

REPUBLICQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique
Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou
Faculté du Génie de la Construction
Département de Génie Civil



Mémoire de fin d'études

En vue d'obtention du diplôme Master en génie civil
Option : constructions civiles et industrielles

THEME

Etude d'une structure (R+9+2S-Sol) à usage multiple
Contreventée par voiles et portiques
Avec l'application du logiciel ETABS



Etudié par: M^r: KACI Smail

Dirigé par : Mme : MOBAREK.HAMEL

M^r: OUENDI Ahcene

Promotion
2016/2017

Remerciements

En premier lieu, nous remercions Dieu le tout puissant qui nous a donné la force d'achever cette étude.

En second, nos chers parents de nous avoir aidé pour arriver au terme de ce travail qui est le fruit d'un long cursus.

*Nous tenons encore à remercier notre chère promotrice
M^{me} MOBAREK qui est le guide et l'exemple
du sérieux dans le travail.*

*Sans oublier tous les enseignants le long de notre chemin
d'étude, nos amis de nous avoir aidé. Le personnel de la
bibliothèque de génie civil.*

*Nos sincères sentiments vont à tous ceux qui, de près ou de loin,
ont contribué à la réalisation de ce projet.*

*Nous remercions aussi les membres du jury qui nous ferons
L'honneur de juger notre travail.*

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail :

A mes très chers PARENTS aux quels je dois tout.

A mes frères : MOHAMED et SAID

*A mes sœurs : DJEDJIGA, OUIZA,
NASSIRA, DAHBLIA et FEROU DJA*

A toute la famille : OUVENDI

A tous mes AMIS(ES)

A tous mes CAMARADES.

AHCENE
AHCENE

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail :

À mes très chers parents aux quels je dois tout.

À mes frères : MADJID et HOCINE

À ma sœur : LILIA

À toute la famille : KACI

À mon binôme et ami : OUENDI AHCENE

À tous mes amis (es) qui se reconnaîtront.

.

SMAIL
SMAIL

Sommaire

Plan d'architecture

Introduction générales

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

Chapitre II: Pré dimensionnement des éléments..... 8

Chapitres III : Calcul des éléments

III-1- Acrotère 24

III-2- balcon..... 30

III-3- salle machine 38

III-4-plancher 47

III-5- escalier 73

III-6- poutre palière 102

Chapitre IV : Etude de contreventement..... 118

Chapitre V : Modélisation et vérification selon RPA 136

Chapitre VI : Ferrailage des éléments

VI-1- Ferrailage des poteaux..... 152

VI-2- Ferrailage des poutres 173

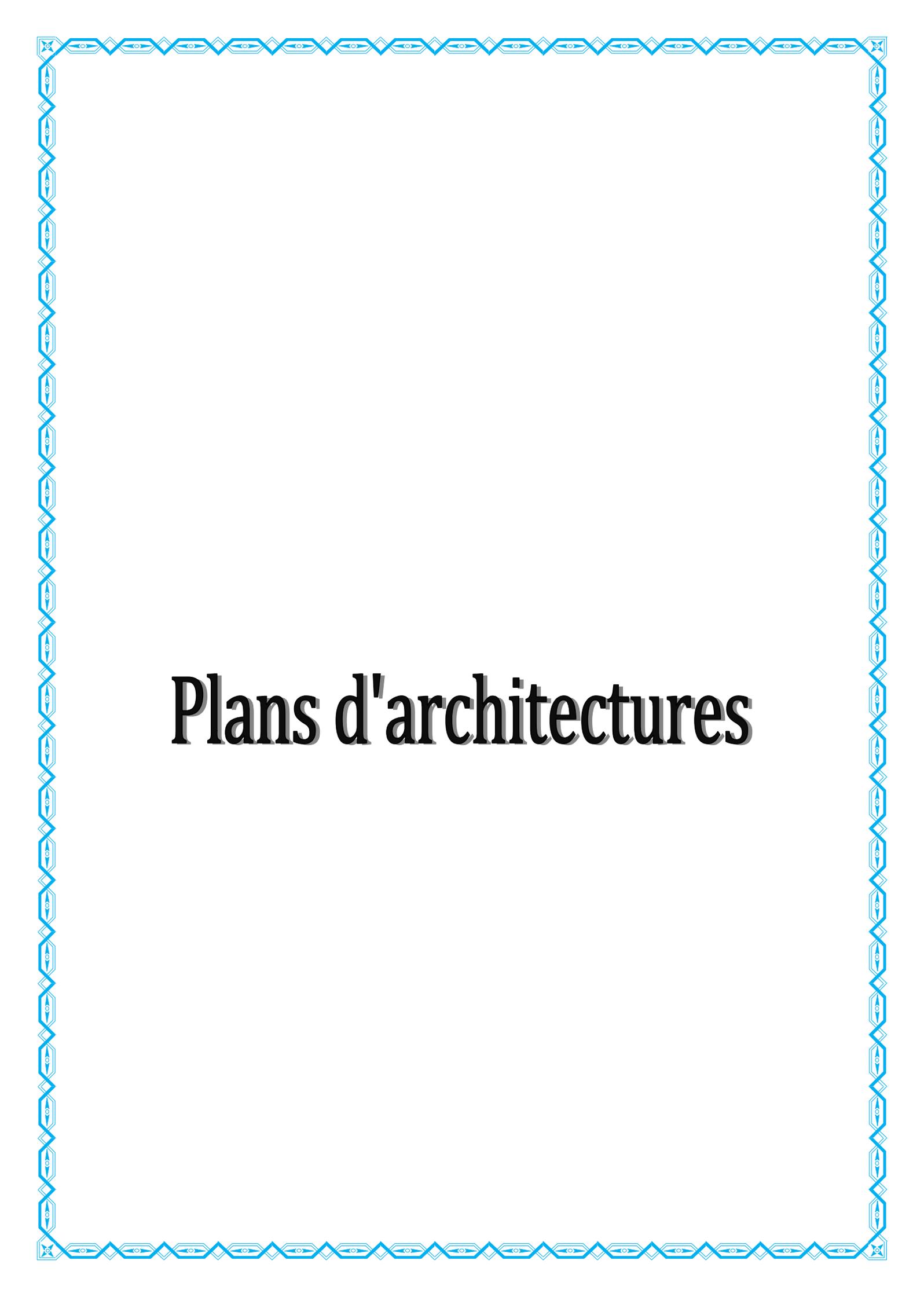
VI-3- Ferrailage des voiles..... 193

Chapitre VII : calcul du mur plaque..... 205

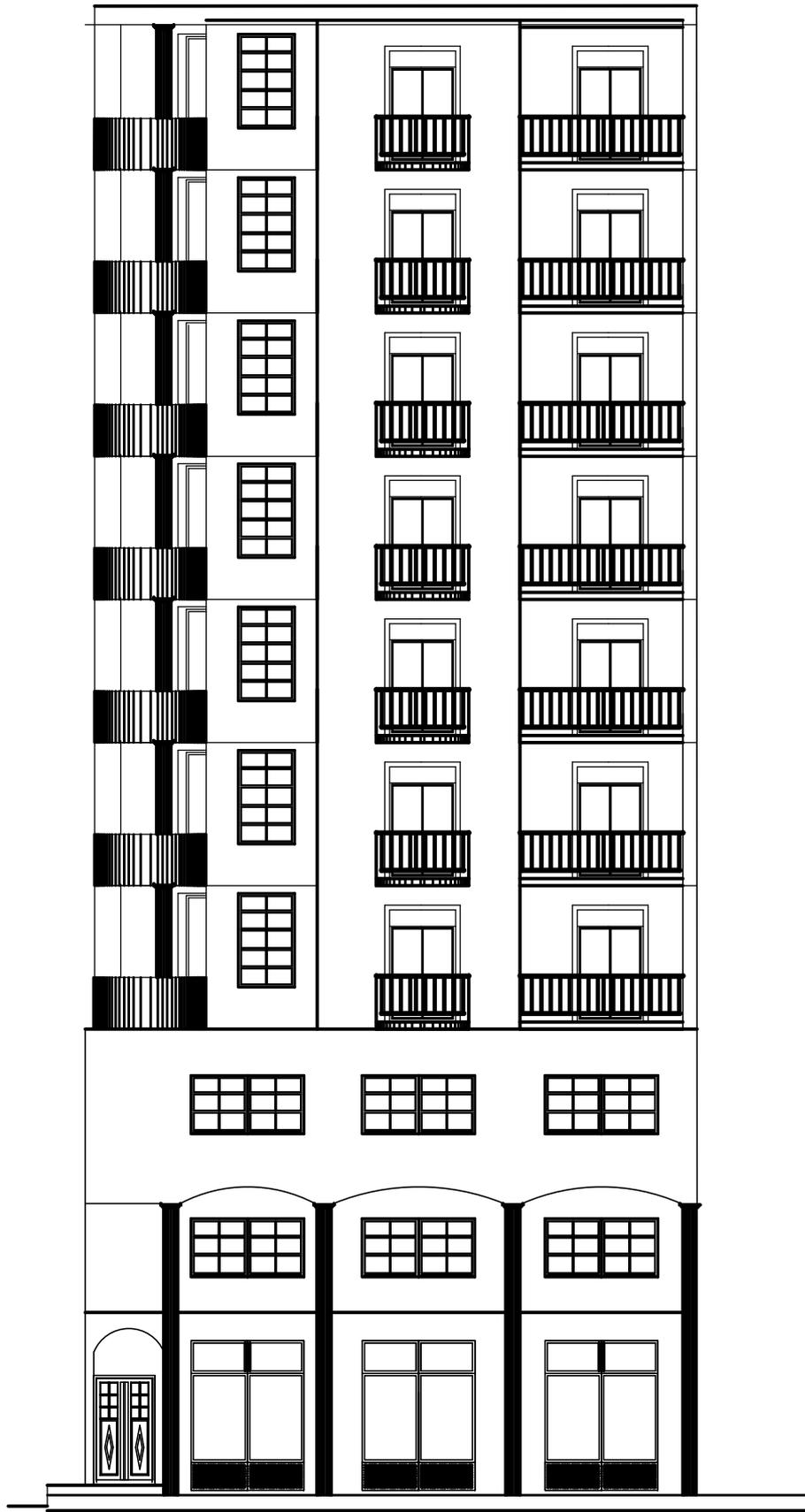
Chapitre VIII: Etude de l'infrastructure 213

