{\text{radier}}} = \frac{86099,54 \times 1 \times 5,60}{2 \times 365,08} = 660,34 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{660,34 \times 10^3}{1000 \times 0,9 \times 400} = 1,83 \text{ MPa} < 2,5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

• **Vérification de la stabilité du radier :**

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- ✓ Effort normal (N) dû aux charges verticales.
- ✓ Moment de renversement (M) dû au séisme dans le sens considéré.

$$M_j = M_{j(K=0)} + T_{j(K=0)} \times h$$

Avec :

$M_{j(K=0)}$: Moment sismique à la base du bâtiment

$T_{j(K=0)}$: Effort tranchant à la base du bâtiment

I_{xi}, I_{yi} : Moment d'inertie du panneau considéré dans le sens considéré ;

h : Profondeur de l'infrastructure.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne:

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

On doit vérifier que :

$$L'ELU : \sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1,33 \cdot \sigma_{SOL}$$

$$L'ELS : \sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{SOL}$$

Avec :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \cdot V$$

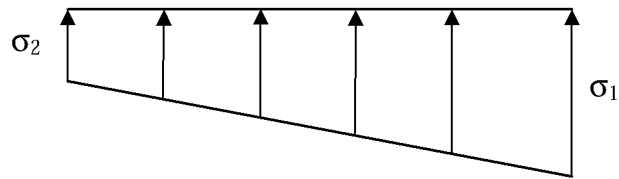


Figure VIII-4 : Diagramme des contraintes.

a) Calcul des moments :

$$M_{xx} = 47710,936 + 1851,81 \times 1,2 = 49933,11 \text{ kN.m}$$

$$M_{yy} = 47622,983 + 1859,65 \times 1,2 = 49854,56 \text{ kN.m}$$

❖ **ELU :**

Sens longitudinal (X-X) :

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_{xx}}{I_{yy}} \cdot X_G = \frac{86099,54}{365,08} + \frac{49933,11}{8901,55} \times 9,30 = 288 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_{xx}}{I_{yy}} \cdot X_G = \frac{86099,54}{365,08} - \frac{49933,11}{8901,55} \times 9,30 = 183,67 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 288 + 183,67}{4} = 261,92 \leq 1,33 \cdot \sigma_{sol} = 1,33 \times 200 = 266 \text{ kN/m}^2$$

⇒ **Condition vérifiée.**

Sens transversal (Y-Y) :

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_{yy}}{I_{xx}} \cdot Y_G = \frac{86099,54}{365,08} + \frac{49854,56}{7090,16} \times 8,30 = 294,19 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_{yy}}{I_{xx}} \cdot Y_G = \frac{86099,54}{365,08} - \frac{49854,56}{7090,16} \times 8,30 = 177,47 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 294,19 + 177,47}{4} = 265,01 \leq 1,33 \cdot \sigma_{sol} = 1,33 \times 200 = 266 \text{ kN/m}^2$$

⇒ **Condition vérifiée.**

❖ ELS :

Sens longitudinal (X-X) :

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_{xx}}{I_{yy}} \cdot X_G = \frac{62834,43}{365,08} + \frac{49933,11}{8901,55} \times 9,30 = 224,27 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_{xx}}{I_{yy}} \cdot X_G = \frac{62834,43}{365,08} - \frac{49933,11}{8901,55} \times 9,30 = 119,94 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 224,27 + 119,94}{4} = 198,18 \leq \sigma_{sol} = 200 \text{ kN} / \text{m}^2$$

⇒ Condition vérifiée

Sens transversal (Y-Y) :

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_{yy}}{I_{xx}} \cdot Y_G = \frac{62834,43}{365,08} + \frac{49854,56}{8901,55} \times 8,30 = 218,6 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_{yy}}{I_{xx}} \cdot Y_G = \frac{62834,34}{365,08} - \frac{49854,56}{8901,55} \times 8,30 = 125,62 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 218,6 + 125,62}{4} = 195,35 \leq \sigma_{sol} = 200 \text{ kN} / \text{m}^2$$

⇒ Condition vérifiée.

Remarque :

Du fait que les contraintes à la base du radier soient positives et représentent une répartition trapézoïdale, donc il n'y a pas risque de renversement du radier

- **Vérification au poinçonnement : (Art A.5.2, 42 /BAEL91)**

Aucun calcul n'exigé si la condition suivante est satisfaite :

$$N_u \leq \frac{(0,07 \cdot \mu_c \cdot h \cdot f_{c28})}{\gamma_b}$$

Avec :

N_u : Charge de calcul à l'ELU pour le poteau

μ_c : Périmètre du pourtour cisailé sur le plan du feuillet moyen du radier.

a : Epaisseur du voile ou du poteau.

b : Largeur du poteau ou du voile (une bonde de 1m).

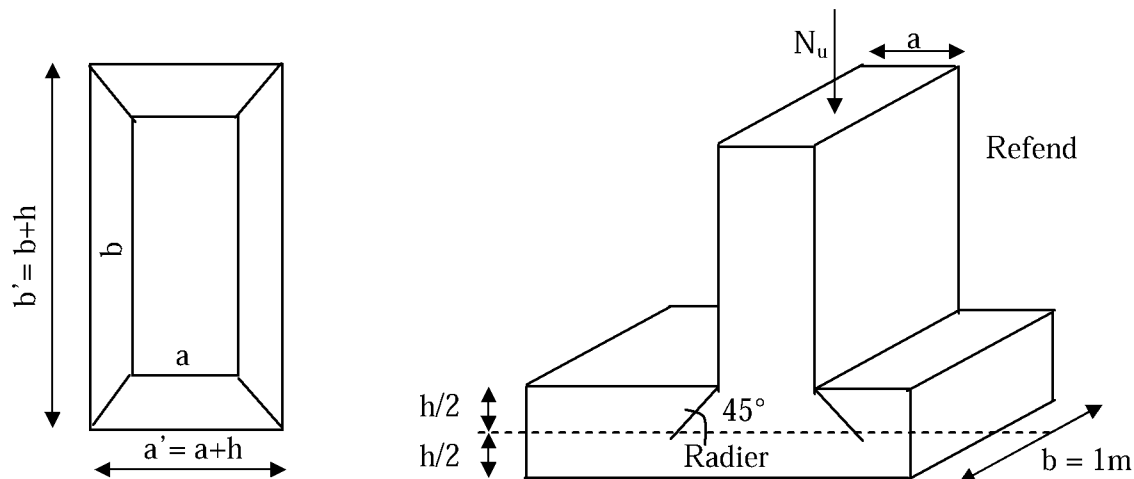


Figure VIII-5 : Périmètre utile des voiles et des poteaux.

Calcul du périmètre utile μ_c :

✓ **Vérification pour les poteaux :**

$$\mu_c = 2 \cdot (a' + b') = 2 \cdot (a + b + 2 \cdot h) = 2 \times (0,50 + 0,50 + 2 \times 1,2) = 6,80 \text{ m}$$

$$N_u = 2588,39 \text{ kN}$$

$$N_u < \frac{(0,07 \times 6,80 \times 1,2 \times 25 \cdot 10^3)}{1,5} = 9520 \text{ kN} \Rightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

✓ **Vérification pour les voiles:**

Nous considérons une bande de **1ml** du voile

• **Vérification de l'effort de sous pression :**

Cette vérification justifie le non soulèvement de la structure sous l'effet de la pression hydrostatique.

$$P \geq \alpha \times S_{rad} \times \gamma_w \times Z = 1,5 \times 365,08 \times 10 \times 1,2 = 6571,44 \text{ kN}$$

P : Poids total du bâtiment à la base du radier (P=8254,91kN)

α : Coefficient de sécurité vis à vis du soulèvement $\alpha = 1,5$

γ_w : Poids volumique de l'eau $\gamma_w = (10\text{kN/m}^3)$

Z : profondeur de l'infrastructure (h = 1,2m)

P=8254,91kN > 6571,44 kN donc pas de risque de soulèvement de la structure.

VIII-5-8) Ferrailage du radier :

Pour le calcul de ce radier, nous utilisons les méthodes exposées dans le BAEL.91/modifiée99.

A) Ferrailage de la dalle :

La dalle du radier sera étudiée comme une plaque rectangulaire soumise à un chargement uniforme, et encadrée sur quatre côtés nous distinguons deux cas :

*** 1^{er} Cas :**

Si : $\rho < 0,4$ la flexion longitudinale est négligeable.

$$M_{ox} = q_u \cdot \frac{L_x^2}{8} \quad \text{et} \quad M_{oy} = 0$$

*** 2^{eme} Cas :**

Si : $0,4 \leq \rho \leq 1$; 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 μ_x, μ_y sont donnés par les tables de PIGEAUD.

Avec :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \quad \text{avec} (L_x < L_y)$$

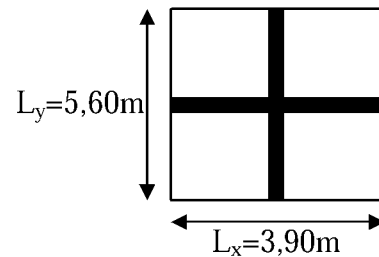
Remarque : Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, on adopte la même section d'armatures, en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

1) Identification du panneau le plus sollicité :

$$L_x = 3,90 \text{ m} \quad ; \quad L_y = 5,60 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3,90}{5,60} = 0,69$$

$0,4 < \rho \leq 1 \iff$ La dalle travaille dans les deux sens.



Pour le calcul du ferrailage, on soustrait de la contrainte σ_m^{\max} la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

$$ELU \Rightarrow \sigma_m^{\max} = \max(261,92; 265,01) = 265,01 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$ELS \Rightarrow \sigma_m^{\max} = \max(198,18; 195,35) = 198,18 \text{ kN} / \text{m}^2$$

L'ELU :

$$q_u = \sigma_m(ELU) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = (265,01 - \frac{8254,91}{365,08}) \times 1\text{m} = 242,39 \text{ kN} / \text{ml}$$

L'ELS :

$$q_s = \sigma_m(ELS) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = (198,18 - \frac{8254,91}{365,08}) \times 1\text{m} = 175,56 \text{ kN} / \text{ml}$$

2) Calcul a' L'ELU :

$$q_u = 242,39 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$\rho = 0,69 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0695 \\ \mu_y = 0,422 \end{cases}$$

a) Calcul des moments M_{ox} et M_{oy} :

$$M_{ox} = \mu_x \times q_u \times L_x^2 = 0,0695 \times 242,39 \times (3,90^2) = 256,23 \text{ kN}$$

$$M_{oy} = \mu_y \times M_{ox} = 0,422 \times 256,23 = 108,13 \text{ kN}$$

Remarque :

Si le panneau considéré est continu au-delà de ses appuis, alors :

- Moment en travée : $0,75M_{ox}$ ou $0,75M_{oy}$
- Moment sur appui : $0,5M_{ox}$ ou $0,5M_{oy}$

Si le panneau considéré est un panneau de rive dont l'appui peut assurer un encastrement Partiel alors :

- Moment en travée : $0,85M_{ox}$ ou $0,85M_{oy}$
- Moment sur appui de rive : $0,3M_{ox}$ ou $0,3M_{oy}$
- Moment sur appui intermédiaire : $0,5M_{ox}$ ou $0,5M_{oy}$

Afin de tenir compte du semi encastrement de cette dalle au niveau des nervures, les moments seront minorisés en leurs affectant un coefficient de $(-0,5)$ aux appuis et $(0,75)$ en travée.

b) Ferrailage dans le sens x - x :

- *Aux appuis :*

$$M_a = 0,5M_{ox} = 0,50 \times 256,23 = 128,11 \text{ kN}$$

$$\mu_u = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{128,11 \times 10^3}{100 \times 38^2 \times 14,2} = 0,062 < u_1 = 0,392 \Rightarrow (\text{SSA})$$

$$\mu_u = 0,062 \rightarrow \beta = 0,968 \quad (\text{Tableau})$$

$$A_{sa} = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{128,11 \times 10^3}{0,968 \times 38 \times 348} = 10 \text{ cm}^2$$

Soit : $10 \text{ HA}12 = 11,31 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

Avec : $S_t = 10 \text{ cm} < \min(3h, 33 \text{ cm})$;

- *En travée :*

$$M_t = 0,75 \times 256,23 = 192,17 \text{ kN}$$

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{192,17 \times 10^3}{100 \times 38^2 \times 14,2} = 0,094 < u_1 = 0,392 \Rightarrow (\text{SSA})$$

$$\mu_u = 0,094 \rightarrow \beta = 0,951 \quad (\text{Tableau})$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{192,17 \times 10^3}{0,951 \times 38 \times 348} = 15,28 \text{ cm}^2$$

Soit : $10 \text{ HA}14 = 15,39 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

Avec : $S_t = 10 \text{ cm} < \min(3h, 33 \text{ cm})$;

c) Ferrailage dans le sens y - y :

- Aux appuis :

$$M_a = 0,5M_{oy} = 0,50 \times 108,13 = 54,06 \text{ kN}$$

$$u_u = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{54,06 \times 10^3}{100 \times 38^2 \times 14,2} = 0,029 < u_1 = 0,392 \Rightarrow (\text{SSA})$$

$$u_u = 0,029 \rightarrow \beta = 0,986 \quad (\text{Tableau})$$

$$A_{sa} = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{54,06 \times 10^3}{0,986 \times 38 \times 348} = 4,15 \text{ cm}^2$$

Soit : 5 HA14 = 7,69 cm² / ml

Avec : S_t = 20cm < min (4h, 45 cm) ;

- En travée :

$$M_t = 0,75 \times 108,13 = 81,09 \text{ kN}$$

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{81,09 \times 10^3}{100 \times 38^2 \times 14,2} = 0,039 < u_1 = 0,392 \Rightarrow (\text{SSA})$$

$$\mu_u = 0,039 \rightarrow \beta = 0,9805 \quad (\text{Tableau})$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{81,09 \times 10^3}{0,9805 \times 38 \times 348} = 6,25 \text{ cm}^2$$

Soit : 5 HA14 = 7,69 cm² / ml

Avec : S_t = 20 cm < min (4h, 45 cm) ;

3) Calcul a LELS :

a) Calcul des moments M_{ox} et M_{oy} :

$$q_s = 175,56 \text{ kN/m}^2$$

$$\rho = 0,69 \longrightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0695 \\ \mu_y = 0,422 \end{cases}$$

Calcul des moments M_{ox}, M_{oy} :

$$M_{ox} = \mu_u \times q_s \times L_x^2 = 0,0695 \times 175,56 \times (3,90)^2 = 185,58 \text{ kN.m}$$

$$M_{oy} = \mu_y \times M_u = 0,75 \times 185,58 = 139,18 \text{ kN.m}$$

Calcul des moments aux appuis et en travées dans les deux sens :

Sens xx :

$$M_a = 0,5M_{ox} = 0,5 \times 185,58 = 92,79 \text{ kN.m}$$

$$M_t = 0,75M_{ox} = 0,75 \times 185,58 = 139,18 \text{ kN.m}$$

Sens yy :

$$M_a = 0,5M_{oy} = 0,5 \times 139,18 = 69,59 \text{ kN.m}$$

$$M_t = 0,75M_{oy} = 0,75 \times 139,18 = 104,38 \text{ kN.m}$$

b) Vérification des contraintes dans le béton :

On peut se dispenser de cette vérification, si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha = \frac{y}{d} < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

Sens	Zone	M _u	M _s	γ	μ	α	Rapport	Obs.
X- X	Appuis	128,11	92,79	1,38	0,062	0,0801	0,44	CV
	Travée	192,17	139,18	1,38	0,094	0,1236	0,44	CV
Y- Y	Appuis	54,06	69,59	0,776	0,029	0,0368	0,138	CV
	Travée	81,09	104,38	0,776	0,039	0,0497	0,138	CV

Tableau VIII-4 : Vérification des contraintes dans le béton.

c) Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \omega_0 \cdot b \cdot h \cdot \frac{3 - \rho}{2}$$

Avec : $\omega_0 = 0,0008$ pour HA Fe E400 et $\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0,69$

Sens x - x :

$$A_{\min} = 0,0008 \times 100 \times 40 \times \frac{3 - 0,69}{2} = 3,69 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Sens y - y :

$$A_{\min} = 0,0008 \times 100 \times 40 = 3,2 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Aux appuis : $\begin{cases} A_{ua}^x = 11,31 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3,69 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée} \\ A_{ua}^y = 7,69 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3,2 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée} \end{cases}$

En travée : $\begin{cases} A_{ut}^x = 15,39 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3,69 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée} \\ A_{ut}^y = 7,69 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3,2 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée} \end{cases}$

VIII-6) Ferrailage du débord :

Le débord est assimilé à une console rectangulaire soumise à une charge uniformément répartie comme illustré dans la figure ci-dessous. Le calcul se fera pour une bande de 1 mètre de longueur.

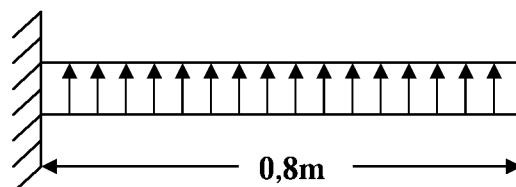


Figure VIII-6 : schéma statique de débord

1) Sollicitations de calcul :

a L'ELU : $q_u = 242,39 \text{ kN/ml}$

$$M_u = -\frac{q_u \cdot l^2}{2} = -\frac{242,39 \times 0,8^2}{2} = -77,56 \text{ KN.m}$$

a L'ELS : $q_s = 175,56 \text{ KN/ml}$

$$M_s = -\frac{q_s \cdot l^2}{2} = -\frac{175,56 \times 0,8^2}{2} = -56,17 \text{ KN.m}$$

2) Calcul des armatures :

$b = 1 \text{ m}$; $d = 38 \text{ cm}$; $f_{bc} = 14,2 \text{ MPa}$; $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$.

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{77,56 \times 10^3}{100 \times 38^2 \times 14,2} = 0,038 < \mu_r = 0,392$$

$$\mu_u = 0,038 \rightarrow \beta_u = 0,981$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{77,56 \times 10^3}{0,981 \times 38 \times 348} = 5,98 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit : $A_u = 4\text{HA}14/\text{ml} = 6,15 \text{ cm}^2$ Avec : $S_t = 25 \text{ cm}$.

3) Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{6,15}{4} = 1,54 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit : $A_r = 2\text{HA}10 = 1,57 \text{ cm}^2/\text{ml}$ Avec : $S_t = 20 \text{ cm}$.