Conclusion 237

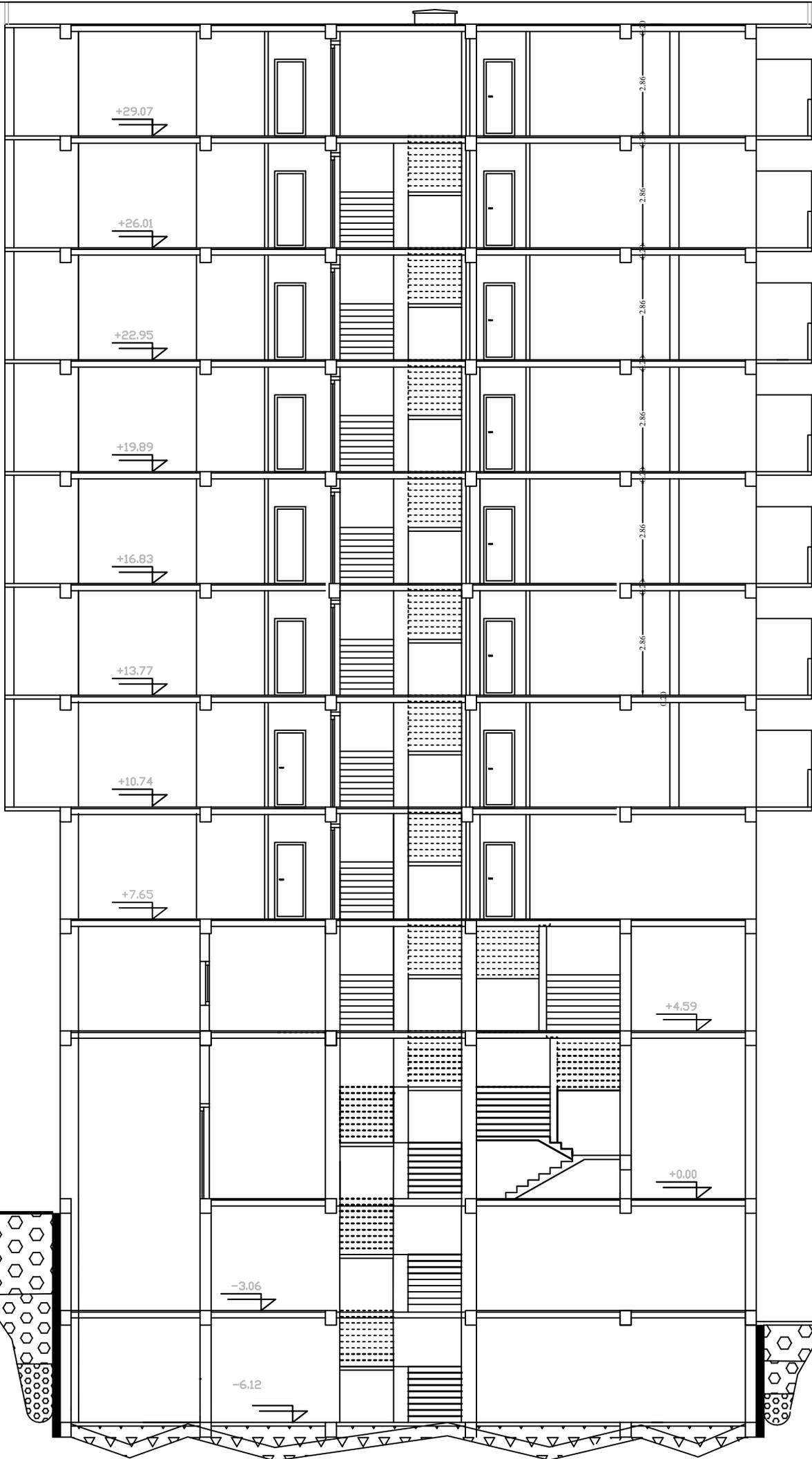
Bibliographie



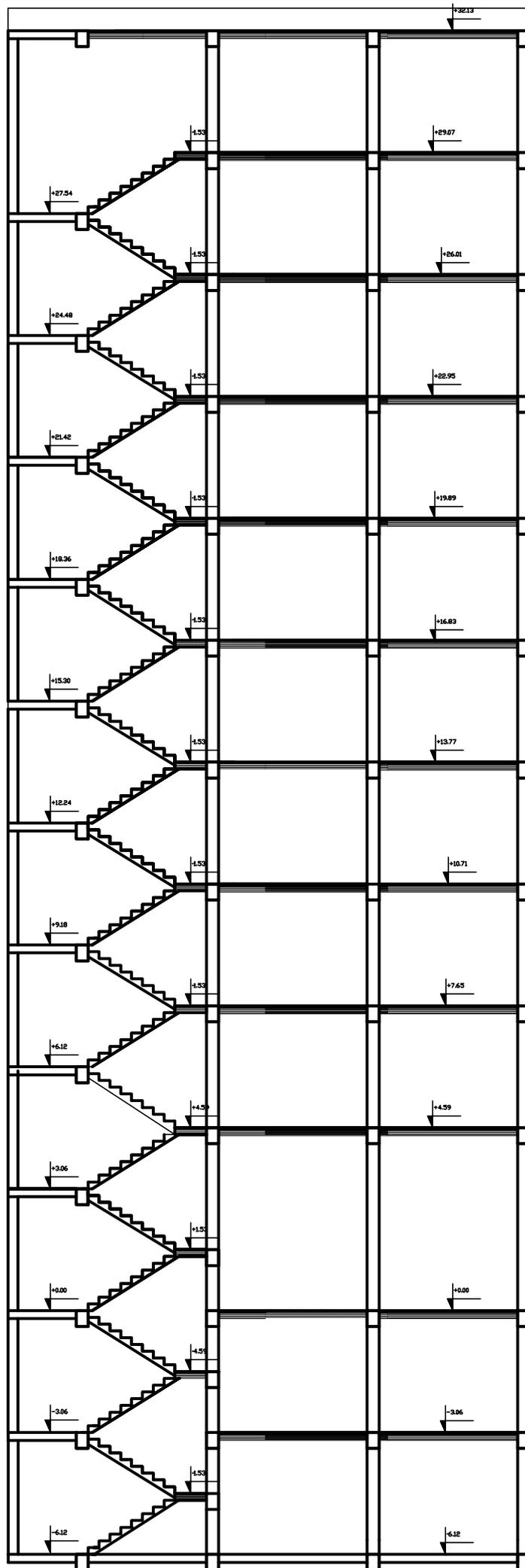
Plans d'architectures



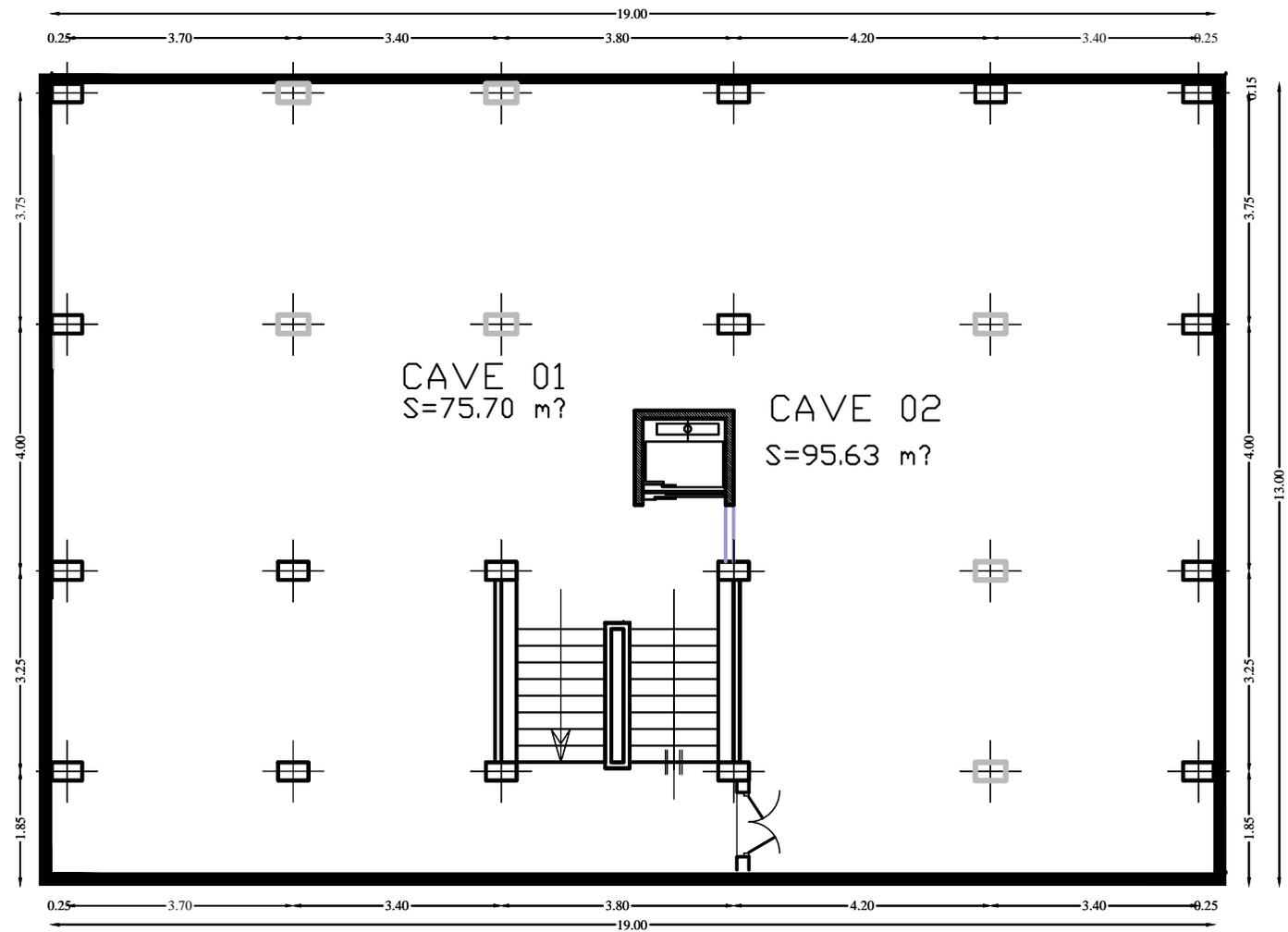
façade principale



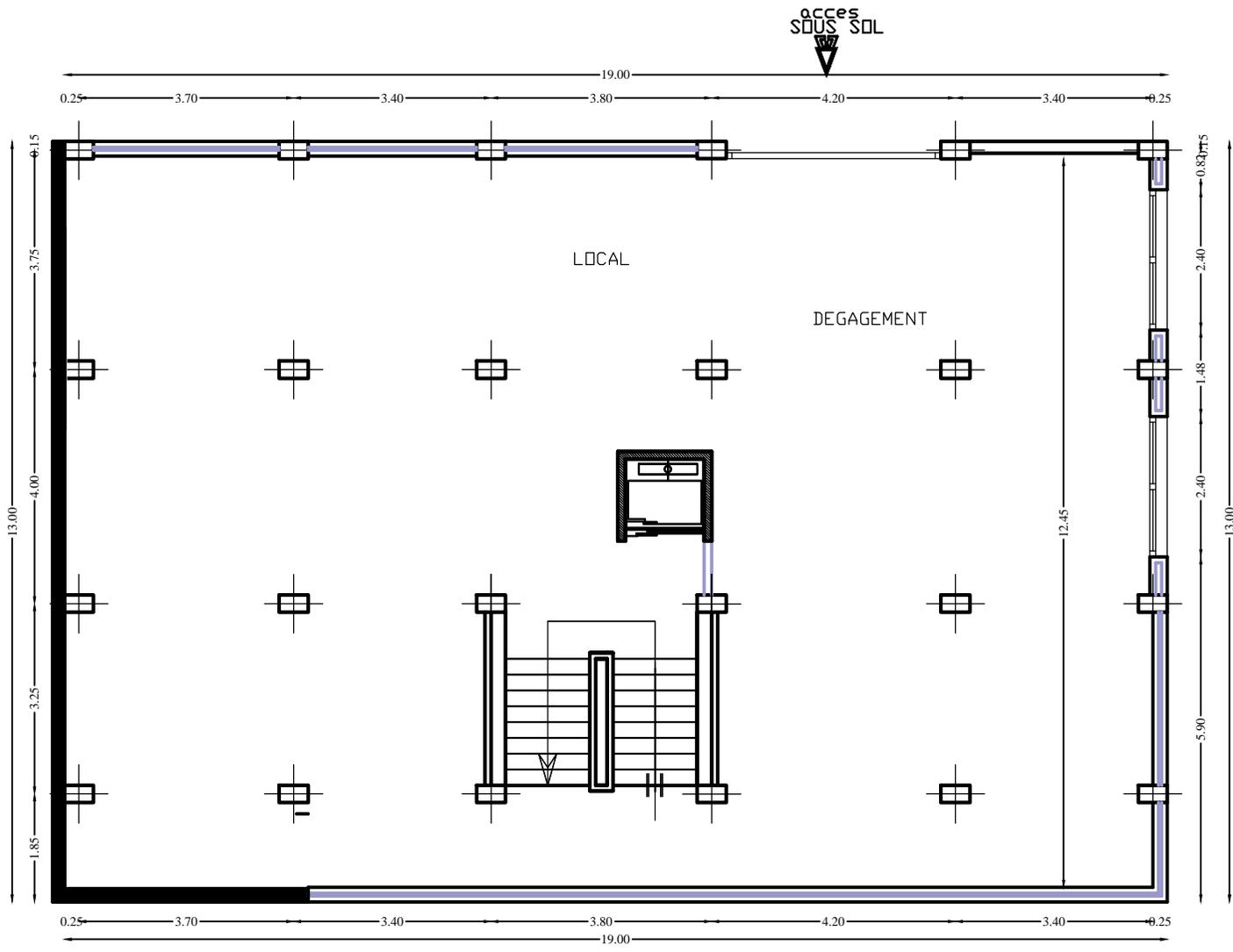
COUPE B B



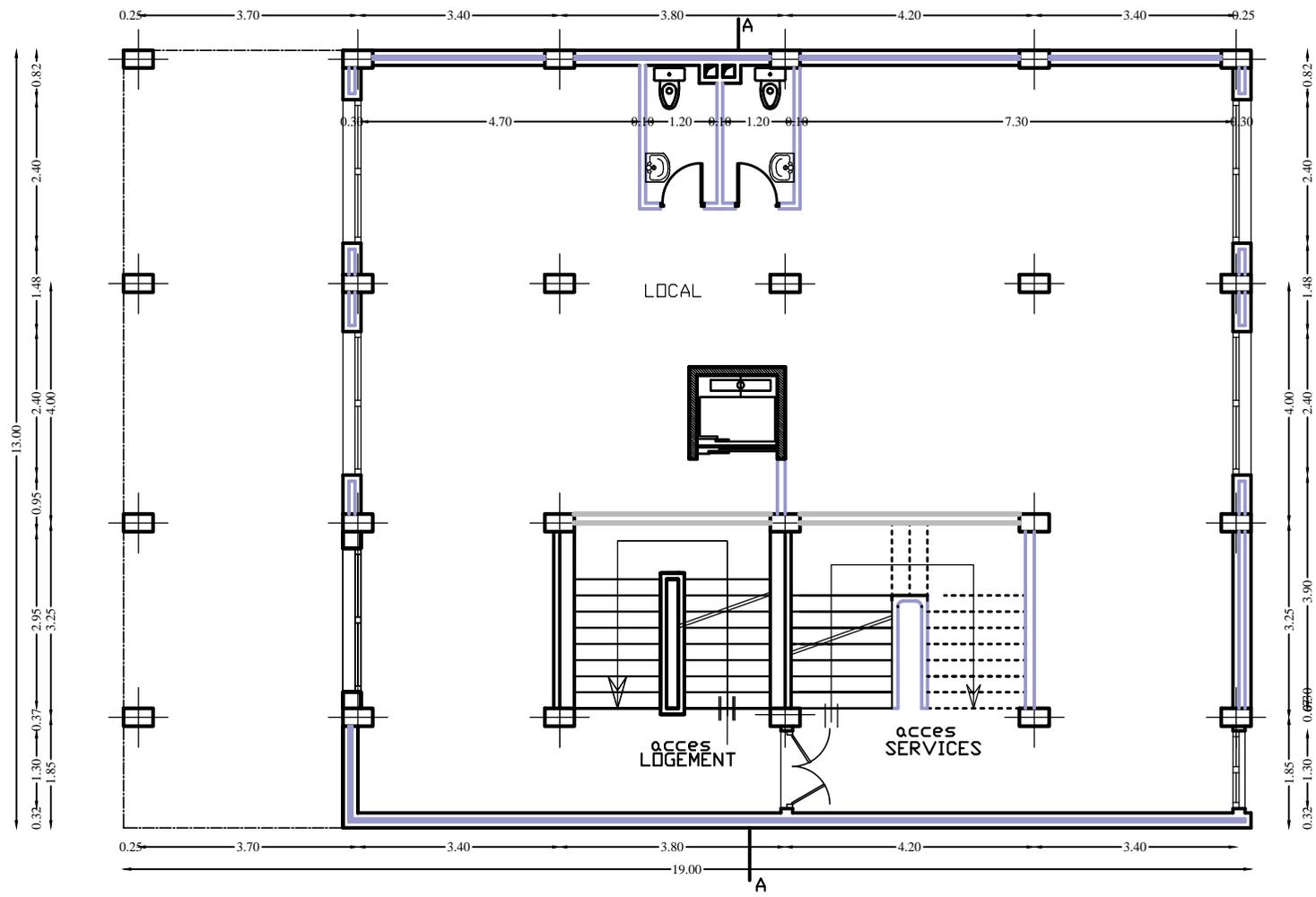
COUPE A-A



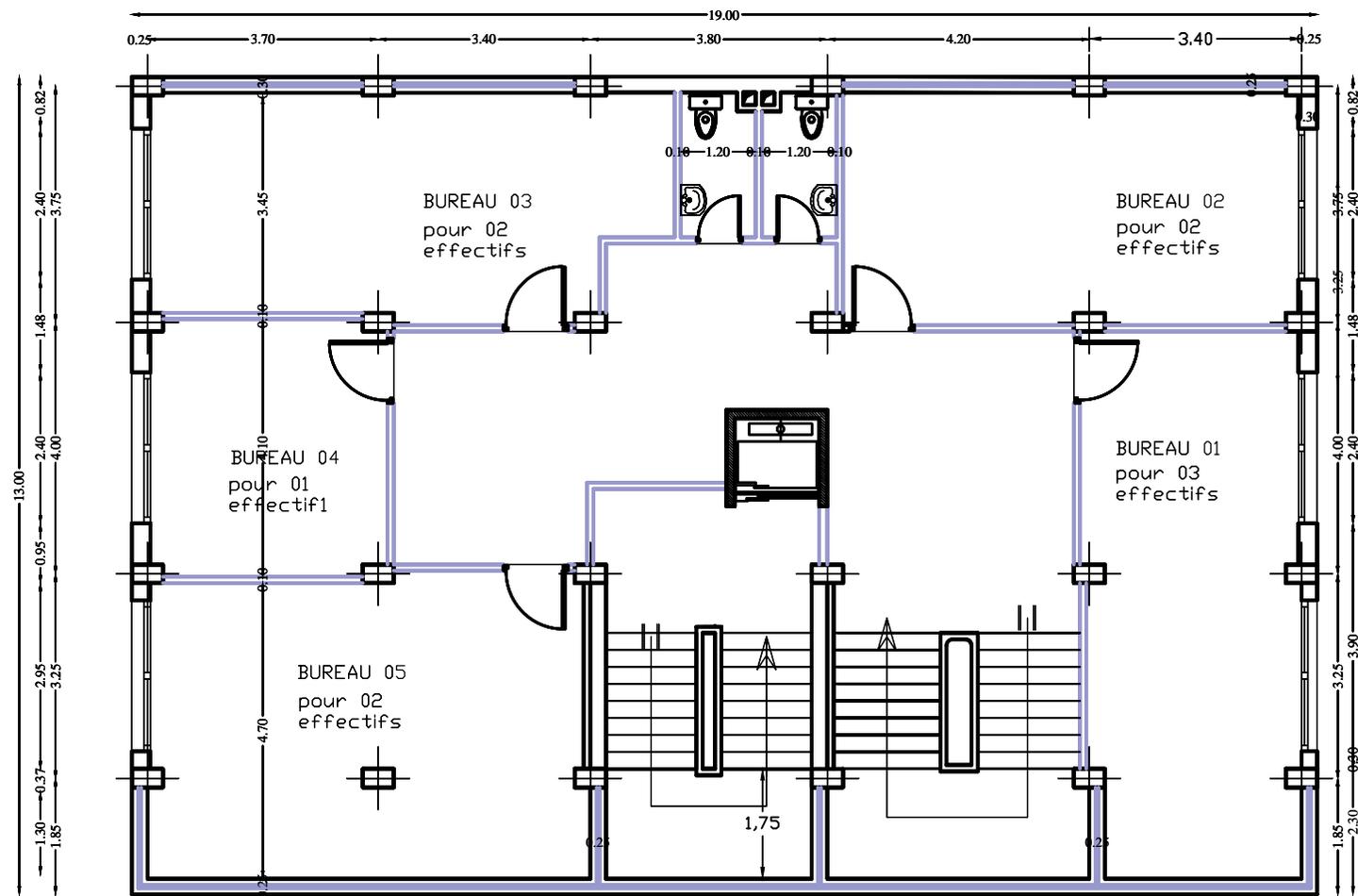
SOUS SOL 2



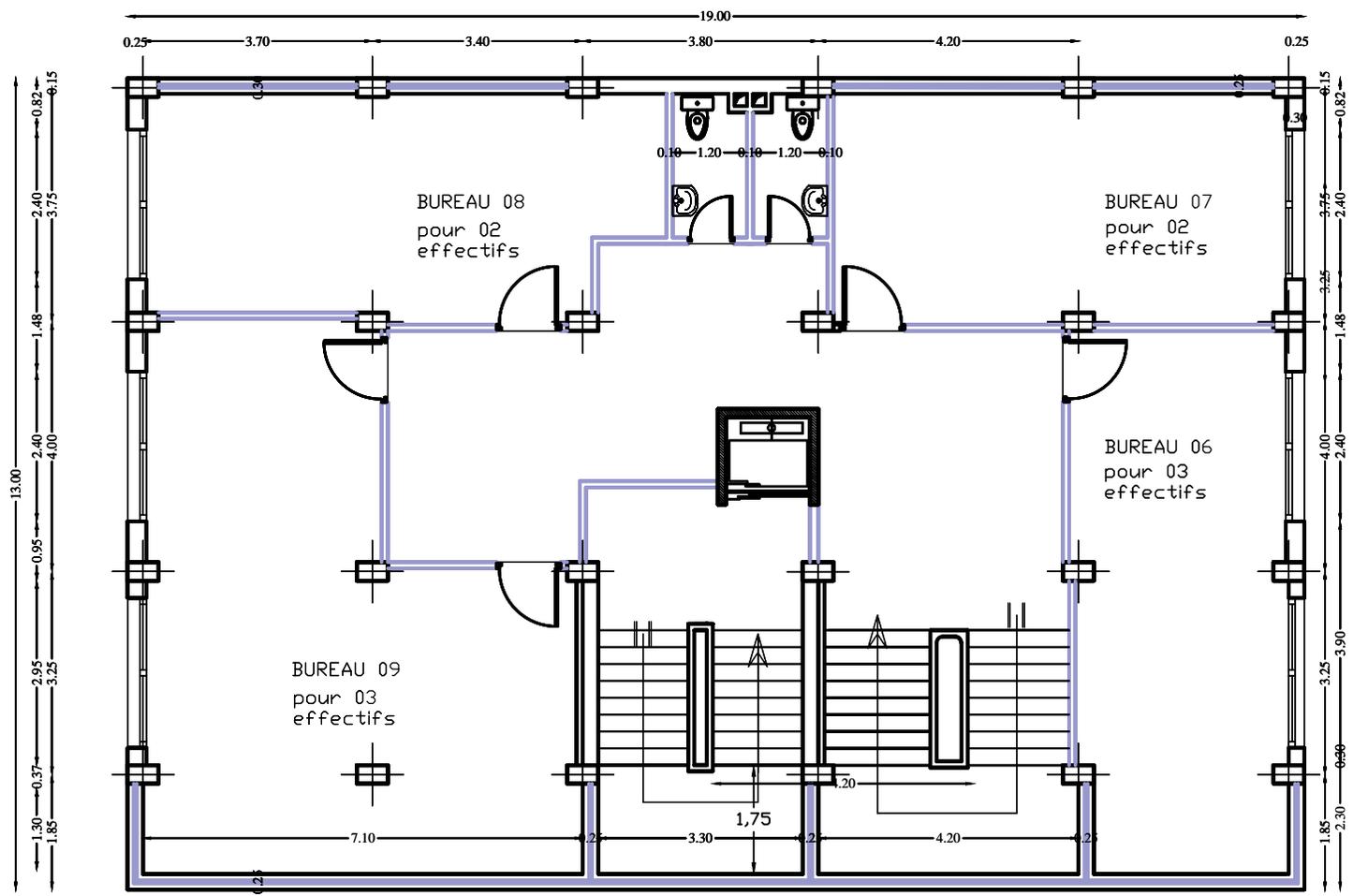
SOUS SOL 1



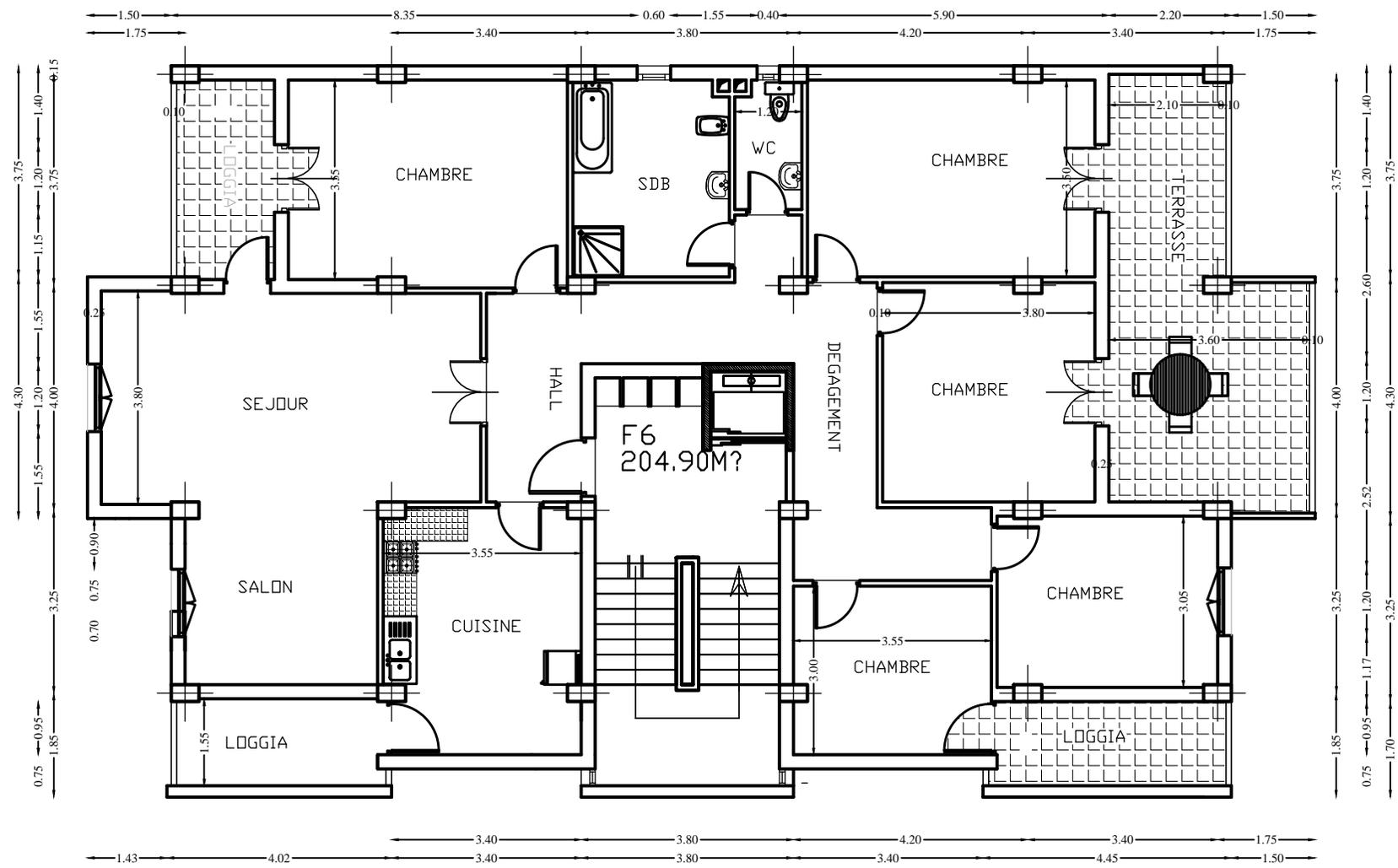
rez de chaussée



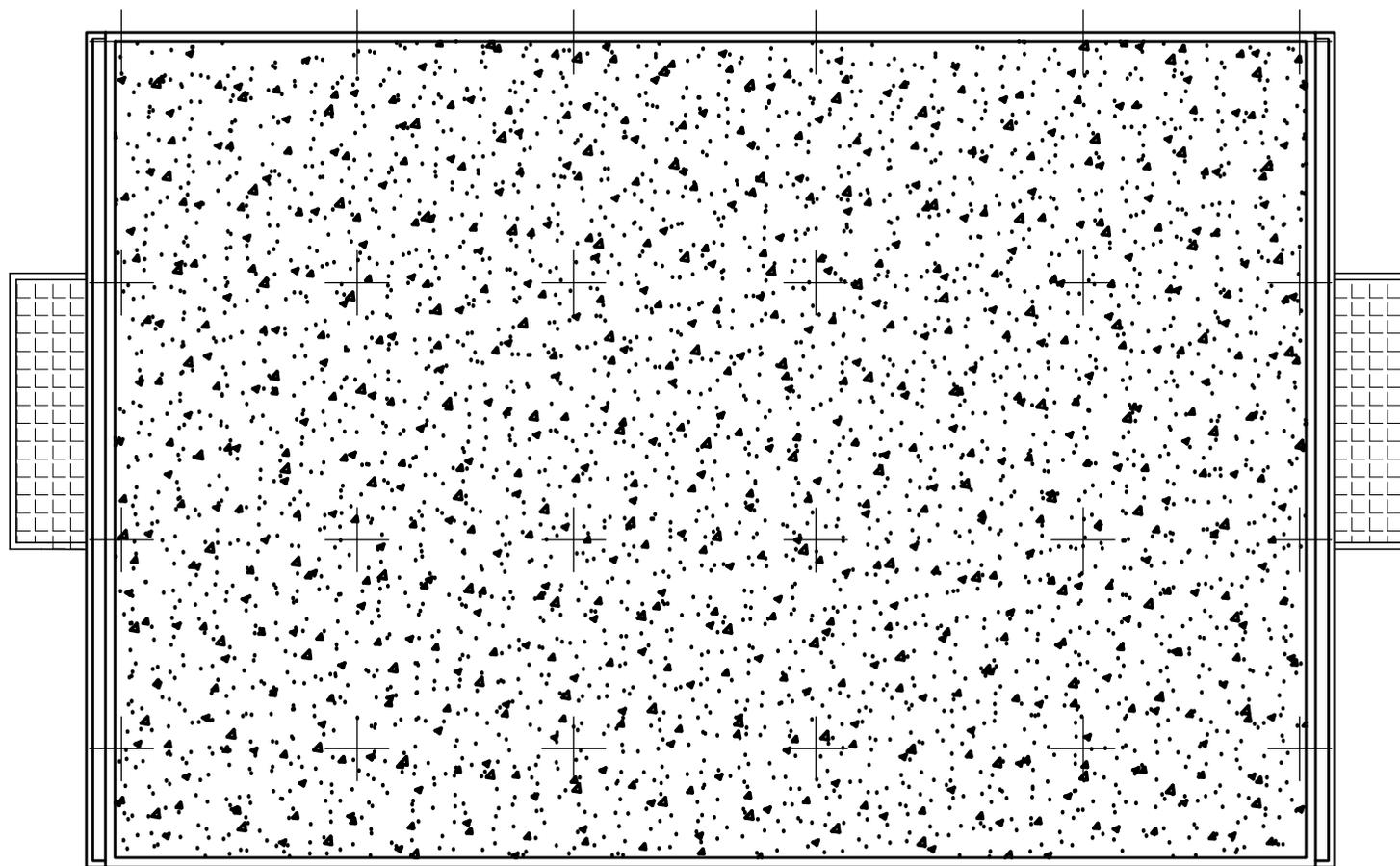
ETAGE service 01



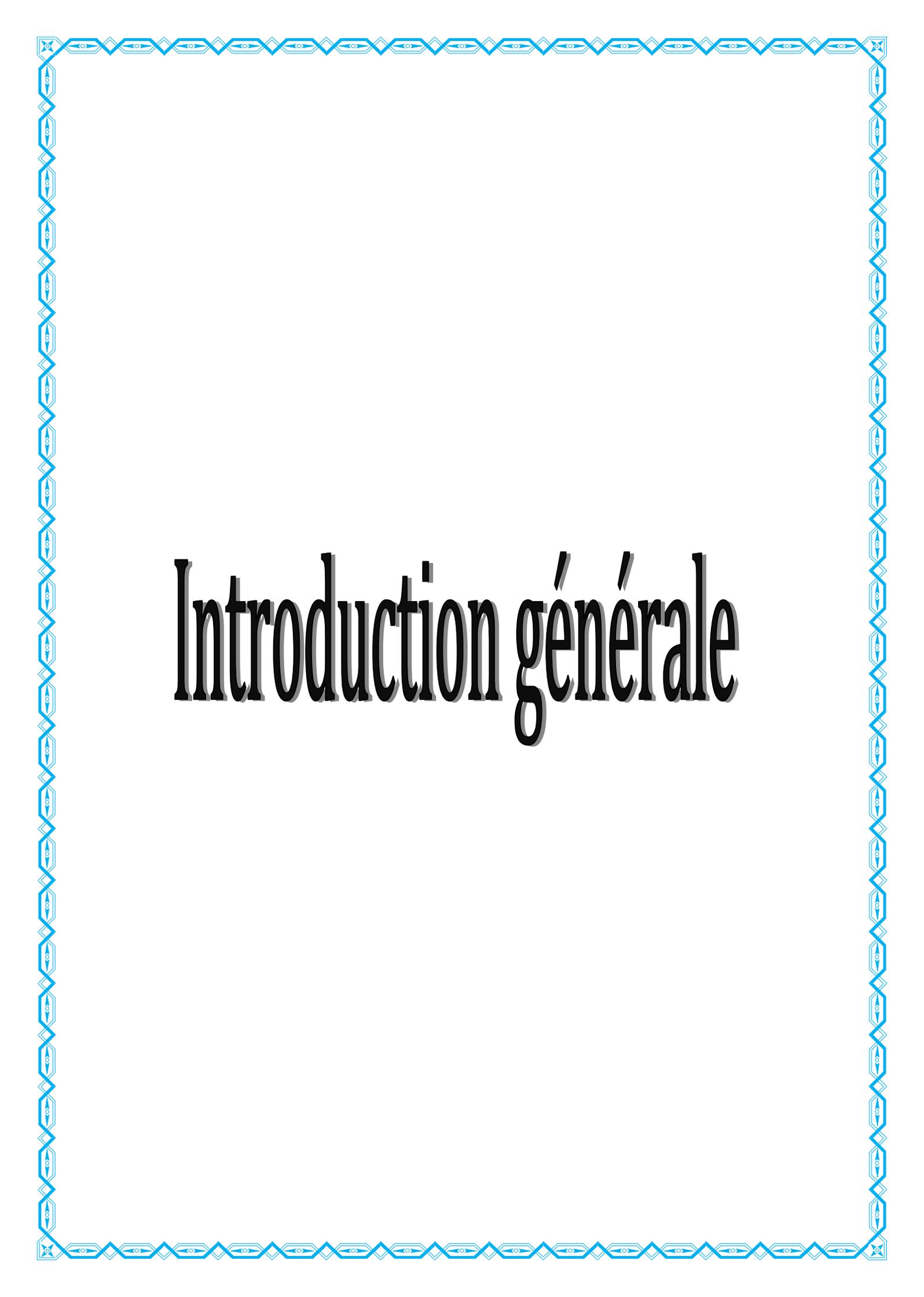
ETAGE service 02



ETAGE de 3 a 9



PLAN DE TOITURE



Introduction générale

INTRODUCTION GENERALE :

Le génie civil est un domaine spécialisé et très vaste. Il s'agit du domaine de l'urbanisme dont la fonction est de construire, et d'une manière plus générale, de mettre en œuvre les décisions d'aménagement du territoire.

Les bâtiments et les travaux publics sont deux grands domaines au sein du génie civil, le travail d'un ingénieur civil repose sur deux concepts clés : **l'évaluation des charges** et la **résistance des matériaux**.

L'objectif premier est de combiner un ensemble de matériaux afin de résister à des charges pour accomplir une fonction principale.

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:

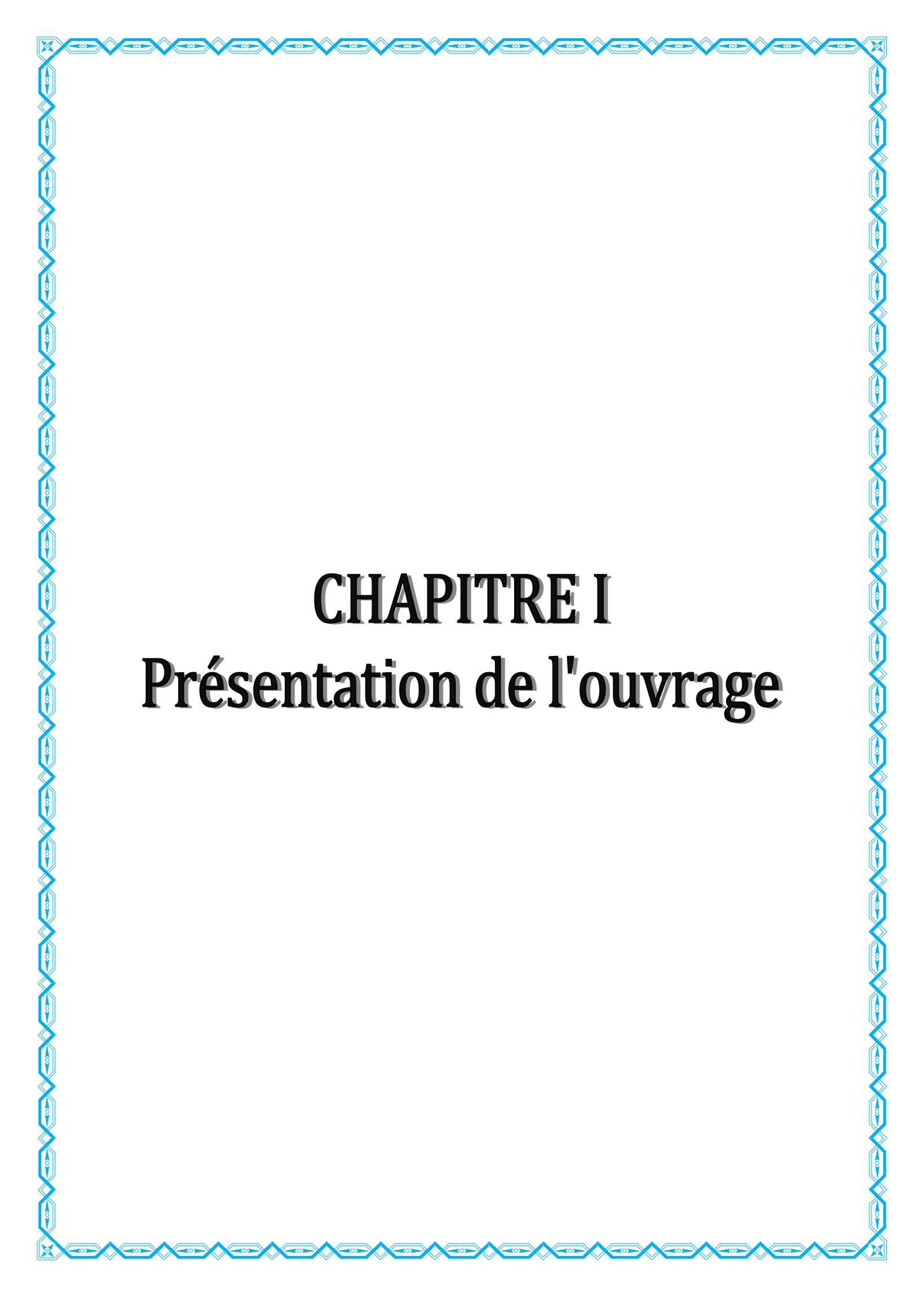
- Avant tous calculs, la première phase consiste à examiner toutes les données du projet, décrire la situation géographique et environnementale de l'ouvrage, vérifier la conformité de la conception architecturale au règlement en vigueur:

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 statiques et en respectant les conditions de déformations limitent 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 9.6.0

- Après ces calculs, on procède alors à la partie ferrailage 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 I

Présentation de l'ouvrage

I-1 INTRODUCTION :

Le projet à étudier comme tout ouvrage de génie civil doit être calculé de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage et la sécurité des usagers pendant et après la réalisation, pour cela, nos calculs, seront vérifiés aux règlements Parasismique algérien (version 2003), BAEL 91 modifiée 99 et le CBA 93.

I-2 PRESENTATION DE L'OUVRAGE :

Le projet consiste en l'étude et le calcul des éléments résistants d'une structure en (RDC +9 étages + 2 sous – sols) à usage multiple constitué de :

- 1^{er} Sous-sol étage de cave
- Un rez-de-chaussée et sous-sols 1 à usage commercial.
- le 1^{er} étage et 2^{ème} étage à usage de services
- du 3^{ème} étage au 9^{ème} étage à usage d'habitation.

Cet ouvrage, sera implanté à Tizi-Ouzou, classé selon RPA 99 (version 2003) comme une zone de moyenne sismicité (Zone IIa).

I-3 CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES

La présente structure a pour dimensions :

- Hauteur du sous-sol (1) : $H_{s1} = 3.06$ m
- Hauteur du sous-sol (2) : $H_{s2} = 3.06$ m
- Hauteur du rez-de-chaussée : $H_{RDC} = 4.59$ m
- Hauteur de l'étage service : $H_{es} = 3.06$ m
- Hauteur de l'étage courant : $H_{ec} = 3.06$ m
- Hauteur totale (y compris l'acrotère) : $H_T = 38.85$ m
- Longueur : $L = 22.00$ m
- Largeur : $l = 13.00$ m

I-4 ELEMENTS DE L'OUVRAGE :

I-4-1 OSSATURE :

L'immeuble qui fait l'objet de notre étude est composé des poteaux et poutres formant un système de portiques destiné à reprendre essentiellement les charges et les surcharges.

I-4-2 PLANCHERS :

a) PLANCHERS EN CORPS CREUX :

Ils sont réalisés en corps creux et une dalle de compression, reposant sur des poutrelles préfabriquées. Le plancher terrasse comportera un complexe d'étanchéité et une forme de pente pour faciliter l'écoulement des eaux pluviales.

b) DALLE PLEINE EN BETON ARME :

Des dalles pleines en béton armé sont prévues au niveau des balcons et de la salle machine.

I- 4-3 MAÇONNERIE :**a) MURS EXTERIEURS :**

Ils sont réalisés en doubles cloisons de briques creuses de 10 cm d'épaisseur avec une lame d'air de 5 cm (10+5+10).

b) MURS INTERIEURS :

Ils sont réalisés en maçonnerie de briques creuses de 10 cm d'épaisseur.

I-4-4 L'ESCALIER :

Le bâtiment est muni de deux cages d'escaliers, elles sont de deux types différents, composées d'un palier et de paillasse, réalisés en béton armé coulé sur place.

I-4-5 LES REVETEMENTS :

- Mortier de ciment : pour les murs de façades et les salles d'eau.
- Plâtre pour les cloisons et les plafonds.
- Carrelage scellé pour les planchers et les escaliers.

I-5 REGLEMENTS UTILISES :

Le calcul du présent ouvrage sera conforme aux règles **BAEL91**, aux prescriptions algériennes de construction inscrites dans le **RPA99** modifié **2003** et dans le **DTR-BC2.2**

I-6 CARACTERISTIQUES MECANQUES DES MATERIAUX :**I-6-1 LE BETON :****I-6-1-1 Résistance caractéristique à la compression :**

Un béton est défini par sa résistance à la compression à 28 jours d'âge dite : résistance caractéristique à la compression, notée f_{c28} .

Lorsque la sollicitation s'exerce sur un béton d'âge $j < 28$ jours, sa résistance à la compression est calculée comme suit (Art 2-1-11 BAEL 91).

$$f_{cj} = \frac{j \cdot f_{c28}}{(4.46 + 0.83j)} \quad [\text{MPa}] \quad \text{----> pour } j < 28 \text{ jours}$$

Pour le présent projet on adoptera : $f_{c28} = 25$ [MPa]

I-6-1-2 Résistance caractéristique à la traction : (Art A-2 12 BAEL91)

Conventionnellement elle est définie de celle à la compression par la formule suivante :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{c,j} \quad [\text{MPa}]$$

$$f_{t28} = 2.1 \quad [\text{MPa}]$$

I-6-1-3 Contraintes limites :

- **Contrainte limite à la compression :** (Art 4 -3 .41 BAEL91)

$$f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} \quad [\text{MPa}]$$

Avec :

γ_b : coefficient de sécurité

$$\begin{cases} \gamma_b = 1.50 \text{ en situation courante} \\ \gamma_b = 1.15 \text{ en situation accidentelle} \end{cases}$$

θ : coefficient qui est en fonction de la durée d'application des actions

$$\begin{cases} \theta = 1 & \text{si durée d'application est supérieur à 24 heures.} \\ \theta = 0.9 & \text{si la durée d'application est entre 1 heures et 24 heures.} \\ \theta = 0.85 & \text{si la durée d'application est inférieur à 1 heures.} \end{cases}$$

Pour : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

$$\gamma_b = 1.5$$

$$\theta = 1$$

On aura : $f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$

- **Contrainte limite de cisaillement :** (Art A - 5.1.21 BAEL91)

$$\begin{cases} \tau_u = \min (0.2 f_{c28} / \gamma_b ; 5 [\text{MPa}]) \longrightarrow \text{pour la fissuration peu nuisible.} \\ \tau_u = \min (0.15 f_{c28} / \gamma_b ; 4 [\text{MPa}]) \longrightarrow \text{pour la fissuration préjudiciable.} \end{cases}$$

- **Contraintes de service à la compression :** (Art A - 4 .5 .2 BAEL91)

$$\sigma_{bc} = 0.60 \times f_{c28} \quad [\text{MPa}]$$

$$\sigma_{bc} = 15 \quad [\text{MPa}]$$

I-6-1-4 Module d'élasticité :

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

- **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 :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad [\text{MPa}] \quad \Rightarrow \quad E_{ij} = 32164.195 \quad [\text{MPa}]$$

Avec : $f_{c28} = 25 \quad [\text{MPa}]$

- **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 l'effet de fluage du béton, on prend un module égal :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad [\text{MPa}] \quad \Rightarrow \quad E_{vj} = 10819 \quad [\text{MPa}]$$

Avec : $f_{c28} = 25 \quad [\text{MPa}]$

- **Module d'élasticité transversale :**

$$G = E / 2 (1 + \nu) \quad [\text{MPa}]$$

Avec :

ν : Coefficient de poisson

- **Coefficient de poisson** (Art A.2 1 3 BAEL91)

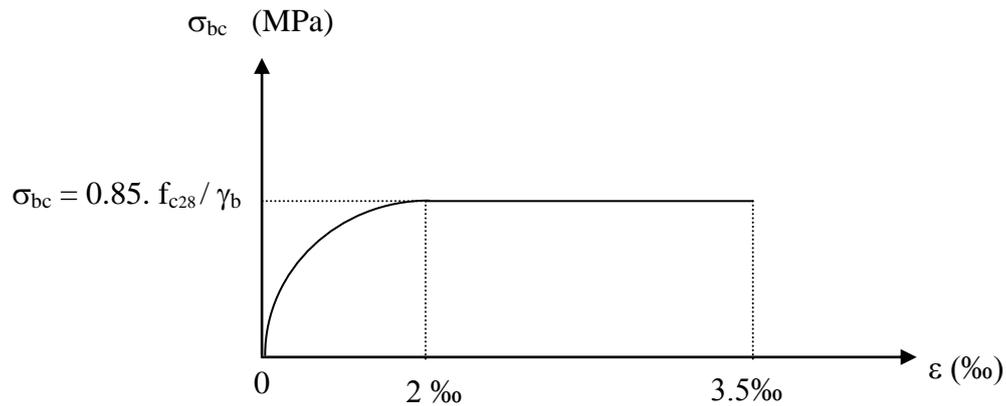
C'est le rapport des déformations transversales et longitudinales, il sera pris égale à :

$$\begin{cases} \nu = 0.2 & \text{l'état limite de service} \\ \nu = 0 & \text{l'état limite ultime} \end{cases}$$

I-6-1-5 Diagramme contraintes déformations :

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

L'état limite ultime : On adopte le diagramme parabole rectangle ci dessous :



I-6-2 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-6-2-1 Caractéristiques des aciers utilisés :

Type d'acier	Nomination	Symbole	Limite d'élasticité ϵ Fe [MPa]	Résistance à la Rupture	Allongement relatif à la Rupture [%]	Coefficient de fissuration	Coefficient de $[\psi]$ scellement
Aciers en Barre	Rond lisse FeE235	RL	235	410-490	22 ‰	1	1
	Haute adhérence FeE400	HA	400	480	14 ‰	1.6	1.5
Aciers en treillis	Treillis soudé (T S) TL520 ($\Phi < 6$)	TS	520	550	8 ‰	1.3	1

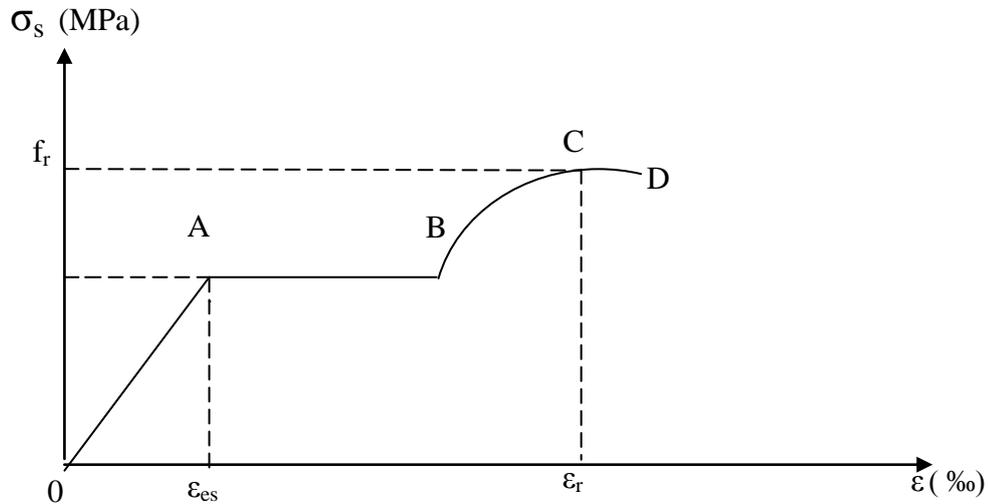
I-6-2-2 Module d'élasticité longitudinal :

Il est noté (E_s), sa valeur est constante quelle que soit la nuance de l'acier.
 $E_s = 200000$ [MPa]

I-6-2-3 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 :



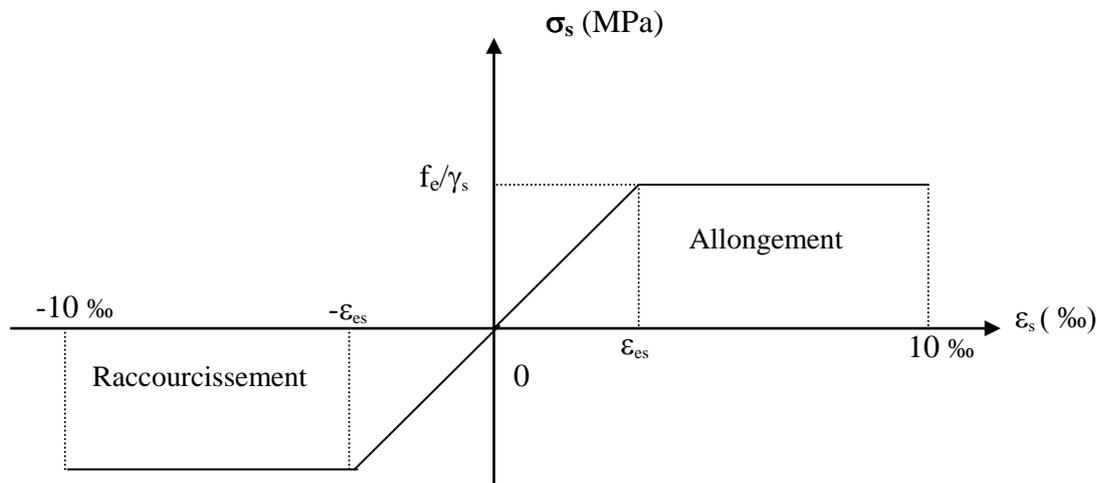
Avec : f_r : Résistance à la rupture
 f_e : Limite d'élasticité
 ϵ_{es} : Allongement relatif correspondant à la limite élastique de l'acier
 ϵ_r : Allongement à la rupture

On distingue du diagramme précédent 04 parties :

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

I-6-2-4 Diagramme contrainte déformation de calcul :

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



I-6-2-5 Limite d'élasticité :

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

Avec : γ_s : Coefficient de sécurité

$$\left\{ \begin{array}{ll} \gamma_s = 1.15 & \text{En situation durable} \\ \gamma_s = 1.00 & \text{En situation accidentelle} \end{array} \right.$$

I-6-2-6 La contrainte maximale des armatures tendues à l'ELS :

Il est nécessaire de limiter l'ouverture des fissures (risque de corrosion des armatures), et ce 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 intérieurs où aucune vérification n'est nécessaire.

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

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

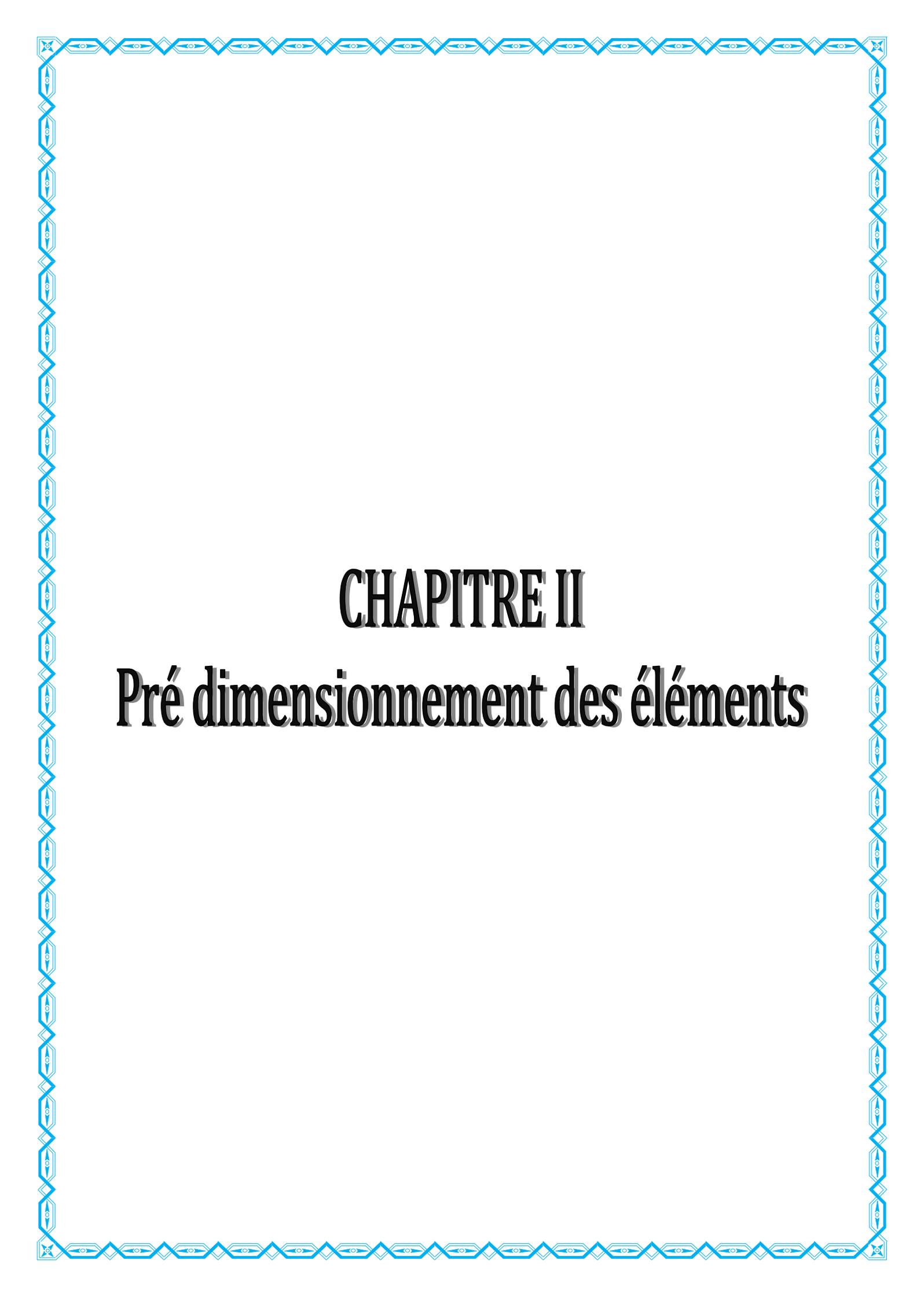
c) Fissuration très préjudiciable : (BAEL91 / Art 4-5.34)

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_{st} = \min (0.5f_e , \sqrt{\eta \cdot f_{t28}}) \quad [\text{MPa}]$$

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

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

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



CHAPITRE II

Pré dimensionnement des éléments

II- PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS :

II-1 LES POTEAUX :

Les poteaux sont des éléments en béton armé dont la forme est généralement carrée, rectangulaire ou circulaire.

Le pré dimensionnement des poteaux se fait à l'ELS et en compression simple. En supposant que le béton reprend lui seul l'effort normal, en calculant la descente de charge sur un ou plusieurs poteaux, en tenant compte de la dégression de charge.

La section du poteau est donnée par la formule suivante :

$$S \geq \frac{N}{0.3f_{c28}}$$

Avec :

f_{c28} : résistance à la compression à 28 jours

S : section du poteau.

N : effort normal revenant au poteau.

Remarque

La section minimale exigée par le (RPA 99 v 2003) pour un poteau en Zone IIa qui est de $25 \times 25 \text{ cm}^2$.

On optera pour un poteau de section $(25 \times 25) \text{ cm}^2$.

II-2 LES PLANCHERS :

Les planchers sont des aires limitant les différents niveaux d'un bâtiment. Leur rôle principale est la transmission des efforts horizontaux aux différents éléments de contreventement et la répartition des charges et surcharges sur les éléments porteurs. En plus de cette participation à la stabilité de la structure, ils offrent une isolation thermique et acoustique entre les différents étages.

II-2-1 PLANCHER EN CORPS CREUX :

L'épaisseur de ce type de planchers doit être calculée pour que les flèches développées durant la durée d'exploitation de l'ouvrage ne soient pas trop élevées à cause des désordres que cela occasionnera aux cloisons, aux revêtements et au plancher lui-même.

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

$$h_t \geq \frac{L}{22.5}$$

Avec :

L : longueur entre nus d'appuis.

h_t : hauteur totale du plancher.

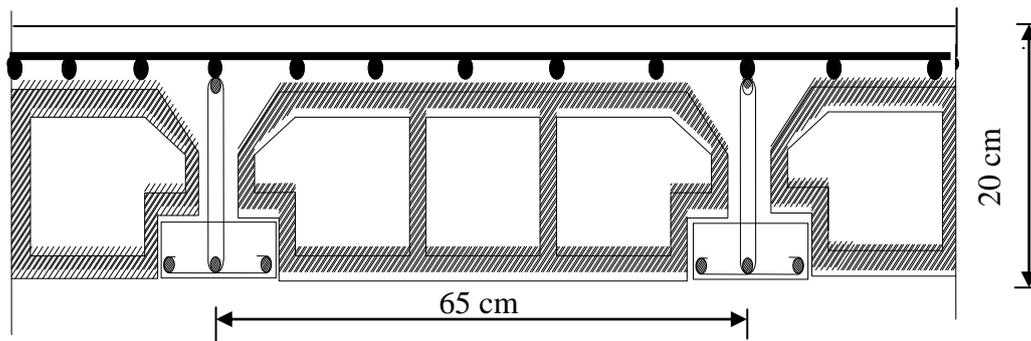
On a :

$$L = 420 - 25 = 395 \text{ cm}$$

$$h_t \geq \frac{395}{22.5}$$

$$h_t = 17.55 \text{ cm}$$

On adoptera un plancher de 20 cm (16 +4) cm d'épaisseur composés d'un hourdis de 16cm et d'une dalle de compression de 4 cm d'épaisseur.



Coupe d'un plancher à corps creux

II-2-2 PLANCHER DALLE PLEINE :

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

Leur pré-dimensionnement est déterminé en tenant compte des conditions essentielles de résistance et d'utilisation :

- ✓ La résistance à la flexion
- ✓ La résistance au feu
- ✓ L'isolation acoustique

II-2-2-1 Condition de résistance à la flexion :

La dalle pleine de type console (balcon)

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

l_o : Largeur de la consol

$$e_p \geq \frac{150}{10} = 15\text{cm} \longrightarrow e_p = 15\text{cm}$$

$$e_p \geq \frac{170}{10} = 17\text{cm} \longrightarrow e_p = 20\text{cm}$$

II-2-2-2 Résistance au feu :

On a :

- $e = 7\text{cm}$ pour une heure de résistance au feu
- $e = 11\text{cm}$ pour deux heures de résistance au feu
- $e = 17.5\text{ cm}$ pour quatre heures de résistance au feu
- $e =$ épaisseur de la dalle pleine

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

II-2-2-3 ISOLATION ACOUSTIQUE :

D'après la loi de la masse, l'isolation acoustique est proportionnelle au logarithme de la masse :

$$\begin{cases} L = 13.3 \log (10M) & \text{si } \begin{cases} M < 200 \text{ kg/m}^2 \\ M > 200 \text{ kg/m} \end{cases} \\ L = 15 \log (M) + 9 & \end{cases}$$

Donc pour assurer un minimum d'isolation acoustique, il est exigé une masse surfacique minimale de 350 kg/m^2

D'ou l'épaisseur minimale de la dalle est :

$$h_0 = \frac{M}{\rho} = \frac{350}{2500} = 14 \text{ cm}$$

Nous prenons :

$$h_0 = 15 \text{ cm}$$

II-3 LES POUTRES :

Les poutres sont des éléments en béton armé coulé 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 qui constituent des appuis aux poutrelles et les poutres secondaires qui assurent le chaînage.

III-3-1 POUTRES PRINCIPALES :**a) La hauteur h_t :**

la hauteur h_t est donnée par :

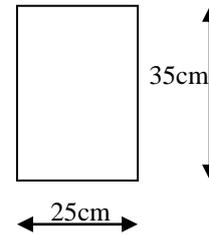
$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h_t \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

Avec : L_{\max} : longueur libre entre nus d'appuis
 h_t : hauteur totale de la poutre

$$L_{\max} = 420 - 25 = 395 \text{ cm}$$

$$\frac{390}{15} \leq h_t \leq \frac{390}{10}$$

$$26.33 \leq h_t \leq 39.5 \text{ cm}$$



Nous prenons : **$h_t = 35 \text{ cm}$**

b) La largeur b :

La largeur b est donnée par :

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

$$14 \leq b \leq 24.5$$

Nous prenons : **$b = 25 \text{ cm}$**

c) Vérification des exigences du RPA 99 Version 2003 (Art 7-4-1)

$$b = 25 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$$

$$h_t = 35 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$$

$$\frac{h_t}{b} = \frac{35}{25} = 1.4 < 4$$

} Conditions vérifiées

III-3-2 POUTRES SECONDAIRES :**a) La hauteur h_t :**

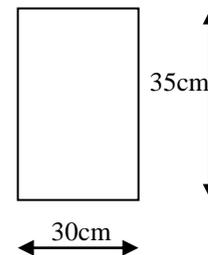
$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h_t \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

Avec : L_{\max} est la longueur libre entre nus d'appuis ;
 h_t est la hauteur totale de la poutre ;

$$\frac{375}{15} \leq h_t \leq \frac{375}{10}$$

$$25 \leq h_t \leq 37.5 \text{ cm}$$

Nous prenons: **$h_t = 30 \text{ cm}$**



b) La largeur b :

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

$$12 \leq b \leq 21 \text{ cm}$$

Nous prenons : **b = 25cm** (Selon les exigences du RPA99 version 2003 art 7-4-1)

c) Vérification des exigences du RPA 99 Version 2003 (Art 7-4-1)

$$b = 25 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$$

$$h_t = 30 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$$

$$\frac{h_t}{b} = \frac{30}{25} = 1.2 < 4$$

On prend :

$$\mathbf{b = 25 \text{ cm et } h = 30 \text{ cm}}$$

CONCLUSION :

Nous adapterons des poutres de dimensions suivantes :

Poutres principales : **h_t = 35cm ; b = 25cm**

Poutres secondaires : **h_t = 30 cm ; b = 25cm**

II-4 LES VOILES :

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

Leur pré dimensionnement se fera conformément à (**Art 7-7-1 du RPA99**)

II-4-1 L'ÉPAISSEUR (e) :

Elle est déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage (h_e) et des conditions de rigidité aux extrémités.

$$h_e = 4.59 - 0.20 = 4.39 \text{ m}$$

$$e = \max \left(\frac{h_e}{25}; \frac{h_e}{22}; \frac{h_e}{20} \right) = \frac{h_e}{20}$$

$$e = \frac{439}{20} = 21.95 \text{ cm} \text{ , Avec : } h_e \text{ est la hauteur libre du RDC}$$

$$\Rightarrow \mathbf{e_p = 25 \text{ cm}}$$

$$h_e = 3.06 - 0.20 = 2.86 \text{ m}$$

$$e = \frac{286}{20} = 14.3 \text{ cm} \text{ , Avec: } h_e \text{ est la hauteur libre dans les autres niveaux}$$

$$\Rightarrow \mathbf{e_p = 20 \text{ cm}}$$

II-4-2 VERIFICATION DES EXIGENCES DU RPA99 VERSION 2003 (ART 7, 7, 1)

Ils sont considérés comme voiles de contreventement les voiles satisfaisants à la condition :

Voile : $e_p = 25\text{cm}$

$$L_{\min} \geq 4.e$$

$$L_{\min} = 1.2\text{m} \geq 4 \times 0.25 = 1.00\text{ m}$$

⇒ Condition vérifiée

Voile : $e_p = 20\text{cm}$

$$L_{\min} \geq 4.e$$

$$L_{\min} = 1.2\text{ m} \geq 4 \times 0.2 = 0.80\text{ m}$$

⇒ Condition vérifiée

Avec:

L_{\min} : portée minimale des voiles

L'ouvrage de groupe d'usage (2) sera implanté à Tizi-ouzou, zone de moyenne sismicité (IIa).

L'épaisseur

Minimale exigée est de 15 cm.

$$e = 25\text{ cm} > e_{\min} = 15\text{ cm}$$

$$e = 20\text{ cm} > e_{\min} = 15\text{ cm}$$

⇒ Condition vérifiée

On optera pour une épaisseur des voiles :

$$e_p = 25\text{ cm (Pour le RDC, le Sous Sol 1 et le Sous Sol 2)}$$

$$e_p = 20\text{ cm (Pour les autres niveaux)}$$

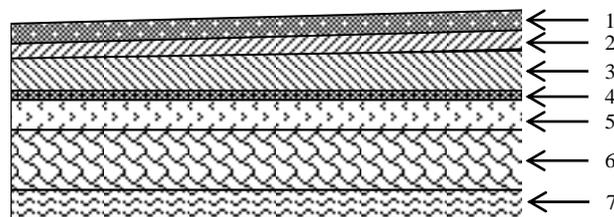
II-5 CHARGES ET SURCHARGES :**II-5-1 CHARGES PERMANENTES :(DONNEES PAR LE DTR)****a) PLANCHER TERRASSE (INACCESSIBLE) : (FIG 01)**

Fig : 01- coupe transversale du plancher terrasse inaccessible

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charges (KN/m ²)
1	Couche de gravier	0.05	17	0.85
2	Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3	Béton en forme de pente	0.07	22	1.54
4	Feuille de poly âne	/	/	0.01
5	Isolation thermique	0.04	4	0.16
6	Dalle en corps creux	(16+4)	14	2.80
7	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
				G=5.68

b) PLANCHER ETAGE COURANT : (FIG 02)

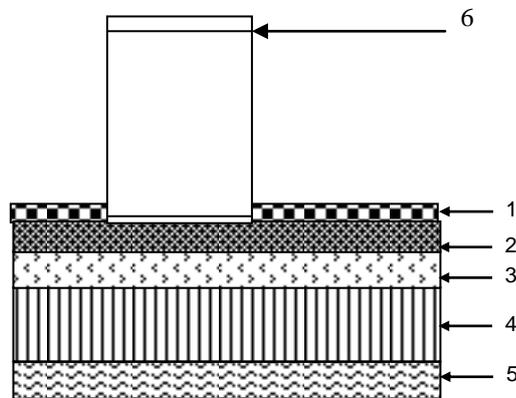


fig. : 02 - Coupe transversale du plancher étage courant

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique [KN/m ³]	Charges [KN/m ²]
1	Revêtement en carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Couche de sable	0.03	18	0.54
4	Dalle en corps creux	0.20	14	2.80
5	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
6	Cloisons de séparation interne	0.10	9	0.90
				G =5.28

C) BALCONS (DALLE PLEINE): (FIG 03)

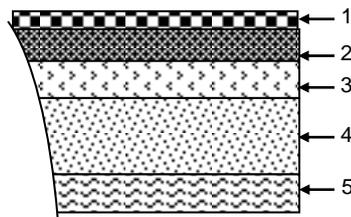


Fig : 03 - Coupe transversal du balcon

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids Volumique (KN/m ³)	Charges (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.03	20	0.60
3	Couche de sable	0.03	18	0.54
4	Dalle pleine en béton	0.15	25	3.75
5	Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
				G=5.53

D) MAÇONNERIE:

❖ Mur extérieur : fig :04

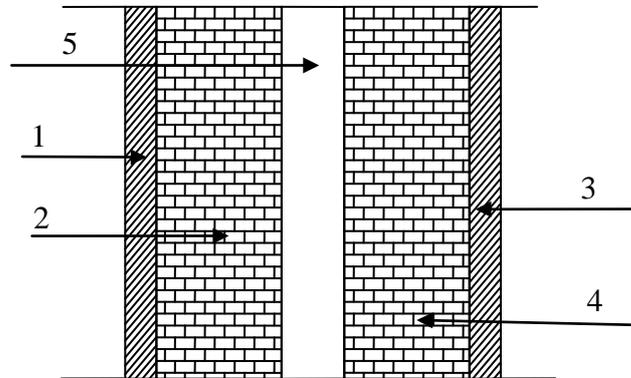


Fig : 04 -Coupe transversale du mur double cloison

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique [KN/m ³]	Charges [KN/m ²]
1	Enduit de ciment	0.02	20	0.40
2	Briques creuses	0.10	9	0.90
3	Lame d'aire	0.05	-	-
4	Briques creuses	0.10	9	0.90
5	Enduit de ciment	0.02	20	0.40
				G = 2.6

❖ Mur intérieur : fig :05

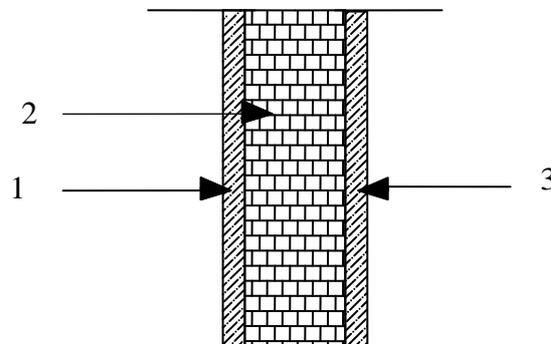


Fig : 05- Coupe transversale du mur en simple cloison

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique [KN/m ³]	Charges [KN/m ²]
1	Enduit de ciment	0.02	20	0.40
2	Briques creuses	0.10	9	0.90
3	Enduit de ciment	0.02	20	0.40
				G=1.70

II-5-2 SURCHARGES D'EXPLOITATION :

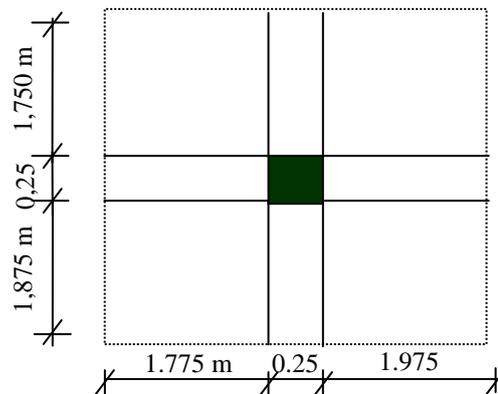
Les surcharges d'exploitation sont données par le DTR comme suit :

- Plancher terrasse : $Q = 1.00 \text{ KN/m}^2$
- Plancher étage courant : à usage d'habitation : $Q = 1.50 \text{ KN/m}^2$
- Plancher étage courant : à usage commercial : $Q = 4.00 \text{ KN/m}^2$
- Plancher étage courant : à usage service : $Q = 2.50 \text{ KN/m}^2$
- Plancher étage des caves sous sol 2 : $Q = 2.50 \text{ KN/m}^2$
- Balcons : $Q = 3.50 \text{ KN/m}^2$
- L'acrotère : $Q = 1.00 \text{ KN/m}^2$
- L'escalier : $Q = 2.50 \text{ KN/m}^2$

II- 6 DESCENTE DE CHARGES :

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

D'une façon générale, les charges se distribuent en fonction des surfaces attribuées à chaque élément porteur (poutre, poteau, voile), appelée surface d'influence.



II-6-1 CALCUL DE L'EFFORT NORMAL SOUS POTEAU (D-2) :**1- Surface d'influence revenant au poteau :**

$$S = (1.775 \times 1.875) + (1.975 \times 1.875) + (1.775 \times 1.75) + (1.975 \times 1.75)$$

$$S = 13.59 \text{ m}^2$$

2- Poids propre des poutres :

$$\text{Poutres principales : } G_{pp} = 0.25 \times 0.35 \times 25 \times 3.95 = 8.64 \text{ KN}$$

$$\text{Poutres secondaire : } G_{ps} = 0.25 \times 0.30 \times 25 \times 3.75 = 7.03 \text{ KN}$$

$$\text{D'où le poids des poutres : } G_p = 8.64 + 7.03 = 15.67 \text{ KN}$$

3- Poids des planchers :**a) Charges revenant à chaque plancher :**

$$\text{- Plancher terrasse} \quad \begin{cases} G = 5.68 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 1.00 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

$$\text{- Plancher étage courant} \quad \begin{cases} G = 5.28 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 1.50 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

D'habitation

$$\text{- Plancher étage courant} \quad \begin{cases} G = 5.28 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 2.50 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

(Service)

$$\text{- Plancher sous sol 2} \quad \begin{cases} G = 5.28 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 2.50 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

(Etage des caves)

$$\text{- Plancher sous-sol 1 (commercial)} \quad \begin{cases} G = 5.28 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 4.00 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

Rez-de-chaussée

b) Charges permanentes totales :

$$\text{- Poids du plancher : } P = G \times S$$

$$\text{- Plancher terrasse : } G = 5.68 \times 13.59 = 77.19 \text{ KN}$$

$$\text{- Plancher courant : } G = 5.28 \times 13.59 = 71.76 \text{ KN}$$

c) Surcharges d'exploitations totales :

$$\text{- plancher terrasse: } Q_0 = 1.00 \times 13.59 = 13.59 \text{ KN}$$

$$\text{- plancher courant: } Q_1 = Q_2 = Q_3 = \dots = Q_7 = 1.50 \times 13.59 = 20.385 \text{ KN}$$

$$\text{- plancher service : } Q_8 = Q_9 = 2.50 \times 13.59 = 33.975 \text{ KN}$$

$$\text{- plancher commercial: } Q_{10} = Q_{11} = 4.00 \times 13.59 = 54.36 \text{ KN}$$

$$\text{- plancher étage des caves : } Q_{12} = 2.5 \times 13.59 = 33.975 \text{ KN}$$

4) Poids propre des poteaux :

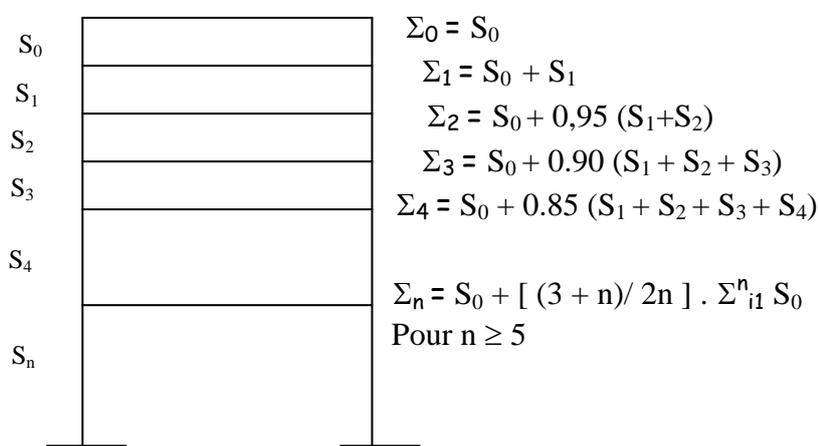
Le poids propre des poteaux sera pris en compte dans le calcul, en fur et à mesure que leurs sections réelles seraient fixées.

II-6-2 SURCHARGES D'EXPLOITATION :

II-6-2-1 Loi de dégression des charges en fonction du nombre d'étages :

La loi de dégression des charges s'applique aux bâtiments à grand nombre de niveaux, où les occupations des divers niveaux, peuvent être considérées comme indépendantes. Les niveaux occupés par des locaux industriels où commerciaux, ne sont pas comptés dans le nombre d'étages intervenant dans la loi de dégression, les charges sur ces planchers sont prises sans abattement.

Coefficients de dégression des charges :



(Tab II-1) : Coefficients de degression des surcharges :

Niveaux	12	11	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1
Coefficient	1	1	0.95	0.90	0.85	0.80	0.75	0.714	0.687	0.66	0.65	0.636

II-6-2-2 Les surcharges cumulées :

$$Q_0 = 13.59 \text{ KN}$$

$$Q_0 + Q_1 = 13.59 + 20.385 = 33.975 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2) = 13.59 + 0.95 (2 \times 20.385) = 52.32 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3) = 13.59 + 0.90 (3 \times 20.385) = 68.63 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 13.59 + 0.85 (4 \times 20.385) = 82.9 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0.80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 13.59 + 0.80 (5 \times 20.385) = 95.13 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0.75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 13.59 + 0.75 (6 \times 20.385) = 105.32 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0.714 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7) = 13.59 + 0.714 (7 \times 20.385) = 115.47 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0.687 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8) = 13.59 + 0.687 (7 \times 20.385 + 33.975) = 134.96 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0.66 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9) = 13.59 + 0.66 (7 \times 20.385 + 2 \times 33.975) = 152.62 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0.65 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10}) = 13.59 + 0.65 (7 \times 20.385 + 2 \times 33.975 + 54.36) = 185.84 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0.636 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + 0.636 (Q_8 + Q_9) + 0.636 (Q_{10} + Q_{11})) \\ = 13.59 + 0.636 (7 \times 20.385) + 0.636 (2 \times 33.975) + 0.636 (2 \times 54.36) = 216.71 \text{ KN}$$

(Tab II-2) : Tableau récapitulatif de la descente de charges sur le poteau (D- 2)

Niv	Charges permanentes (KN)					Charges d'exploitation (KN)		Efforts normaux (KN)	Section adoptée	
	Poids des planchers	Poids des poutres	Poids des poteaux	G	G cumulé	Q	Q cumulé	N=Gc+Qc	S _≥ N/0.3fc28	Section adoptée
9	77.19	15.67	0	92.86	92.86	13.59	13.59	106.45	141.933	35×35
8	71.76	15.67	4.78	92.21	185.07	20.385	33.975	219.04	292.053	35×35
7	71.76	15.67	4.78	92.21	277.28	20.385	52.32	329.60	439.47	35×35
6	71.76	15.67	4.78	92.21	369.49	20.385	68.63	438.12	584.16	40×40
5	71.76	15.67	4.78	92.21	461.7	20.385	82.9	544.60	726.13	40×40
4	71.76	15.67	4.78	92.21	553.91	20.385	95.13	649.04	865.39	40×40
3	71.76	15.67	4.78	92.21	646.12	20.385	105.32	751.44	1001.92	45×45
2	71.76	15.67	4.78	92.21	738.33	20.385	115.47	853.80	1138.40	45×45
1	71.76	15.67	4.78	92.21	830.54	33.975	134.96	965.50	1287.33	45×45
RD C	71.76	15.67	7.17	94.6	925.14	33.975	152.62	1077.76	1437.01	50×50
Sous sol 1	71.76	15.67	4.78	92.21	1017.35	54.36	185.84	1203.19	1604.25	50×50
Sous sol 2	71.76	15.67	4.78	92.21	1109.56	54.36	216.71	1326.27	1768.36	50×50

REMARQUE:

La loi de dégression des charges dans les bâtiments à plusieurs étages, ne donne pas un dimensionnement suffisant pour les sections des poteaux, et vu la hauteur de notre ouvrage et aussi l'effet du séisme, il est préférable d'augmenter la section des poteaux, en respectant les conditions de RPA99 (Version 2003) suivantes :

$$\text{Min } (b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm en zone IIa}$$

$$\text{Min } (b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20}$$

$$\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4$$

Les sections adoptées sont :

- (50×50) cm² : pour les niveaux sous sol 1, sous sol 2, RDC
- (45×45) cm² : pour les niveaux 1^{er}, 2^{eme} et 3^{eme} étage
- (40×40) cm² : pour les niveaux 4^{eme}, 5^{eme} et 6^{eme} étage
- (35×35) cm² : pour les niveaux 7^{eme}, 8^{eme} et 9^{eme} étage

II-6-2- 3 Vérification relative au coffrage : (RPA 99 version 2003 Art 7.4.1)

Les poteaux doivent être coulés sur toute leur hauteur (h_e) en une seule fois.

Les dimensions de la section transversale des poteaux en zone II_a doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$\text{min } (b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm}$$

$$\text{min } (b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20}$$

$$\frac{1}{4} < \frac{h_1}{b_1} < 4$$

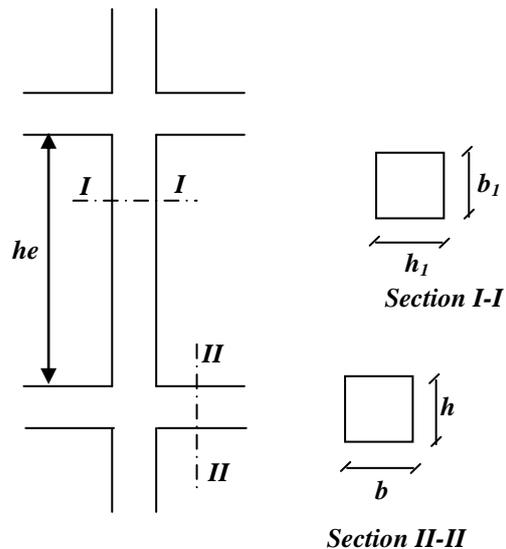
✓ **Poteau (35×35) :**

$$\text{Min } (35, 35) = 35 \text{ cm} \geq 25 \text{ cm}$$

$$\text{Min } (35, 35) = 35 \geq \frac{h_e}{20} = 15.3 \text{ cm}$$

$$\frac{1}{4} < \frac{35}{35} = 1 < 4$$

⇒ Condition vérifiée



✓ **Poteau (40×40) :**

$$\text{Min}(40,40) = 40\text{cm} \geq 25\text{cm}$$

$$\text{Min}(40,40) = 40\text{cm} \geq 15.3\text{cm}$$

$$\frac{1}{4} < \frac{40}{40} = 1 < 4$$

⇒ Condition vérifiée

✓ **Poteau (45×45) :**

$$\text{Min}(45,45) = 45\text{cm} \geq 25\text{cm}$$

$$\text{Min}(45,45) = 45\text{cm} \geq 15.3\text{cm}$$

$$\frac{1}{4} < \frac{45}{45} = 1 < 4$$

⇒ Condition vérifiée

✓ **Poteau (50×50) :**

$$\text{Min}(50,50) = 50\text{cm} \geq 25\text{cm}$$

$$\text{Min}(50,50) = 50\text{cm} \geq 22.95\text{cm}$$

$$\frac{1}{4} < \frac{50}{50} = 1 < 4 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

II-6-2-4 Vérification des poteaux au flambement :

Le calcul des poteaux au flambement, consiste à vérifier la condition suivante :

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

Avec :

λ : Élanement du poteau ;

I_f : Longueur de flambement ; ($I_f = 0.7 L_0$)

i : Rayon de gyration; ($i = [I/B]^{1/2}$)

I : Moment d'inertie; ($I = bh^3/12$)

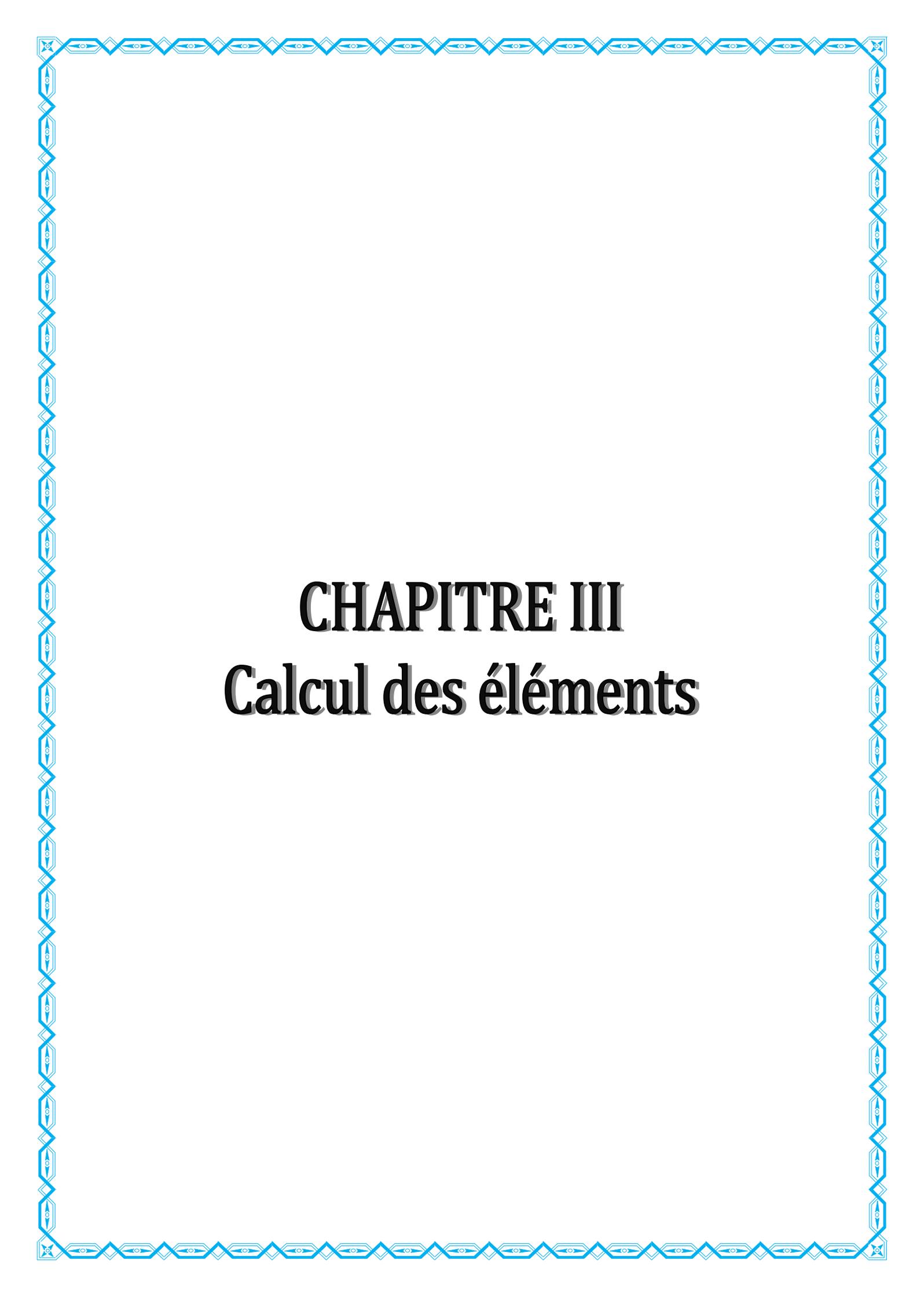
B : Section transversale du Poteau ; ($B = h \times b$)

L_0 : hauteur libre du poteau ;

$$\lambda = \frac{0.7l_0}{\sqrt{\frac{I}{B}}} = \frac{0.7l_0}{\sqrt{\frac{bh^3/12}{bh}}} = \frac{\sqrt{12} \times 0.7l_0}{h} \Rightarrow \lambda = 0.7\sqrt{12} \frac{l_0}{h}$$

$$\Rightarrow \lambda = 2.425 \frac{L_0}{b}$$

- 1- Poteaux des sous-sols 1 et 2 : $\lambda = 2.425 \times 2.71 / 0.50 = 13.14 < 50 \Rightarrow$ Vérifiée
- 2-Poteaux du RDC : $\lambda = 2.425 \times 4.24 / 0.50 = 20.56 < 50 \Rightarrow$ Vérifiée
- 3-Poteaux du 1^{er}, 2^{ème} et 3^{ème} étage : $\lambda = 2.425 \times 2.71 / 0.45 = 14.60 < 50 \Rightarrow$ Vérifiée
- 4-Poteaux du 4^{ème}, 5^{ème} 6^{ème} étage : $\lambda = 2.425 \times 2.71 / 0.40 = 16.43 < 50 \Rightarrow$ Vérifiée
- 5-Poteaux du 7^{ème}, 8^{ème} et 9^{ème} étage : $\lambda = 2.425 \times 2.71 / 0.35 = 18.78 < 50 \Rightarrow$ Vérifiée



CHAPITRE III

Calcul des éléments

III-1 L'ACROTÈRE :

III-1-1 INTRODUCTION :

Il sera calculé comme une console encastrée au niveau du plancher terrasse.