4) Vérification à l'ELU :

Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} = \frac{0,23 \times 100 \times 38 \times 2,1}{400} = 4,59 \text{ cm}^2$$

$$A_u = 6,15 \text{ cm}^2 > A_{min} = 4,59 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

Conclusion :

Les armatures du radier sont supérieures à celles du débord $A_{radier} > A_{débord}$

Le ferrailage du débord sera la continuité de celui de radier (le prolongement des barres des poutres et de la dalle au niveau des appuis).

VIII-7) Ferrailage de la nervure :

Les nervures considérées comme des poutres doublement encastées

$h = 120 \text{ cm}$; $b = 60 \text{ cm}$; $c = 5 \text{ cm}$

Pour la détermination des efforts, on utilise le logiciel ETABS.

VIII-7-1) Détermination des efforts et calcul des armatures:

A- Sens longitudinal (X-X) :

ELU: $q_u = 242,39 \text{ kN/ml}$

ELS : $q_s = 175,56 \text{ kN/ml}$

1- ELU :

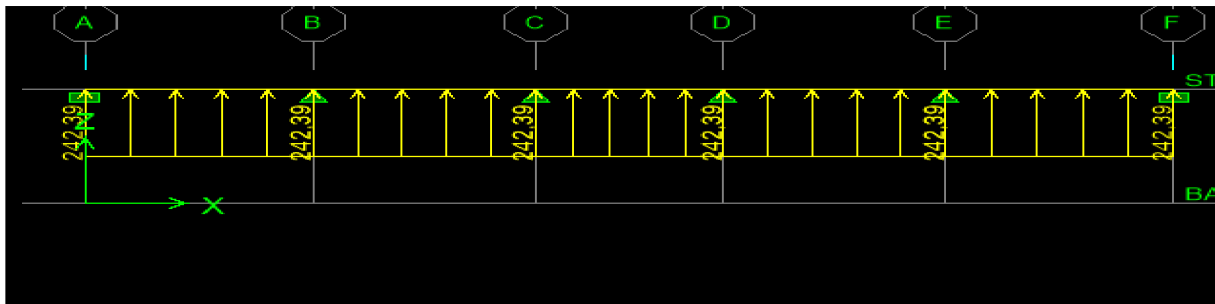


Figure VIII-7 : Le chargement à ELU.

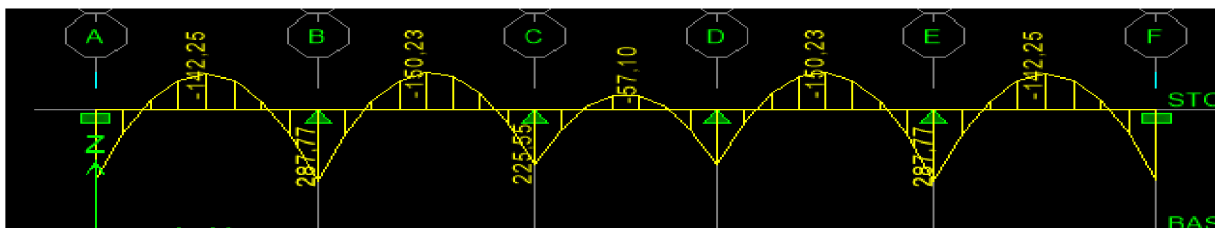


Figure VIII-8 : Diagramme des moments fléchissant à ELU.

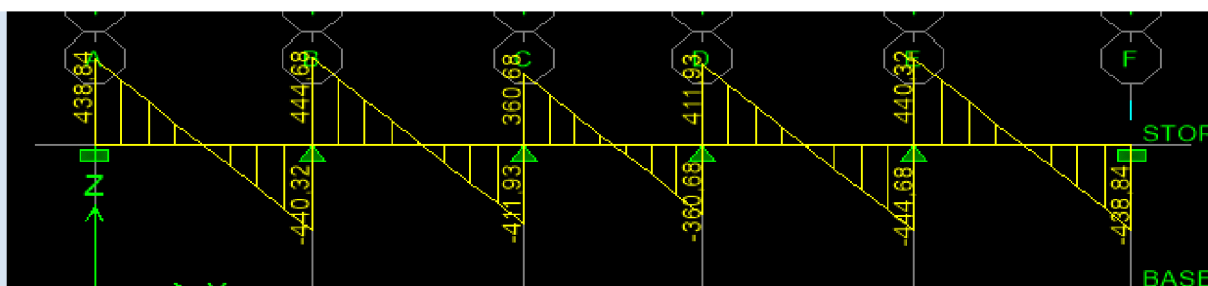


Figure VIII-9 : Diagramme des efforts tranchants à ELU.

Le ferrailage se fera avec les moments M_{\max} aux appuis et en travées dans le sens longitudinal et transversal.

Calcul des armatures:

$$M_t^{\max} = -150,23 \text{ kN.m}$$

$$M_a^{\max} = 287,77 \text{ kN.m}$$

$$b = 60 \text{ cm}, h = 120 \text{ cm}, d = 115 \text{ cm}, f_{bc} = 14,2 \text{ MPa}, \sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$$

• *Aux appuis :*

$$M_a = 294,99 \text{ kN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{287,77 \times 10^3}{60 \times 115^2 \times 14,2} = 0,026 < 0,392 = \mu_l \Rightarrow \text{Section Simplement Armée}$$

$$\mu_u = 0,026 \rightarrow \beta = 0,987$$

$$A_{sa} = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{287,77 \times 10^3}{0,987 \times 115 \times 348} = 7,28 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA14+4HA12= 10,67 cm²**

• *En travée :*

$$M_t = -150,23 \text{ kN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{150,23 \times 10^3}{60 \times 115^2 \times 14,2} = 0,014 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{Section Simplement Armée}$$

$$\mu_u = 0,014 \rightarrow \beta = 0,993$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{150,23 \times 10^3}{0,993 \times 115 \times 348} = 3,78 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA14= 6,15 cm²**

2- ELS :

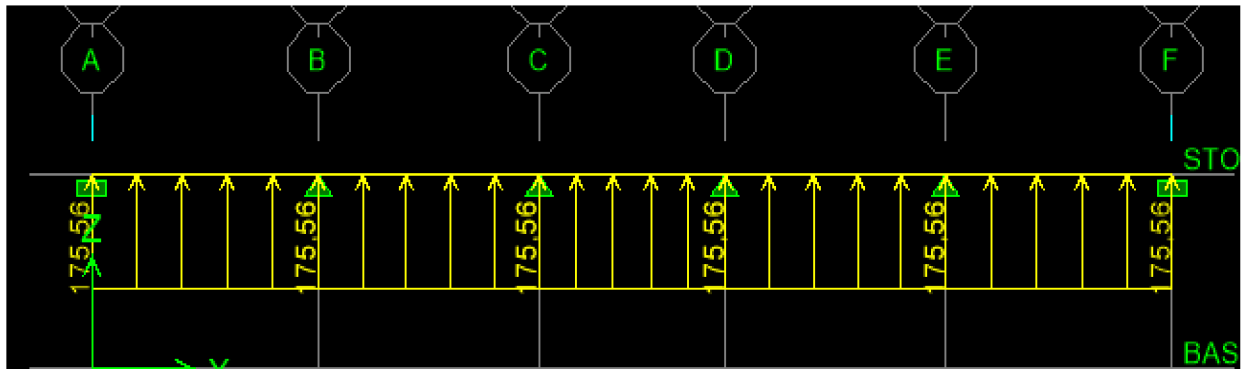


Figure VIII-10 : Le chargement à ELS.

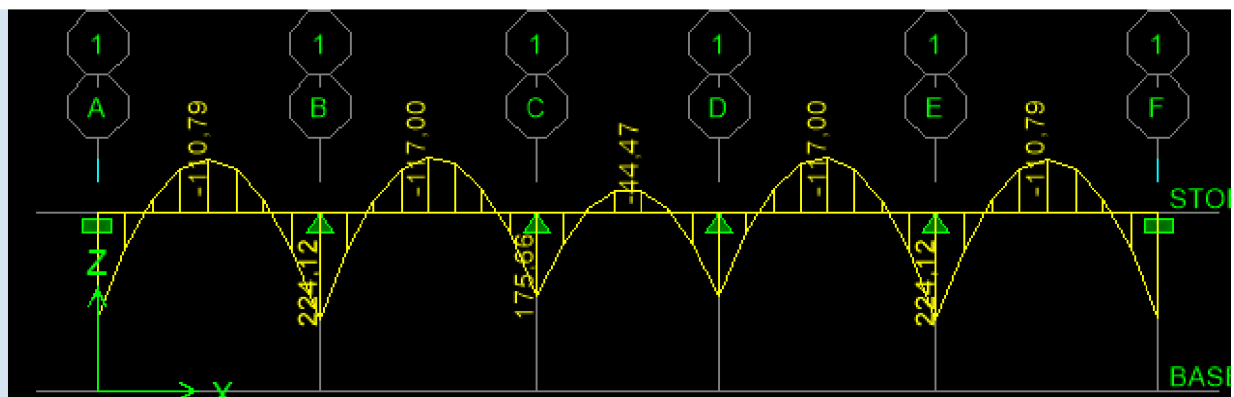


Figure VIII-11 : Diagramme des moments fléchissant à ELS.

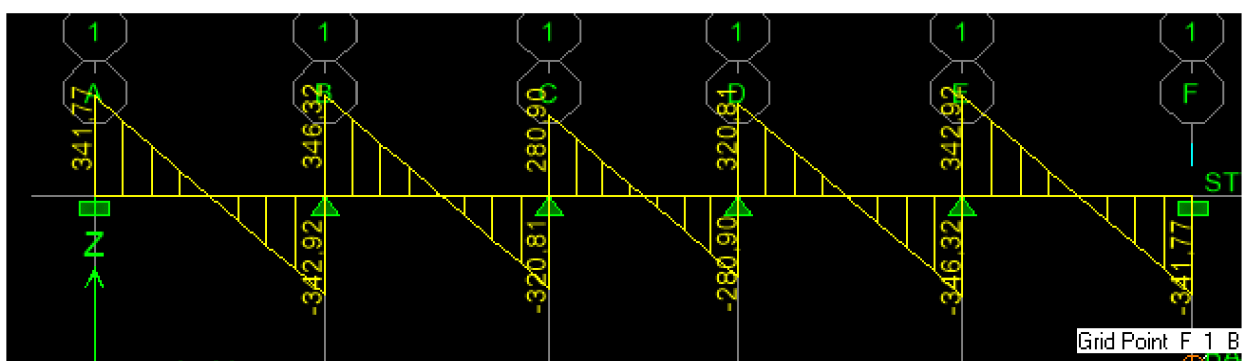


Figure VIII-12 : Diagramme des efforts tranchants à ELS.

Vérification à l'ELS :

On peut se dispenser de cette vérification, si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha = \frac{y}{d} < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

Sens	Zone	M _u	M _s	γ	μ	α	Rapport	Obs.
X- X	Appuis	287,77	224,12	1,28	0,026	0,0330	0,39	Vérifiée
	Travée	150,23	-117	1,28	0,014	0,0151	0,39	Vérifiée

Tableau VIII-5 : Vérifications à l'ELS dans le sens longitudinal.

B- Sens transversale :

ELU : q_u = 242,39 kN/m

ELS : q_s = 175,56 kN/m

1- ELU :

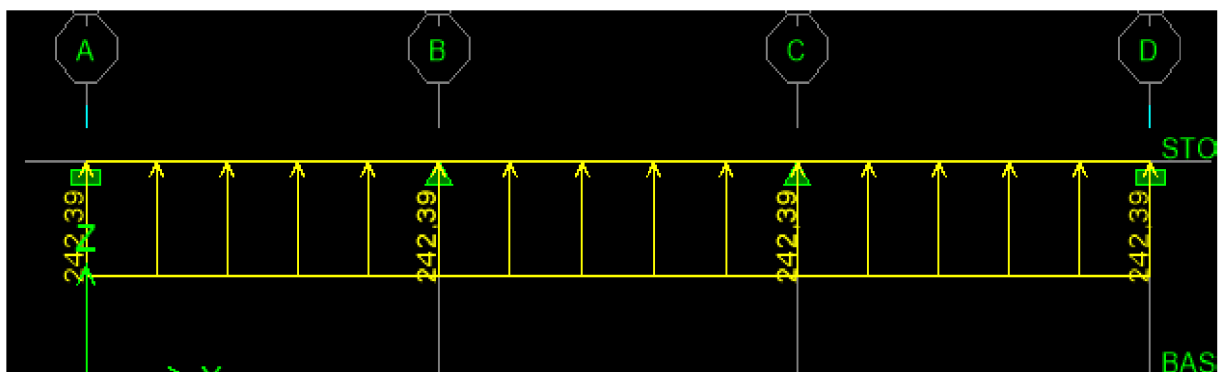


Figure VIII-13 : Le chargement à ELU.

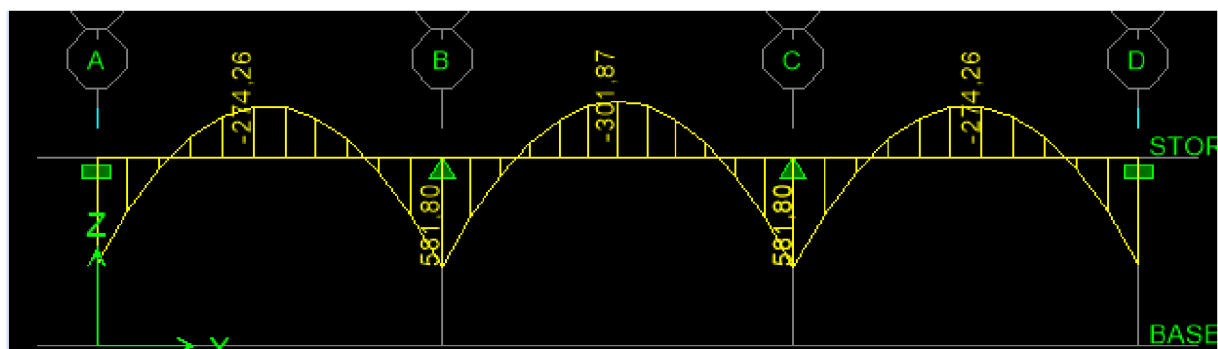


Figure VIII-14 : Diagramme des moments fléchissant à ELU.

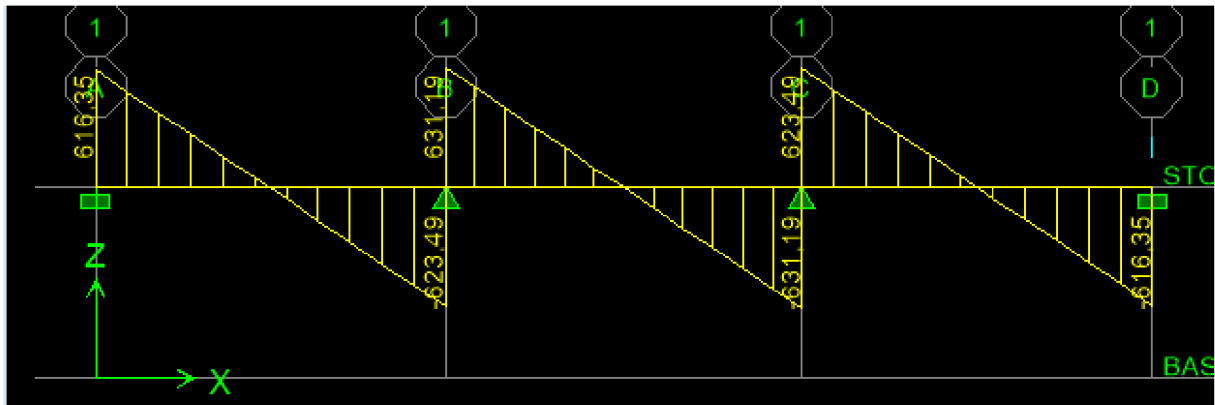


Figure VIII-15 : Diagramme des efforts tranchants à ELU.

Calcul des armatures :

$$M_t^{\max} = -301,87 \text{ kN.m}$$

$$M_a^{\max} = 581,80 \text{ kN.m}$$

$$b = 60 \text{ cm}, h = 120 \text{ cm}, d = 115 \text{ cm}, f_{bc} = 14,2 \text{ MPa}, \sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$$

• **Aux appuis :**

$$M_a = 581,80 \text{ kN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{581,80 \times 10^3}{60 \times 115^2 \times 14,2} = 0,052 < 0,392 = \mu_1 \Rightarrow \text{Section Simplement Armée}$$

$$\mu_u = 0,052 \rightarrow \beta = 0,973$$

$$A_{sa} = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{581,80 \times 10^3}{0,973 \times 115 \times 348} = 14,94 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 8\text{HA16} = 16,08 \text{ cm}^2$$

• **En travée :**

$$M_t = -301,87 \text{ kN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{301,87 \times 10^3}{60 \times 115^2 \times 14,2} = 0,027 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow \text{Section Simplement Armée}$$

$$\mu_u = 0,027 \rightarrow \beta = 0,9875$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{301,87 \times 10^3}{0,9875 \times 115 \times 348} = 7,64 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 4\text{HA16} = 8,04 \text{ cm}^2$$

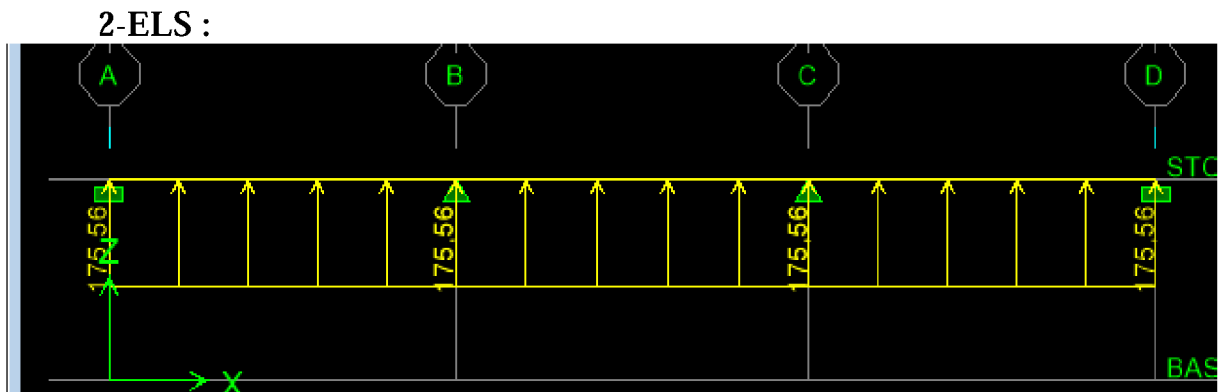


Figure VIII-16 : Le chargement à ELS.