Il est soumis à un effort G dû à son poids propre et à un effort latéral Q dû à la main courante, engendrant un moment de renversement M dans la section d'encastrement. Le ferrailage sera déterminé en flexion composée pour une bonde de 1m de longueur.

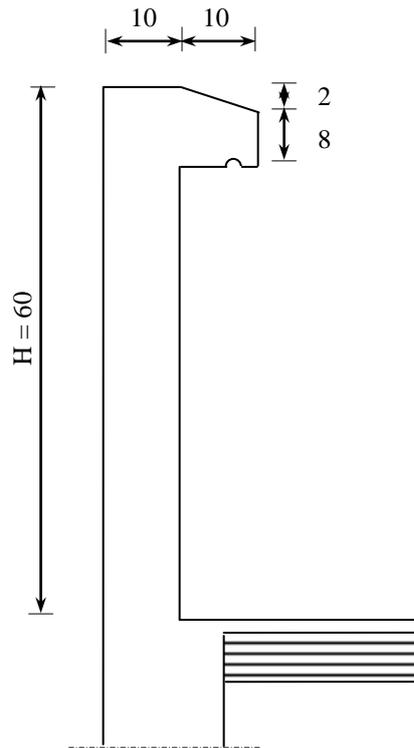


Fig III-1 : Coupe verticale de l'acrotère

III-1-2 SCHEMAS STATIQUES :

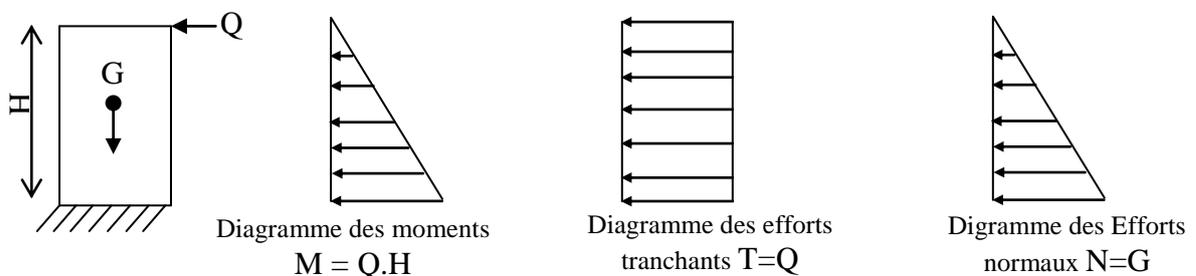


Fig III -1-2 schéma statiques

III-1-3 CALCUL DES EFFORTS :

Calcul de poids propre :

$$G = \rho \cdot S$$

$$G = 25[(0.6 \times 0.1) + (0.08 \times 0.1)] + (0.02 \times 0.1 / 2)$$

$$\Rightarrow G = 1.725 \text{ KN /ml}$$

Avec :

ρ : Masse volumique du béton.

S : Section longitudinale de l'acrotère.

- Effort normal :
 $N = 1.725 \text{ KN /m}$
- Effort horizontal dû à la main courante :
 $Q = 1 \text{ KN/m}$
- Moment de renversement M dû à l'effort horizontal :
 $M = Q \times H = 1 \times 0.6 = 0.6 \text{ KN.m}$

III-1-3 COMBINAISONS DE CHARGES :**a) ELU :**

La combinaison est $1.35 G + 1.50 Q$

Effort normal de compression dû à G : $N_u = 1.35 \times G = 1.35 \times 1.725 = 2.33 \text{ KN/ml}$

Moment de renversement dû à Q : $M_u = 1.50 \times M_Q = 1.50 \times 0.6 = 0.9 \text{ KN.m}$

b) E L S :

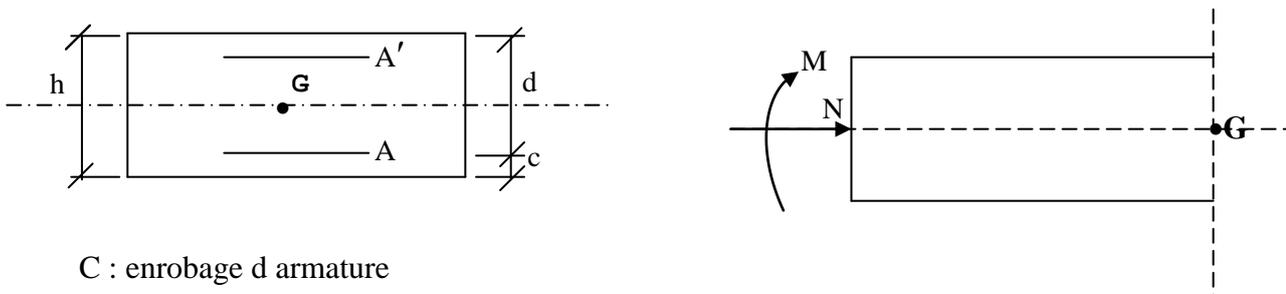
La combinaison est $G + Q$

Effort normal de compression : $N_s = G = 1.725 \text{ KN/ml}$

Moment de renversement : $M_s = 0.6 \text{ KN.m}$

III-1-4 FERRAILLAGE :

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



C : enrobage d armature

M : Moment fictif calculé par rapport au C.D.G des armatures tendues.

a) Calcul de l'excentricité :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u}$$

$$e_u = \frac{0.9}{2.33} = 0.386 \text{ m}$$

$$e_u = 38.6 \text{ cm}$$

$$h/2 - c = 10/2 - 3 = 2 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow e_u = 38.6 \text{ cm} > h/2 - c = 2 \text{ cm}$$

D'où Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures, et l'effort normal (N) est un effort de compression, donc la section est partiellement comprimée, elle sera calculée en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif M_f puis on se ramène à la flexion composée.

b) Calcul en flexion simple :

$$g = e_u + h/2 - c = 0.386 + 0.1/2 - 0.03 = 0.406$$

- **Moment fictif :**

$$M_f = N_u \times g = 2.33 \times 0.406 = 0.946 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{0.9 \times 1000}{100 \times 7^2 \times 14.2}$$

$$\mu_b = 0.012 < \mu_R = 0.392 \Rightarrow \text{S. S. A}$$

$$\mu_b = 0.012 \Rightarrow \beta = 0.994$$

- **Les armatures fictives :**

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{0.946 \times 10^3}{0.994 \times 7 \times 348}$$

$$A_f = 0.391 \text{ cm}^2$$

c) Calcul en flexion composée :

La section réelle des armatures

$$A = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0.391 - \frac{23.30}{3480}$$

$$A = 0.384 \text{ cm}^2$$

III-1-5 VERIFICATION A L'ELU :**III-1-5-1 Condition de non fragilité :**

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.6}{1.725} = 34.7 \text{ cm}$$

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \times \left[\frac{e_s - 0.455 \times d}{e_s - 0.185 \times d} \right]$$

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times 100 \times 7 \times 2.1}{400} \times \frac{34.7 - 0.455 \times 7}{34.7 - 0.185 \times 7}$$

$$A_{\min} = 0.797 \text{ cm}^2 > A_{\text{calcul}} = 0.384 \text{ cm}^2.$$

⇒ La condition n'est pas vérifiée

Par conséquent nous prenons :

$$A = A_{\min} = 0.797 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA8 /ml = 2.01cm²** avec un espacement **S_t = 25cm**

❖ *Armatures de répartition :*

$$A_r = A / 4 = 2.01 / 4 = 0.50 \text{ cm}^2.$$

Soit : **4HA8 = 2.01 cm²** Avec : **S_t = 18cm**

III-1-5-2 Vérification au cisaillement :

Nous avons une fissuration préjudiciable, d'où

$$\bar{\tau} = \min (0.15 f_{c28} / \gamma_b ; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} ; V_u = 1.5 \text{ KN}$$

$$\tau_u = 1500 / 70 \times 1000 = 0.021 \text{ MPa}$$

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

Alors les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III-1-5-3 Vérification de l'adhérence des barres :

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

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 \cdot d \sum \mu_i}$$

Σu_i : Somme des périmètres utiles des armatures

$$\Sigma u_i = 4 \times 3.14 \times 0.8 = 10.05 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{1.5 \times 1000}{0.9 \times 70 \times 100.5}$$

$$\tau_{se} = 0.237 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

III-1-5-4 Vérification de l'écartement dans les barres :

$$\left. \begin{array}{l} \text{Armatures principales : } S_t \leq \min\{3h ; 33\text{cm}\} = 30\text{cm} \longrightarrow S_t = 25\text{cm} \\ \text{Armatures de répartition : } S_t \leq \min\{4h ; 45\text{cm}\} = 40\text{cm} \longrightarrow S_t = 18\text{cm} \end{array} \right\} \text{Condition vérifiée}$$

III-1-5-5 Vérification des contraintes à L'E L S :

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est considérée comme préjudiciable.

$$N_s = 1.725 \text{ KN}$$

$$M_s = 0.6 \text{ KN/m}$$

$$e_s = 34.7 \text{ cm} > \frac{h}{6} = \frac{10}{6} = 1.66 \text{ cm} \Rightarrow \text{La section est partiellement comprimée.}$$

On doit vérifier :

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$$

$$\sigma_{sc} \leq \bar{\sigma}_{sc}$$

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

avec :

σ_{st} : contrainte dans les aciers tendues

σ_{sc} : contrainte dans les aciers comprimée

σ_{bc} : Contrainte dans le béton comprimée

$\bar{\sigma}_{st}$: Contrainte limite dans les aciers tendus

$\bar{\sigma}_{sc}$: Contrainte limite dans les aciers comprimée

$\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte limite dans le béton comprimée.

$\sigma_{sc} \leq \bar{\sigma}_{sc}$ il n'y a pas lieu de vérifier car il n'y a pas d'acier comprimée. (SSA)

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 d A_v}$$

$$\rho_1 = \frac{100 A_v}{bd} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 7} = 0.287$$

$$\beta_1 = 0.915, K_1 = 43.82$$

$$\sigma_{st} = \frac{0.6 \times 10^3}{0.915 \times 7 \times 2.01} = 46.61 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \bar{\sigma}_s = \min \left\{ 2 \frac{f_e}{3}, 110 \sqrt{\eta \cdot f_{c28}} \right\}$$

n = 1.6 ; Barre H.A

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \{ 266.66 ; 201.633 \} = 201.633 \text{ MPa}$$

$\sigma_{st} = 46.61 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201.633 \text{ MPa} \Rightarrow$ condition vérifiée

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{46.61}{43.82} = 1.06 \text{ MPA}$$

$\sigma_{bc} = 1.06 \text{ MPA} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow$ condition vérifiée.

❖ *Le ferrailage adopté :*

Armatures principales : 4HA8 = 2.01cm²/ml avec S_t=25cm

Armatures de répartition : 4HA8 = 2.01cm²/ml avec S_t = 18cm

III-1-5-6 Vérification de l'acrotère au séisme :

Le RPA99 préconise de calculer l'acrotère sous l'action des forces sismiques suivant la formule :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p \quad (\text{Art 6.2.3 RPA99})$$

Avec:

(A = 0.15, en zone IIa, groupe d'usage 2)

W_p = 1.7 KN/ ml

C_p = 0.8

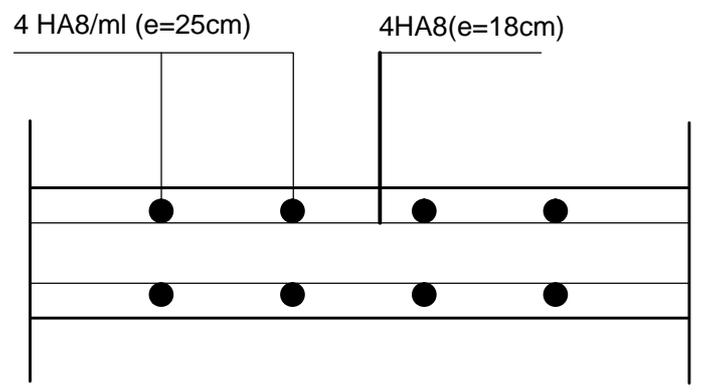
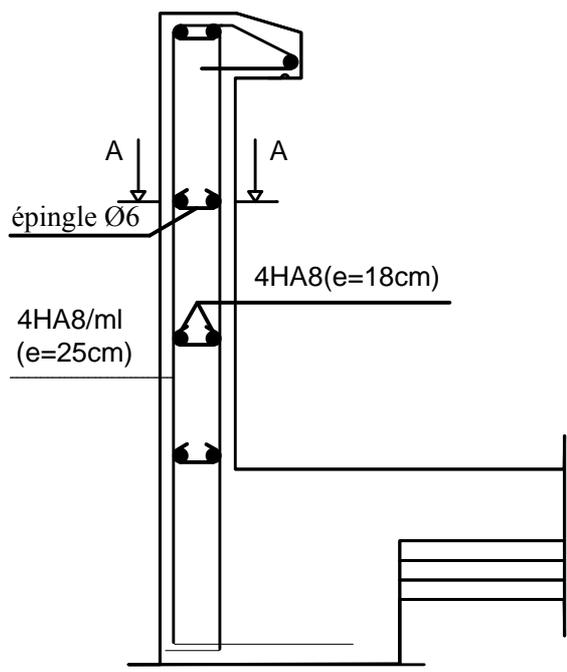
A : coefficient d'accélération de zone.

W_p : poids de l'acrotère

C_p : facteur de force horizontale

$$F_p = 4 \times 0.15 \times 1.7 \times 0.8 = 0.828 \text{ KN/ml} < Q = 1 \text{ KN /ml.}$$

\Rightarrow Donc l'acrotère sera calculé avec un effort horizontal supérieur à la force sismique d'où le calcul au séisme est inutile on adopte pour le ferrailage celui adoptée précédemment.



Coupe A-A

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERY DE TIZI OUZOU		Faculté du génie de la construction Département de génie civil	
ETUDIER PAR: Mr: OUENDI AHCENE Mr :KACI SMAIL	Plan de ferrailage de l acrotere		plan :01
DIRIGE PAR: Mme: MOBAREK.HAMEL			2017

III-2 BALCON :

Pour le cas de notre structure, Le calcul se fera juste pour les balcons en dalle plein

Le calcul se fera avec deux types de balcons :

- Dalle pleine de type de console
- Portes à faux

III-2-A DALLES PLEINES DE TYPE CONSOLE:

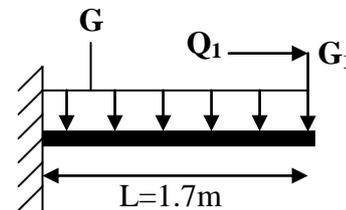
- Ce balcon est constitué d'une dalle pleine faisant suite à la dalle du plancher.
- Le balcon travaille comme une console encastrée au niveau de la poutre de rive.
- L'épaisseur de la dalle pleine sera déterminée par la condition de la résistance à la flexion

$$e_p \geq \frac{L}{10} \quad \text{avec : } L \text{ est la largeur de la console}$$

$$e_p \geq \frac{170}{10} = 17 \text{ cm}$$

$$e_p = 20 \text{ cm}$$

1- Schéma statique de calcul:



G_1 : poids de garde corps en brique creuse

Q_1 : charge horizontale due à la main courante.

G : Charge permanente due au balcon

Q : surcharge d'exploitation

2- Calcul d'efforts:

$$G = 6.78 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$$

$G_1 = \text{poids de l'enduit ciment} \times 2 + \text{poids de la brique creuse}$

- **Enduit ciment** : $0.4 \times 2 = 0.8 \text{ KN/m}^2$

- **Maçonnerie (brique creuse)** : 0.90 KN/m^2

$$\begin{cases} G_1 = 1.70 \text{ KN/m}^2 \\ Q_1 = 1 \text{ KN/ml.} \end{cases}$$

- **Combinaisons de charges:**

- **ELU:**

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = [1.35(6.78) + 1.5(3.5)] \times 1 \text{ m} = 14.403 \text{ KN/ml.}$$

$$g_u = 1.35G_1 = 1.35 \times 1.70 = 2.295 \text{ KN/ml.}$$

- **ELS:**

$$\text{Pour la dalle : } q_s = (G+Q) \times 1 \text{ m} = (6.78+3.5) \times 1 \text{ m} = 10.28 \text{ KN/ml.}$$

$$\text{Pour le garde-corps : } g_s = G_2 \times 1 \text{ m} = 1.70 \text{ KN/ml.}$$

3- Ferrailage :

3.1 Calcul des efforts internes :

Le balcon sera calculé comme une section rectangulaire (100×20) cm² soumise à la flexion simple. Le calcul se fait pour une bande de 1ml.

A l'ELU :

✓ **Le moment fléchissant :**

$$M_u = (q_u \cdot l^2 / 2) + g_u \times l = [14.403 \times (1.7)^2 / 2] + 2.295 \times 1.70 = 24.71 \text{ KN.m}$$

✓ **L'effort tranchant :**

$$V_u = q_u \cdot l + g_u = 14.403 \times 1.7 + 2.295 = 26.78 \text{ KN}$$

• **Armatures principales:**

$$\mu_u = \frac{M_u}{b d^2 f_{bc}} = \frac{24.71 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14.2} = 0.054 < \mu_{id} = 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A (section simplement armée)}$$

$$\mu_u = 0.054 \Rightarrow \beta = 0.972$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa} \quad \text{Donc : } A_u = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{24.71 \times 10^3}{0.972 \times 18 \times 348} = 4.06 \text{ cm}^2$$

On adopte : **5HA12/ml = 5.65cm²** avec : **St = 20 cm**

• **Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A_u}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2$$

On adopte : **4HA8/ml = 2.01 cm²** avec : **St = 25 cm**

4- Vérification des efforts :

4.1 Vérification à L'ELU :

➤ **Condition de non fragilité (BAEL99 Art A.4. 2.1) :**

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

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 2.17 \text{ cm}^2$$

$$A_u = 5.65 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2.17 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

4.2 Vérification des contraintes à l'ELS :

La fissuration étant préjudiciable avec $\eta=1.6$

On doit vérifier que :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}} \right\} = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

a- Vérification des contraintes dans les aciers :

$$M_s = \frac{q_s \times l^2}{2} + g_s \times l = \frac{10.28 \times 1.7^2}{2} + 1.7 \times 1.7 = 17.74 \text{ KN.m}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_u}{b \times d} = \frac{100 \times 5.65}{100 \times 18} = 0.313 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0.912 \\ K_1 = 41.82 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_u} = \frac{17.74 \times 10^6}{0.912 \times 180 \times 565} = 191.26 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 191.26 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

b- Vérification des contraintes dans le béton :

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{191.26}{41.82} = 4.57 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 4.57 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

\Rightarrow Le calcul des armatures à l'ELS n'est pas nécessaire

c- Vérification de l'effort tranchant :

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

$$\text{fissuration préjudiciable} \Rightarrow \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{26.78 \times 10^3}{10^3 \times 180} = 0.148 \text{ MPa}$$

Ce qui donne $\tau_u < \bar{\tau}_u$ (condition vérifiée).

L'espacement :

✓ Pour les armatures principales :

$$S_t \leq \min (3h, 33\text{cm}) = 33\text{cm.}$$

On prend : $S_t = 20\text{cm} < 33\text{cm} \longrightarrow$ condition vérifiée.

✓ **Pour les armatures de répartition :**

$$S_t \leq \min(4h ; 45\text{cm}) = 45\text{cm}$$

On prend : $S_t = 25\text{cm} < 45\text{cm} \longrightarrow$ condition vérifiée.

d- Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres :

On a :

$$\overline{\tau}_{su} = \Psi_s \cdot f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15\text{MPa}$$

$$\tau_{su} = \frac{V_u}{0.9 \cdot d \cdot \Sigma U_i} = \frac{26.78 \times 10^3}{0.9 \times 170 \times 188.4} = 0.929\text{MPa} \quad \text{avec } (\Sigma U_i = n \pi \Phi = 5 \times 3.14 \times 1.2 = 18.84\text{cm}).$$

Ce qui donne $\tau_{su} < \overline{\tau}_{su}$ (condition vérifiée).

e- Vérification de la flèche :

On doit vérifier que :

$$F < \overline{F}$$

Avec :

$$F = F_1 + F_2$$

$$\text{La flèche admissible : } \overline{F} = \frac{L}{250} = \frac{170}{250} = 0.68\text{ cm}$$

Soit $M_1 = \frac{-q.l^2}{2}$: le moment dû à la charge et surcharge uniformément répartie revenant au balcon.

Soit $M_2 = -g_u.l$ le moment dû à la charge concentrée.

En utilisant la méthode de Vérechaguine on obtient :

$$F_1 = \frac{q.l^4}{8.E.I} \quad \text{avec : } f_1 \text{ est la flèche due à la charge et surcharge revenant au balcon.}$$

$$F_2 = \frac{g.l^3}{3.E.I} \quad \text{avec : } f_2 \text{ est la flèche due à la charge concentrée du au garde-corps.}$$

$$I = \frac{100 \times 20^3}{12} = 66666.67\text{cm}^4 \quad \text{avec : } I \text{ est le moment d'inertie du balcon.}$$

$E = 1081.9\text{KN/cm}^2$ avec : E est le module de déformation différée du béton.

$$F_1 = \frac{10.28 \times 10^{-2} \times (170)^4}{8 \times 1081.9 \times 66666.67} = 0.149\text{cm}$$

$$F_2 = \frac{1.70 \times 10^{-2} \times (170)^3}{3 \times 1081.9 \times 66666.67} = 0.00039\text{cm}$$

$$F = 0.149 + 0.00039 = 0.14939\text{cm}$$

D'où $F < \overline{F}$ (condition vérifiée).

III-2-B CALCUL DES PORTES A FAUX :

Le porte-à-faux est assimilé à une console au niveau de la poutre de rive, son épaisseur est donnée par la formule suivante :

$$e_p \geq \frac{L}{10} \text{ Avec : } L \text{ est la largeur de la porte à faux.}$$

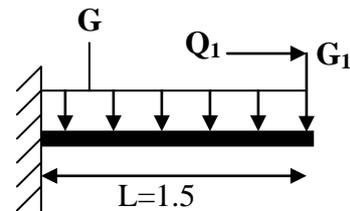
$$e_p \geq \frac{150}{10} = 15 \text{ cm, on prend } e_p = 15 \text{ cm.}$$

1- Schéma statique de calcul:

G: charge et surcharge pondérées de dalle.

Q : charge d'exploitation

G₁: charge concentrée pour le mur extérieur (double cloison).



2- Calcul d'efforts:

$$G = 5.53 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$$

$$G_1 = 2.6 \times (3.06 - 0.2) \times 1 = 7.436 \text{ KN/ml.}$$

✓ COMBINAISONS DE CHARGES:

A l'ELU:

$$q_{u1} = 1.35G + 1.5Q = [1.35(5.53) + 1.5(3.5)] \times 1\text{m} = 12.72 \text{ KN/ml.}$$

$$g_u = 1.35G_1 = 1.35 \times 7.436 = 10.03 \text{ KN/ml.}$$

A l'ELS:

$$\text{Pour la dalle : } q_s = (G+Q) \times 1\text{m} = (5.53+3.5) \times 1\text{m} = 9.03 \text{ KN/ml.}$$

$$\text{Pour le mur extérieur : } g_s = G_1 \times 1\text{m} = 7.436 \text{ KN/ml.}$$

3- Ferrailage :

3.1 Calcul des efforts internes :

Le balcon sera calculé comme une section rectangulaire (100x15) cm² soumise à la flexion simple. Le calcul se fait pour une bande de 1ml.

A l'ELU :

○ le moment fléchissant :

$$M_u = (q_u \cdot l^2 / 2) + g_u \times l = [12.72 \times (1.5)^2 / 2] + 10.03 \times 1.5 = 29.355 \text{ KN.m}$$

○ L'effort tranchant :

$$V_u = q_u l + g_u = 12.72 \times 1.5 + 10.03 = 29.11 \text{ KN}$$

- **Armatures principales:**

$$\mu_u = \frac{Mu}{bd^2 f_{bc}} = \frac{29.355 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.122 < \mu_{id} = 0.392 \Rightarrow S.S.A$$

$$\mu_u = 0.122 \Rightarrow \beta = 0.935$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{MPa} \text{ Donc : } A_u = \frac{Mu}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{29.355 \times 10^3}{0.935 \times 13 \times 348} = 6.94 \text{ cm}^2$$

On adopte : **7HA14/ml = 10.78cm²** avec : **St =14 cm**

- **Armature de répartition:**

$$A_r = \frac{A_u}{4} = \frac{10.78}{4} = 2.695 \text{cm}^2$$

On adopte : **5HA10 /ml =3.92 cm²** avec : **St = 20 cm**

3-2 Vérification des efforts :

1- Vérification à L'ELU :

- **Condition de non fragilité (BAEL99 Art A.4. 2.1) :**

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

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

$$A_u = 3.92 \text{cm}^2 > A_{min} = 1.57 \text{cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Vérification des contraintes à l'ELS :**

La fissuration étant préjudiciable avec $\eta=1.6$

On doit vérifier que :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}} \right\} = 201.63 \text{Mpa}$$

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{MPa}$$

➤ **Vérification des contraintes dans les aciers :**

$$M_s = \frac{q_s \times l^2}{2} + g_s \times l = \frac{9.03 \times 1.5^2}{2} + 7.436 \times 1.5 = 21.31 \text{KN.m}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_u}{b \times d} = \frac{100 \times 10.78}{100 \times 13} = 0.829 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0.870 \\ K_1 = 23.46 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_u} = \frac{21.31 \times 10^6}{0.870 \times 130 \times 1078} = 174.78 \text{Mpa}$$

$$\sigma_s = 174.78 \text{Mpa} < \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- **Vérification des contraintes dans le béton :**

On doit vérifier que : $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15MPa$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{174.78}{23.46} = 7.45MPa$$

$$\sigma_b = 7.45MPa \leq \bar{\sigma}_b = 15MPa \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

\Rightarrow Le calcul des armatures à l'ELS n'est pas nécessaire

- **Vérification de l'effort tranchant :**

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

$$\text{fissuration préjudiciable} \Rightarrow \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa \right\} = 2.5MPa$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{29.11 \times 10^3}{10^3 \times 130} = 0.223MPa$$

Ce qui donne $\tau_u < \bar{\tau}_u$ (condition vérifiée).

- ❖ **L'espacement :**

- ✓ **Pour les armatures principales :**

$$S_t \leq \min(3h ; 33cm) = 33cm.$$

On prend $S_t = 14cm < 33cm$ (condition vérifiée).

- ✓ **Pour les armatures de répartition :**

$$S_t \leq \min(4h ; 45cm) = 45cm$$

On prend $S_t = 20cm < 45cm$ (condition vérifiée).

- **Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres :**

On a :

$$\bar{\tau}_{su} = \Psi_s \cdot f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15MPa$$

$$\tau_{su} = \frac{V_u}{0.9.d.\Sigma U_i} = \frac{29.11 \times 10^3}{0.9 \times 130 \times 307.72} = 0.809MPa \quad \text{avec } (\Sigma U_i = n \pi \Phi = 7 \times 3.14 \times 1.4 = 30.772cm).$$

Ce qui donne $\tau_{su} < \bar{\tau}_{su}$ (condition vérifiée).

- Vérification de la flèche :

On doit vérifier que :

$$F < \bar{F}$$

$$\text{Avec : } F = F_1 + F_2$$

$$\text{La flèche admissible : } \bar{F} = \frac{L}{250} = \frac{150}{250} = 0.6 \text{ cm}$$

Soit $M_1 = \frac{-q.l^2}{2}$: le moment dû à la charge et surcharge uniformément répartie revenant au balcon.

Soit $M_2 = -g_u.l$ le moment dû à la charge concentrée.

En utilisant la méthode de vérechaguine on obtient :

$$F_1 = \frac{q.l^4}{8.E.I} \quad \text{Avec: } f_1 \text{ est la flèche due à la charge et surcharge revenant au balcon.}$$

$$F_2 = \frac{g.l^3}{3.E.I} \quad \text{Avec: } f_2 \text{ est la flèche due à la charge concentrée du au garde-corps.}$$

$$I = \frac{100 \times 15^3}{12} = 28125 \text{ cm}^4 \quad \text{Avec: } I : \text{ est le moment d'inertie du balcon.}$$

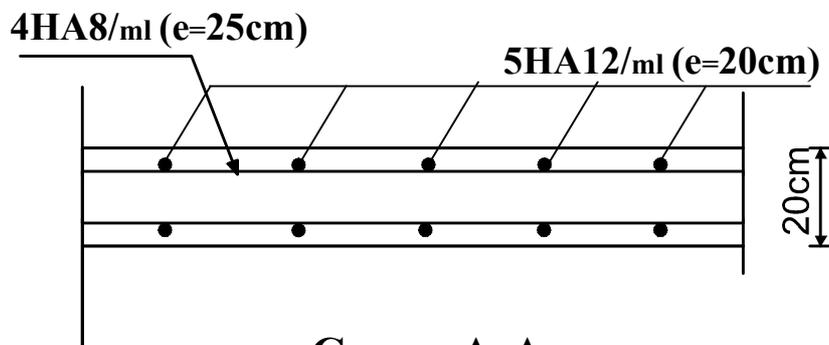
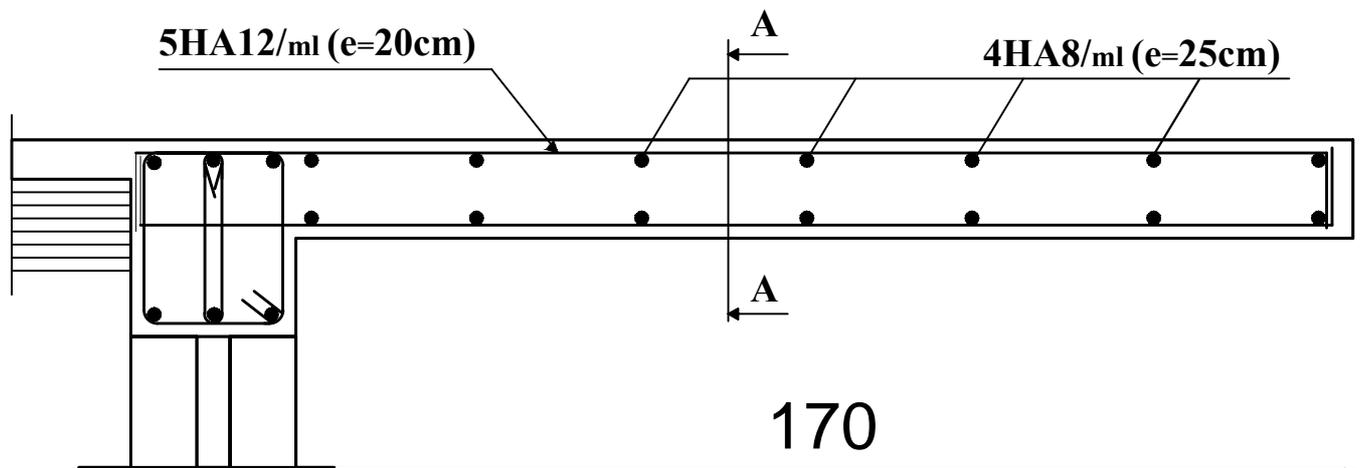
$E = 1081.9 \text{ KN/cm}^2$ Avec: E est le module de déformation différée du béton.

$$F_1 = \frac{9.03 \times 10^{-2} \times (150)^4}{8 \times 1081.9 \times 28125} = 0.188 \text{ cm}$$

$$F_2 = \frac{7.436 \times 10^{-2} \times (150)^3}{3 \times 1081.9 \times 28125} = 0.0027 \text{ cm}$$

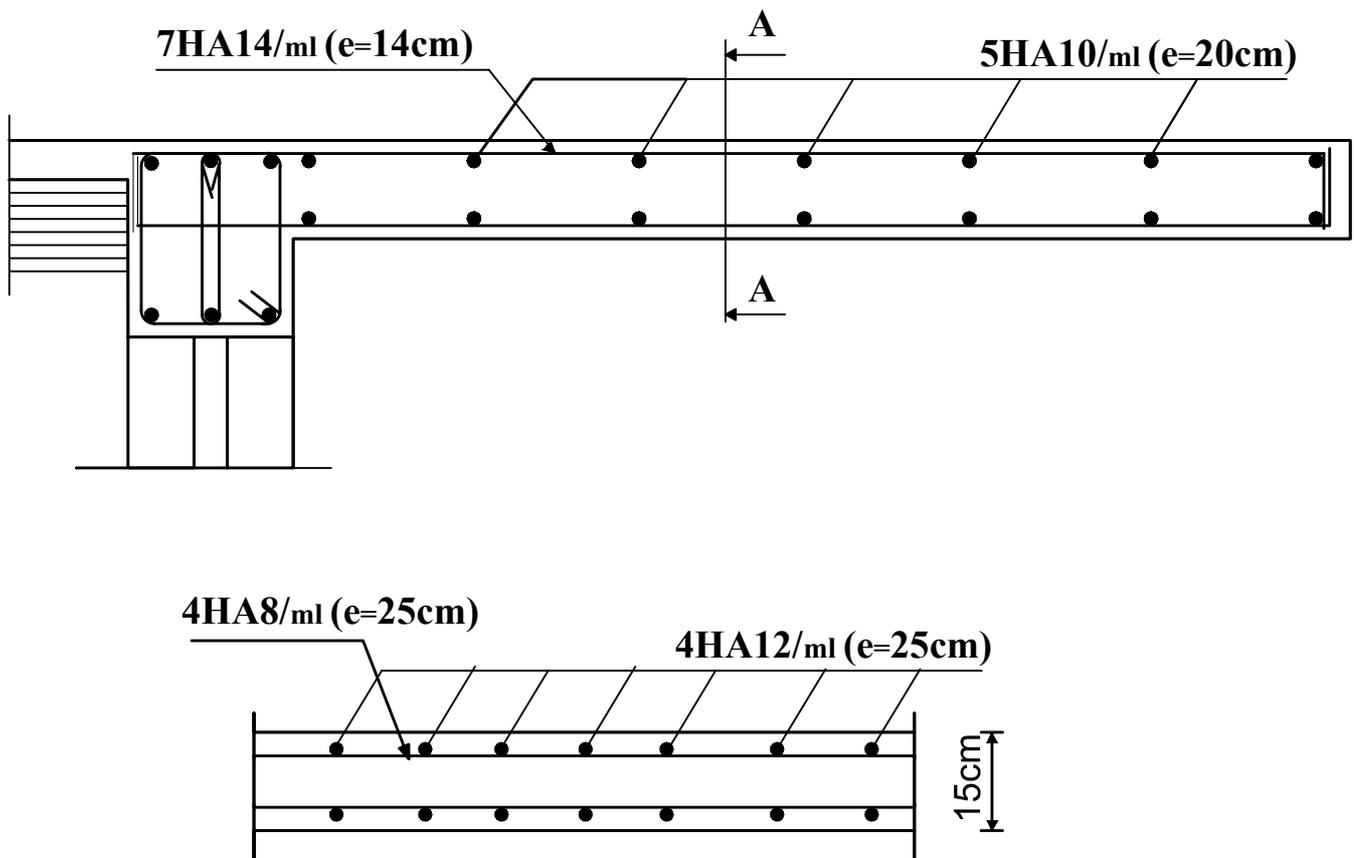
$$F = 0.188 + 0.0027 = 0.191 \text{ cm}$$

D'où $F < \bar{F}$ (condition vérifiée).



Coupe A-A

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU		Faculté du génie de la construction Département de génie civil	
ETUDIER PAR: Mr: OUENDI AHCENE Mr :KACI SMAIL	Plan de ferrailage de balcon		plan :02
DIRIGE PAR: Mme: MOBAREK.HAMEL			2017



Coupe A-A

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU		Faculté du génie de la construction Département de génie civil	
ETUDIER PAR: Mr: OUENDI AHCENE Mr :KACI SMAIL	Plan de ferrailage de porte à faux		plan :03
DIRIGE PAR: Mme: MOBAREK.HAMEL			2017

III-3 SALLE MACHINE :**III-3-1 INTRODUCTION :**

Notre bâtiment est constitué d'une cage d'ascenseur de caractéristiques suivantes :

- Vitesse d'entraînement $V=1\text{m/s}$
- La surface de la cabine est de 2.479 m^2 soit (1.62×1.53) .
- La charge totale que transmet le système de levage avec la cabine chargée est de 9tonnes.

III-3-2 CALCUL DE LA DALLE PLEINE :**III-3-2-1 dimensionnement :**

- ❖ L'épaisseur de la dalle h_t doit satisfaire la condition suivante :

$$\frac{l}{45} \leq h_t \leq \frac{l}{40} \quad \text{Avec : } l : \text{ la plus grande portée de la cabine}$$

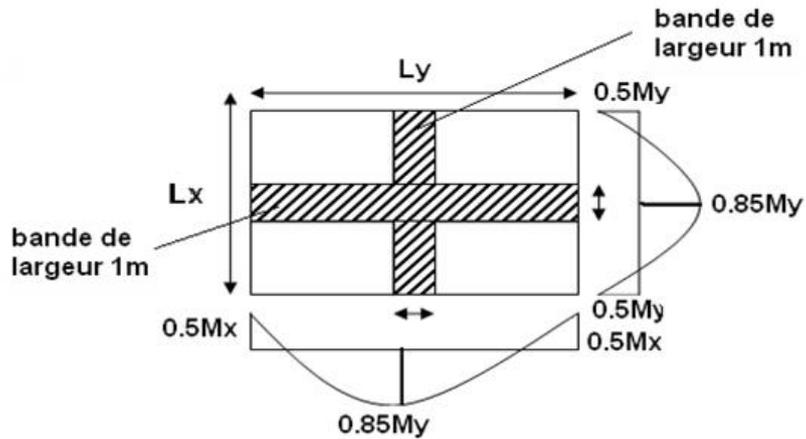
$$\text{Donc : } \frac{162}{45} \leq h_t \leq \frac{162}{40} \Leftrightarrow 3.6\text{cm} \leq h_t \leq 4.05\text{cm}$$

Le règlement préconise une épaisseur minimale égale à 15cm $\Rightarrow h_t=15\text{cm}$

$$\text{❖ } \rho = \frac{l_x}{l_y} \quad \text{avec } \begin{cases} l_y : \text{ la grande portée de la cabine} \\ l_x : \text{ La petite portée la cabine} \end{cases}$$

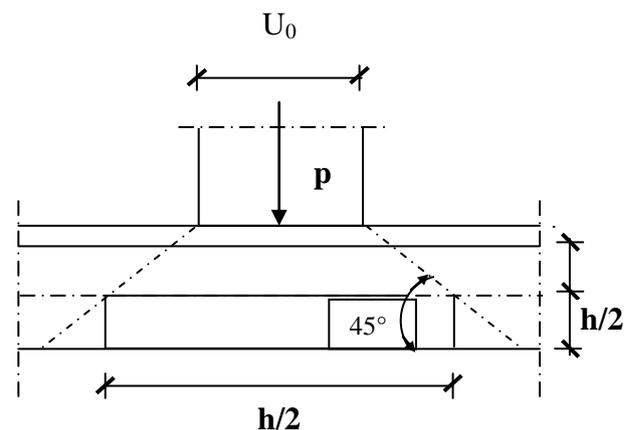
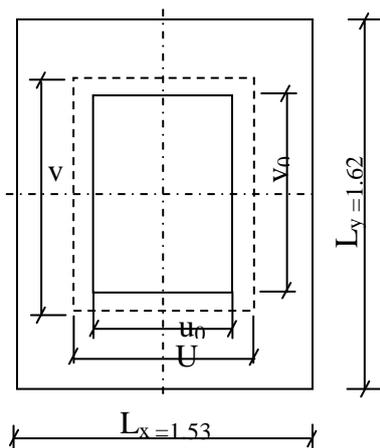
$$\longrightarrow \begin{cases} l_x \leq l_y \\ \rho = \frac{1.53}{1.62} = 0.94 \Leftrightarrow 0.4 \leq \rho = 0.94 \leq 1 \dots (1) \\ h_t = 15\text{cm} \geq \frac{l_x}{30} = 5.1\text{cm} \dots\dots\dots (2) \end{cases}$$

(1) et (2) \Rightarrow le panneau est rectangulaire isolé, portant dans les deux sens. Pour l'étude de cette dalle on considère dans une première phase, la dalle simplement appui sur les 04 cotés.



III-3-2-2 Calcul à L'ELU :

La dalle repose sur 04 cotés, elle est soumise à une charge localisée, son calcul se fait à l'aide des abaques de **PIGEAUD** qui permet d'évaluer les moments dans les deux sens en plaçant la charge concentrée au centre du panneau



$$\text{On a : } \{ U = U_0 + 2e_0 + h_0$$

$$\{ V = V_0 + 2e_0 + h_0$$

Avec : e : épaisseur du revêtement (5cm)

$U_0 = V_0 = 80\text{cm}$ (centrée sur la dalle)

Donc :

$$U = 80 + 2 \times 5 + 15 = 105\text{cm}$$

$$V = 80 + 2 \times 5 + 15 = 105\text{cm}$$

❖ Calcul des sollicitations :

G_0 : poids de système de levage = 90 KN

G : poids propre de la dalle et les revêtements = $(25 \times 0.15 + 22 \times 0.05) = 4.85 \text{ KN/m}^2$

Q : charge d'exploitation = 1 KN/m^2

❖ **Combinaison de charge :**

$$G = 25 \times 0.15 + 22 \times 0.05 = 4.85 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 1 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = (1.35 \times 4.85 + 1.5 \times 1) = 8.048 \text{ KN/ml}$$

$$q_{0u} = 1.35Q = 1.35 \times 90 = 121.5 \text{ KN}$$

❖ **Calcul des moments :**

- **Les moments dus au système de levage (M_{x1} , M_{y1}) :**

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

$$M_{y1} = (\nu M_1 + M_2)q$$

Avec :

$$\nu : \text{Coefficient de poisson} \Rightarrow \begin{cases} \nu = 0 & \text{à l'E.L.U} \\ \nu = 0.2 & \text{à l'E.L.S} \end{cases}$$

M_1 et M_2 : coefficient donnés en fonction de $\left\{ \rho, \frac{U}{L_x}, \frac{V}{L_y} \right\}$ à partir des abaques de **PIGEAUD**

$$\begin{cases} 1. & \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{153}{162} = 0.94 \\ 2. & \frac{U}{L_x} = \frac{105}{153} = 0.69 \\ 3. & \frac{V}{L_y} = \frac{105}{162} = 0.65 \end{cases}$$

- **Détermination des moments M_1 et M_2 Selon les abaques de PIGEAUD :**

Pour déterminer M_1 et M_2 doit faire une interpolation double, δ est compris entre deux valeurs $0.9 \leq \delta \leq 1$ on a pour :

$$\begin{cases} \rho = 1 \\ M_1 = 0.0652 \\ M_2 = 0.070 \end{cases} \quad \text{et} \quad \begin{cases} \rho = 0.9 \\ M_1 = 0.0733 \\ M_2 = 0.038 \end{cases}$$

Pour $\rho = 0.94$ (avec l'interpolation) :

$$M_1 = 0.07$$

$$M_2 = 0.065$$

- **AL'ELU :**

$$M_{x1} = 0.07 \times 121.5 = 8.505 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = 0.065 \times 121.5 = 7.897 \text{ KN.m}$$

- Les moments dus aux poids propre de la dalle pleine (M_{x2} , M_{y2}) :

$0.4 \leq \rho = 0.94 \leq 1 \Rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens.

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

$$\rho = 0.94 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0419 \\ \mu_y = 0.864 \end{cases}$$

Donc:

$$M_{x2} = 0.0419 \times 8.048 \times (1.53)^2 = 0.789 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = 0.479 \times 0.789 = 0.377 \text{ KN.m}$$

- Superposition des moments agissant au centre du panneau :

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 8.505 + 0.789 = 9.294 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 7.897 + 0.377 = 8.274 \text{ KN.m}$$

III-3-2-3 Ferrailage :

- Sens x-x : ($M_x = 9.294 \text{ KN.m}$)

✓ En travée :

$$M_t = 0.85 \times 9.294 = 7.90 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{7.90}{1 \times (0.12)^2 \times 14.2 \times 10^3} = 0.039 \quad \text{Avec } \begin{cases} b = 1 \text{ m de longueur} \\ d : \text{ hauteur utile} \end{cases}$$

$$\mu = 0.039 \longrightarrow \beta = 0.9805$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta d \sigma_s} = \frac{7.90 \times 10^5}{0.9805 \times 12 \times 348 \times 10^2} = 1.929 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA10 /ml=3.14cm²** avec : **S_t=25cm**

✓ Aux appuis :

$$M_a = -0.3 \times 9.294 = -2.788 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_a}{bd^2 f_{bu}} = \frac{2.788}{1 \times (0.12)^2 \times 14.2 \times 10^3} = 0.014$$

$$\mu = 0.014 \Rightarrow \beta = 0.993$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta d \sigma_s} = \frac{2.788 \times 10^5}{0.993 \times 12 \times 348 \times 10^2} = 0.67 \text{ cm}^2$$

Soit : **5HA8/ml = 2.51 cm²** avec : **S_t=20cm**

- **Sens y-y :(M_y=8.274KNm) :**

✓ **En travée :**

$$M_t = 0.85 \times 8274 = 7.033 \text{ KNm}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b d^2 f_{bu}} = \frac{7.033}{1 \times (0.12)^2 \times 14.2 \times 10^3} = 0.034$$

$$\mu = 0.034 \Rightarrow \beta = 0.983 \quad A_t = \frac{M_t}{\beta d \sigma_s} = \frac{7.033 \times 10^5}{0.983 \times 12 \times 348 \times 10^2} = 1.71 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA10 /ml=3.14cm²** avec : **S_t=25cm**

✓ **Aux appuis :**

$$M_a = -0.3 \times 8.274 = -2.482 \text{ KNm}$$

$$\mu = \frac{M_a}{b d^2 f_{bu}} = \frac{2.482}{1 \times (0.12)^2 \times 14.2 \times 10^3} = 0.012$$

$$\mu = 0.012 \longrightarrow \beta = 0.994$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta d \sigma_s} = \frac{2.482 \times 10^5}{0.994 \times 12 \times 348 \times 10^2} = 0.6 \text{ cm}^2$$

Soit : **5HA8 /ml=2.51 cm²** avec : **St=20cm**

III-3-2-4 vérification à l'ELU :

III-3-2-4-1 Condition de non fragilité :

❖ **Armatures parallèles à L_x :**

On doit vérifier que : $W_x = \frac{A_{rx}}{bh} \geq w_0 \frac{3 - \rho_x}{2}$

Avec :

$W_0 = 08\%$ pour les HAfeE400

$$\left. \begin{aligned} W_x &= \frac{3.14}{100 \times 15} = 0.0021 \\ 0.0008 \times \frac{3 - 0.94}{2} &= 0.000824 \end{aligned} \right\} \Longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

❖ **Armatures parallèles à L_y :**

On doit vérifier que :

$$W_y = \frac{A_{ty}}{bh} \geq w_0$$

$$\frac{A_{ty}}{bh} = \frac{3.14}{100 \times 15} = 0.0021 > 0.0008 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

III-3-2-4-2 Diamètre minimal des barres : (art A-7.21 BAEL91)

On doit vérifier que :

$$\Phi_{\max} \leq \frac{h}{10} = \frac{150}{10} = 15 \text{ mm}$$

$$\Phi = 10 \text{ mm} < \Phi_{\max} = 15 \text{ mm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

III-3-2-4-3 condition de non poinçonnement :

On doit vérifier que : $q_u \leq 0.045 U_c h_t \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$ Avec :

U_c : Périmètre de contour de l'aire sur la quelle agit la charge dans le plan de feuillet moyen.

$$U_c = 2 \times (U + V) = 2 \times (1.05 + 1.05) = 4.2 \text{ m}$$

$$Q = 90 \text{ KN}$$

$$\bar{Q} = \frac{0.045 \times 4.2 \times 0.15 \times 25000}{1.5} = 472.5 \text{ KN}$$

$$Q = 90 \text{ KN} < \bar{Q} = 472.5 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Aucune armature transversale n'est nécessaire

III-3-2-4-4 Contrainte tangentielle :

Les efforts sont max au voisinage de la charge

$$\text{Au milieu de U : } T_{\max} = V_u = \frac{q}{2U + V} = \frac{q}{3U} = \frac{10}{3 \times 1.05} = 3.175 \text{ tonnes avec: (U=V)}$$

$$\text{Au milieu de V : } T_{\max} = V_u = \frac{q}{2V + U} = \frac{q}{3V} = \frac{9}{3 \times 1.05} = 2.857 \text{ tonnes}$$

On doit vérifier que $\tau = \frac{T_{\max}}{bd} \leq \bar{\tau}$

La fissuration est peu nuisible donc :

$$\tau \leq \min\left(\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa}\right) = 3.3 \text{ Mpa}$$

$$\tau = \frac{2.857}{1 \times 12} = 0.238 \text{ Mpa} \quad 0.238 < 3.3 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{la condition est vérifiée.}$$

III-3-2-5 Vérification à l'ELS:**III-3-2-5-1 Calcul des moments :**

- Les moments engendrés par le système de levage :

$$M_{x1} = (M_1 + vM_2)q_s$$

$$M_{y1} = (M_2 + vM_1)q_s$$

$$q_s = G + Q = 90 + 0 = 90 \text{ KN}$$

$$v = 0.2 \text{ (à l'ELS)}$$

Donc :

$$M_{x1} = (0.07 + 0.2 \times 0.65065) \times 90 = 7.47 \text{ KN/ml}$$

$$M_{y1} = (0.065 + 0.2 \times 0.07) \times 90 = 7.11 \text{ KN/ml}$$

- Les moments engendrés par le poids propre de la dalle :

$$q_s = G + Q = 4.85 + 1 = 5.85 \text{ KN/ml}$$

$$\rho = 0.94 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0491 \text{ (à l'E.L.S } v = 0.2) \\ \mu_y = 0.906 \end{cases}$$

$$M_{x2} = \mu_x q_s L_x^2 = 0.0491 \times 5.85 \times (1.53)^2 = 0.67 \text{ (KN.m)}$$

$$M_{y2} = \mu_y M_{x2} = 0.906 \times 0.67 = 0.607 \text{ (KN.m)}$$

- Superposition des moments :

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 7.47 + 0.67 = 8.14 \text{ (KN.m)}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 7.11 + 0.607 = 7.717 \text{ (KN.m)}$$

III-3-2-5-2 Ferrailage:

❖ Sens x-x :

✓ EN travée :

$$M_t = 0.85 \times M_x = 0.85 \times 8.14 = 6.919 \text{ (KN.m)}$$

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{6.919}{1 \times (0.12)^2 \times 14.2 \times (10)^3} = 0.034 < 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu = 0.034 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0.983$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta d \sigma_s} = \frac{6.919 \times 10^5}{0.983 \times 12 \times 348 \times 10^2} = 1.69 \text{ cm}^2$$

✓ *Aux appuis :*

$$M_a = -0.3 \times M_x = -0.3 \times 8.14 = -2.442 \text{ (KN.m)}$$

$$\mu = \frac{M_a}{bd^2 f_{bu}} = \frac{2.442}{1 \times (0.12)^2 \times 14.2 \times 10^3} = 0.012 < 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu = 0.012 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0.994$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta d \sigma_s} = \frac{2.442 \times 10^5}{0.9865 \times 12 \times 348 \times 10^2} = 0.59 \text{ cm}^2$$

❖ *Sens y-y :*

✓ *EN travée :*

$$M_t = 0.85 \times M_Y = 0.8 \times 57.717 = 6.559 \text{ (KN.m)}$$

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{6.559}{1 \times (0.12)^2 \times 14.2 \times 10^3} = 0.032 < 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu = 0.032 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0.984$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta d \sigma_s} = \frac{6.559 \times 10^5}{0.984 \times 12 \times 348 \times 10^2} = 1.60 \text{ cm}^2$$

✓ *Aux appuis :*

$$M_a = -0.3 \times M_y = -0.3 \times 7.717 = -2.315 \text{ (KN.m)}$$

$$\mu = \frac{M_a}{bd^2 f_{bu}} = \frac{2.315}{1 \times (0.12)^2 \times 14.2 \times 10^3} = 0.011 < 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu = 0.011 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0.9945$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta d \sigma_s} = \frac{2.315 \times 10^5}{0.9945 \times 12 \times 348 \times 10^2} = 0.56 \text{ cm}^2$$

CONCLUSION :

Les armatures adoptées à l'ELU sont largement suffisantes.

III-4-2-6 Contraintes de compression dans le béton :

Il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton si les conditions suivantes sont vérifiées.
Selon J.P MOULIN (B.A.E.L)

La section est rectangulaire

La nuance des l'acier est de Fe E400

$$\alpha \leq \frac{\mu - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{avec : } \mu = \frac{M_u}{M_s}$$

❖ Sens x-x :

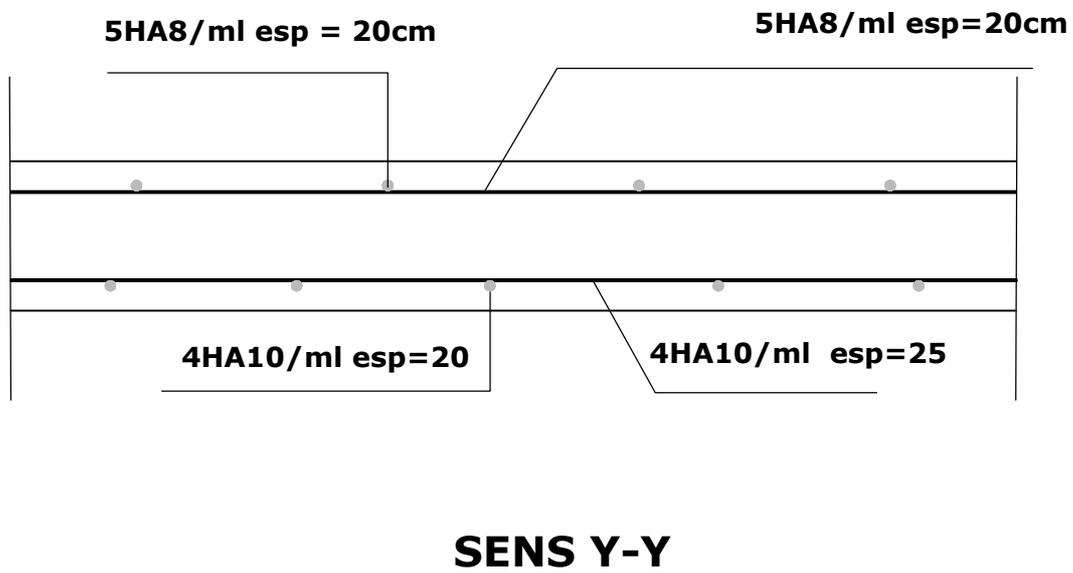
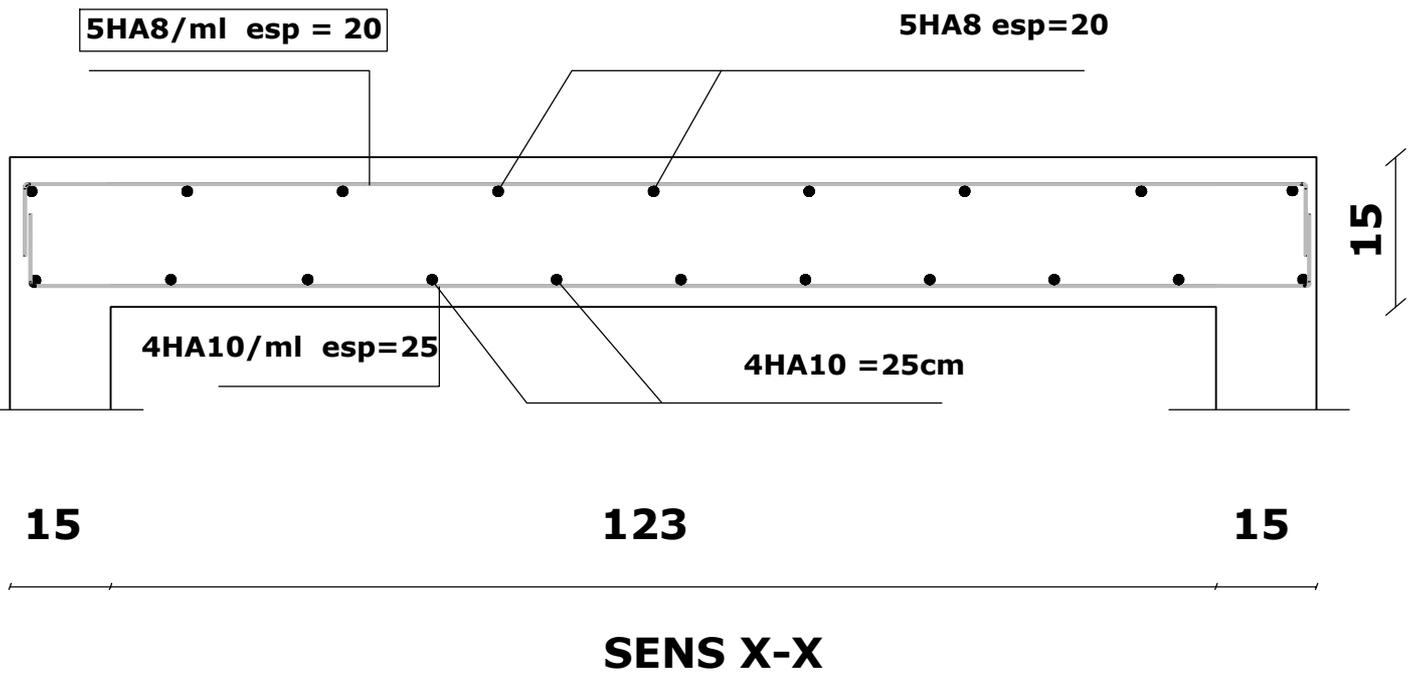
	$M_{xu}(\text{KN.m})$	$M_{xs}(\text{KN.m})$	$\mu = \frac{M_{xu}}{M_{xs}}$	$\frac{\mu - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$	α	Observation
En travée	7.90	6.919	1.142	0.125	0.0498	vérifiée
Aux appuis	-2.788	-2.442	1.142	0.125	0.0176	vérifiée

❖ Sens y-y :

	$M_{yu}(\text{KN.m})$	$M_{ys}(\text{KN.m})$	$\mu = \frac{M_{yu}}{M_{ys}}$	$\frac{\mu - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$	α	Observation
En travée	7.033	6.559	1.072	0.125	0.0432	vérifiée
Aux appuis	-2.482	-2.315	1.072	0.125	0.0151	vérifiée

III-3-2-6 Etat limite d'ouverture des fissures :

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



UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU		Faculté du génie de la construction Département de génie civil	
ETUDIER PAR: Mr: OUENDI AHCENE Mr: KACI SMAIL		Plan de ferrailage de la salle machine	plan :04
DIRIGE PAR: Mme: MOBAREK.HAMEL			2017

III-4 PLANCHERS :

III-4-1 INTRODUCTION :

Les plancher de ce bâtiment sont réalisés en corps creux plus une dalle de compression et des poutrelles préfabriquées.

- Nervures: appelées poutrelles de section en T, elle assure la fonction de portance, la distance entre axe des poutrelles est de 65cm.
- Le remplissage: en corps creux sont utilisées comme coffrage perdu, et comme isolant phonique sa hauteur est de 16cm.

Une dalle de compression en béton 4cm d'épaisseur, elle est armée d'un quadrillage d'armatures ayant pour but de :

- Limiter les risques de fissuration par retrait.
- Résister aux efforts des charges appliquées sur les surfaces réduites.
- Réaliser un effet de répartition entre poutrelles voisines de charges, localisées notamment celles correspondants aux charges.

Dans notre cas, on fera l'étude pour deux types de planchers qui défèrent de leurs charges d'exploitations (Commerce, habitation)

III-4-2 CALCUL DE LA DALLE DE COMPRESSION :

La dalle de compression est coulée sur place, elle est de 4 cm d'épaisseur armée d'un quadrillage de nuance (TLE520) dont les dimensions des mailles ne doivent pas excéder.

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

III-4-3 CALCUL DES ARMATURES

III-4-3-1 Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

$$A_{\perp} = \frac{4L}{f_e} = \frac{4 \times 65}{520} = 0.5 \text{ cm}^2$$

L : distance entre axes des poutrelles L = 65 cm

Avec un espacement e = 20 cm

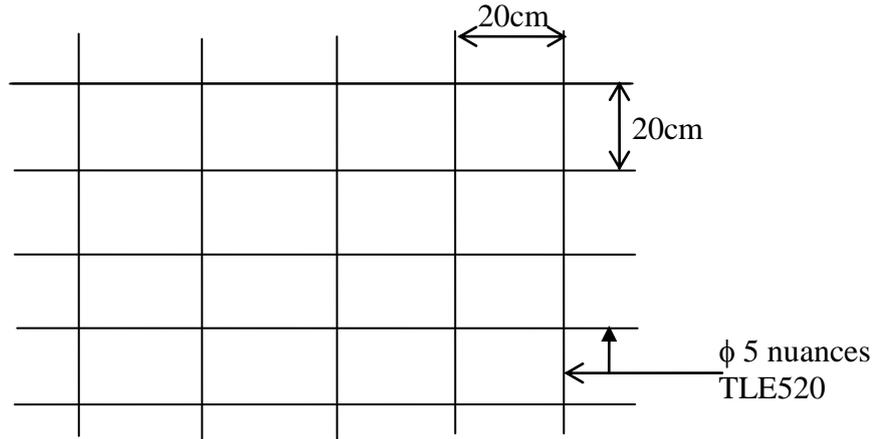
On adoptera pour A_{\perp} : 5T5=0.98 cm²

III-4-3-2 Armatures parallèles aux poutrelles :

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

Avec un espacement de e = 20 cm

On adoptera donc pour un treillis soudé (TLE520) de (5×5×200×200) mm



Treillis soudé de 20×20 cm

III-4-4 CALCUL DES POUTRELLES :

Les poutrelles sont sollicitées par une charge uniformément répartie sur une longueur déterminée par l'entraxe de deux poutrelles consécutives, le calcul se fera en deux étapes :

Etape1: Avant coulage de la dalle de compression

La poutrelle sera considérée comme simplement appuyée à ses deux extrémités, elle doit supporter en plus de son poids propre la charge due à la main d'œuvre et le poids du corps creux.

Chargement

- Poids propre : $G = 0.04 \times 0.12 \times 25 = 0.12 \text{ kN/ml}$
- Poids du corps creux : $G' = 0.95 \times 0.65 = 0.62 \text{ kN/ml}$
- Poids de la main d'œuvre : $Q = 1 \text{ kN/ml}$

III-4-4-1 Ferrailage à l'ELU :

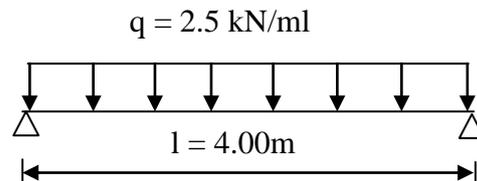
La combinaison de charge à considérer est : $q = 1.35G + 1.5Q$

$$q = 1.35(0.12 + 0.62) + 1.5 \times 1 = 2.5 \text{ KN/ml}$$

- **Moment en travée :**

$$L = 4.00 \text{ m}$$

$$M_t = \frac{ql^2}{8} = \frac{2.5 \times 4^2}{8} = 5 \text{ kNm}$$



- **Effort tranchant**

$$T = \frac{ql}{2} = \frac{2.5 \times 4}{2} = 5 \text{ kN}$$

- **Calcul des armatures :**

$$\text{Se } \mu_b = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{5 \times 10^3}{12 \times 3^2 \times 14.2} = 3.26 > \mu_r = 0.392 \Rightarrow \text{S.D.A}$$

CONCLUSION:

Vu la faible hauteur de la poutrelle, pour placer les armatures de compression on prévoit donc un échafaudage pour aider la poutrelle à supporter les charges avant le coulage de la dalle de compression.

Etape2 : Après coulage de la dalle de compression :

Notre poutrelle continue de section en T, avec une inertie constante; reposant sur quatre(4) appuis, les appuis de rives seront considérés comme des semi encastrement, et les autres comme des appuis simples. La poutrelle travaille en flexion simple sous la charge q (figure III.5.2).