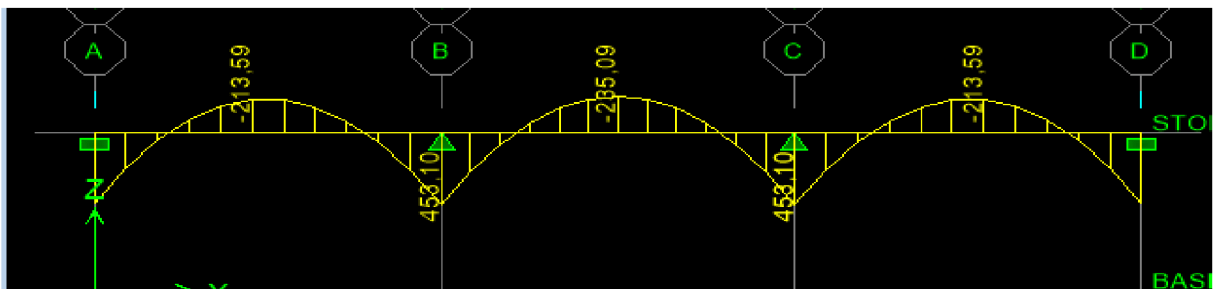


Figure VIII-17 : Diagramme des moments fléchissant à ELS.

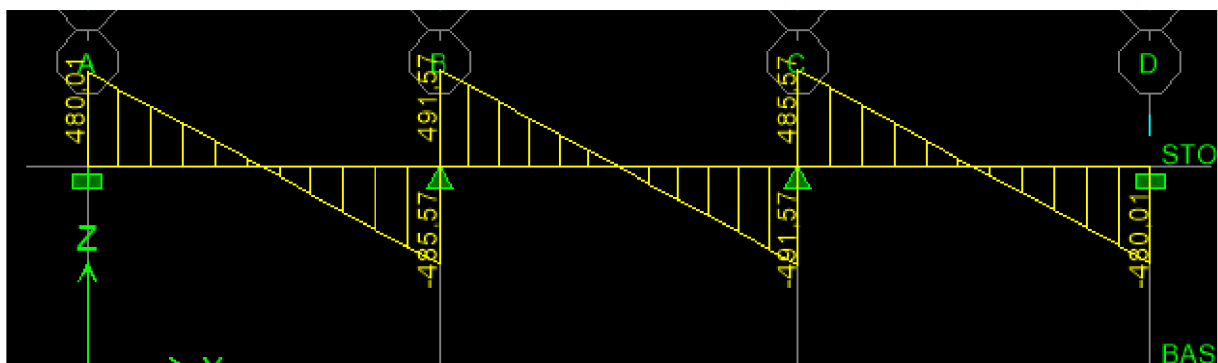


Figure VIII-18 : Diagramme des efforts tranchants à ELS.

Vérification à l'ELS :

On peut se dispenser de cette vérification, si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha = \frac{y}{d} < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

Sens	Zone	M _u	M _s	γ	μ	α	Rapport	Obs.
Y- Y	Appuis	581,80	453,10	1,28	0,052	0,0667	0,39	Vérifiée
	Travée	-301,87	-235,09	1,28	0,027	0,0317	0,39	Vérifiée

Tableau VIII-6 : Vérifications à l'ELS dans le sens transversal.

VIII-8) Vérification à l'ELU :

• **Diamètre minimal :**

Selon le BAEL91, le diamètre minimal des armatures transversales doit vérifier :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{16}{3} = 5,33 \text{ mm}$$

$$\text{soit } \phi_t = 8 \text{ mm}$$

➤ **Espacement des armatures :**

- En zone nodale :

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\phi_t \right\} = \min \{30 ; 19,2\} \quad \text{Soit : } \mathbf{St = 15 \text{ cm.}}$$

- En zone courante :

$$S_t \leq h/2 = 60 \text{ cm.}$$

$$\text{Soit : } \mathbf{St = 20 \text{ cm.}}$$

➤ **Armatures transversales minimales :**

$$A_{min} = 0,003 S_t b = 0,003 \times 20 \times 60 = 3,6 \text{ cm}^2.$$

$$\phi \leq \min \left\{ \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \phi_L \right\} = \min \left\{ \frac{1200}{35} ; \frac{600}{10} ; 16 \right\} = \min \{34,3 \text{ mm} ; 60 \text{ mm} ; 16 \text{ mm}\} = 10 \text{ mm}$$

$$\text{Soit : } \phi = 10 \text{ mm}$$

$$\text{Soit : } A_t = 6\text{HA}10 = 4,71 \text{ cm}^2 \text{ (2 cadre et un étrier)}$$

➤ **Condition de non fragilité (BAEL.91.art :A.4.2)**

$$A_{min} = \frac{0,23 b d f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 60 \times 115 \times 2,1}{400} = 8,33 \text{ cm}^2$$

Les sections d'armatures adoptées vérifient cette condition.

➤ **Vérification de la contrainte de cisaillement (BAEL.91.art :A.5.1, 211):**

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa}$$

Avec :

$$T_{u \max} = 444,68 \text{ kN dans le sens longitudinal}$$

$$T_{u \max} = 631,19 \text{ kN dans le sens transversal}$$

$$\text{Sens X - X : } \tau_u = \frac{444,68 \times 10^3}{600 \times 1150} = 0,64 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

VIII-9) Vérifications à l'ELS :**✚ Aux appuis :**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{287,77}{224,12} = 1,28$$

$$\alpha = 0,0330 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,39 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

✚ En travée :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{150,23}{117} = 1,28$$

$$\alpha = 0,0151 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,39 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

Donc il n'y a pas lieu de faire les vérifications à l'ELS.

Chapitre IX

Etude du mur plaque

IX) INTRODUCTION :

Afin de relier l'infrastructure a la superstructure et réaliser l'encastrement de la structure dans le sol, nous prévoyons un mur plaque qui doit assurer la fonction de soutènement et résister à la pression latérale des terres et toutes surcharges qui nécessitent la détermination de la répartition des contraintes auxquelles il est soumis ou qu'il mobilise

IX-1) Pré- dimensionnement :

On opte pour une épaisseur de 25cm.

IX-2) Méthode de calcul :

Le mur plaque sera calculé comme une console verticale encadrée au niveau de la semelle (débord) et simplement appuyé au plancher du 2ème sous-sol.

Un joint de 1cm d'épaisseur, qui sera occupé par une feuille de polyane, est pris en compte entre le mur et le verso des poteaux.

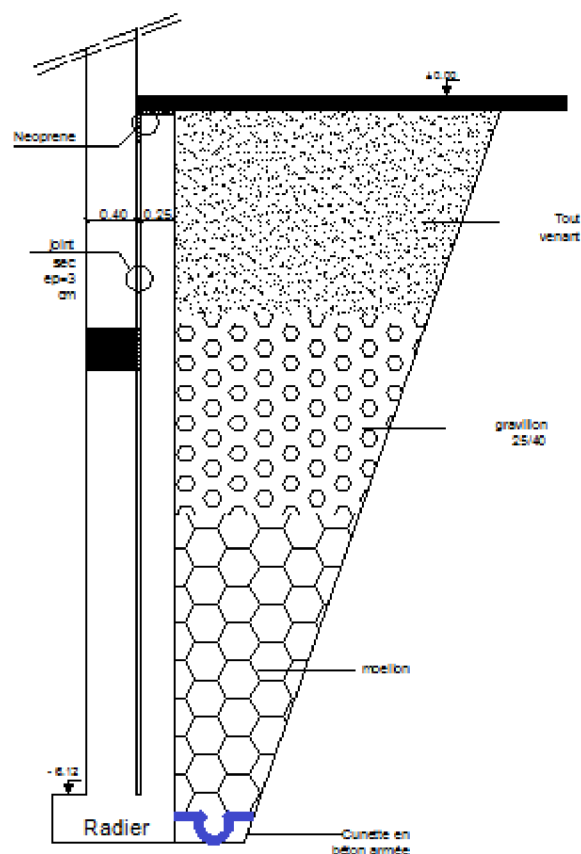


Figure IX-1: Schéma du mur plaque

a) Détermination des sollicitations :

Dans notre cas on a un sol frottant ($\varphi \neq 0$; $C = 0$) notre voile plaque est conçu pour retenir la totalité des poussées des terres, dont les contraintes qui s'exercent sur la face du voile sont :

σ_H : Contrainte horizontale

σ_V : Contrainte verticale

$$\sigma_H = K_0 \times \sigma_r$$

$$K_0 = \frac{1 - \sin \varphi}{\cos \varphi}$$

Avec :

K_0 : Coefficient de poussée des terres.

φ : Angle de frottement interne

b) Les caractéristiques mécaniques et physiques du sol :

- Surcharge éventuelle : $q = 10 \text{ KN} / \text{m}^2$
- Poids volumique des terres : $\gamma = 17 \text{ KN} / \text{m}^3$
- Angle de frottement : $\varphi = 30^\circ$
- Cohésion : $C = 0$
- La contrainte admissible du sol : $\sigma_{\text{sol}} = 2 \text{ bars}$

c) Les contraintes qui s'exercent sur la face du mur sont :

Les caractéristiques qui s'exercent sur la face du mur sont :

$$\sigma_h = K_0 \times \sigma_v$$

$$\sigma_v = q + (\gamma \times h) \text{ tel que : } 0 < h < H$$

Avec :

σ_h : contrainte horizontale

K_0 : coefficient de poussée des terres au repos

σ_v : contrainte verticale

Puisque le sol est pulvérulent \rightarrow la relation de Jacky est applicable

$$\Rightarrow K_0 = 1 - \sin \varphi = 1 - \sin 30 = 0.5$$

K_0 : coefficient de poussée des terres au repos.

φ : angle de frottement interne.

d) Calcul des sollicitations :

➤ Calcul à l'ELU:

- $\sigma h = K_0 \times \sigma v = K_0 \times (1.35 \times \gamma \times h + 1.5 \times q)$
- $h = 0 \rightarrow \sigma h = 0.5 \times (1.5 \times 10) = 7.5 \text{ kN/ m}^2$
- $h = 1.53 \rightarrow \sigma h = 0.5 \times (1.35 \times 17 \times 1.53 + 1.5 \times 10) = 25.06 \text{ kN/ m}^2$
- $h = 6.15 \rightarrow \sigma h = 0.5 \times (1.35 \times 17 \times 6.15 + 1.5 \times 10) = 78.07 \text{ kN/ m}^2$

➤ Calcul à l'ELS:

- $\sigma h = K_0 \times \sigma v = K_0 \times (\gamma \times h + q)$
- $h = 0 \rightarrow \sigma h = 0.5 \times (10) = 5 \text{ kN/ m}^2$
- $h = 1.53 \rightarrow \sigma h = 0.5 \times (17 \times 1.53 + 10) = 18 \text{ kN/ m}^2$
- $h = 6.15 \rightarrow \sigma h = 0.5 \times (17 \times 6.15 + 10) = 57.27 \text{ kN/ m}^2$

e) Diagrammes des contraintes :

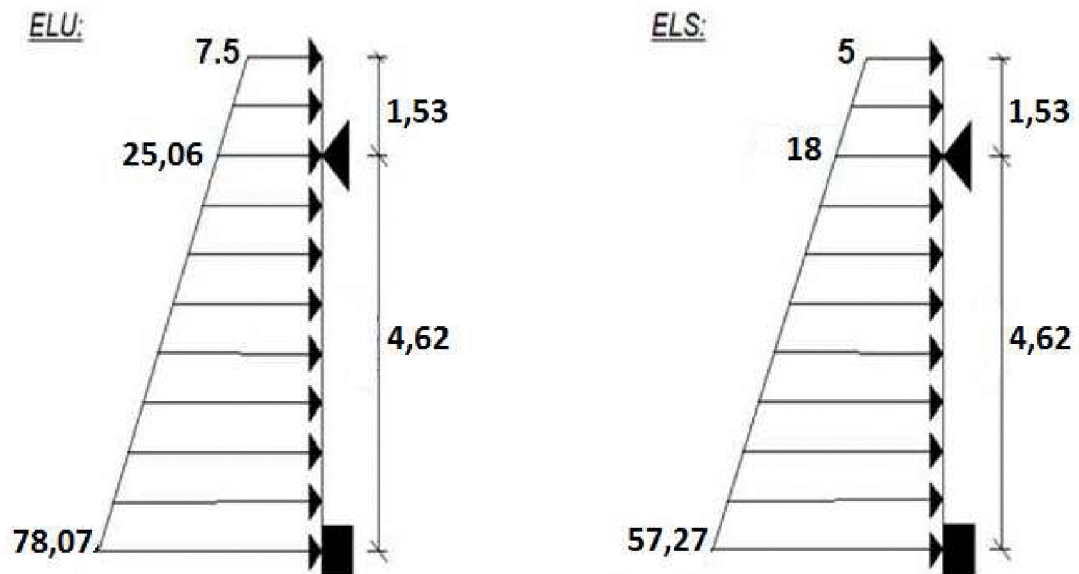


Figure IX-2 : Diagrammes des contraintes.

f) Charges moyennes :

La charge moyenne à considérer dans le calcul d'une bande de 1mètre est :

$$\text{ELU : } q_u = \frac{3\sigma_{h2} + \sigma_{h1}}{4} \times 1 \text{ m} = \frac{3 \times 78,07 + 7,5}{4} \times 1 = 60,42 \text{ kN/ml}$$

$$\text{ELS : } q_s = \frac{3\sigma_{h2} + \sigma_{h1}}{4} \times 1 \text{ m} = \frac{3 \times 57,27 + 5}{4} \times 1 = 44,20 \text{ kN/ml}$$

IX-3) Ferrailage du mur plaque :

➤ Calcul des sollicitations :

Le calcul se fait pour une bande de 1mètre : ($b=1\text{m} = 100\text{cm}$)

La détermination des moments de flexion se fera à l'aide du logiciel ETABS

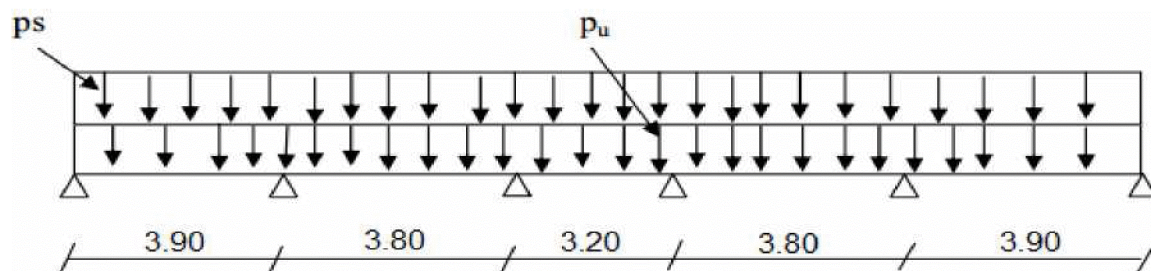
Sens XX :

Figure IX-3 : schéma statique du mur plaque dans le sens X-X

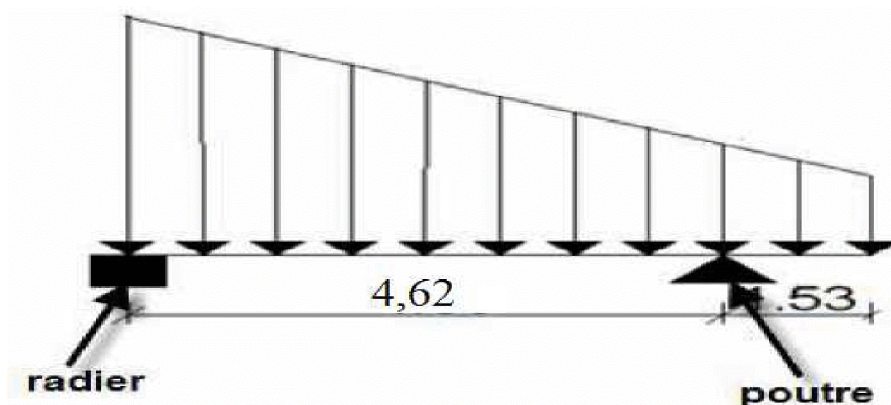
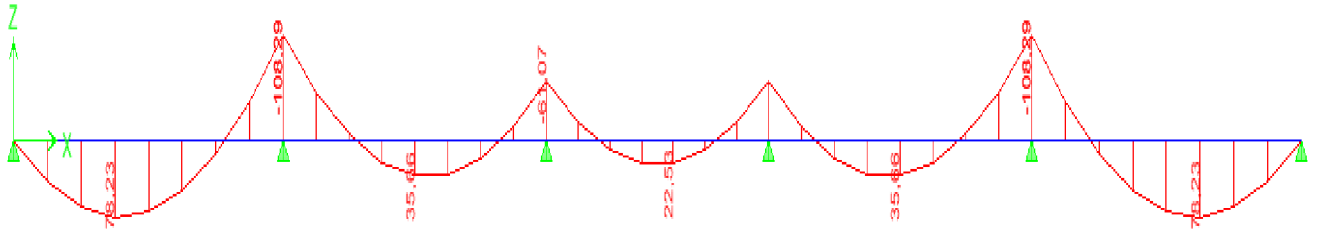
Sens YY :

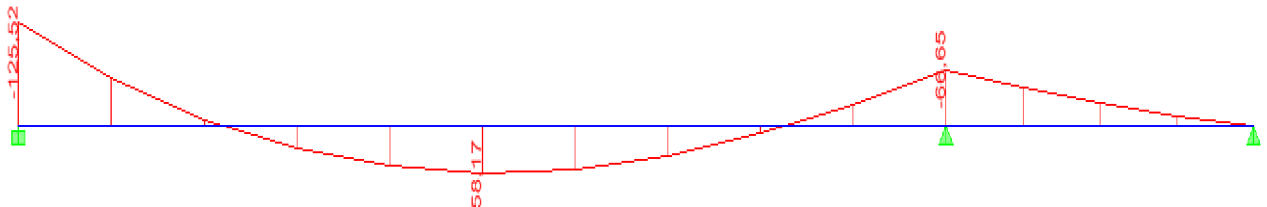
Figure IX-4 : Schéma statique du mur plaque dans le sens Y-Y

Diagramme des moments:

Sens XX :



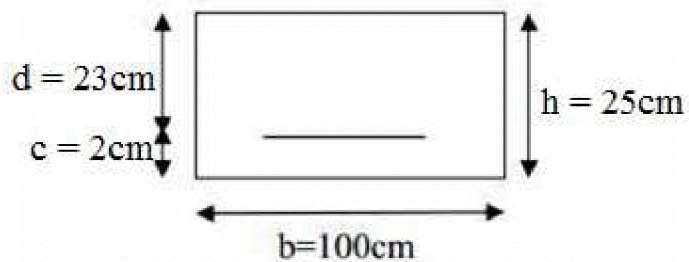
Sens YY :



IX-4) Ferrailage a l'ELU :

❖ Les armatures longitudinales :

Le ferrailage se fera pour une bande de 1 m, en considérant le moment maximal au niveau d'appui et en travée.



$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} ; f_{bu} = 14,2 \text{ MPa}$$

$$A = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s}$$

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

Le résumé des calculs est donné dans le tableau suivant :

Sens	Zone	M _u (kN.m)	μ _u	Section	β	A _{min}	A	A _{adoptée}	Ferrailage
X-X	Appuis	108,29	0,144	SSA	0,922	2,78	14,67	15,4	10HA14
	Travée	78,23	0,104	SSA	0,945	2,78	10,60	11,3	10HA12
Y-Y	Appuis	125,52	0,167	SSA	0,908	2,78	17,00	20,09	10HA16
	Travée	58,17	0,077	SSA	0,959	2,78	7,88	11,3	10HA12

❖ Les armatures transversales :

Travée : $A_H = \frac{A_s}{4} = \frac{11,31}{4} = 2,83 \text{ cm}^2$
 Soit : 4HA10/ml = 3,14 cm²

Appuis : $A_H = \frac{20,09}{4} = 5,02 \text{ cm}^2$
 Soit : 6HA12/ml = 6,79 cm²

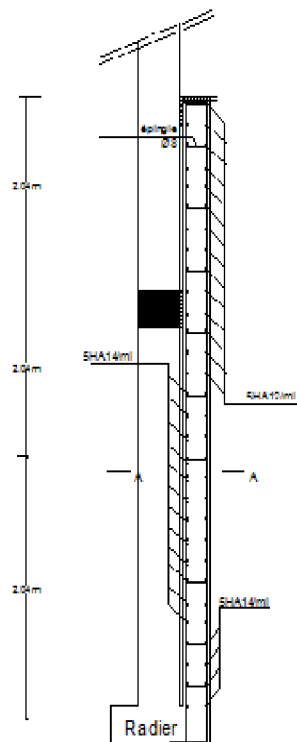


Figure IX-5 : Schéma statique du ferrailage du mur plaque

➤ **Recommandation du RPA :**

Le mur doit avoir les caractéristiques suivantes :

- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimal des armatures est de (0.1%B) dans les deux sens (horizontal et vertical) :

$$(b=1m=100cm ; h : \text{épaisseur du voile} = 25cm)$$

$$A \geq 0.001 \times b \times h = 0.001 \times 100 \times 25 = 2,5 \text{ cm}^2.$$

- Les deux nappes sont reliées par quatre (04) épingles/m² de HA8.

IX-5) Vérifications à l'ELU :

a) Espacement des barres :

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

Armatures principales : $St < \min(3h ; 33cm)$

Dans le sens XX : $St = \frac{b}{5} = \frac{100}{5} = 20cm < 33cm \Rightarrow$ condition vérifiée.

Dans le sens YY : $St = \frac{b}{5} = \frac{100}{5} = 20cm < 33cm \Rightarrow$ condition vérifiée.

b) Condition de non fragilité : (Art. A.4.2/ BAEL) :

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{adopté} > A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 23 \times \frac{2,1}{400} = 2,77 \text{ cm}^2$$

$A_{adopté} > A_{min} = 2,77 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ condition vérifiée.

c) Calcul de la longueur de scellement des barres :

Elle correspond à la longueur d'acier adhérent au béton nécessaire pour que l'effort de traction ou de compression demandé à la barre puisse être mobilisé.

$$\text{Avec : } L_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2,835} = 35,27 \text{ cm}$$

→ Pour Ø12 : $L_s = 42.33cm \Rightarrow L_s = 45cm$

→ Pour Ø10 : $L_s = 35.27cm \Rightarrow L_s = 40cm$

Pour l'ancrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égale à « 0.4 » pour les barres a haute adhérence selon le BAEL91 modifiée 99 Art A.6.1,21.

→ Pour Ø12 : $La = 16.92cm \Rightarrow La = 18cm$

→ Pour Ø10 : $La = 14.10cm \Rightarrow La = 16cm$

d) Calcul des armatures transversales :

Selon le BAEL91 modifiée 99 : le diamètre des armatures transversales est :

$$\emptyset \leq \min \left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \emptyset i \right) ; \emptyset \leq \min \left(\frac{1000}{35}; \frac{100}{10}; \emptyset i \right)$$

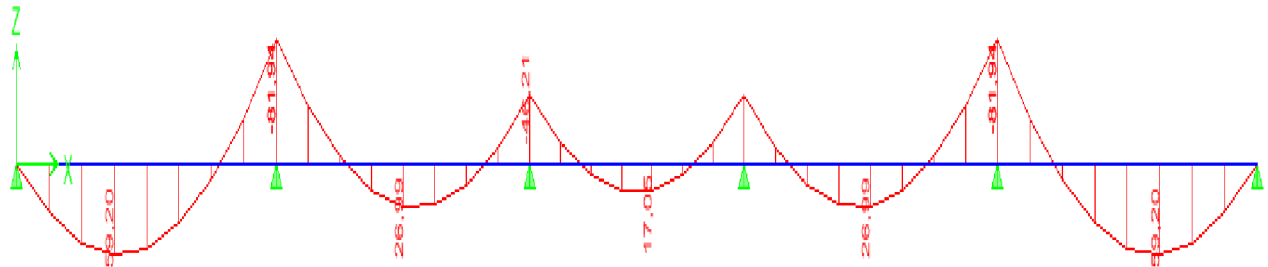
$$\emptyset \leq \min (28.57 ; 10 ; 10)$$

Soit : $\emptyset = 10mm$

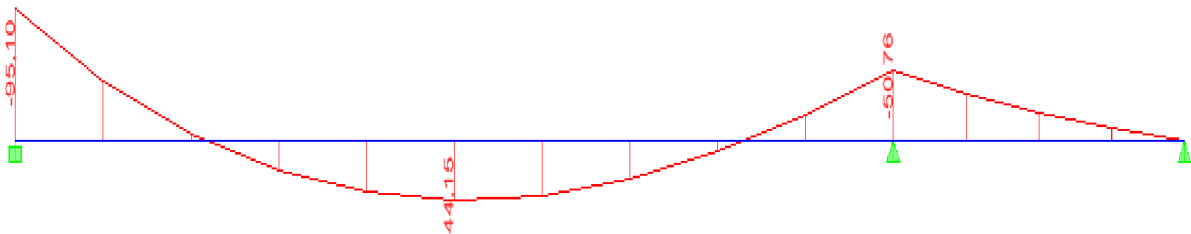
IX-6) Vérifications à l'ELS :

➤ Diagramme des moments:

Sens XX :



Sens YY :



A-Etat limite d'ouverture des fissures (Art.A.5.3.2/BAEL91) :

Notre mur plaque peut être en contact direct avec l'eau, dans notre cas nous allons considérer les fissurations comme étant préjudiciable :

$$\sigma = \min \left\{ \frac{3}{2}f_e; \max (0.5f_e; 110 \times \sqrt{\eta \times ft_j}) \right\}$$

Avec :

- f_e : désigne la limite d'élasticité des aciers utilisés, exprimée en MPa
- ft_j : la résistance caractéristique a la traction du béton, exprimée en MPa
- η : un coefficient numérique, dit coefficient de fissuration, qui vaut 1 pour les ronds lisses y compris les treillis soudés formés de fils tréfilés lisses et 1.6 pour les armatures a haute adhérence, sauf le cas des fils de diamètre inférieur à 6mm pour lesquels nous prendrons 1.3.

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400; \max (0.5 \times 400; 110 \times \sqrt{1,6 \times 2,1}) \right\}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \{ 266.67; \max (200; 201.63) \} = 201.63 \text{ MPa}$$

B- Etat limite dans le béton :

Contrainte dans l'acier : nous devons donc s'assurer que : $\sigma \leq \bar{\sigma}_s$

$$\rho = \frac{100A_s}{b \times d} \quad \text{avec : } K = \frac{1}{K_1}$$

D'où la contrainte dans les aciers est : $\sigma_s = \frac{M_s}{A_s \times \beta \times d}$

Contrainte dans le béton : $\sigma_{bc} = K \times \sigma_s$

Sens		M _s	A _u	ρ	β	K ₁	σ _s	σ _b	σ̄ _b	Observation
X-X	Appuis	81,94	15,4	0.66	0,881	27,02	262,58	9,71	15	Observé
	Travée	59,20	11,3	0.49	0,894	32,17	254,78	7,91	15	Observé
Y-Y	Appuis	95,10	20,09	0.87	0,868	22,88	237,11	10,36	15	Observé
	Travée	44,15	11,3	0.49	0,894	32,17	190,01	5,90	15	Observé

C- Etat limite de déformation :

Nous devons justifier l'état limite de déformation par un calcul de flèche, cependant nous pouvons se dispenser de cette vérification sous réserve de vérifier les trois conditions suivantes :

➤ $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$

➤ $\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0}$

➤ $\frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e}$

Avec :

- h = 30 cm hauteur totale,
- L : portée entre nus d'appuis,
- M_t : moment maximum en travée,
- M₀ : valeur maximum du moment isostatique,
- A : section des armatures,
- b : longueur da la section,
- d : hauteur utile de la section droite.

• **Sens X-X :**

M_t = 0.75 M_{0X} = 0.75 × 59,20 = 44,4 kN.m
 q_s = 44,20 kN/ml
 M₀ = q_s × l²/8 = 44,2 × (3,9²/8) = 84,03 kN.m
 h/l = 25/100 = 0,25 > 1/16 = 0,0625.....condition vérifiée.
 h/l = 25/100 = 0,25 > 44,4/(10×84,03) = 0,052.....condition vérifiée.
 A_s/bxd = 10,09/100×23 = 0,004 < 4,2/400 = 0,0105.....condition vérifiée.

• **Sens Y-Y :**

$$M_t = 0.75 M_{0x} = 0.75 \times 44,15 = 33,11 \text{ kN.m}$$

$$q_s = 44,20 \text{ kN/ml}$$

$$M_0 = q_s \times l^2 / 8 = 44,20 \times (6,15^2 / 8) = 208,96 \text{ kN.m}$$

$$h/l = 25/100 = 0,25 > 1/16 = 0,0625 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$h/l = 25/100 = 0,25 > 33,11 / (10 \times 208,96) = 0,015 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$A_s / b \times d = 7,36 / 100 \times 23 = 0,0032 < 4,2 / 400 = 0,0105 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

D-Contrainte tangentielle :

$$\tau_u = \frac{0,8 f_{c28}}{\gamma_d} = \frac{0,15 \times 25}{1,5} = 25 \text{ MPa}$$

$$V_x = q_s \times 1 = 44,20 \times 3,9 = 172,38 \text{ kN}$$

$$V_y = q_s \times 1 = 44,20 \times 6,15 = 271,83 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b \times d} = \frac{271,83 \times 10^3}{1000 \times 230} = 1,18 \text{ MPa}$$

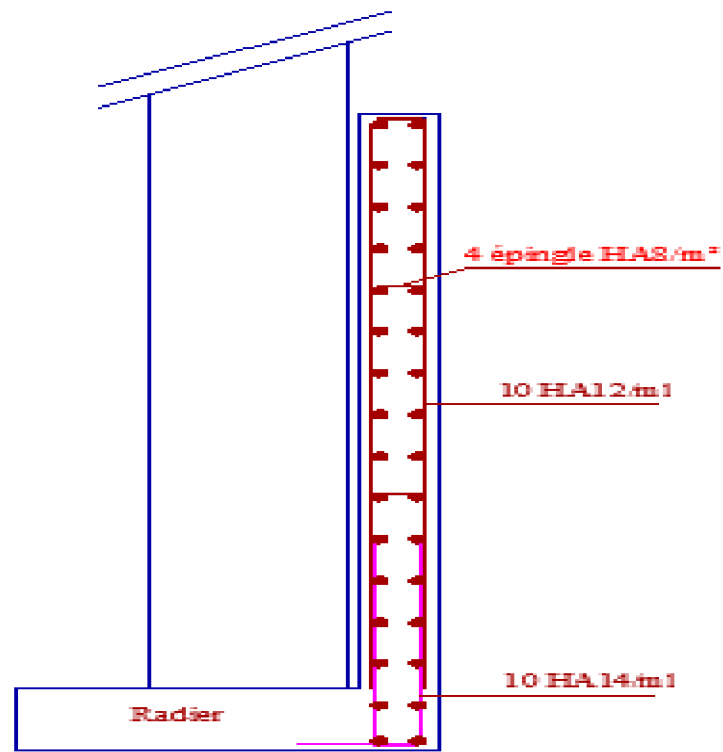
$\tau_u = \bar{\tau}_u \Rightarrow$ Les armatures transversales ne sont pas nécessaire

E-Influence de l'effort tranchant sur le béton :

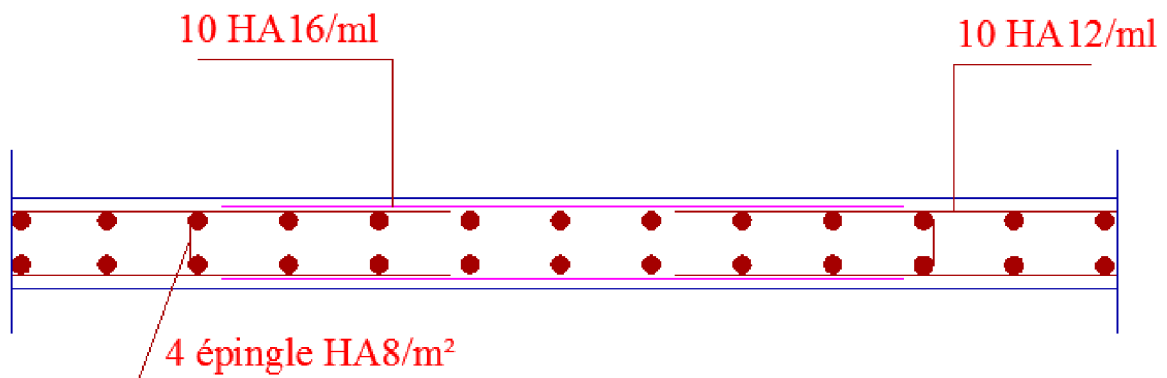
$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b \times 0,9 \times d} \leq \frac{0,8 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,8 \times 25}{1,5} = 13,33 \text{ MPa}$$

Pour le sens XX : $\sigma_{bc} = \frac{2 \times 172,38}{100 \times 0,9 \times 23} = 0,16 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$

Pour le sens YY : $\sigma_{bc} = \frac{2 \times 271,83}{100 \times 0,9 \times 23} = 0,26 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$



le Ferrailage dans le sens x-x



le Ferrailage dans le sens y-y

Conclusion

Conclusion

Ce projet de fin d'étude qui consiste en l'étude d'un bâtiment à usage d'habitation et commercial, est la première expérience qui nous a permis de mettre en application les connaissances acquises lors de notre formation.

Les difficultés rencontrées au cours de l'étude, nous ont conduits à nous documenter et à étudier des méthodes que nous n'avons pas eu la chance d'étudier durant le cursus, cela nous a permis d'approfondir d'avantage nos connaissances en la matière.

Nous avons aussi pris conscience de l'évolution considérable du Génie Civil sur tous les niveaux, en particulier dans le domaine de l'informatique (logiciel de calcul), comme exemple, nous citerons ETABS 9.6.0 que nous avons appris à utiliser durant la réalisation de ce projet.

Nous espérons, par ce modeste travail, servir et contribuer aux travaux et projets des promotions à venir.

Bibliographie

Dans le cadre de l'élaboration de notre projet de fin d'étude, les documents suivants nous ont été d'une aide précieuse à fin de résoudre les anomalies que nous avons rencontrées au cours de notre projet.

Règlements :

- RPA99/Version2003 : Règles parasismiques Algériennes.
- BAEL99 : Béton armé aux états limites.
- DTR B.C. 2.2 : Charge permanentes et charge d'exploitation.

Cours :

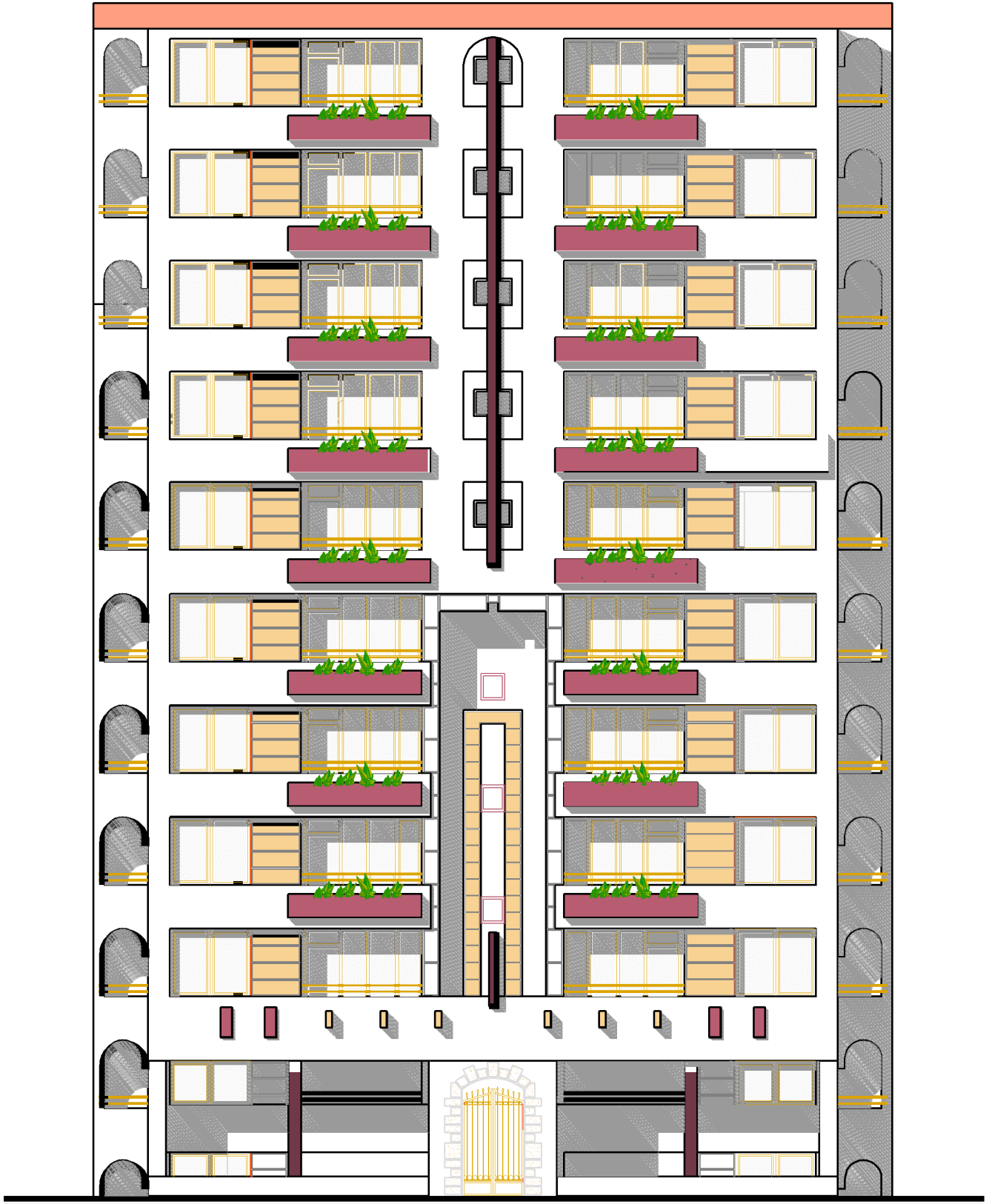
- Résistance des matériaux.
- Béton armé.
- Dynamique des structures.
- Cours de bâtiment.