On notera que la longueur de chaque travée est prise entre nus d'appuis

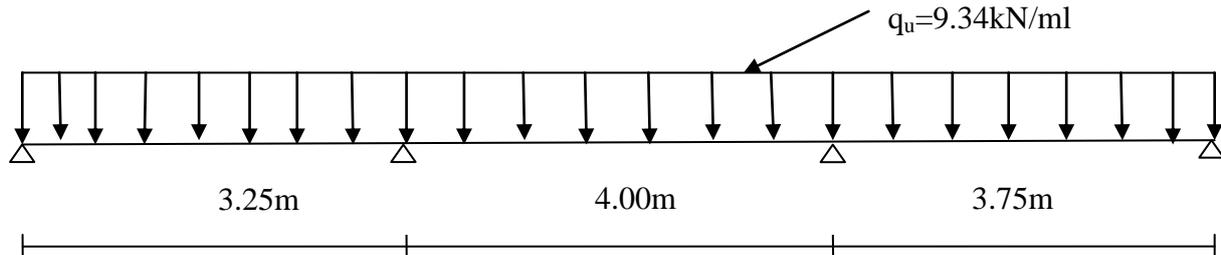


Schéma statique de la poutrelle

III-4-5 ETUDE DU PLANCHER A USAGE COMMERCIAL (RDC ; SOUS SOL 1) :

- **Charge et surcharge :**

Poids propre du plancher : $G = 5.28 \times 0.65 = 3.432 \text{ KN/ml}$

Poids propre de la poutrelle : $G = 0.12 \times 0.20 \times 25 = 0.6 \text{ KN/ml}$

$$G_{\text{tot}} = 3.432 + 0.6 = 4.032 \text{ KN/ml}$$

Surcharge d'exploitation : $Q_{\text{tot}} = 4 \times 0.65 = 2.6 \text{ KN/ml}$

- **La combinaison de charge :**

$$\text{ELU : } q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 4.032 + 1.5 \times 2.6 = 9.34 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS : } q_s = G + Q = 4.032 + 2.6 = 6.63 \text{ KN/ml}$$

III-4-6 CHOIX DE LA METHODE DE CALCUL :**III-4-6-1 Méthode forfaitaire :****III-4-6-1-1 Condition d'application :**

- 1) La charge d'exploitation est au plus égale à deux fois de la charge permanente ou à 5 KN/m^2
 $Q \leq \max \{2G ; 5\text{kN/m}^2\}$
 $2G = 2 \times 4.032 = 8.064 \text{ KN / m}^2$
 $Q = 2.6\text{kN/m}^2 < 2G = 8.064\text{KN/m}^2 \Rightarrow$ Condition vérifiée
- 2) Le moment d'inertie des sections transversales est le même dans les différentes travées considérées. \Rightarrow Condition vérifiée
- 3) Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25
 $L_i / L_{i+1} = 4.00 / 3.75 = 1.067$
 $L_i / L_{i+1} = 3.75 / 4.00 = 0.94$
 $L_i / L_{i+1} = 4.00 / 3.25 = 0.94$
 $L_i / L_{i+1} = 3.25 / 4.00 = 0.81$
 $L_i / L_{i+1} = 3.75 / 3.25 = 1.15$
 $L_i / L_{i+1} = 3.25 / 3.75 = 0.86$

} Condition vérifiée

- 4) La fissuration est considérée comme non préjudiciable à la tenue du béton armé ainsi qu'à ces revêtements \Rightarrow condition vérifiée

CONCLUSION :

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

III-4-5-1-2 Principe de la méthode :(BAEL91 modifié 99 J.P mougine art 3III4)

Elle 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.

III-4-6-1-3 Exposé de la méthode :

- ❖ Le rapport (α) des charges l'exploitation à la somme des charges permanente et d'exploitation, en valeurs non pondérées $\alpha = \frac{Q}{Q + G}$
- ❖ M_0 la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de

Comparaison $M_0 = \frac{qL^2}{8}$ dont 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 :

- ❖ $M_t \geq \max \{ 1.05 ; (1 + 0.3\alpha) M_0 \} - \frac{M_w + M_e}{2}$
- ❖ $M_t \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0$ dans une travée intermédiaire
- ❖ $M_t \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0$ dans une travée de rive

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

- $0.3 M_0$ pour appuis de rive ;
- $0.6 M_0$ pour une poutre à deux travées ;
- $0.5 M_0$ pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées ;

III-4-6-1-4 Application de la méthode :

- Calcul du rapport de charge α :

$$\alpha = \frac{2.6}{2.6 + 4.032} = 0.392$$



Les moments aux appuis :

- Calcul des moments isostatiques :
- Calcul de M_0

$$M_{01} = \frac{q_u L^2}{8} = \frac{9.34 \times 3.25^2}{8} = 12.33 \text{ KN.m}$$

$$M_{02} = \frac{q_u L^2}{8} = \frac{9.34 \times 4^2}{8} = 18.68 \text{ KN.m}$$

$$M_{03} = \frac{q_u L^2}{8} = \frac{9.34 \times 3.75^2}{8} = 16.42 \text{ KN.m}$$

- **Les moments aux appuis**

$$M_A = 0.3 M_{01} = 0.3 \times 12.33 = 3.70 \text{KN.m}$$

$$M_B = 0.5 \max \{ M_{01} M_{02} \} = 0.5 \times 18.68 = 9.34 \text{KN.m}$$

$$M_C = 0.5 \max \{ M_{01} M_{03} \} = 0.5 \times 18.68 = 9.34 \text{KN.m}$$

$$M_D = 0.3 M_{03} = 0.3 \times 12.146 = 4.93 \text{KN.m}$$

- **Les moments en travées :**

$$M_{01} = 12.33 \text{KN.m}$$

$$M_{tAB} \geq \left(\frac{1.2 + 0.3 \times 0.392}{2} \right) \times 12.33 = 8.12 \text{KN.m}$$

$$M_{tAB} = M_{tHI} \geq (1 + 0.3 \times 0.392) \times 12.33 - \left(\frac{3.7 + 9.34}{2} \right) = 7.26 \text{KN.m}$$

$$M_{tAB} = \max (8.12 ; 7.26) = \mathbf{8.12 \text{KN.m}}$$

$$M_{02} = 18.68 \text{KN.m}$$

$$M_{tBC} \geq \left(\frac{1 + 0.3 \times 0.392}{2} \right) \times 18.68 = 10.44 \text{KN.m}$$

$$M_{tBC} \geq (1 + 0.3 \times 0.392) \times 18.68 - \left(\frac{9.34 + 9.34}{2} \right) = 11.54 \text{KN.m}$$

$$M_{tBC} = \max (10.44 ; 11.54) = \mathbf{11.54 \text{KN.m}}$$

$$M_{03} = 16.42 \text{KN.m}$$

$$M_{tCD} \geq \left(\frac{1.2 + 0.3 \times 0.392}{2} \right) \times 16.42 = 10.82 \text{KN.m}$$

$$M_{tCD} \geq (1 + 0.3 \times 0.392) \times 16.42 - \left(\frac{9.34 + 4.93}{2} \right) = 11.22 \text{KN.m}$$

$$M_{tCD} = \max (10.82; 11.22) = \mathbf{11.22 \text{KN.m}}$$

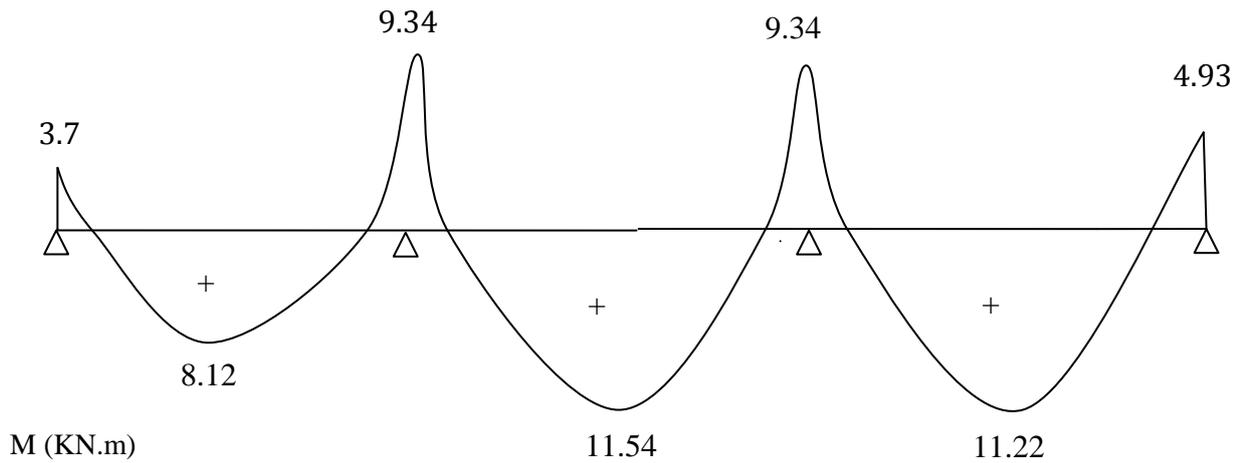


Diagramme des moments fléchissant à l' ELU

- **Les efforts tranchants :**

$$T_w = \frac{M_w - M_e}{L} - \frac{q_u L}{2} ; \quad T_e = T_w + q_u L$$

Avec :

T_w : Effort tranchant à gauche de l'appui.

T_e : Effort tranchant à droite de l'appui.

Le tableau suivant nous donne les valeurs des efforts tranchants dans les différentes travées.

Travée	A-B	B-C	C-D
M_w(KN.m)	3.7	9.34	9.34
M_e(KN.m)	9.34	9.34	4.93
T_w(KN)	-16.91	-18.68	-16.34
T_e(KN)	13.45	18.68	18.69

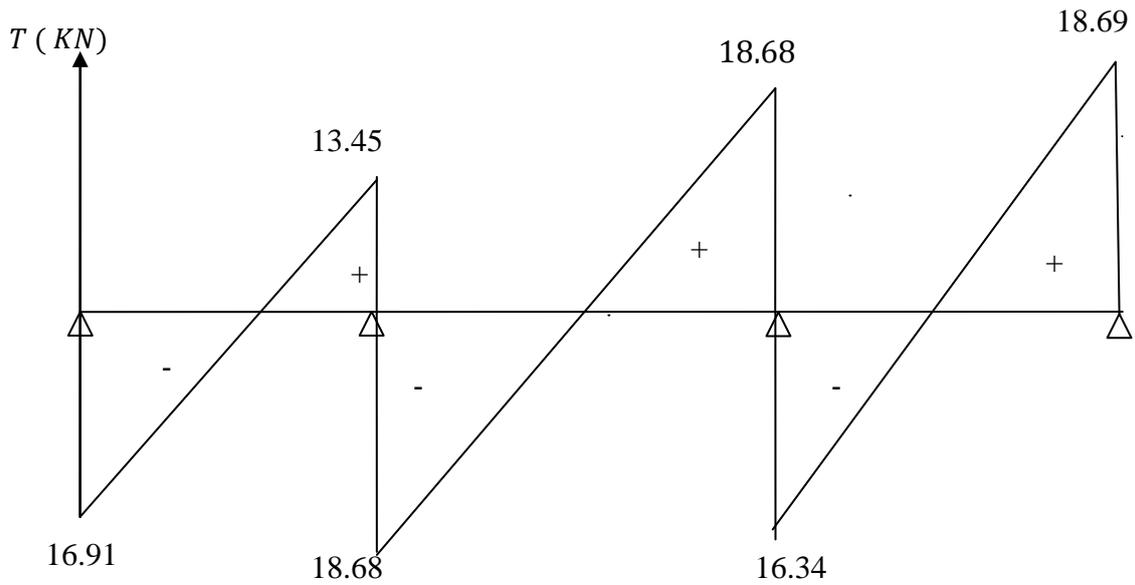


Diagramme des efforts tranchants à l'ELU

III-4-6-1-5 Ferrailage à l'ELU :

❖ Armatures longitudinales :

Le ferrailage se fera à l'ELU en prenant le moment maximal sur appuis et en travée.

• En travée :

$M_t = 11.54 \text{ KN.m}$

Le moment équilibré par la table

$M_0 = F_{bc} \times b \times h_0 (d - 0.5 h_0)$
 $M_0 = 14.2 \times 10^3 \times 0.65 \times 0.04 (0.18 - 0.02)$

$M_0 = 59.072 \text{ KN.m} > M_t = 11.54 \text{ KN.m}$

L'axe neutre tombe dans la table de compression, on Aura à calculer une section rectangulaire (b × h)

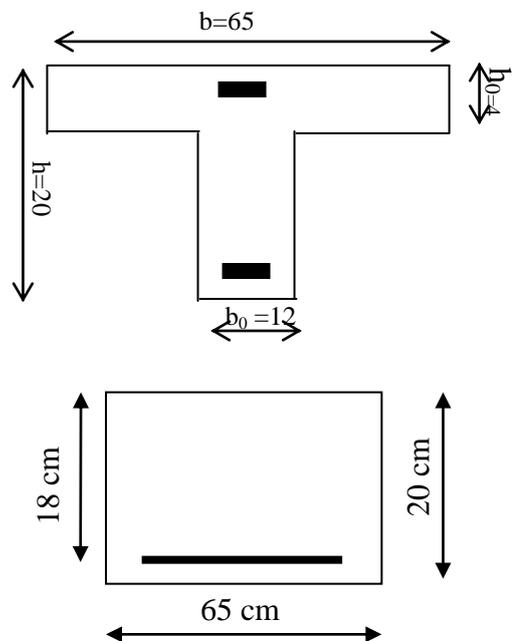
$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{11.54 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14.2} = 0.038 < 0.392$$

La section est simplement armée

$\mu = 0.038 \beta = 0.981$

$$\rightarrow A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{11.54 \times 10^3}{0.981 \times 18 \times 348} = 1.87 \text{ cm}^2$$

Soit $A_t = 3\text{HA}10 = 2.36 \text{ cm}^2$



- *Aux appuis*

La table se trouvant dans la partie tendue, donc nous avons à considérer une section rectangulaire de $(12 \times 20) \text{ cm}^2$

$$M_a = 9.34 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_a}{b_0 \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{9.34 \times 10^3}{12 \times 18^2 \times 14.2} = 0.169 < 0.392$$

La section est simplement armée.

$$\mu = 0.169\beta = 0.9065 \longrightarrow A_a = \frac{9.34 \times 10^3}{0.9065 \times 18 \times 348} = 1.64 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_a = 2\text{HA12} = 2.26 \text{ cm}^2$$

III-4-6-1-6 Vérification à l'ELU :

❖ Condition de non fragilité :

- *Aux appuis :*

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times 12 \times 18 \times 2.1}{400} = 0.261 \text{ cm}^2$$

$$A = 2.26 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.261 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- *En travée :*

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

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

$$A = 2.36 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.41 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

❖ Vérification de l'effort tranchant :

$$T_u^{\max} = 18.69 \text{ KN} \quad \tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b_0 \cdot d}$$

$$\tau_u = \frac{18.69 \times 10^3}{120 \times 180} = 0.865 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \right\} = 3.33 \text{ MPa}$$

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

❖ Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement :

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

Avec : U_i le périmètre des barres

$$\tau_{se} = \frac{18.69 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 12 \times 12 \times \pi} = 0.255 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau}_{se} = \psi_s \times f_{t28}$$

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

$\tau_{se} < \overline{\tau}_{se} \Rightarrow$ Condition vérifiée \Rightarrow pas de risque d'entraînement des barres longitudinales.

❖ Ancrage des barres :

Les barres rectilignes de diamètre ϕ et de limite élastique f_e sont encrées sur une longueur :

$$\overline{\tau}_s = 0.6 \psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835$$

$$l_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_s}$$

$$l_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.32 \text{ cm} \longrightarrow l_s = 45 \text{ cm}$$

Avec : l_s = longueur de scellement droit

Les règles de BAEL 91 (article. A.6.1) admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la portée ancrée assurée hors crochet est au moins égale à $0.4l_s$ pour les aciers HA

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

❖ Armatures transversales :

Leurs diamètres sont donnés par l'article ; A.7 .2.12 BAEL 91

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \phi_1; \frac{b_0}{10} \right\}$$

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{20}{35}; 1.2; \frac{12}{10} \right\} = 0.57 \text{ cm}$$

On prend : $\phi = 6 \text{ mm}$

- La section des armatures transversales

On choisira un cadre de $\phi 6$: $A_t = 2T6 = 0.56 \text{ cm}^2$

- Espacement des armatures

L'espacement est donné par l'article A 5 .1 BAEL 91

$$S_t = \min (S_{t1}; S_{t2}; S_{t3})$$

$$S_{t1} \leq \min \{0.9 d; 40 \text{ cm}\} = 16.2 \text{ cm}$$

$$S_{t2} \leq \frac{A_t \times f_e}{b_0 \times 0.4} = \frac{0.56 \times 235}{12 \times 0.4} = 27.42 \text{ cm}$$

$$S_{t3} \leq \frac{0.8 \cdot f_e \cdot A_t}{(\tau_u - 0.3 \times f_{t28}) b_0} = \frac{0.8 \times 235 \times 0.56}{(0.865 - 0.3 \times 2.1) 12} = 37.33 \text{ cm}$$

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

III-4-6-1-7 Vérification à l'ELS :

❖ Le chargement à l'ELS :

$$q_s = G + Q = 4.032 + 2.6 = 6.63 \text{ KN/ml}$$

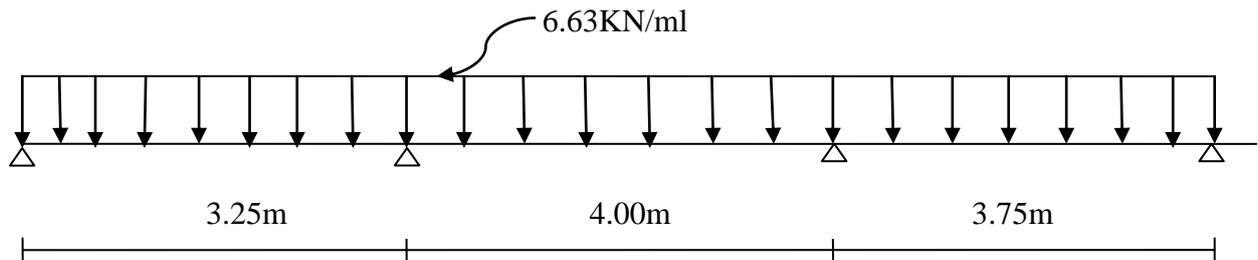


Schéma statique de la poutrelle

• Calcul de M_0 :

$$M_{01} = \frac{q_s L^2}{8} = \frac{6.63 \times 3.25^2}{8} = 8.75 \text{ KN.m}$$

$$M_{02} = \frac{q_s L^2}{8} = \frac{6.63 \times 4^2}{8} = 13.26 \text{ KN.m}$$

$$M_{03} = \frac{q_s L^2}{8} = \frac{6.63 \times 3.75^2}{8} = 11.65 \text{ KN.m}$$

• Les moments aux appuis :

$$M_A = 0.3 M_{01} = 0.3 \times 8.75 = 2.625 \text{ KN m}$$

$$M_B = 0.5 \max \{ M_{01} M_{02} \} = 0.5 \times 13.26 = 6.63 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0.5 \max \{ M_{01} M_{03} \} = 0.5 \times 13.26 = 6.63 \text{ KN.m}$$

$$M_D = 0.3 M_{03} = 0.3 \times 11.65 = 3.495 \text{ KN m}$$

• Les moments en travées :

$$M_{01} = 8.75 \text{ kNm}$$

$$M_{tAB} \geq \left(\frac{1.2 + 0.3 \times 0.392}{2} \right) \times 8.75 = 5.76 \text{ KN.m}$$

$$M_{tAB} \geq (1 + 0.3 \times 0.392) \times 8.75 - \left(\frac{2.625 + 6.63}{2} \right) = 5.15 \text{ KN.m}$$

$$M_{tAB} = \max(5.76 ; 5.15) = \mathbf{5.76 \text{ KN.m}}$$

$$M_{02} = 13.26 \text{ KN.m}$$

$$M_{tBC} \geq \left(\frac{1 + 0.3 \times 0.392}{2} \right) \times 13.26 = 7.41 \text{ KN.m}$$

$$M_{tBC} \geq (1 + 0.3 \times 0.392) \times 13.26 - \left(\frac{6.63 + 6.63}{2} \right) = 8.19 \text{ KN.m}$$

$$M_{tBC} = \max(7.41 ; 8.19) = \mathbf{8.19 \text{ KN.m}}$$

$$M_{03} = 11.65 \text{ KN.m}$$

$$M_{tCD} \geq \left(\frac{1.2 + 0.3 \times 0.392}{2} \right) \times 11.65 = 7.68 \text{ KN.m}$$

$$M_{tCD} \geq (1 + 0.3 \times 0.392) \times 11.65 - \left(\frac{6.63 + 3.495}{2} \right) = 7.96 \text{ KN.m}$$

$$M_{tCD} = \max(7.68 ; 7.96) = \mathbf{7.96 \text{ KN.m}}$$

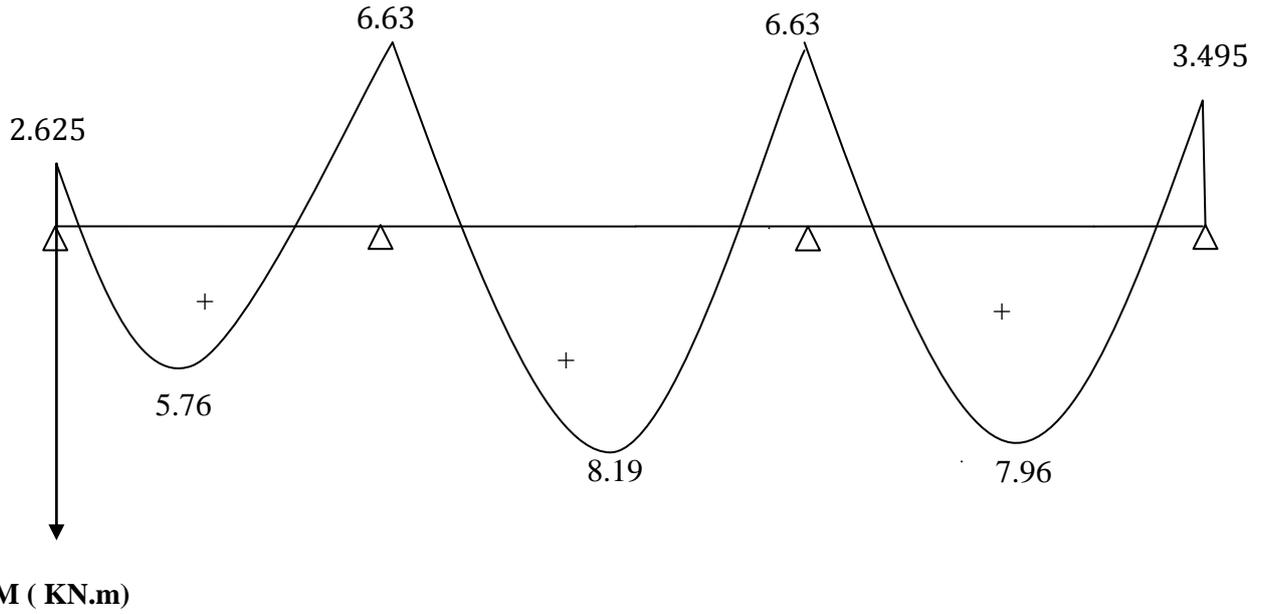


Diagramme des moments fléchissant à l' ELS

- **Les efforts tranchants :**

$$T_w = \frac{M_w - M_e}{L} - \frac{q_s L}{2} ; T_e = T_w + q_s L$$

Avec : T_w : Effort tranchant à gauche de l'appui.
 T_e : Effort tranchant à droite de l'appui.

Le tableau suivant nous donne les valeurs des efforts tranchants dans les différentes travées.

Travée	A-B	B-C	C-D
M_w(KN.m)	2.625	6.63	6.63
M_e(KN.m)	6.63	6.63	3.495
T_w(KN)	-12.01	-13.26	-11.60
T_e(KN)	9.54	13.26	13.26

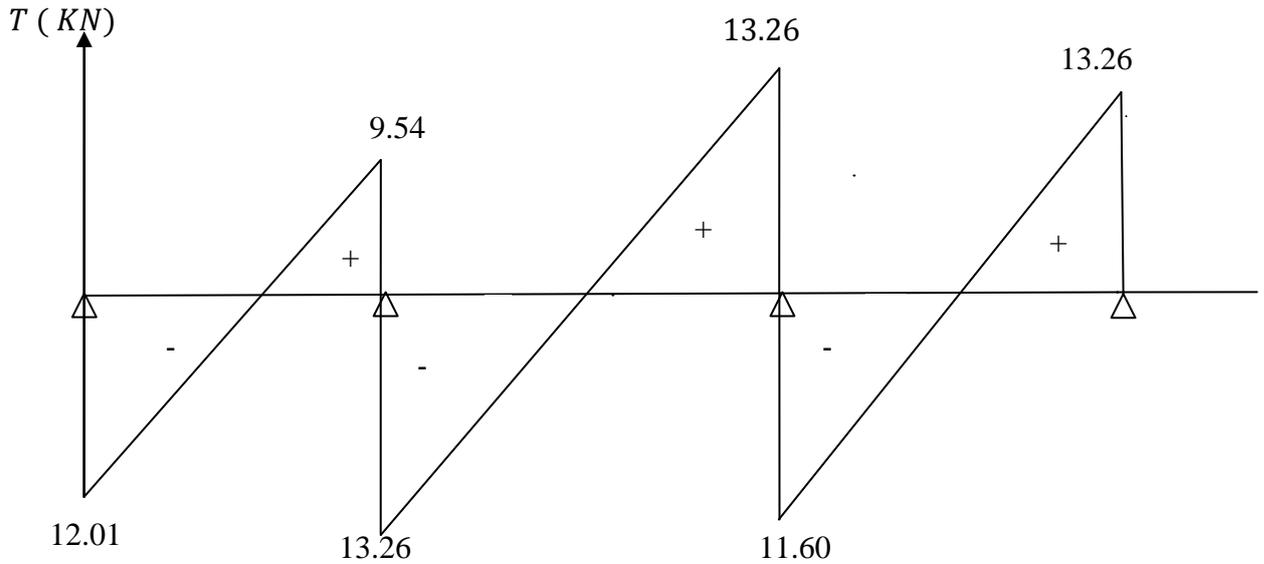


Diagramme des efforts tranchants à l' ELS

❖ **Vérification à l'état limite de compression :**

• **En travée :**

La section d'armatures adoptée à l'ELU en travée est $A_t = 3HA10 = 2.36 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_t}{b_0 \cdot d} = \frac{100 \times 2.36}{12 \times 18} = 1.092 \Rightarrow \beta_1 = 0.856 \Rightarrow k_1 = 19.72$$

La contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_t^{Ser}}{\beta_1 \cdot d \cdot A_t} = \frac{8.19 \times 10^3}{0.856 \times 18 \times 2.36} = 225.23 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{225.23}{19.72} = 11.42 \text{ MPA} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{la condition est vérifiée}$$

• **Aux appuis :**

La section d'armatures adoptée à l'ELU aux appuis est $A_a = 2HA12 = 2.26 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_t}{b_0 \cdot d} = \frac{100 \times 2.26}{12 \times 18} = 1.046 \Rightarrow \beta_1 = 0.858 \Rightarrow k_1 = 20.21$$

La contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_a^{Ser}}{\beta_1 \cdot d \cdot A_t} = \frac{6.63 \times 10^3}{0.858 \times 18 \times 2.26} = 189.95 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{189.95}{20.21} = 9.4 \text{ MPa} < \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{la condition est vérifiée}$$

CONCLUSION :

Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

❖ **Vérification à l'état limite d'ouverture des fissures :**

La fissuration est peu nuisible donc la vérification n'est pas nécessaire.

❖ **Vérification de l'état limite de déformation :**

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

Les règles du BAEL.91 (article 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 :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{22.5} \longrightarrow \frac{20}{400} \geq \frac{1}{22.5} \longrightarrow 0.05 > 0.044 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{15} \times \frac{M_t}{M_0} \longrightarrow \frac{20}{400} \geq \frac{1}{15} \times \frac{8.19}{13.26} \longrightarrow 0.05 > 0.04 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{3.6}{f_e} \longrightarrow \frac{2.36}{12 \times 18} \leq \frac{3.6}{400} \longrightarrow 0.01 > 0.009 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Les trois conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire

III-4-7 ETUDE DU PLANCHER A USAGE HABITATION :• **Charge et surcharge :**

Poids propre du plancher : $G = 5.28 \times 0.65 = 3.432 \text{ KN/ml}$

Poids propre de la poutrelle : $G = 0.12 \times 0.20 \times 25 = 0.6 \text{ KN/ml}$

$$G_{tot} = 3.432 + 0.6 = 4.032 \text{ KN/ml}$$

Surcharge d'exploitation : $Q_{tot} = 1.5 \times 0.65 = 0.975 \text{ KN/ml}$

• **La combinaison de charge :**

$$\text{ELU : } q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 4.032 + 1.5 \times 0.975 = 6.91 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS : } q_s = G + Q = 4.032 + 0.975 = 5.007 \text{ KN/ml}$$

III-4-7-1 Exposé de la méthode forfaitaire :

- ❖ Le rapport (α) des charges l'exploitation à la somme des charges permanente et d'exploitation, en valeurs non pondérées $\alpha = \frac{Q}{Q+G}$
- ❖ M_0 la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de
Comparaison $M_0 = \frac{qL^2}{8}$ dont 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 :

- ❖ $M_t \geq \max\{1.05 ; (1+0.3\alpha) M_0\} - \frac{M_w + M_e}{2}$
- ❖ $M_t \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_0$ dans une travée intermédiaire
- ❖ $M_t \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_0$ dans une travée de rive

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

- ✓ $0.3 M_0$ pour appuis de rive ;
- ✓ $0.6 M_0$ pour une poutre à deux travées ;
- ✓ $0.5 M_0$ pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées

III-4-7-2 Application de la méthode :

- **Calcul du rapport de charge α :**

$$\alpha = \frac{0.975}{0.975 + 4.032} = 0.195$$



Les moments aux appuis

❖ Calcul des moments isostatiques :

• Calcul de M_0

$$M_{01} = \frac{q_u L^2}{8} = \frac{6.91 \times 3.25^2}{8} = 9.123 \text{ KN.m}$$

$$M_{02} = \frac{q_u L^2}{8} = \frac{6.91 \times 4^2}{8} = 13.820 \text{ KN.m}$$

$$M_{03} = \frac{q_u L^2}{8} = \frac{6.91 \times 3.75^2}{8} = 12.146 \text{ KN.m}$$

• Les moments aux appuis

$$M_A = 0.3 M_{01} = 0.3 \times 9.123 = 2.736 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 0.5 \max \{ M_{01} M_{02} \} = 0.5 \times 13.820 = 6.91 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0.5 \max \{ M_{01} M_{03} \} = 0.5 \times 13.820 = 6.91 \text{ KN.m}$$

$$M_D = 0.3 M_{03} = 0.3 \times 12.146 = 3.643 \text{ KN.m}$$

• Les moments en travées :

$$M_{01} = 9.123 \text{ kNm}$$

$$M_{tAB} \geq \left(\frac{1.2 + 0.3 \times 0.195}{2} \right) \times 9.123 = 5.740 \text{ KN.m}$$

$$M_{tAB} = M_{tHI} \geq (1 + 0.3 \times 0.195) \times 9.123 - \left(\frac{2.736 + 6.91}{2} \right) = 4.833 \text{ KN.m}$$

$$M_{tAB} = \max (5.740 ; 4.833) = \mathbf{5.740 \text{ KN.m}}$$

$$M_{02} = 13.820 \text{ kNm}$$

$$M_{tBC} \geq \left(\frac{1 + 0.3 \times 0.195}{2} \right) \times 13.820 = 7.314 \text{ KN.m}$$

$$M_{tBC} \geq (1 + 0.3 \times 0.195) \times 13.820 - \left(\frac{6.91 + 6.91}{2} \right) = 7.718 \text{ KN.m}$$

$$M_{tBC} = \max (7.314 ; 7.718) = \mathbf{7.718 \text{ KN.m}}$$

$$M_{03} = 12.146 \text{ kNm}$$

$$M_{tCD} \geq \left(\frac{1.2 + 0.3 \times 0.195}{2} \right) \times 12.146 = 7.642 \text{ KN.m}$$

$$M_{tCD} \geq (1 + 0.3 \times 0.195) \times 12.146 - \left(\frac{6.91 + 3.643}{2} \right) = 7.580 \text{ KN.m}$$

$$M_{tCD} = \max (7.642 ; 7.580) = \mathbf{7.642 \text{ KN.m}}$$

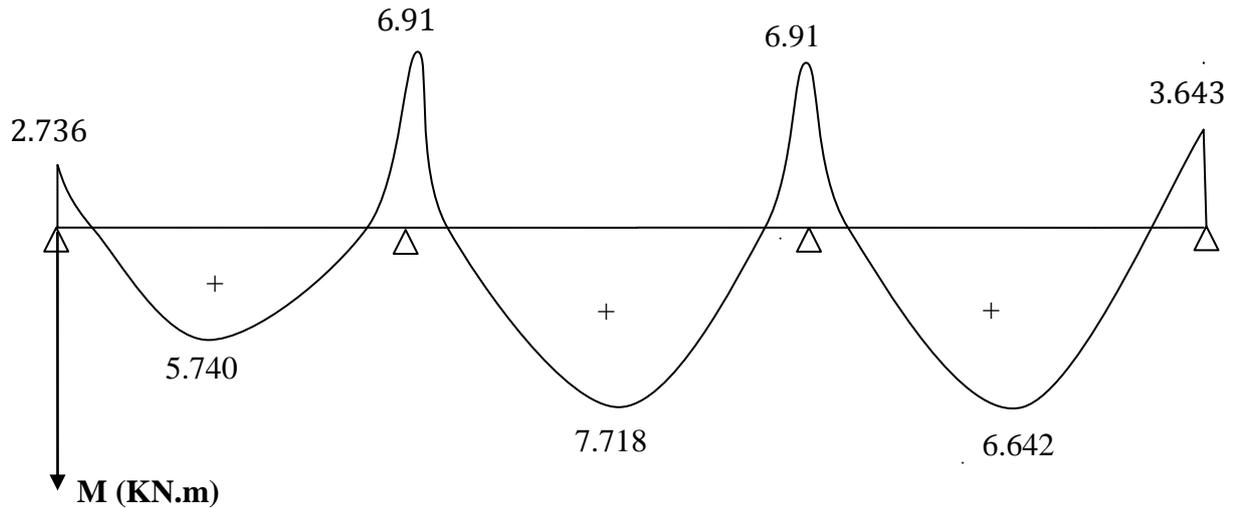


Diagramme des moments fléchissant à l'ELU

- Les efforts tranchants :

$$T_w = \frac{M_w - M_e}{L} - \frac{q_u L}{2} ; T_e = T_w + q_u L$$

Avec :

T_w : Effort tranchant à gauche de l'appui.