Thèses :

- Mémoires de fin d'étude des promotions précédentes.

Logiciels et programmes :

- AUTOCAD 2011 (Dessin)
- ETABS V9.6.0 (Analyse des structures)
- Office 2007 (Traitement de texte, calcul...etc.).

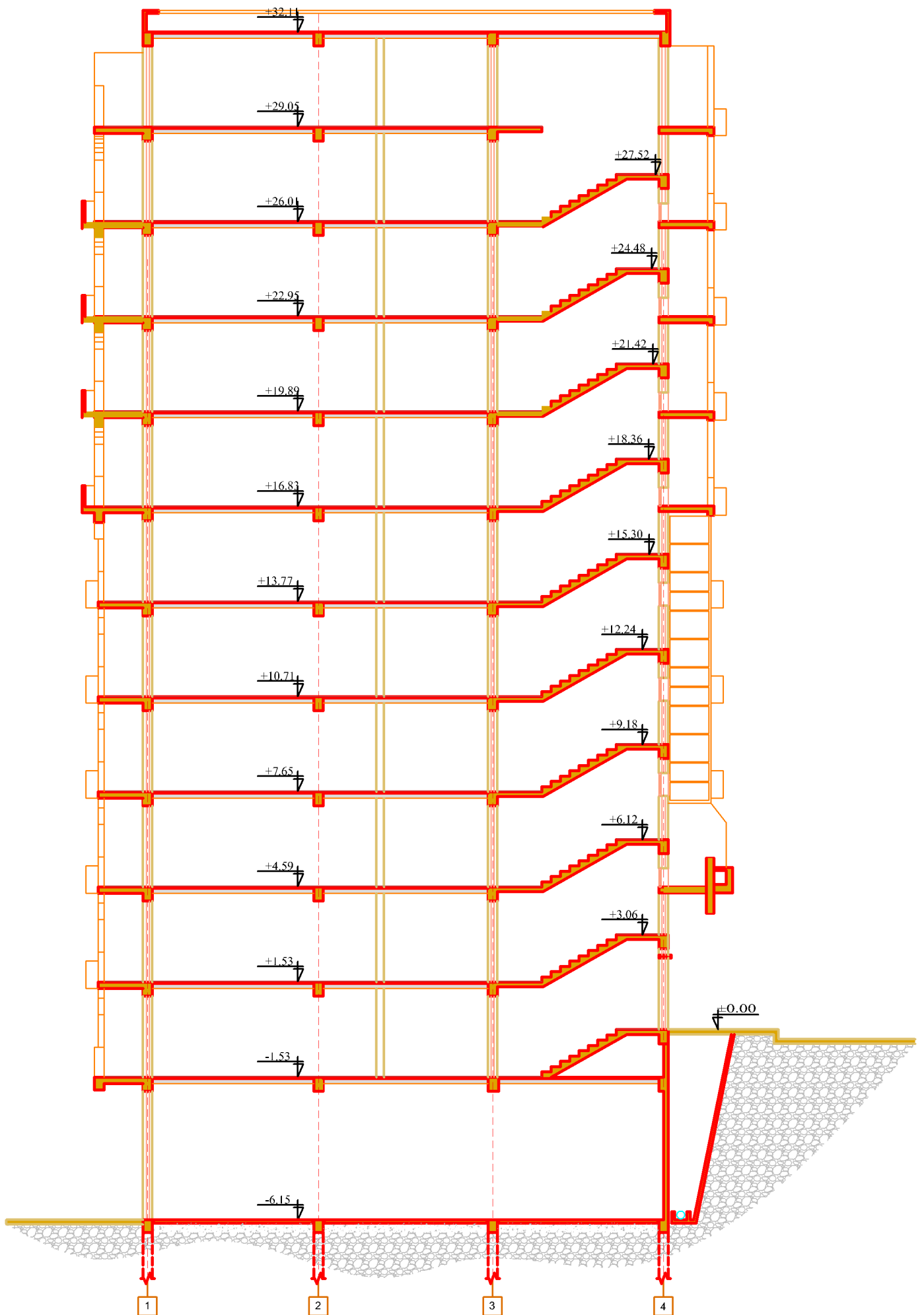


FACADE PRINCIPALE

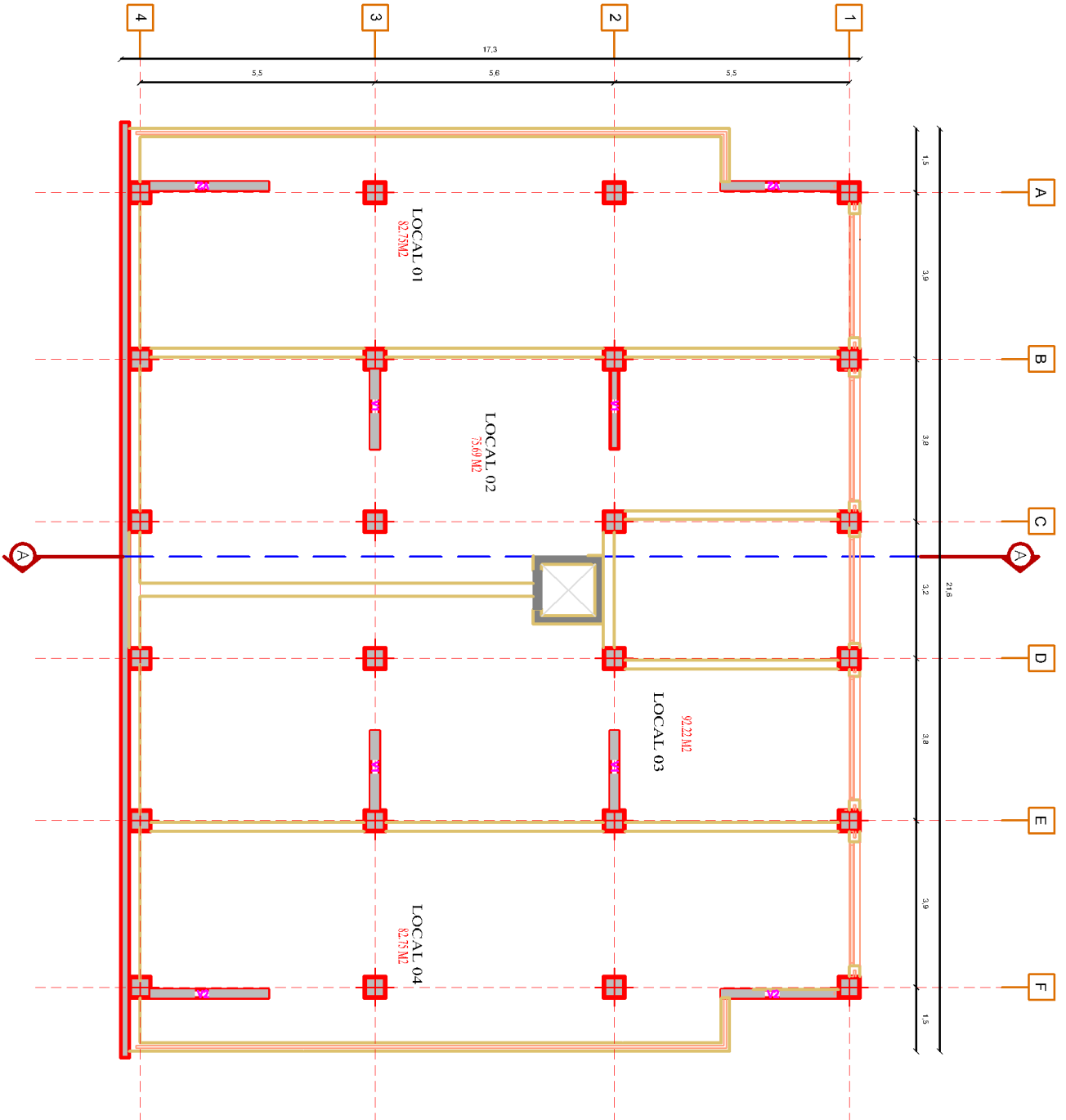
ECHELLE: 1/50



FAÇADE POSTÉRIEURE
ECHELLE: 1/50

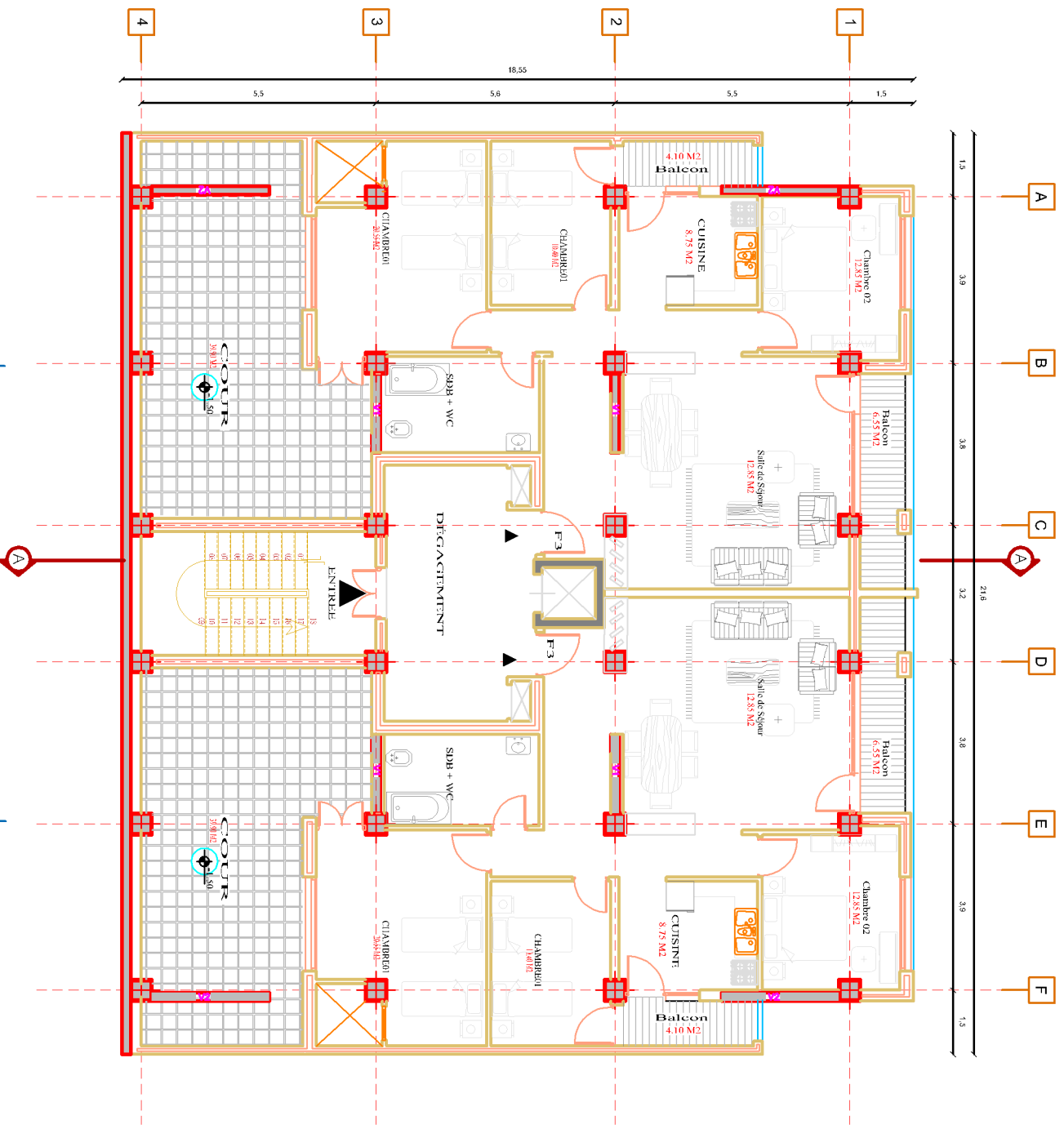


COUPE A - A
 ECHELLE: 1/50



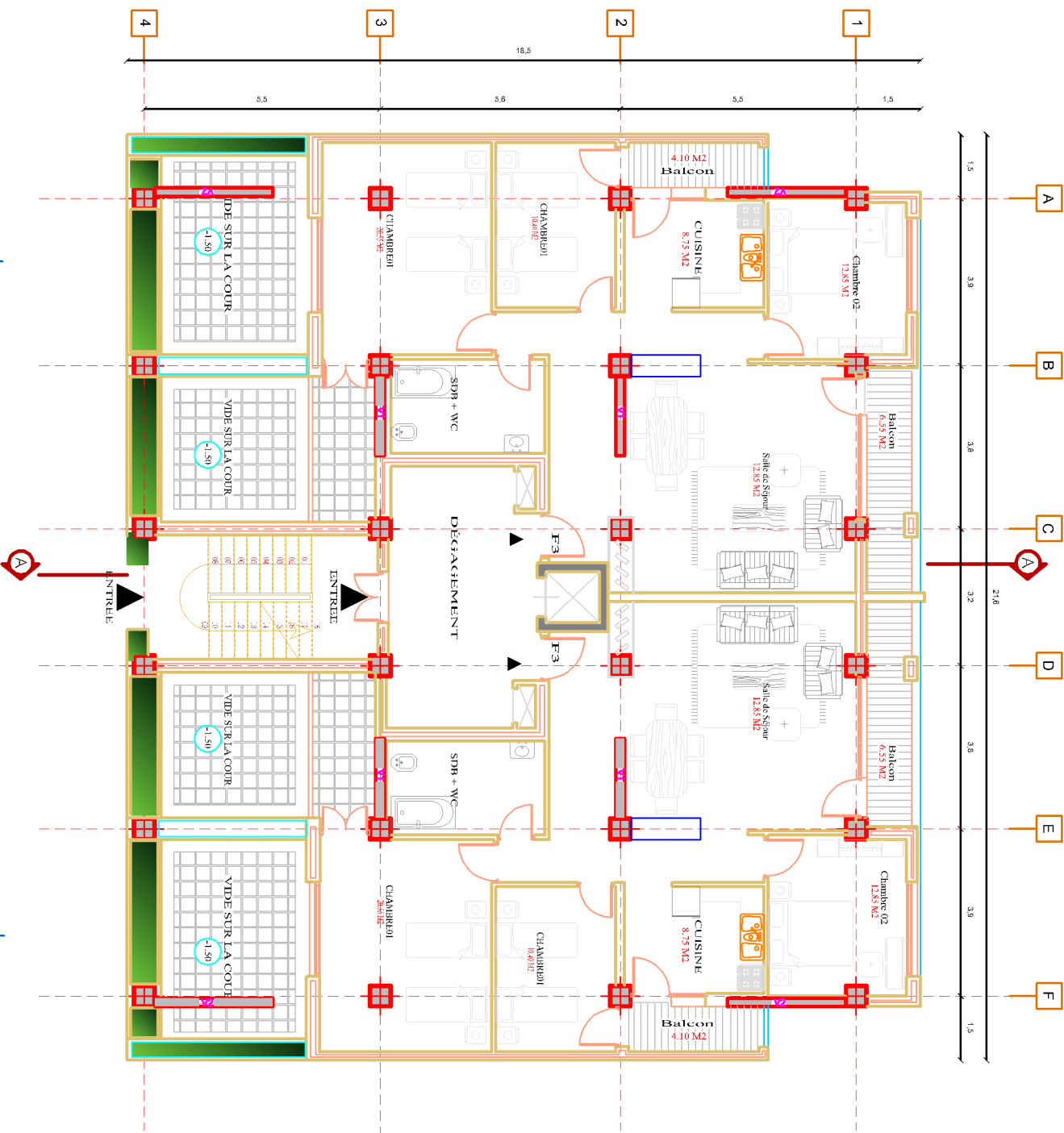
PLAN DU SOUS SOL 02

ECHELLE: 1/50



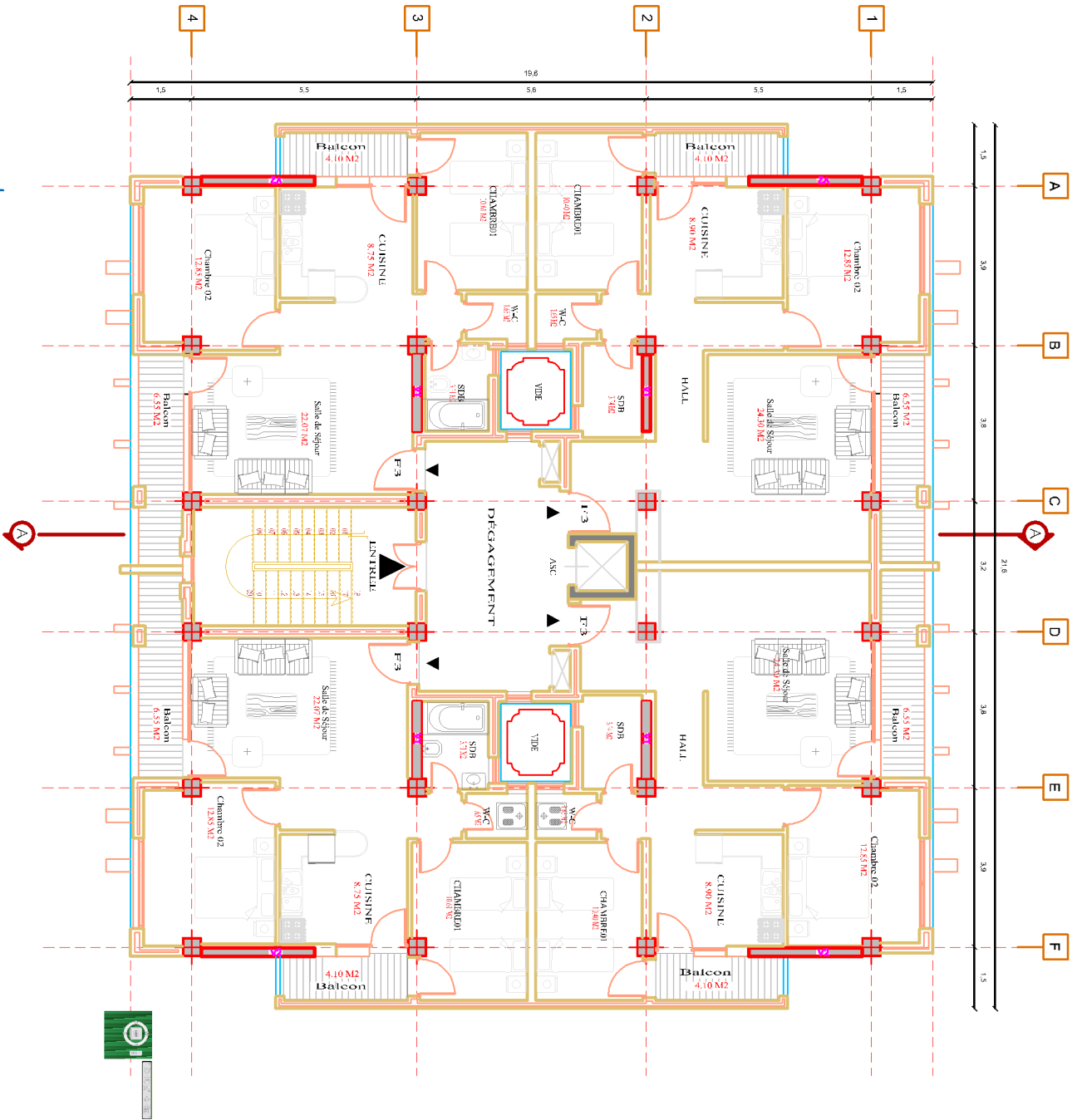
PLAN DU SOUS SOL 01

ECHELLE: 1/50

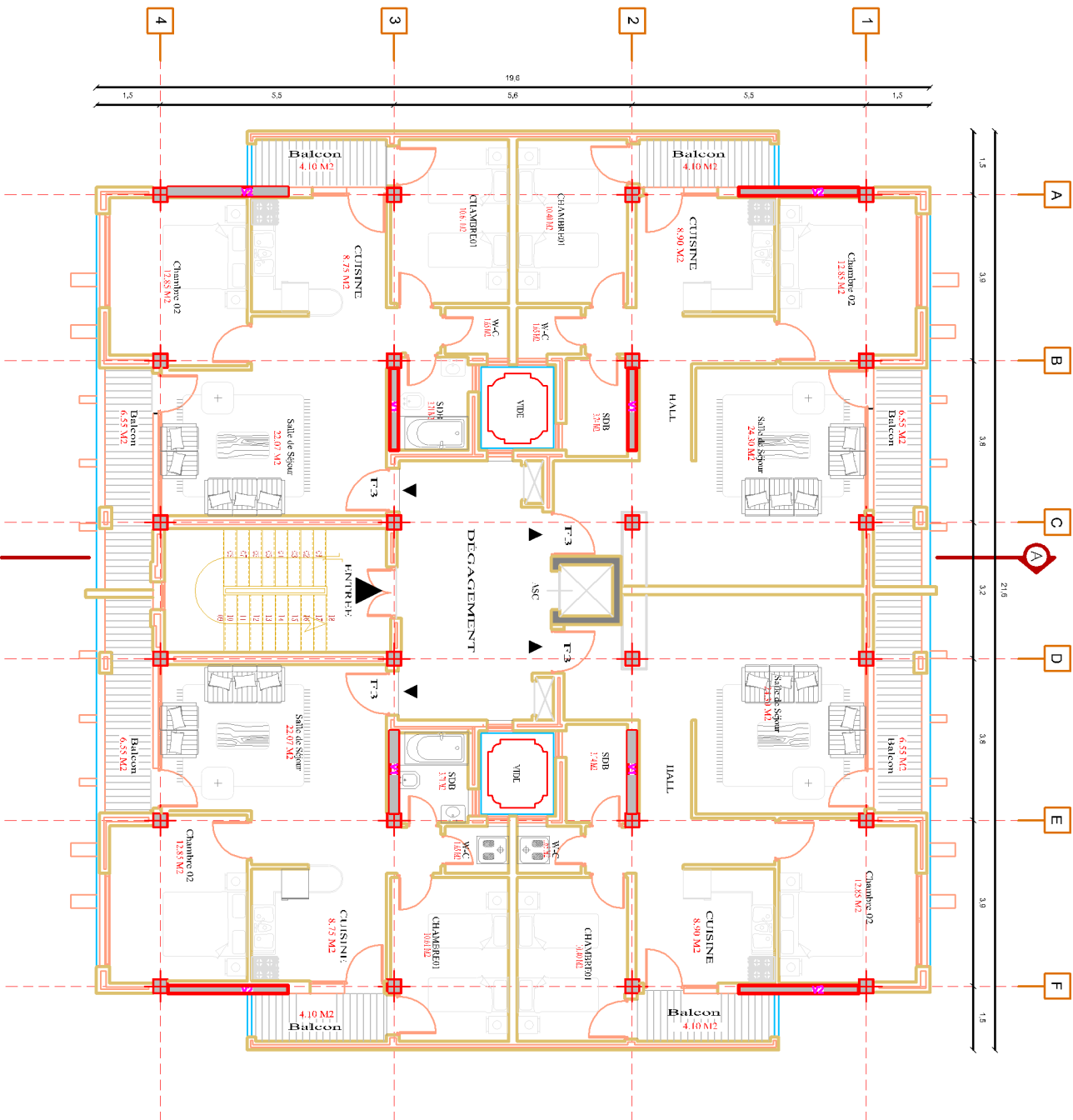


PLAN DE REZ DE CHAUSSEE

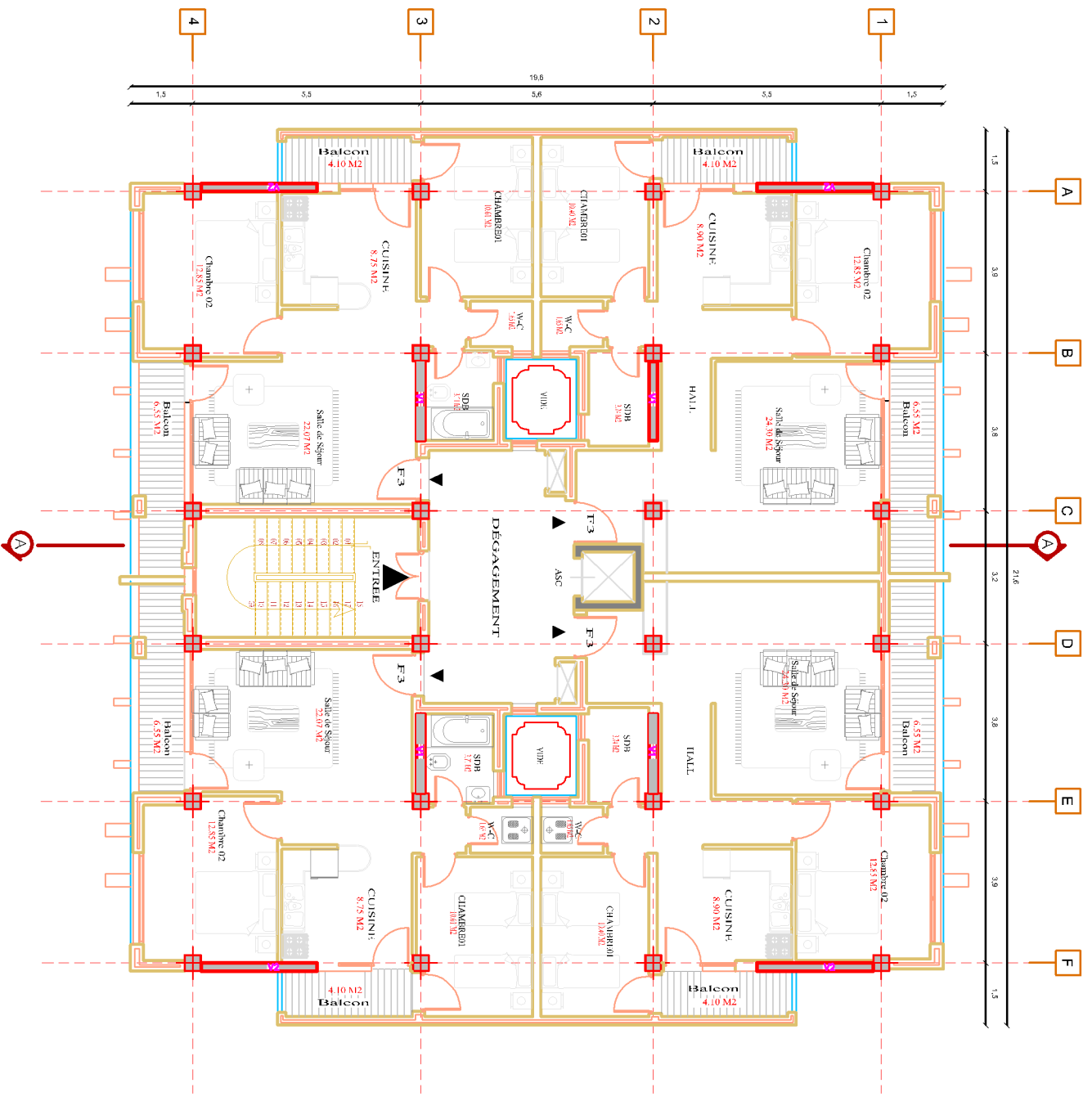
ECHELLE: 1/50



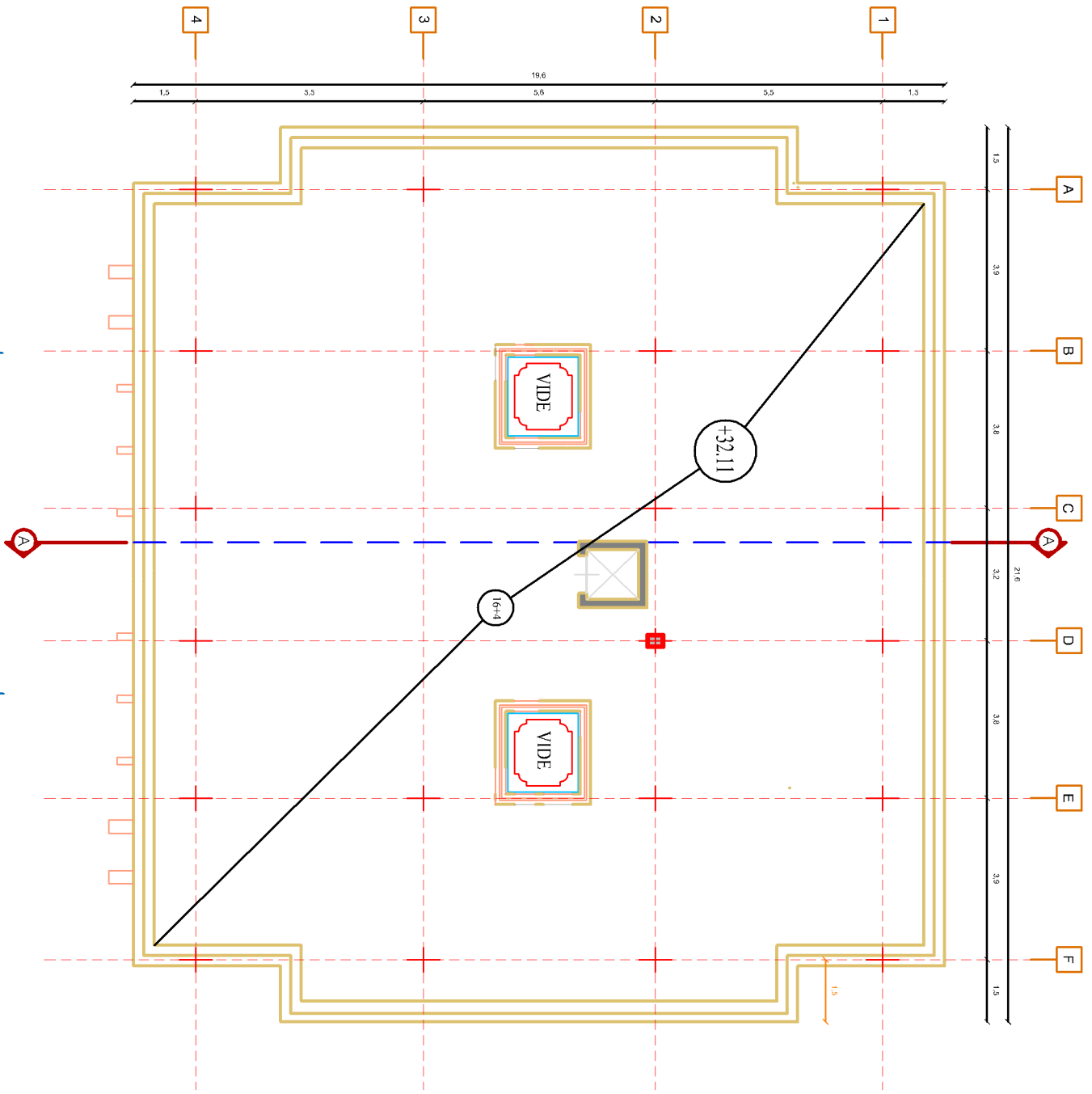
PLAN du 7eme au 9eme ETAGE



PLAN DU 4eme au GEME



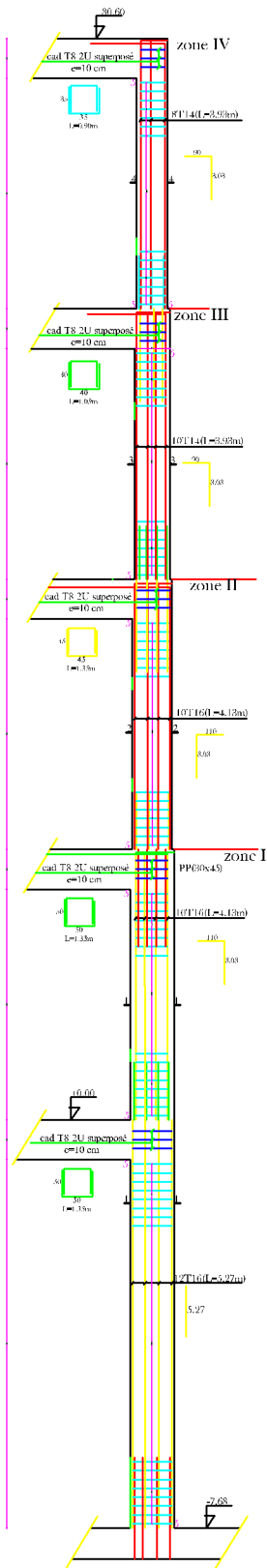