T_e : Effort tranchant à droite de l'appui.

Le tableau suivant nous donne les valeurs des efforts tranchants dans les différentes travées.

Travée	A-B	B-C	C-D
$M_w(\text{KN.m})$	2.736	6.91	6.91
$M_e(\text{KN.m})$	6.91	6.91	3.643
$T_w(\text{KN})$	-12.513	-13.820	-12.085
$T_e(\text{KN})$	9.944	13.820	13.827

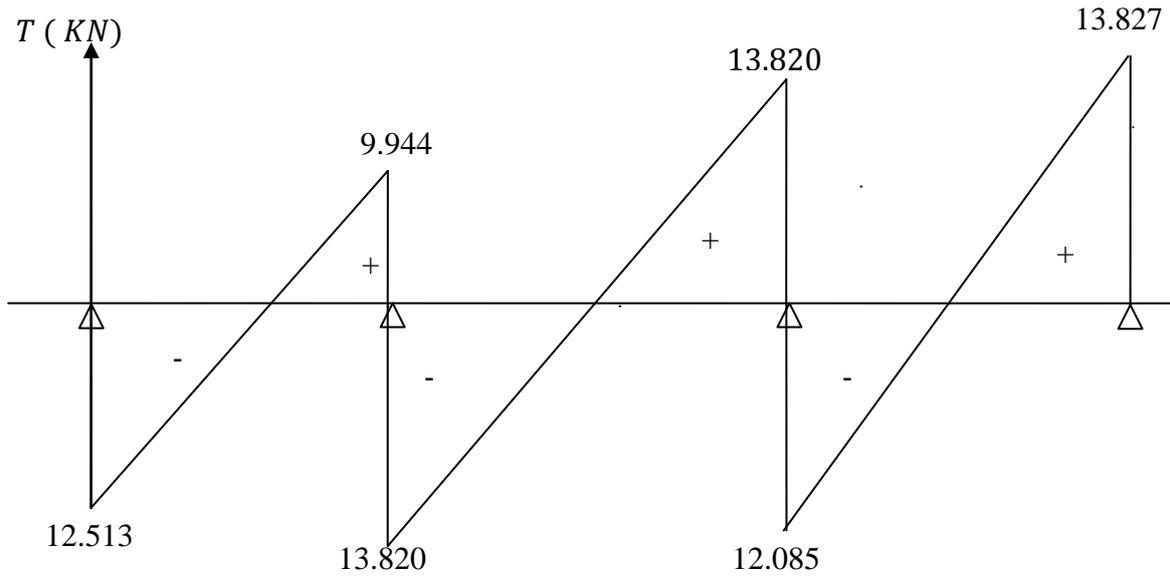


Diagramme des efforts tranchants à l'ELU

III-4-7-3 Ferrailage à l'ELU

❖ Armatures longitudinales :

Le ferrailage se fera à l'ELU en prenant le moment maximal sur appuis et en travée.

• En travée :

$M_t = 7.718 \text{ KN.m}$

Le moment équilibré par la table

$M_0 = F_{bc} \times b \times h_0 (d - 0.5 h_0)$
 $M_0 = 14.2 \times 10^3 \times 0.65 \times 0.04 (0.18 - 0.02)$

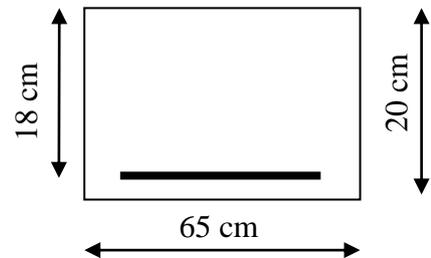
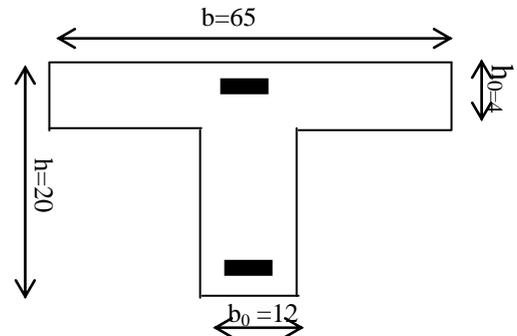
$M_0 = 59.072 \text{ KN.m} > M_t = 7.718 \text{ KN.m}$

L'axe neutre tombe dans la table de compression, on Aura à calculer une section rectangulaire (b x h)

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{7.718 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14.2} = 0.026 < 0.392$$

La section est simplement armée

$\mu = 0.026 \longrightarrow \beta = 0.987$



$$A_t = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{7.718 \times 10^3}{0.987 \times 18 \times 348} = 1.248 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_t = 3\text{HA}10 = 2.36 \text{ cm}^2$

- *Aux appuis*

La table se trouvant dans la partie tendue, donc nous avons à considérer une section rectangulaire de $(12 \times 20) \text{ cm}^2$

$$M_a = 6.91 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_a}{b_0 \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{6.91 \times 10^3}{12 \times 18^2 \times 14.2} = 0.125 < 0.392$$

La section est simplement armée.

$$\mu = 0.125 \longrightarrow \beta = 0.9325$$

$$A_a = \frac{6.91 \times 10^3}{0.9325 \times 18 \times 348} = 1.182 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_a = 1\text{HA}14 = 1.54 \text{ cm}^2$

III-4-7-4 Vérification à l'ELU

❖ Condition de non fragilité :

- *Aux appuis :*

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times 12 \times 18 \times 2.1}{400} = 0.261 \text{ cm}^2$$

$$A = 1.54 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.261 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- *En travée :*

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

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

$$A = 2.36 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.41 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

❖ Vérification de l'effort tranchant :

$$T_u^{\max} = 13.827 kN \quad \tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b_0 \cdot d}$$

$$\tau_u = \frac{13.827 \times 10^3}{120 \times 180} = 0.64 MPa$$

$$\overline{\tau_u} = \min \left\{ \frac{0.2 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \right\} = 3.33 MPa$$

$$\tau_u < \overline{\tau_u} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

❖ Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement :

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0.9 \cdot d \cdot \sum U_i}$$

Avec : U_i le périmètre des barres

$$\tau_{se} = \frac{13.827 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 14 \times \pi} = 1.94 MPa$$

$$\overline{\tau_{se}} = \psi_s \cdot f_{t28}$$

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

$$\tau_{se} < \overline{\tau_{se}} \Rightarrow \text{Condition vérifiée} \Rightarrow \text{pas de risque d'entraînement des barres longitudinales.}$$

❖ Ancrage des barres :

Les barres rectilignes de diamètre ϕ et de limite élastique f_e sont encrées sur une longueur :

$$\overline{\tau_s} = 0.6 \psi_s^2 \cdot f_{t28} = 2.835$$

$$l_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \overline{\tau_s}}$$

$$l_s = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 2.835} = 49.38 \text{ cm} \longrightarrow l_s = 50 \text{ cm}$$

Avec : l_s = longueur de scellement droit

Les règles de BAEL 91 (article. A.6.1) admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la portée ancrée assurée hors crochet est au moins égale à $0.4l_s$ pour les aciers HA

$$l_s = 0.4 \times 50 = 20 \text{ cm}$$

❖ **Armatures transversales :**

Leurs diamètres sont donnés par l'article ; A.7 .2.12 BAEL 91

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

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{20}{35}; 1.2; \frac{12}{10} \right\} = 0.57 \text{ cm}$$

On prend : $\phi = 6 \text{ mm}$

- La section des armatures transversales

On choisira un cadre de $\phi 6$; $A_t = 2T6 = 0.56 \text{ cm}^2$

- Espacement des armatures

L'espacement est donné par l'article A 5 .1 BAEL 91

$$S_t = \min (S_{t1}; S_{t2}; S_{t3})$$

$$S_{t1} \leq \min \{0.9 d; 40 \text{ cm}\} = 16.2 \text{ cm}$$

$$S_{t2} \leq \frac{A_t \times f_e}{b_0 \times 0.4} = \frac{0.56 \times 235}{12 \times 0.4} = 27.42 \text{ cm}$$

$$S_{t3} \leq \frac{0.8 \times f_e \times A_t}{(\tau_u - 0.3 \times f_{t28}) b_0} = \frac{0.8 \times 235 \times 0.56}{(0.64 - 0.3 \times 2.1) 12} = 877.33 \text{ cm}$$

Soit $S_t = 15 \text{ cm}$

III-4-7-5 Vérification à l'ELS :❖ **Le chargement à l'ELS :**

$$q_s = G + Q = 4.032 + 0.975 = 5.007 \text{ KN/ml}$$

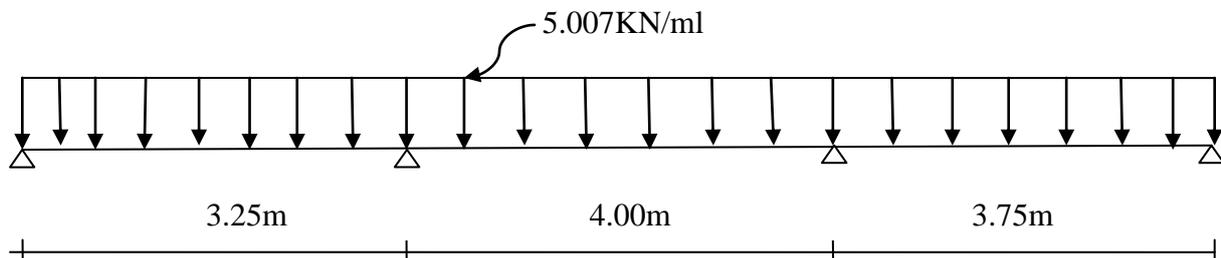


Schéma statique de la poutrelle

- **Calcul de M_0 :**

$$M_{01} = \frac{q_s L^2}{8} = \frac{5.007 \times 3.25^2}{8} = 6.610 \text{ KN.m}$$

$$M_{02} = \frac{q_s L^2}{8} = \frac{5.007 \times 4^2}{8} = 10.014 \text{ KN.m}$$

$$M_{03} = \frac{q_s L^2}{8} = \frac{5.007 \times 3.75^2}{8} = 8.801 \text{ KN.m}$$

- **Les moments aux appuis :**

$$M_A = 0.3 M_{01} = 0.3 \times 6.610 = 1.983 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 0.5 \max\{M_{01} M_{02}\} = 0.5 \times 10.014 = 5.007 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0.5 \max\{M_{01} M_{03}\} = 0.5 \times 10.014 = 5.007 \text{ KN.m}$$

$$M_D = 0.3 M_{03} = 0.3 \times 8.801 = 2.640 \text{ KN.m}$$

- **Les moments en travées :**

$$M_{01} = 6.610 \text{ kN.m}$$

$$M_{iAB} \geq \left(\frac{1.2 + 0.3 \times 0.195}{2} \right) \times 6.610 = 4.159 \text{ KN.m}$$

$$M_{iAB} = M_{iHI} \geq (1 + 0.3 \times 0.195) \times 6.610 - \left(\frac{1.983 + 5.007}{2} \right) = 3.501 \text{ KN.m}$$

$$M_{iAB} = \max(4.159 ; 3.501) = \mathbf{4.159 \text{ KN.m}}$$

$$M_{02} = 10.014 \text{ KN.m}$$

$$M_{iBC} \geq \left(\frac{1 + 0.3 \times 0.195}{2} \right) \times 10.014 = 5.299 \text{ KN.m}$$

$$M_{iBC} \geq (1 + 0.3 \times 0.195) \times 10.014 - \left(\frac{5.007 + 5.007}{2} \right) = 5.592 \text{ KN.m}$$

$$M_{iBC} = \max(5.299 ; 5.592) = \mathbf{5.592 \text{ KN.m}}$$

$$M_{03} = 8.801 \text{ KN.m}$$

$$M_{iCD} \geq \left(\frac{1.2 + 0.3 \times 0.195}{2} \right) \times 8.801 = 5.538 \text{ KN.m}$$

$$M_{iCD} \geq (1 + 0.3 \times 0.195) \times 8.801 - \left(\frac{5.007 + 2.640}{2} \right) = 5.492 \text{ KN.m}$$

$$M_{iCD} = \max(5.538 ; 5.492) = \mathbf{5.538 \text{ KN.m}}$$

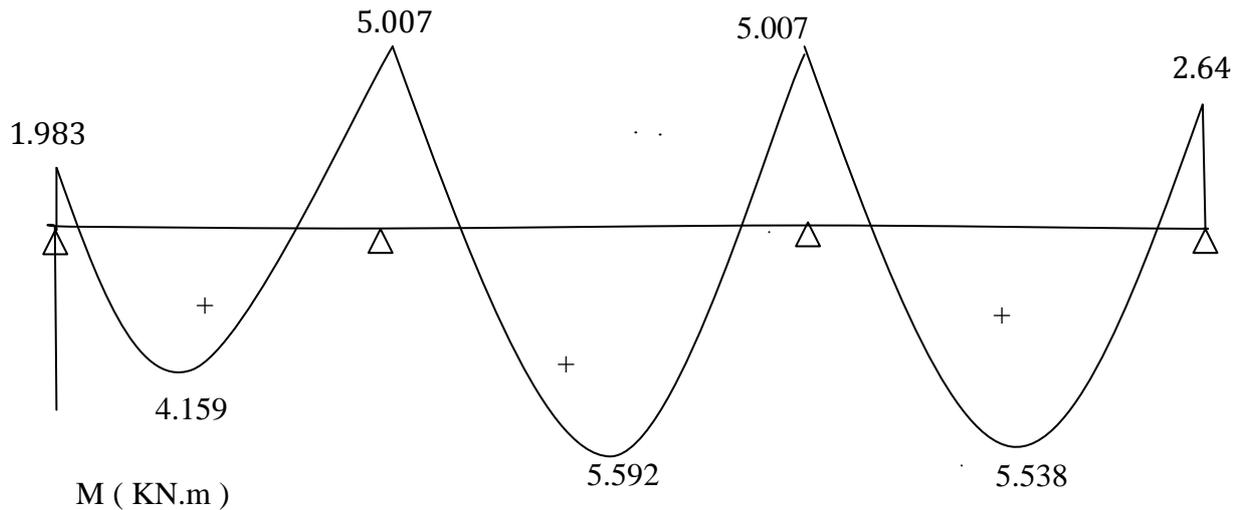


Diagramme des moments fléchissant à l' ELS

- Les efforts tranchants :

$$T_w = \frac{M_w - M_e}{L} - \frac{q_s L}{2} ; \quad T_e = T_w + q_s L$$

Avec : T_w : Effort tranchant à gauche de l'appui.

T_e : Effort tranchant à droite de l'appui

Le tableau suivant nous donne les valeurs des efforts tranchants dans les différentes travées.

Travée	A-B	B-C	C-D
M_w(KN.m)	1.983	5.007	5.007
M_e(KN .m)	5.007	5.007	2.640
T_w(KN)	-9.066	-10.014	-8.756
T_e(KN)	7.206	10.014	10.020

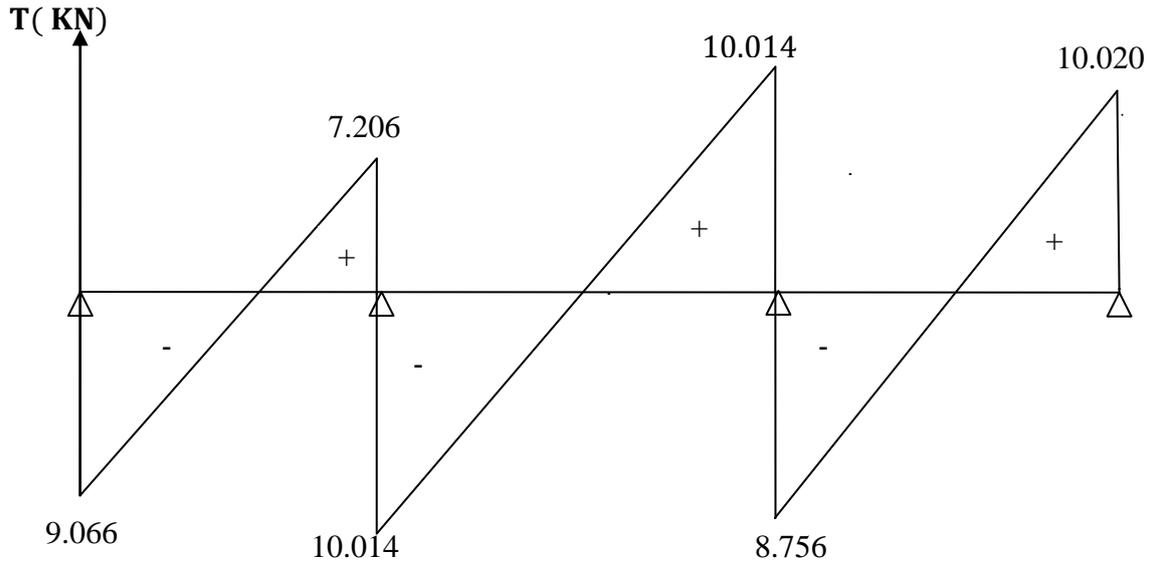


Diagramme des efforts tranchants à l'ELS

❖ **Vérification à l'état limite de compression :**

▪ **En travée :**

La section d'armatures adoptée à l'ELU en travée est $A_t = 3HA10 = 2.36 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_t}{b_0 \cdot d} = \frac{100 \times 2.36}{12 \times 18} = 1.092 \Rightarrow \beta_1 = 0.856 \Rightarrow k_1 = 19.72$$

La contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_t^{Ser}}{\beta_1 \cdot d \cdot A_t} = \frac{5.592 \times 10^3}{0.856 \times 18 \times 2.36} = 153.783 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = 153.783 / 19.72 = 7.798 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{la condition est vérifiée}$$

• **Aux appuis :**

La section d'armatures adoptée à l'ELU aux appuis est $A_a = 1\phi 14 = 1.54 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_t}{b_0 \cdot d} = \frac{100 \times 1.54}{12 \times 18} = 0.712 \Rightarrow \beta_1 = 0.878 \Rightarrow k_1 = 25.98$$

La contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_a^{Ser}}{\beta_1 \cdot d \cdot A_t} = \frac{5.007 \times 10^3}{0.878 \times 18 \times 1.54} = 205.72 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{205.72}{25.98} = 7.91 \text{ MPa} < \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{la condition est vérifiée}$$

CONCLUSION :

Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

❖ **Vérification à l'état limite d'ouverture des fissures :**

La fissuration est peu nuisible donc la vérification n'est pas nécessaire.

❖ **Vérification de l'état limite de déformation :**

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

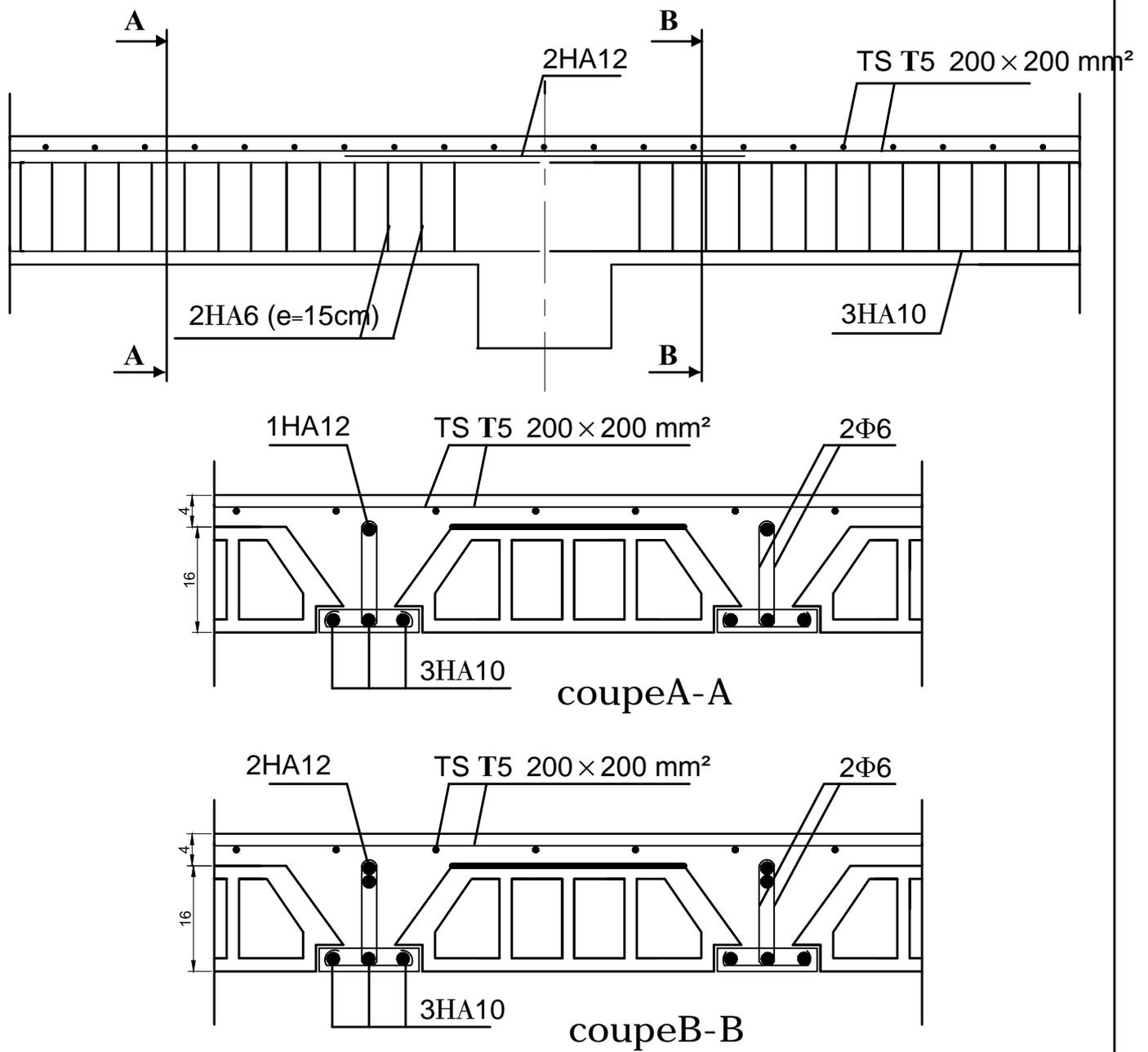
Les règles du BAEL.91 (article B.5.6.1), précisent qu'on peut se dispenser de vérifier l'ELS les poutres associées aux hourdis si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{22.5} \longrightarrow \frac{20}{400} \geq \frac{1}{22.5} \longrightarrow 0.05 > 0.044 \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

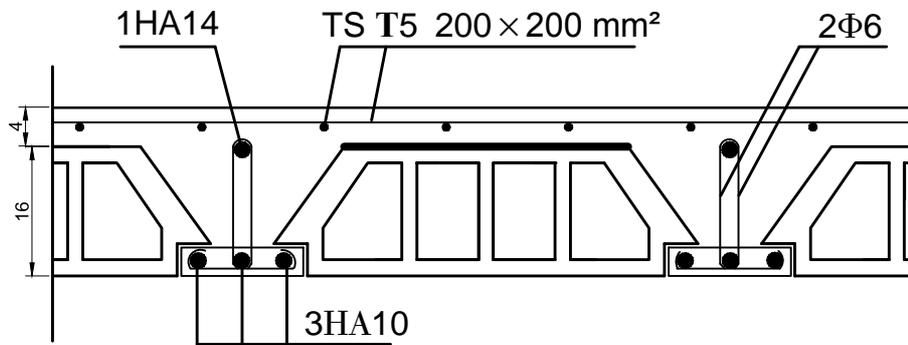
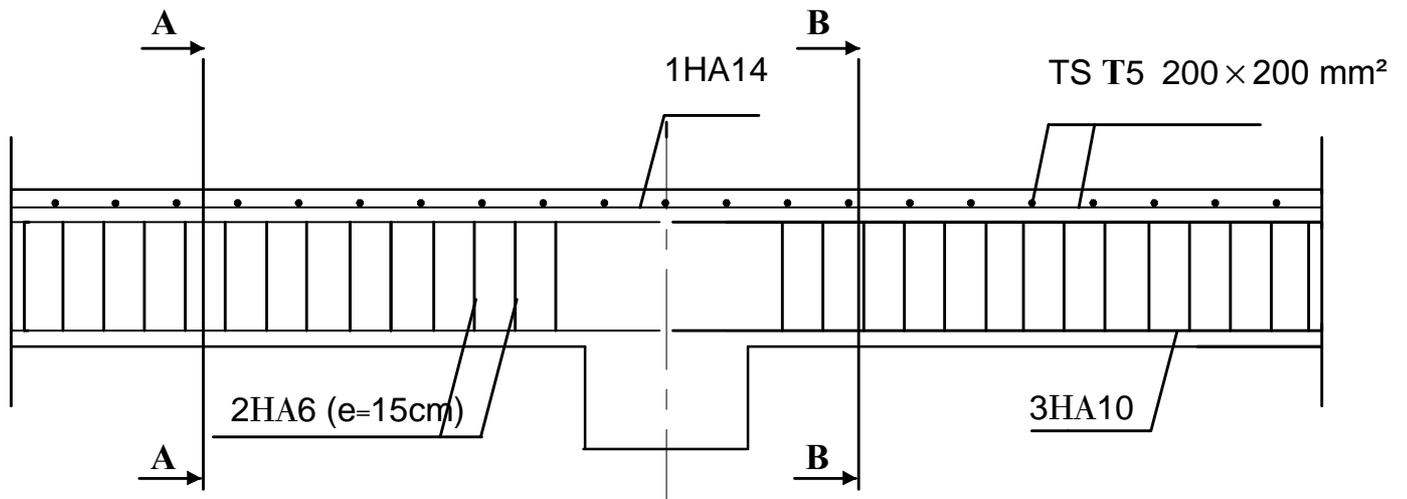
$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{15} \times \frac{M_t}{M_0} \longrightarrow \frac{20}{400} \geq \frac{1}{15} \times \frac{5.592}{10.02} \longrightarrow 0.05 > 0.037 \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{3.6}{f_e} \longrightarrow \frac{2.36}{12 \times 18} \leq \frac{3.6}{400} \longrightarrow 0.01 > 0.009 \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

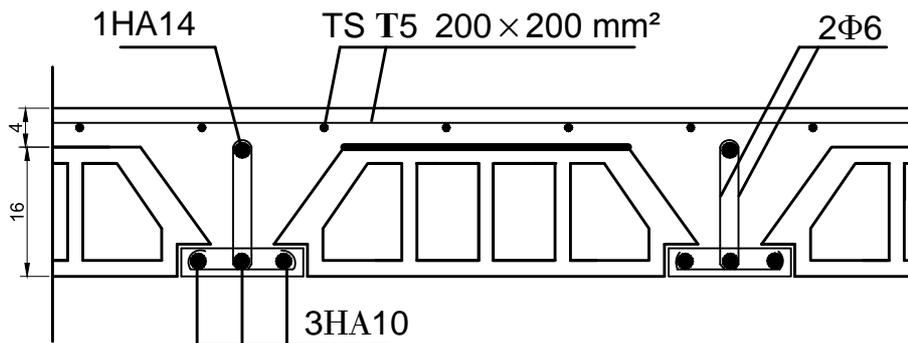
Les trois conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.



UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU		Faculté du génie de la construction Département de génie civil	
ETUDIER PAR: Mr: OUENDI AHCENE Mr : KACI SMAIL		Plan de ferrailage de plancher à usage commerciale	plan : 05
DIRIGE PAR: Mme : MOBAREK.HAMEL			2017



coupeA-A



coupeB-B

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI
DE TIZI OUZOU

Faculté du génie de la construction
Département de génie civil

ETUDIER PAR:
Mr: OUENDI AHCENE
Mr :KACI SMAIL

Plan de ferrailage de plancher
à usage d habitation

plan :06

DIRIGE PAR:
Mme: MOBAREK. HAMEL

2017

III-5 CALCUL DES ESCALIERS :

III- 5-1 INTRODUCTION :

Un escalier est un ouvrage constitue d'une suite de degrés horizontaux (marches et palier) permet de passer d'un niveau à un autre.

Les escaliers constituant ce bâtiment sont en béton armé coulé sur place, et comporte deux types d'escalier

- ❖ Escalier 3 volée (aux niveaux RDC) avec deux paliers intermédiaires
- ❖ **Escaliers des autres niveaux :** sont à deux volés avec un palier intermédiaire. il suffit de calculer pour une seule volée et d'adopter le même ferrailage pour les autres

➤ Terminologie :

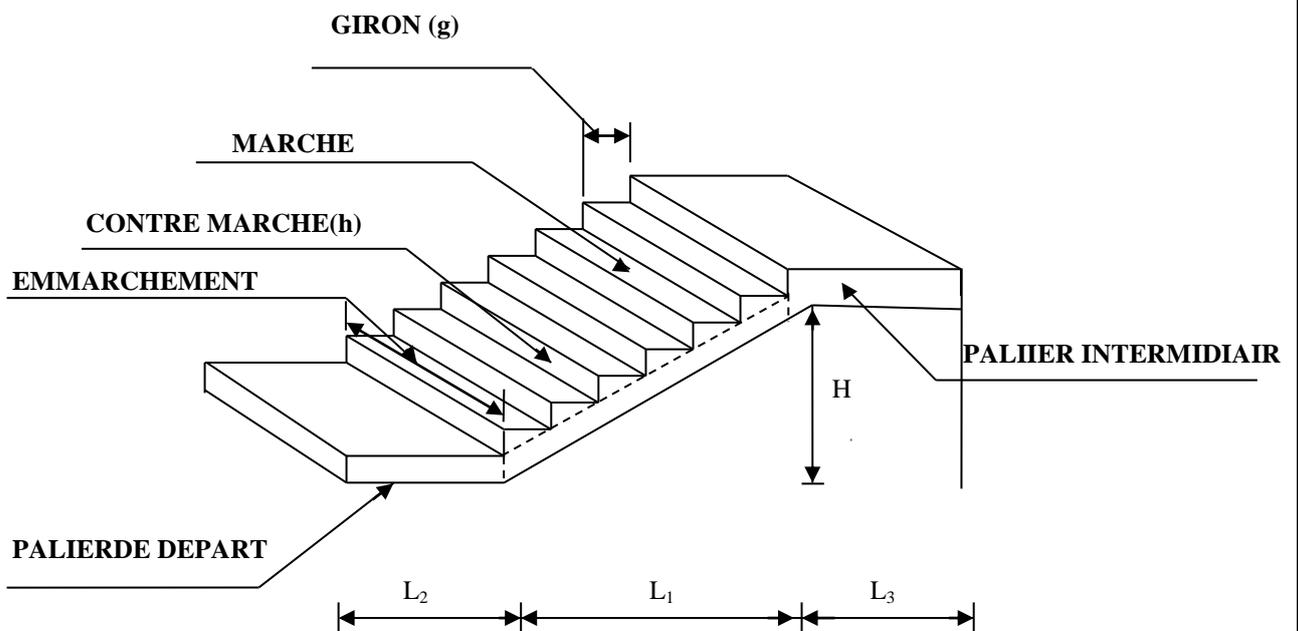


Fig-III-5-1 : Schéma d'escalier

➤ Caractéristiques dimensionnelles :

- **La marche** : est la partie horizontale qui reçoit le pied, sa forme est rectangulaire, ou arrondie, etc.
- **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 13 à 17 cm.
- **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 volées 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 $E \geq 1$ m.
- **La paillasse** : est une dalle inclinée en béton armé incorporant les marches et contre marches.

III-5 -2 PRE DIMENSIONNEMENT DE L'ESCALIER RDC (TROIS VOLEES):

- ✓ Il comporte trois volées, de hauteur égale à 1.53
- ✓ Les volées 1 et 3 sont identiques
- ✓ La volée 2 est déférente

Calcul le nombre de contre marche et de marche

Soit n le nombre de contre marche m nombre de marche

$$H_{TOT} = 4.59 \text{ m.}$$

$$n = \frac{H}{h} = \frac{459}{17} = 27 \text{ Contre marche}$$

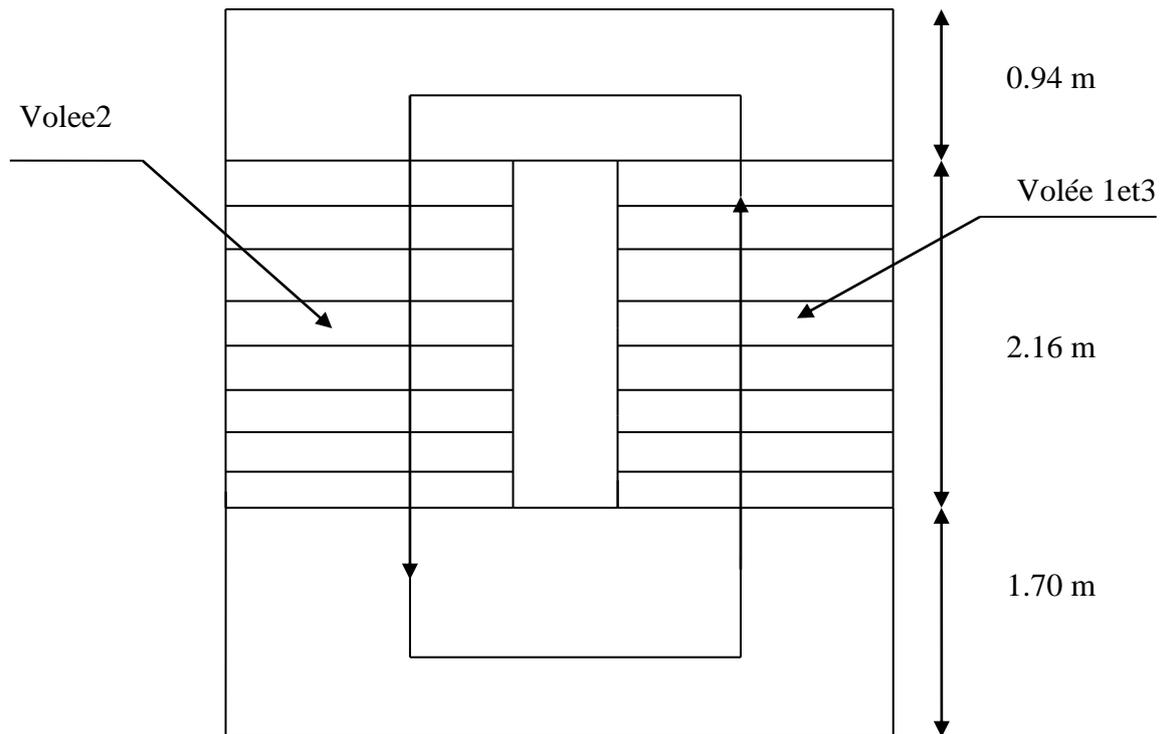


Fig. vue en plan des escaliers de RDC

❖ Dimensionnement de Volée 1et 3 (H = 1.53 m)

On prend la hauteur des contre marches $h = 17 \text{ cm}$

Le nombre de contre marche : $n = \frac{H}{h} = \frac{153}{17} = 9$

Le nombre de marches $m = n - 1 = 8$ marches.