PLAN DE 1ère au 3ème ETAGE



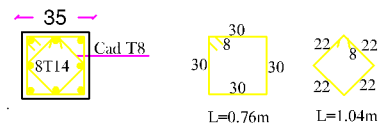
PLAN DE TOITURE

ECHELLE: 1/50

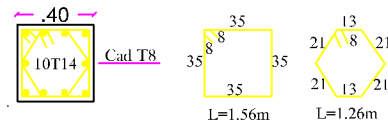
Coffrage et ferrailage des poutres du rive :



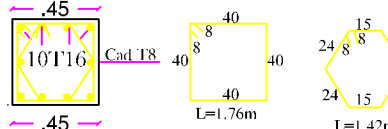
Coupe 4-4



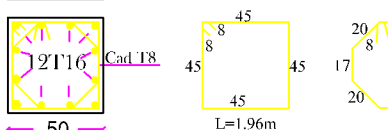
Coupe 3-3



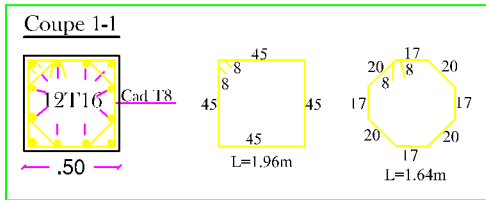
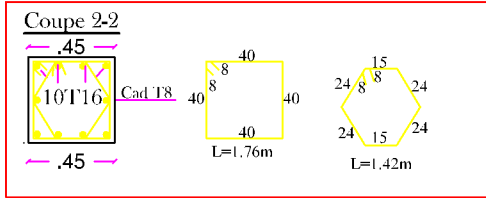
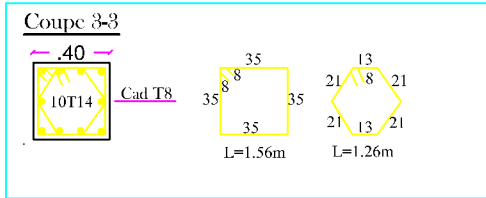
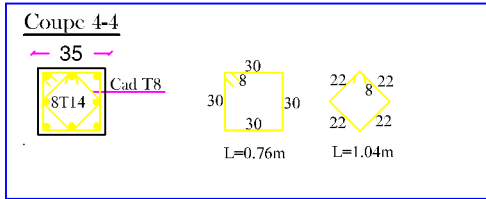
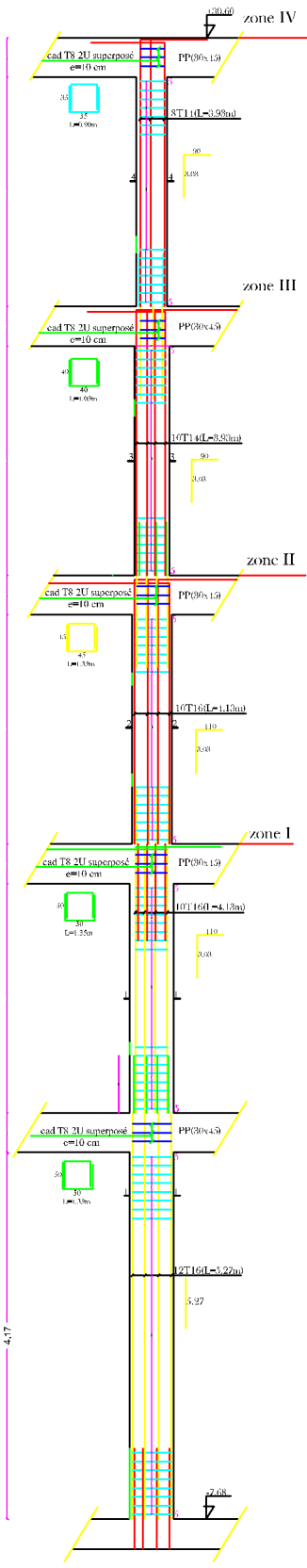
Coupe 2-2



Coupe 1-1

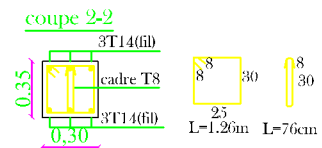
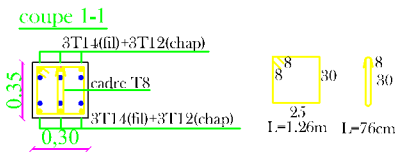
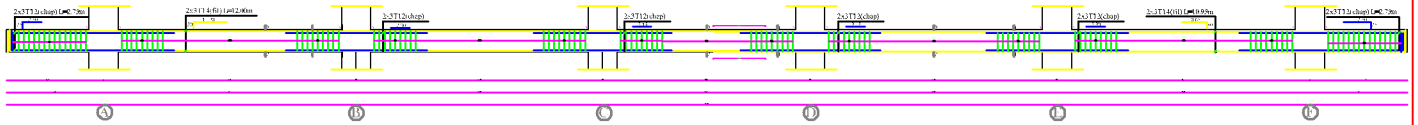


Coffrage et ferrailage des poteaux intermediaire:



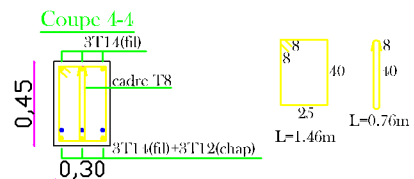
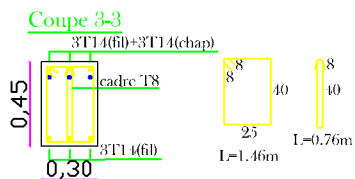
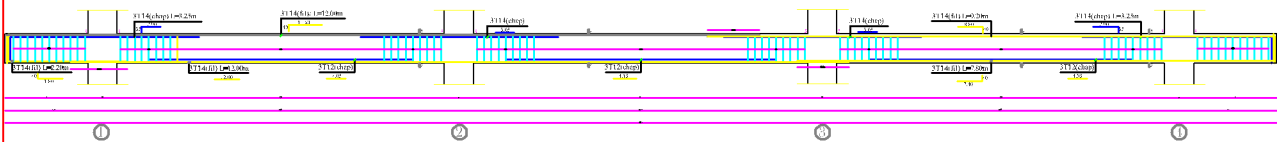
Ferrailage des poutres secondaires Zone II.

Axe 2 et 3

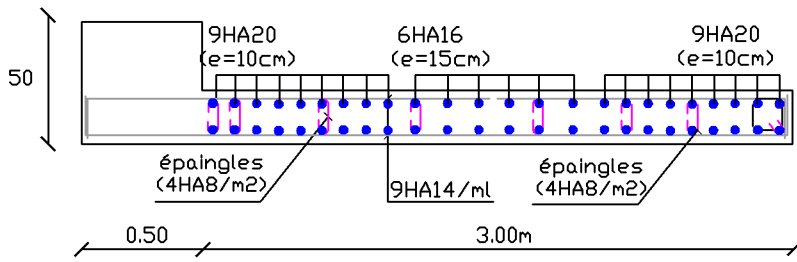


Ferrailage des poutres principale Zone II

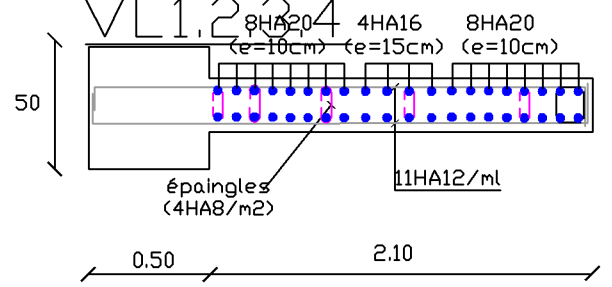
file A,B,C,D,E et F



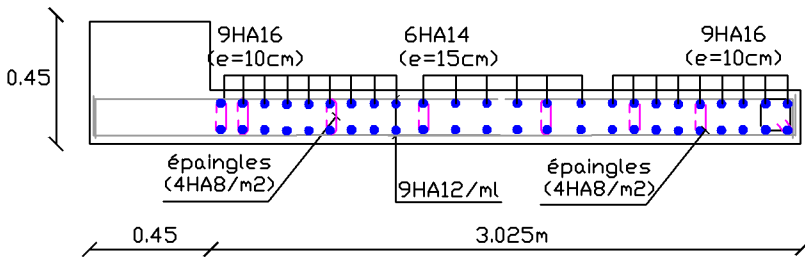
Zone I VT1.2.3.4



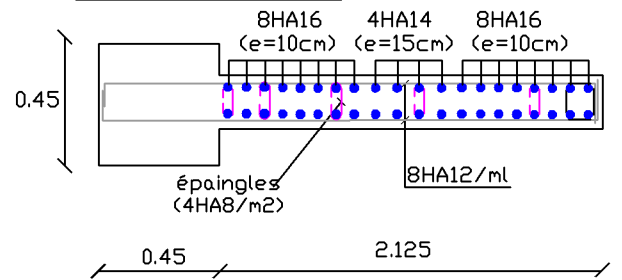
Zone I VL1.2.3.4



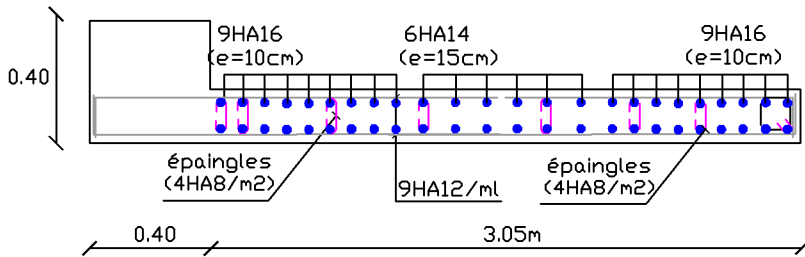
Zone II VT1.2.3.4



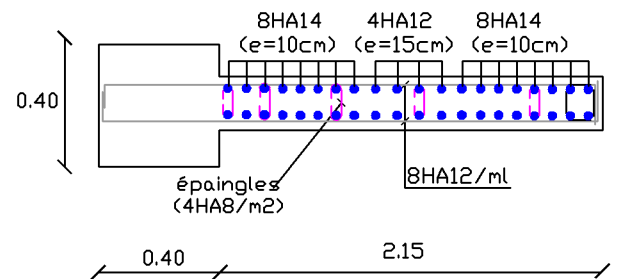
Zone II VL1.2.3.4



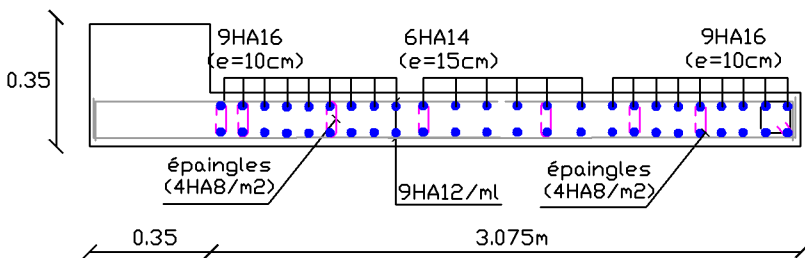
Zone III VT1.2.3.4



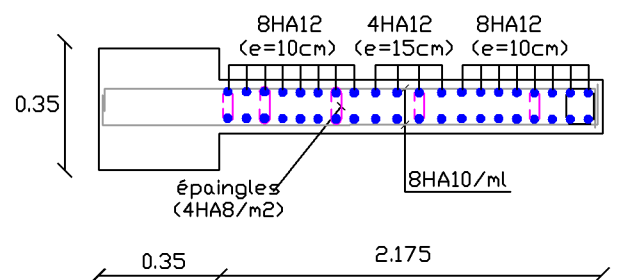
Zone III VL1.2.3.4

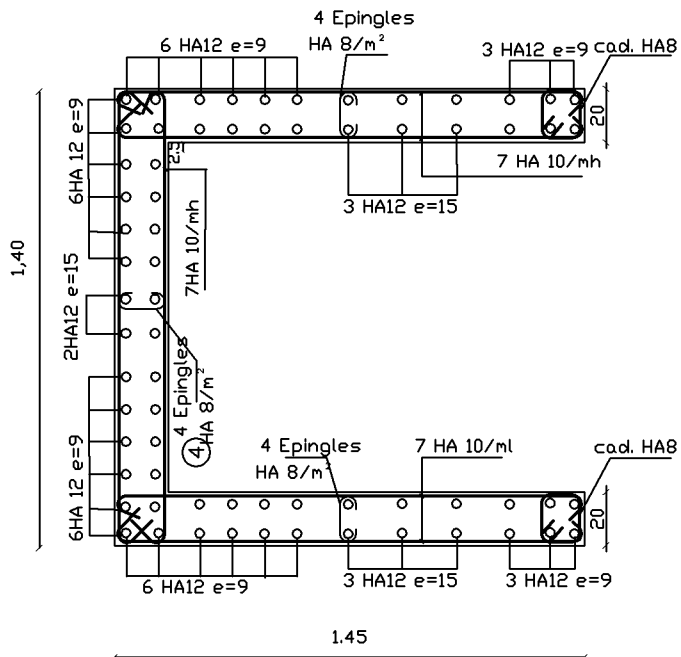


Zone IV VT1.2.3.4I

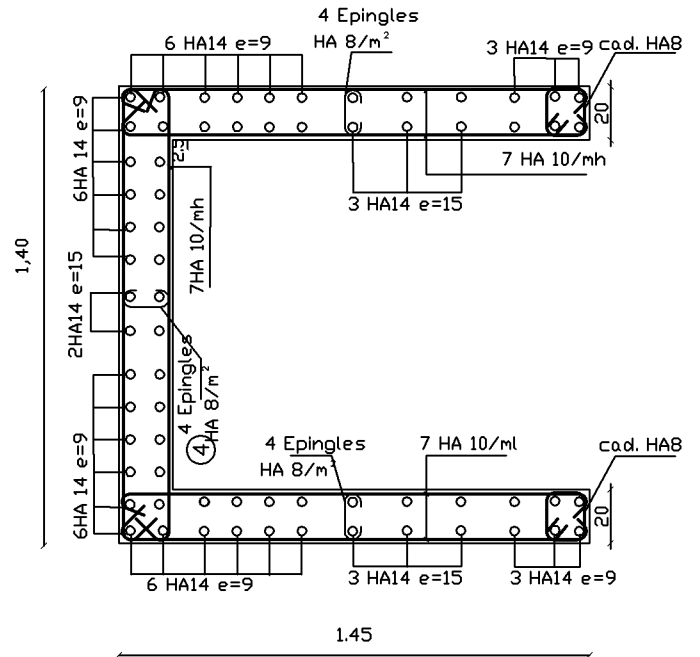


Zone IV VL1.2.3.4

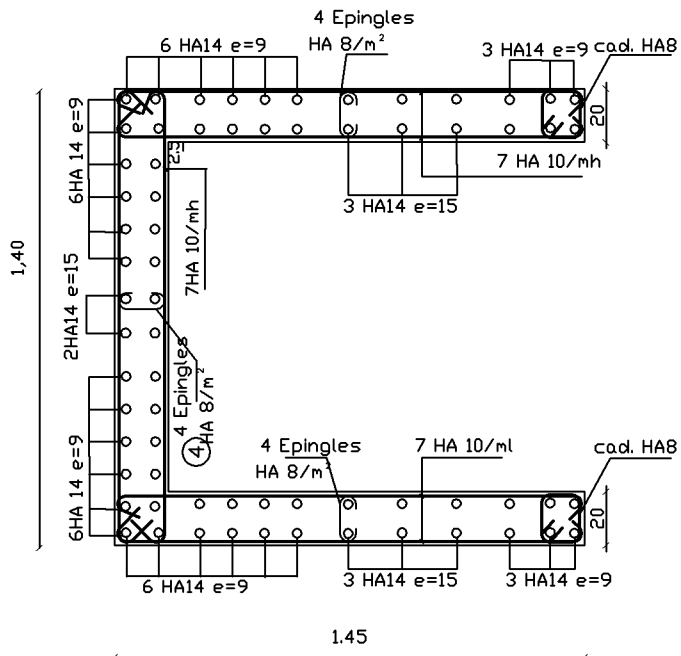




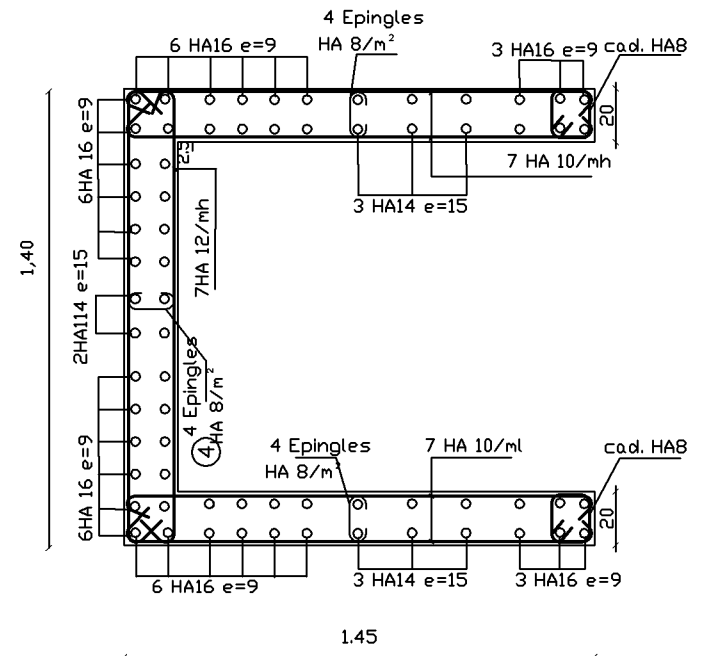
ZONE IV



ZONE III



ZONE II

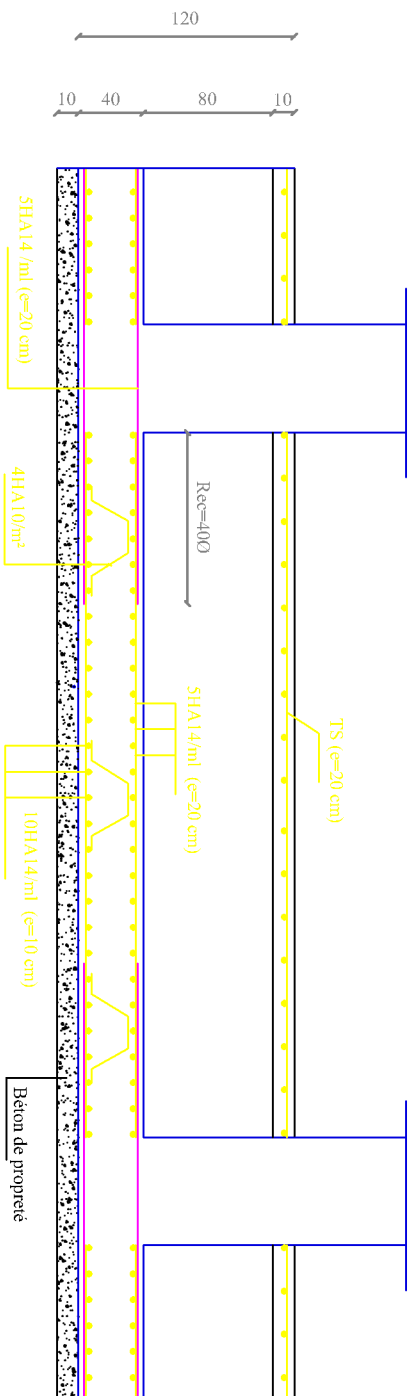


ZONE I

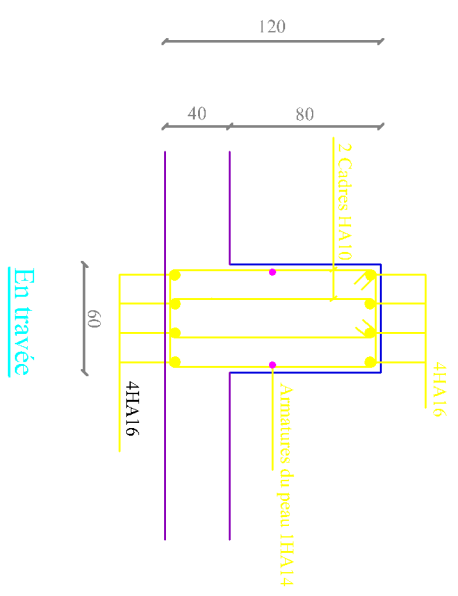
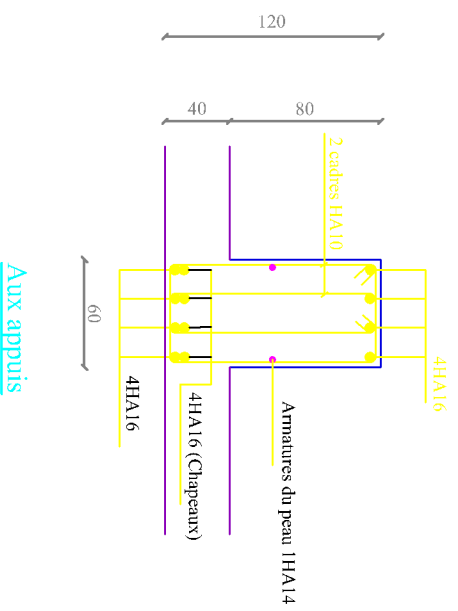
FERRAILLAGE DE VOILE DE LA SALLE MACHINE

FERRAILLAGE DE LA DALLE DU RADIER ET DE LA DALLE FLOTTANTE

Sens transversal:

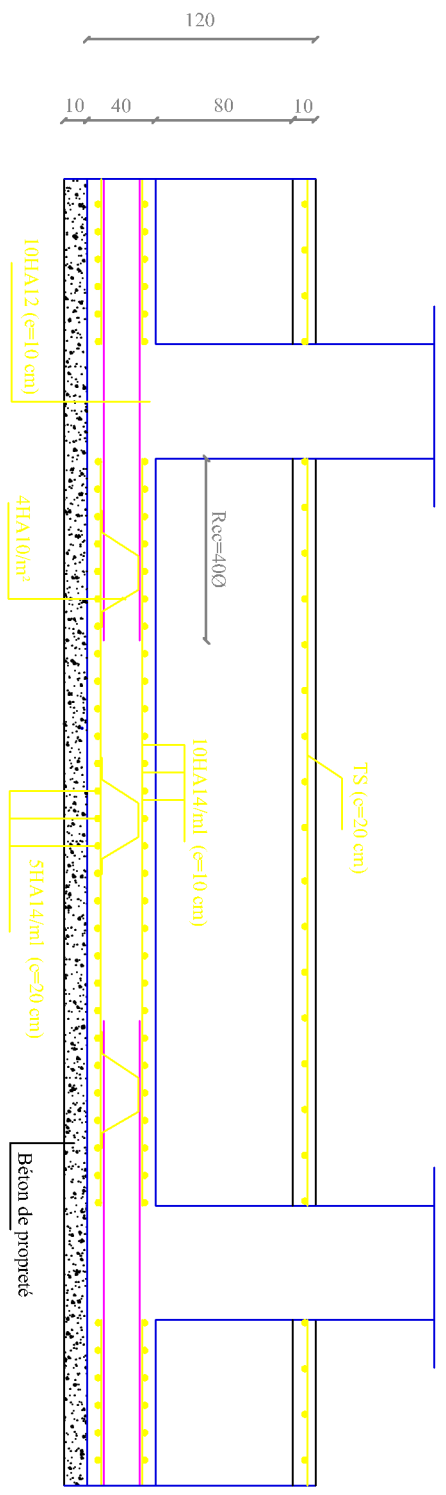


FERRAILLAGE DE LA NERVURE:

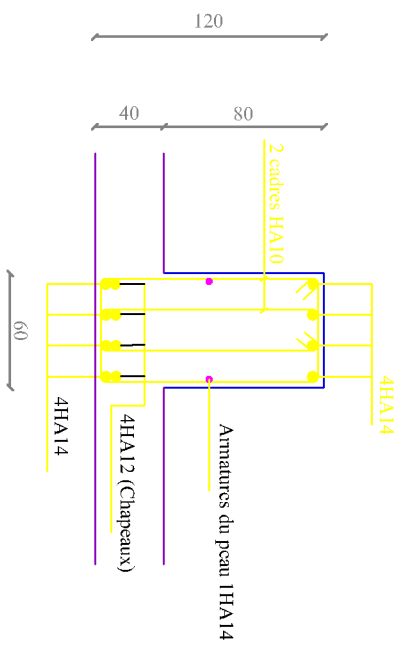


FERRAILLAGE DE LA DALLE DU RADIER ET DE LA DALLE FLOTTANTE :

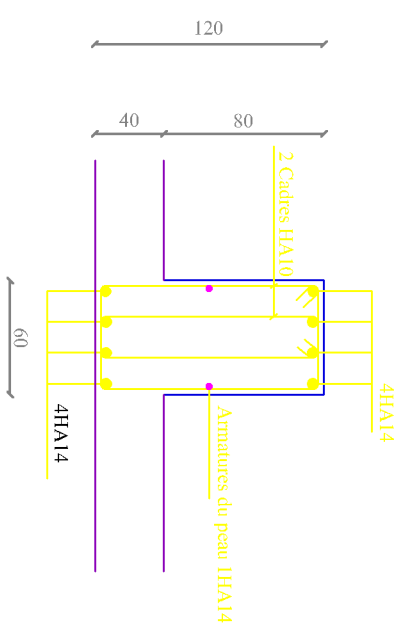
Sens longitudinal :



FERRAILLAGE DE LA NERVURE:

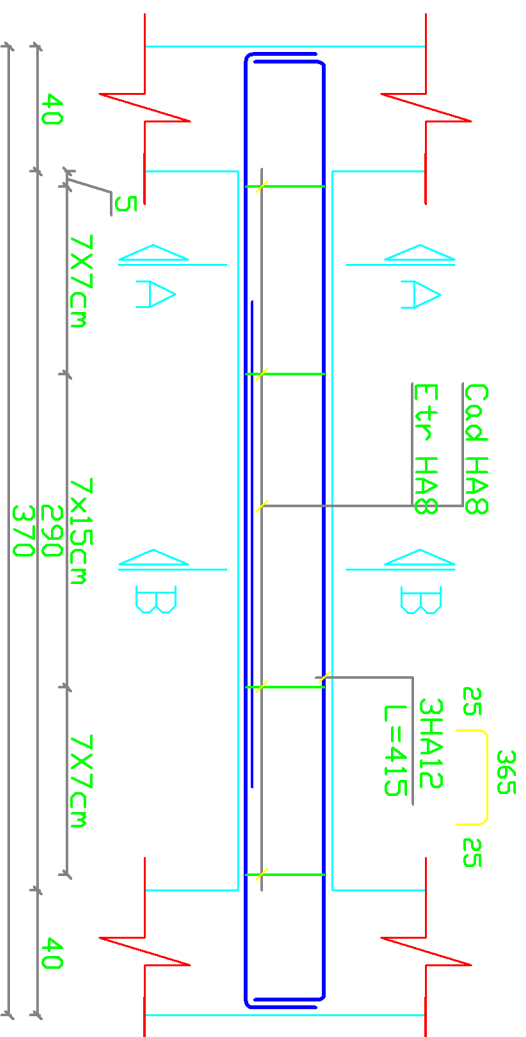


Aux appuis



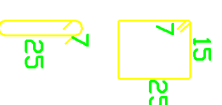
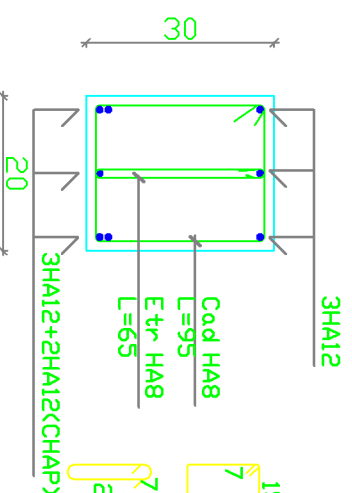
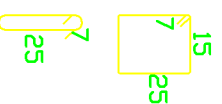
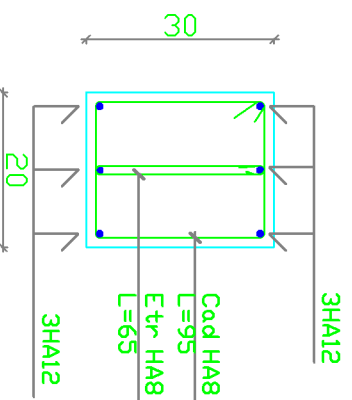
En travée

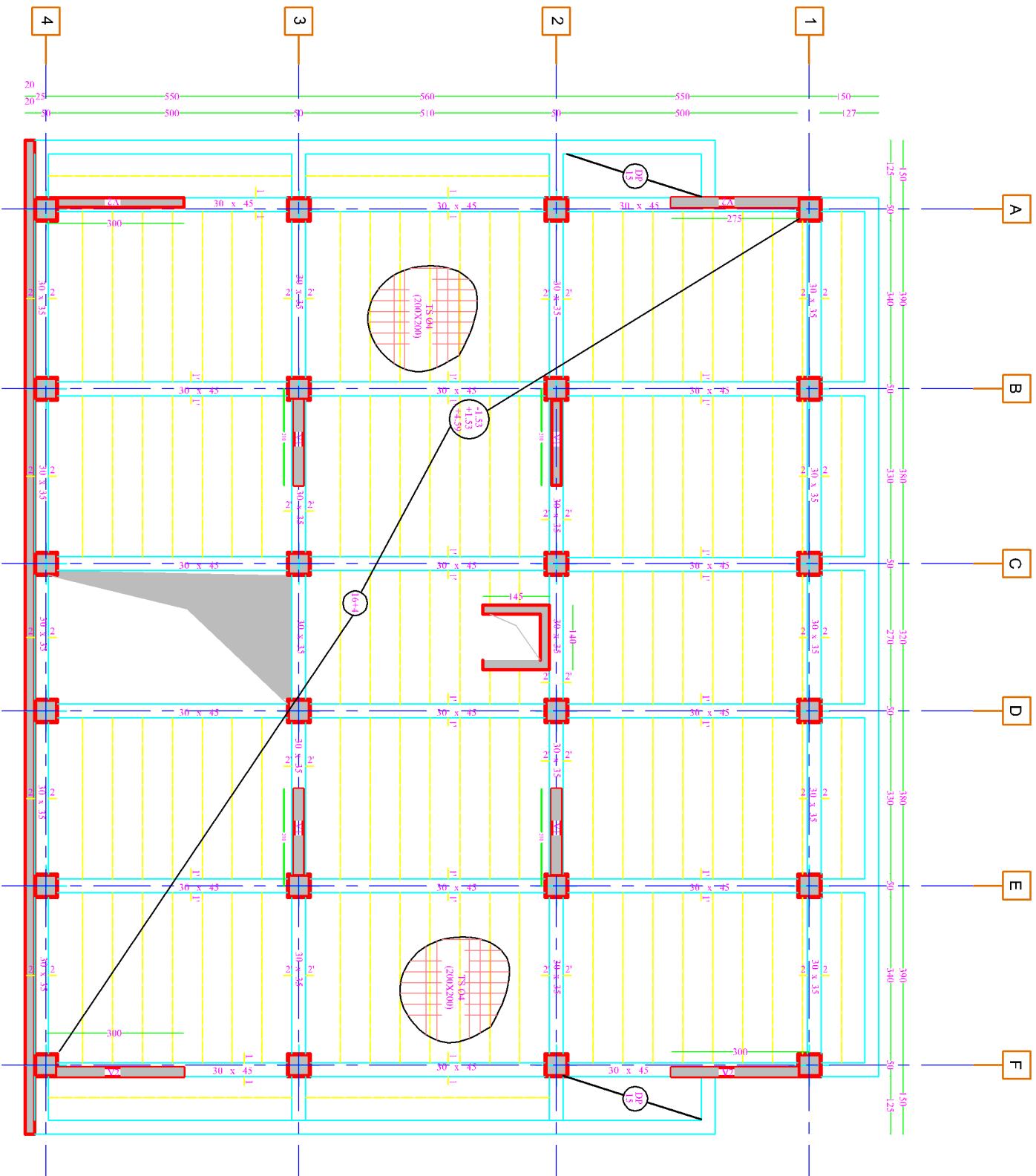
--POUTRE PALIERE:(20x30)--



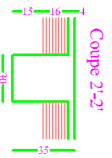
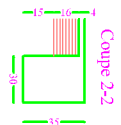
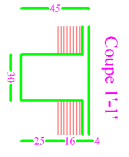
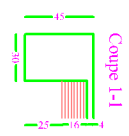
COUPE A-A

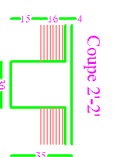
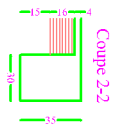
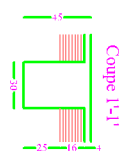
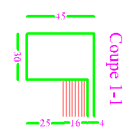
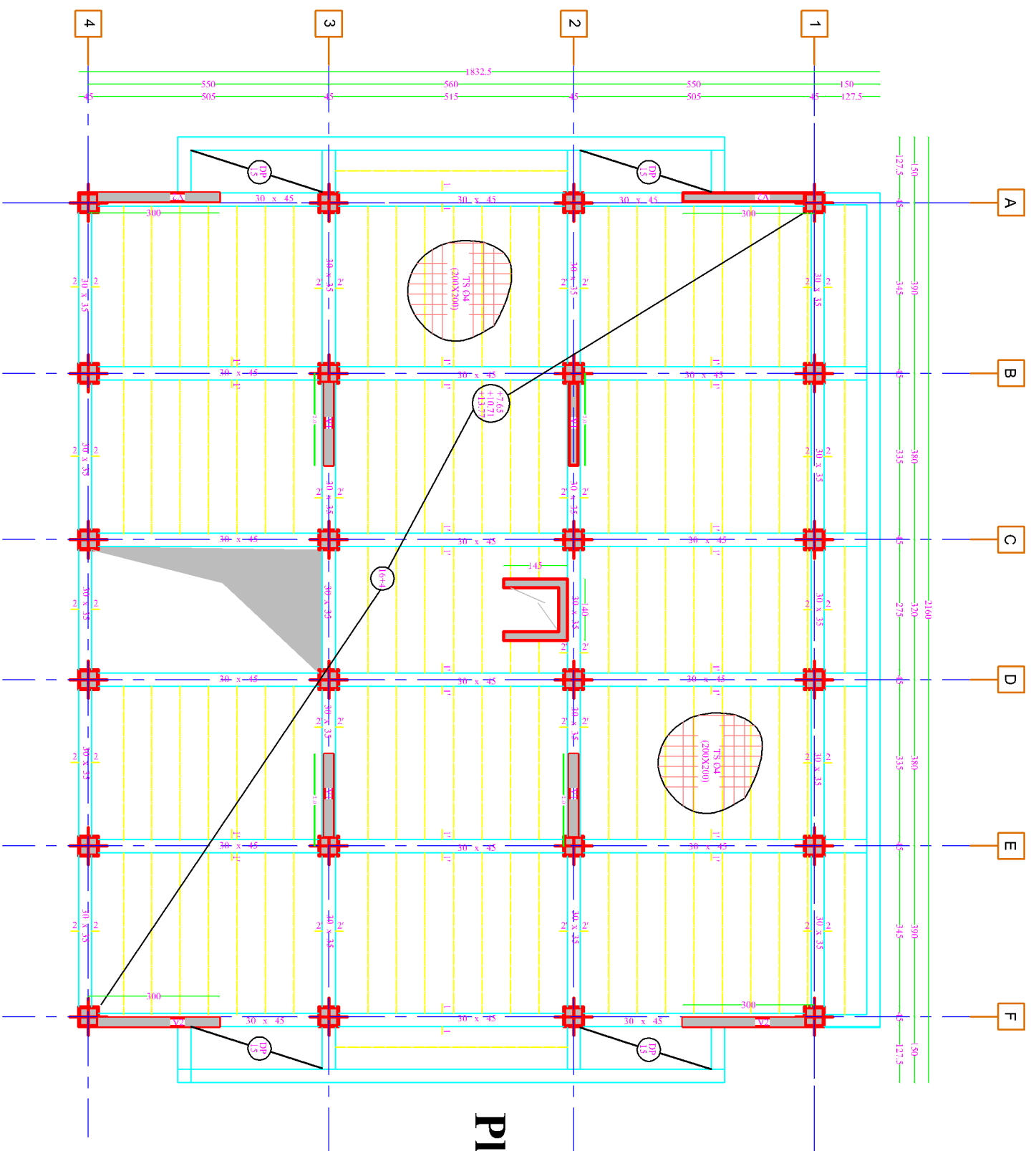
COUPE B-B



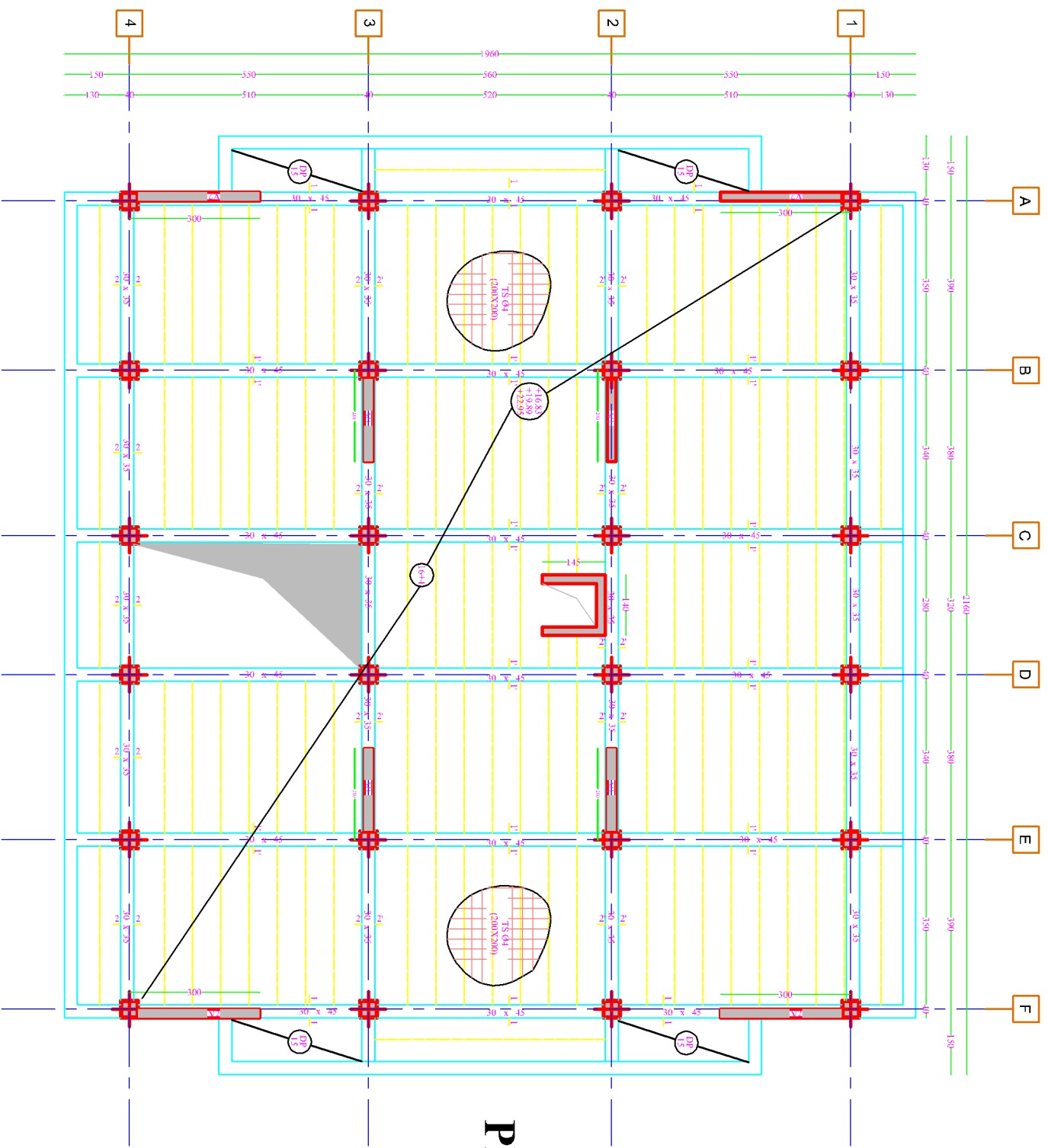


Plan de coffrage de la zone I





Plan de coffrage de la zone II



Plan de coffrage de la zone III