On prend le girant $g = 27 \text{ cm}$

$L = g \times m = 27 \times 8 = 216 \text{ cm}$

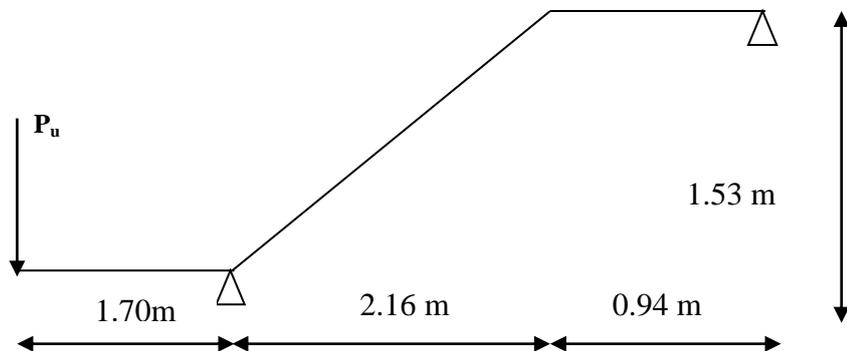


Schéma statique des volées 1 et 3

- **Vérification de la loi de Blondel :**

$$14 \leq h \leq 18 \text{ cm} \longrightarrow \text{vérifiée}$$

$$25 \leq g \leq 30 \text{ cm} \longrightarrow \text{vérifiée}$$

$$60 \text{ cm} \leq g + 2 h \leq 64 \text{ cm}$$

$$60 \text{ cm} \leq 27 + 2 \times 17 = 61 \text{ cm} \leq 64 \text{ cm} \longrightarrow \text{vérifiée.}$$

- **Dimensionnement de la paillasse :**

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

Angle d'inclinaison :

$$\text{tg } \alpha = \frac{H}{L} = \frac{153}{216} = 0.708 \Rightarrow \alpha = 35.31^\circ$$

$$\cos \alpha = \frac{L}{L_1} \Rightarrow L_1 = \frac{216}{\cos 35.31^\circ} = 264.69 \text{ cm}$$

Longueur réelle de la paillasse :

$$L' = L_2 + L_1 + L_3 = 170 + 264.69 + 94 = 528.69 \text{ cm.}$$

D'où

$$\frac{528.69}{30} \leq e_p \leq \frac{528.69}{20} \Rightarrow 17.62 \text{ cm} \leq e_p \leq 26.43 \text{ cm}$$

On prend : $e_p = 20 \text{ cm}$.

- **Détermination des charges et surcharges :**

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

1) Charges permanentes :

❖ Palier :

Désignation	Epaisseur (cm)	P (KN/m ³)	G(KN/m ²)
Carrelage	2	22	0.44
Mortier de pose	2	20	0.40
Lit de sable	2	18	0.36
Dalle en béton	20	25	5.00
			G_{total} = 6.20 KN/m²

❖ **paillasse :**

$$\text{Poids de la paillasse : } G_p = 25 \times \frac{e_p}{\cos \alpha} = 25 \times \frac{0.20}{\cos 35.31^\circ} = 6.12 \text{ KN/m}^2.$$

$$\text{Poids des marches : } G_m = 25 \times \frac{0.17}{2} = 2.125 \text{ KN/m}^2.$$

Revêtement carrelage : 0.44 KN/m²

Mortier de pose : 0.40 KN/m².

Lit de sable : 0.36 KN/m²

Poids du garde corps : 10 × 0.02 × 1 = 0.2 KN/m²

$$G_{\text{total}} = 9.65 \text{ KN/m}^2$$

❖ **Charge concentrée revenant au mur extérieur :**

$$P_u = 2.6 \times 0.2 \times 2.86 \times 1 = 1.49 \text{ KN/ml}$$

2) Surcharges d'exploitations :

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

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

2-1 Calcul à l'ELU :➤ **COMBINAISON DE CHARGES :**

Palier : $q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 \times 6.20 + 1.5 \times 2.5 = 12.12 \text{ KN/ml}$.

Paillasse : $q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 \times 9.65 + 1.5 \times 2.5 = 16.78 \text{ KN/ml}$

Mur ext : $P_u = 1.35 \times 1.49 = 2.01 \text{ KN/ml}$

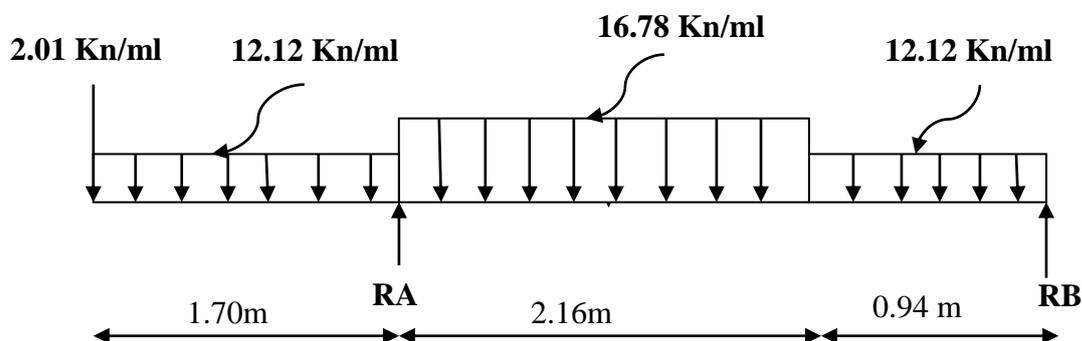
Calcul des efforts internes :○ **Réactions d'appuis :**

Fig. : Schéma statique d'escalier

$$\Sigma F_y = 0 \Rightarrow R_A + R_B = 2.01 + 12.12 \times 1.70 + 16.78 \times 2.16 + 12.12 \times 0.94$$

$$\Rightarrow R_A + R_B = 70.25 \text{ [KN]}$$

$$\Sigma M/A = 0 \Rightarrow R_B \times 3.1 = 12.12 \times 1.70 \times 1.70/2 + 16.78 \times 2.16^2/2 + 12.12 \times 0.94 \times 2.63 + 2.01 \times 1.70$$

$$\Rightarrow R_B = 29.04 \text{ [KN]}$$

$$R_A = 41.21 \text{ [KN]}$$

➤ **EFFORTS TRANCHANTS ET MOMENTS FLECHISSANT :**

✓ **Efforts tranchants :**

- $0 \leq x \leq 1.70 \text{ m}$

$$T(x) = -2.01 - 12.12 x$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } x = 0 \rightarrow T(0) = -2.01 \text{ KN} \\ \text{Pour } x = 1.70 \rightarrow T(1.70) = -22.61 \text{ KN} \end{array} \right.$$

- $1.70 \text{ m} \leq x \leq 3.86 \text{ m}$

$$T(x) = +41.21 - 2.01 - 12.12(1.70) - 16.78(x - 1.70)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } x = 1.70 \text{ m} \rightarrow T(1.70) = 18.60 \text{ KN} \\ \text{Pour } x = 3.86 \text{ m} \rightarrow T(3.86) = -17.64 \text{ KN} \end{array} \right.$$

- $0 \text{ m} \leq x \leq 0.94 \text{ m}$

$$T(x) = 12.12(x) - 29.04$$

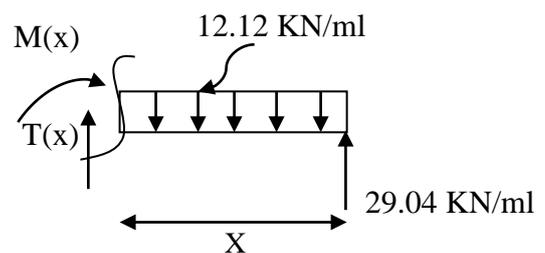
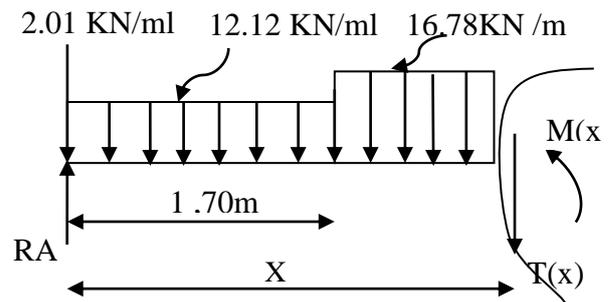
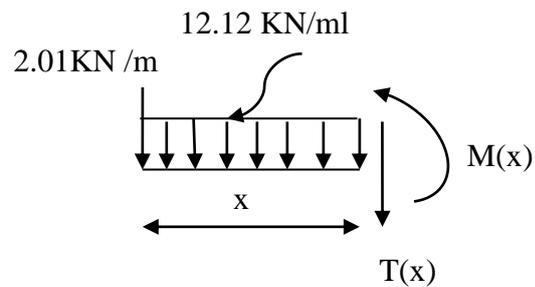
$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } x = 0 \text{ m} \rightarrow T(0) = -29.04 \text{ KN} \\ \text{Pour } x = 0.94 \text{ m} \rightarrow T(0.94) = -17.64 \text{ KN} \end{array} \right.$$

✓ **Le moment fléchissant :**

- $0 \leq x \leq 1.70 \text{ m}$

$$M(x) = -12.12 \frac{x^2}{2} - 2.01(x)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } x = 0 \rightarrow M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ \text{Pour } x = 1.70 \text{ m} \rightarrow M(1.70) = -20.93 \text{ KN} \end{array} \right.$$



- $1.70 \text{ m} \leq x \leq 3.86 \text{ m}$

$$M(x) = 41.21(x - 1.70) - 2.01(x) - 12.12 \times 1.70(x - 1.70/2) - \frac{16.78}{2}(x - 1.70)^2$$

$$\begin{cases} \text{Pour } x = 1.70 \text{ m} \longrightarrow M(1.70) = -20.93 \text{ KN.m} \\ \text{Pour } x = 3.86 \text{ m} \longrightarrow M(3.86) = -19.91 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- $0 \text{ m} \leq x \leq 0.94 \text{ m}$ $M(x) = -12.12 \frac{x^2}{2} + 29.04(x)$

$$\begin{cases} \text{Pour } x = 0 \text{ m} \longrightarrow M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ \text{Pour } x = 0.94 \text{ m} \longrightarrow M(0.94) = 21.94 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Le moment max :

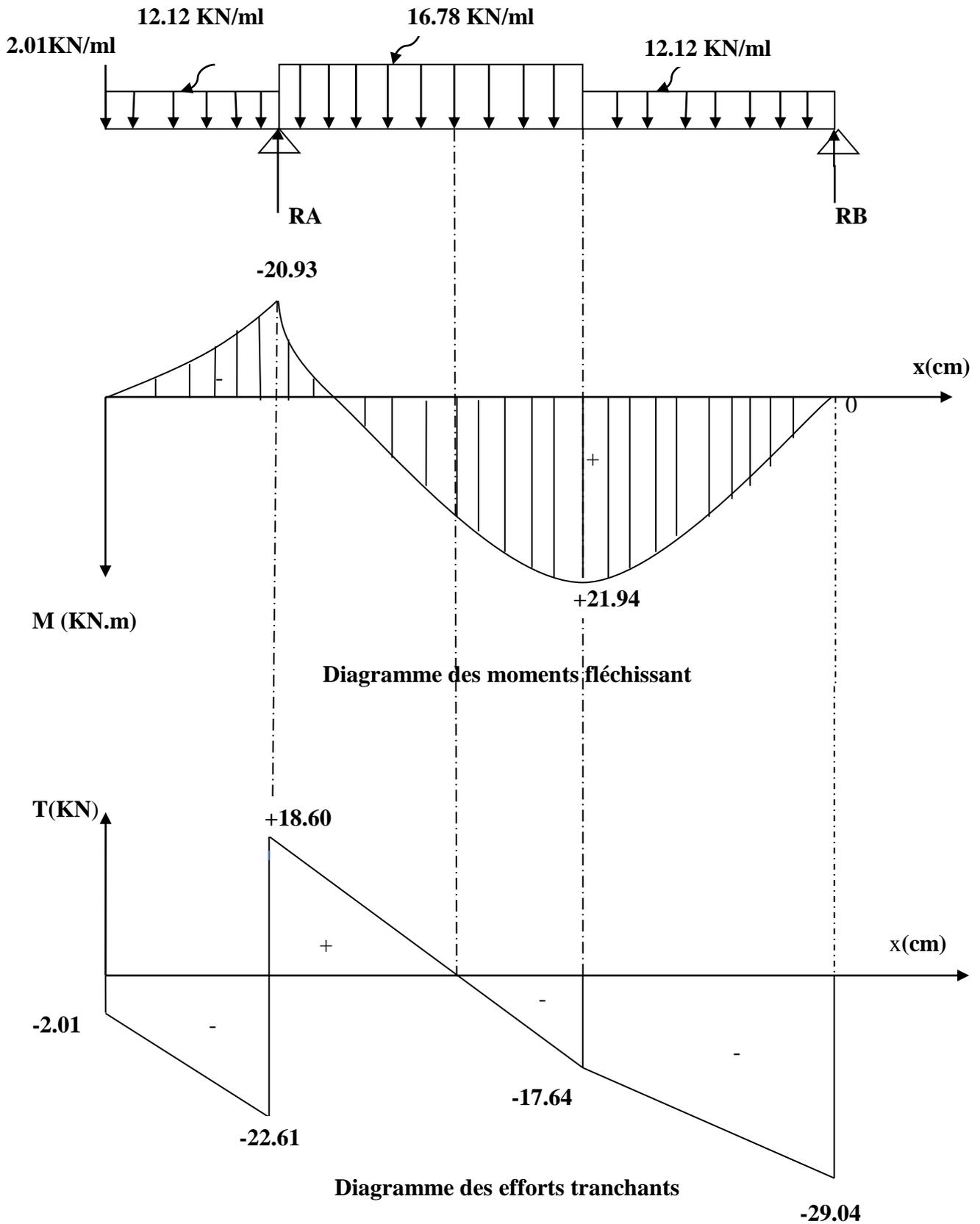
On prend : $M_{u \max} = 21.94 \text{ KN.m}$

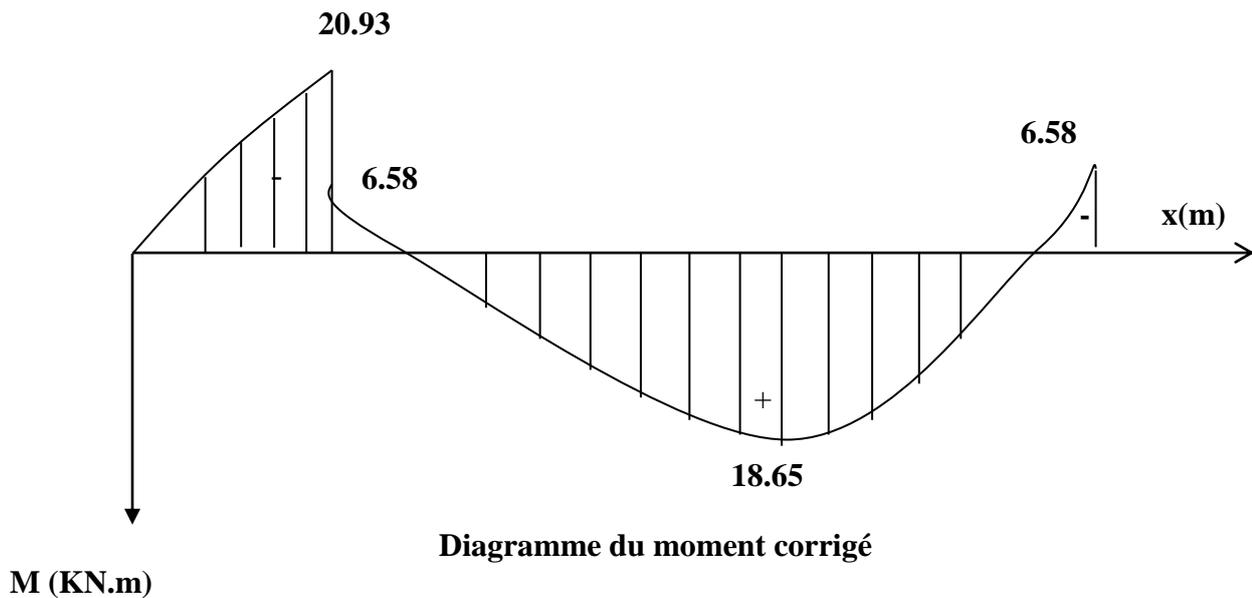
En tenant compte des semi encastremets les moments en travée et en appuis sont affectés des coefficients 0.85 et 0.3 respectivement.

$$M_{\text{travées}} = 0.85 \times 21.94 = 18.65 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{appui}} = -0.3 \times 21.94 = -6.58 \text{ KN.m}$$

➤ **DIAGRAMME DES EFFORTS TRANCHANTS ET DES MOMENTS FLECHISSANT A L'ELU:**





Diagrammes des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU.

➤ **CALCUL DES ARMATURES :**

On calcule une section rectangulaire dont les caractéristiques géométriques sont :

$b = 100 \text{ cm}$; $c = 2 \text{ cm}$; $d = 18 \text{ cm}$.

❖ **Armatures principales :**

• *En través:*

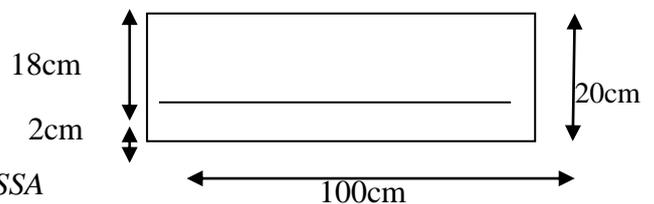
$$M_u^t = 18.65 \text{ KN. m}$$

$$\mu_b = \frac{M_u^t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{18.65 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14.2} = 0.04 \leq 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_b = 0.04 \longrightarrow \beta = 0.980$$

$$A_t = \frac{M_u^t}{\beta d \sigma_s} = \frac{18.65 \times 10^3}{0.980 \times 18 \times 348} = 3.04 \text{ cm}^2$$

Soit : **4 HA 12/ml = 4.52 cm²** avec : un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$



• *Aux appuis :*

$$M_u^a = 6.58 \text{ KN m}$$

$$\mu_b = \frac{M_u^a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{6.58 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14.2} = 0.014 \leq 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_b = 0.014 \longrightarrow \beta = 0.993$$

$$A_a = \frac{M_u^a}{\beta d \sigma_s} = \frac{6.58 \times 10^3}{0.993 \times 18 \times 348} = 1.058 \text{ cm}^2$$

Soit : $4\text{HA}10/\text{ml} = 3.14 \text{ cm}^2$, avec un espacement : $S_t = 25 \text{ cm}$

❖ **Armatures de répartition :**

En través:

- $A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2$

Soit : $5\text{HA}8/\text{ml} = 2.51 \text{ cm}^2$ avec : un espacement $S_t = 20 \text{ cm}$.

- *En appui :*

$$A_r = \frac{A_a}{4} = 0.785 \text{ cm}^2$$

Soit : $5 \text{ HA } 8 / \text{ml} = 2.51 \text{ cm}^2$, avec un espacement $S_t = 20 \text{ cm}$

➤ **LES VERIFICATIONS A L'ELU :**

❖ **Vérification de condition non fragilité du béton :**

[Art A 4.2 ,1/BAEL 91 modifié 99]

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 2.17 \text{ cm}^2$$

- **Armatures principales :**

- ✓ **En travée :** $A_t = 4.52 \text{ cm}^2 > A_{\min}$ → Condition vérifiée.
- ✓ **Aux appuis :** $A_a = 3.14 \text{ cm}^2 > A_{\min}$ → Condition vérifiée

- **Armatures de repartions :**

- ✓ **En travée:** $A_r = 2.51 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.17 \text{ cm}^2$ → Condition vérifiée
- ✓ **Aux appuis :** $A_r = 2.51 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.17 \text{ cm}^2$ → Condition vérifiée

❖ **Vérification de contrainte tangentielle :** [Art A 5.1,2/BAEL 91 modifié 99]

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec T_u : effort tranchant maximal

$$T_u = 18.60 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} = \frac{18.60 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0.103 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.103 \text{ Mpa.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2 f_{cj}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right\}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2 \times 25}{1.5}, 5 \text{ MPa} \right\} = \min \{3.33; 5 \text{ MPa}\}$$

$$\bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.103 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Influence de l'effort tranchant sur le béton (au niveau des appuis) :**
(Art A.5.1.313/BAEL 91 modifié 99)

On doit vérifier que :

$$T_{\max} \leq 0.4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ab \quad \text{Avec : } a \leq 0.9 d$$

$$T_{\max} = 18.60 \text{ KN} < 0.4 \frac{25 \times 10^3}{1.5} \times 0.9 \times 0.18 \times 1 = 1080 \text{ KN} \quad (\text{condition vérifiée})$$

❖ **Vérification de la contrainte d'adhérence acier béton :**

La valeur limite de la contrainte d'adhérence pour l'ancrage des armatures est donné par :

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi f_{tj} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

Avec :

$\psi = 1.5$ pour les aciers HA

$\sum u$: Périmètre utile des aciers.

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9 \times d \times \sum u} = \frac{18.60 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 12 \times 3.14 \times 4} = 0.762 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} \rightarrow \text{la condition est vérifiée}$$

❖ **Longueur de scellement :**

$$\bar{\tau}_{sc} = 0.6 \psi_s^2 f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \bar{\tau}_{se}} = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.33 \text{ cm}$$

Les règles de BAEL [Art A.6.1,253/BAEL 91 modifié 99] admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la portée mesurée hors crochet est au moins égale $0.4 l_s$ pour les aciers HA.

$$L_a = 0.4 l_s = 0.4 \times 42.33 = 16.93 \text{ cm.} \longrightarrow \mathbf{L_a = 18 \text{ cm}}$$

❖ CALCUL A L'ELS:

- **Combinaison de charges :**
Palier : $q_s = G + Q = 6.20 + 2.50 = 8.70 \text{ KN/ml}$.
Paillasse : $q_s = G + Q = 9.65 + 2.50 = 12.15 \text{ KN/ml}$
Mur ext : $P_u = 1.49 \text{ KN/ml}$

- **Calcul des efforts internes :**

- Réactions d'appuis :

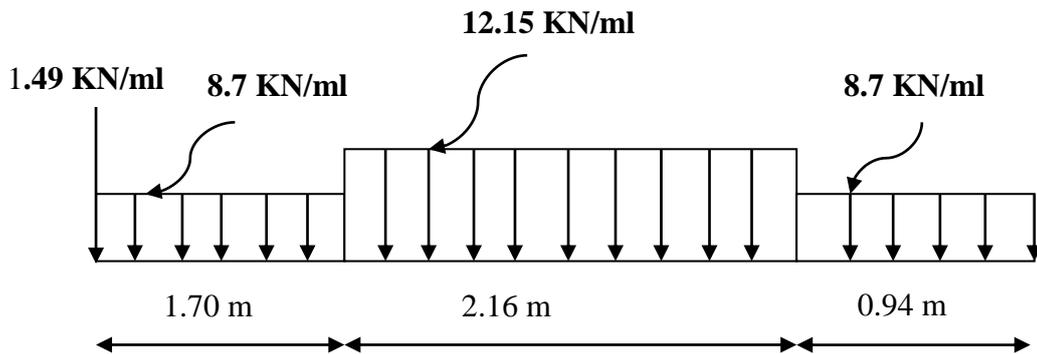


Fig: Schema statique d'escalier

$$\sum F = 0.$$

$$R_A + R_B = 1.49 + 8.7 \times 1.70 + 12.15 \times 2.16 + 8.7 \times 0.94 = 51.70 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = 0$$

$$R_B \times 3.1 = 8.7 \times 1.70 \times 1.70 / 2 + 12.15 \times 2.16^2 / 2 + 8.7 \times 0.94 \times 2.63 + 1.49 \times 1.70$$

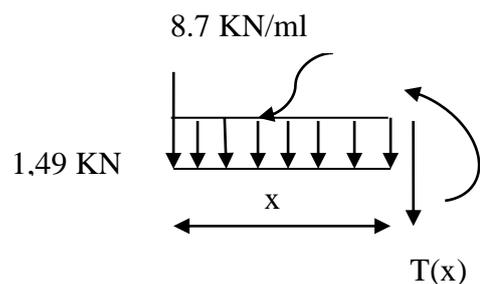
$$R_B = 20.95 \text{ KN}$$

$$R_A = 30.75 \text{ KN}$$

➤ **Efforts tranchants et moments fléchissant :**

✓ **Efforts tranchants :**

- $0 \leq x \leq 1.70 \text{ m}$
- $T(x) = -1.49 - 8.7(x)$

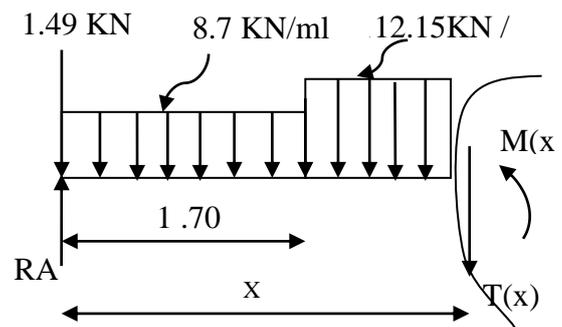


- | | | | |
|---|-----------------|---|-------------------------------|
| { | Pour $x = 0$ | → | $T(0) = -1.49 \text{ KN}$ |
| | Pour $x = 1.70$ | → | $T(1.70) = -16.28 \text{ KN}$ |

$$1.70 \leq x \leq 3.86 \text{ m}$$

$$T(x) = +30.75 - 1.49 - 8.7(1.70) - 12.15(x - 1.70)$$

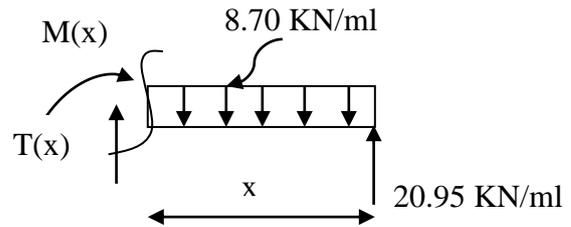
- | | | | |
|---|-----------------|---|-------------------------------|
| { | Pour $x = 1.70$ | → | $T(1.70) = 14.47 \text{ KN}$ |
| | Pour $x = 3.86$ | → | $T(3.86) = -11.77 \text{ KN}$ |



- $0 \text{ m} \leq x \leq 0.94\text{m}$

$$T(x) = 8.7(x) - 20.9$$

$$\begin{cases} \text{Pour } x = 0 \text{ m} \longrightarrow T(0) = -20.95 \text{ KN} \\ \text{Pour } x = 0.94\text{m} \longrightarrow T(0.94) = -12.77\text{KN} \end{cases}$$



✓ **Le moment fléchissant :**

- $0 \leq x \leq 1.70 \text{ m}$

$$M(x) = -8.7 \frac{x^2}{2} - 1.49(x)$$

$$\begin{cases} \text{Pour } x = 0 \longrightarrow M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ \text{Pour } x = 1.70 \text{ m} \longrightarrow M(1.70) = -15.10\text{KN.m} \end{cases}$$

- $1.70 \text{ m} \leq x \leq 3.86\text{m}$

$$M(x) = 30.75(x-1.70) - 1.49(x) - 8.70 \times 1.70(x-1.70/2) - \frac{12.15}{2}(x-1.70)^2$$

$$\begin{cases} \text{Pour } x = 1.70 \text{ m} \longrightarrow M(1.70) = -15.10\text{KN.m} \\ \text{Pour } x = 3.86 \text{ m} \longrightarrow M(4.10) = -12.19\text{KN.m} \end{cases}$$

- $0 \text{ m} \leq x \leq 0.94 \text{ m}$ $M(x) = -8.7 \frac{x^2}{2} + 20.95(x)$

$$\begin{cases} \text{Pour } x = 0 \text{ m} \longrightarrow M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ \text{Pour } x = 0.94\text{m} \longrightarrow M(0.94) = 15.85\text{KN.m} \end{cases}$$

❖ **Le moment max :**

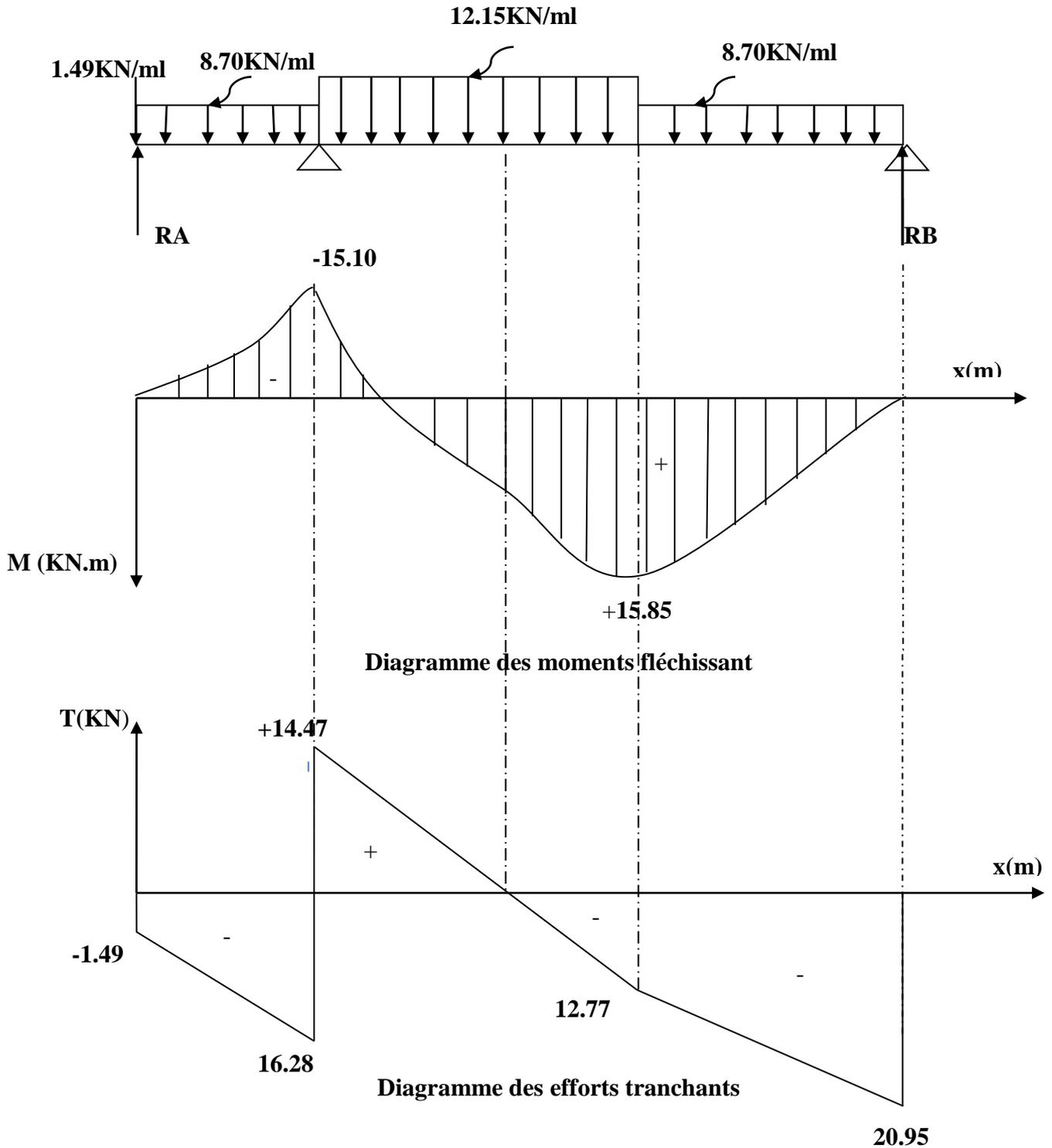
$$M_{u \text{ max}} = 15.85\text{KN.m}$$

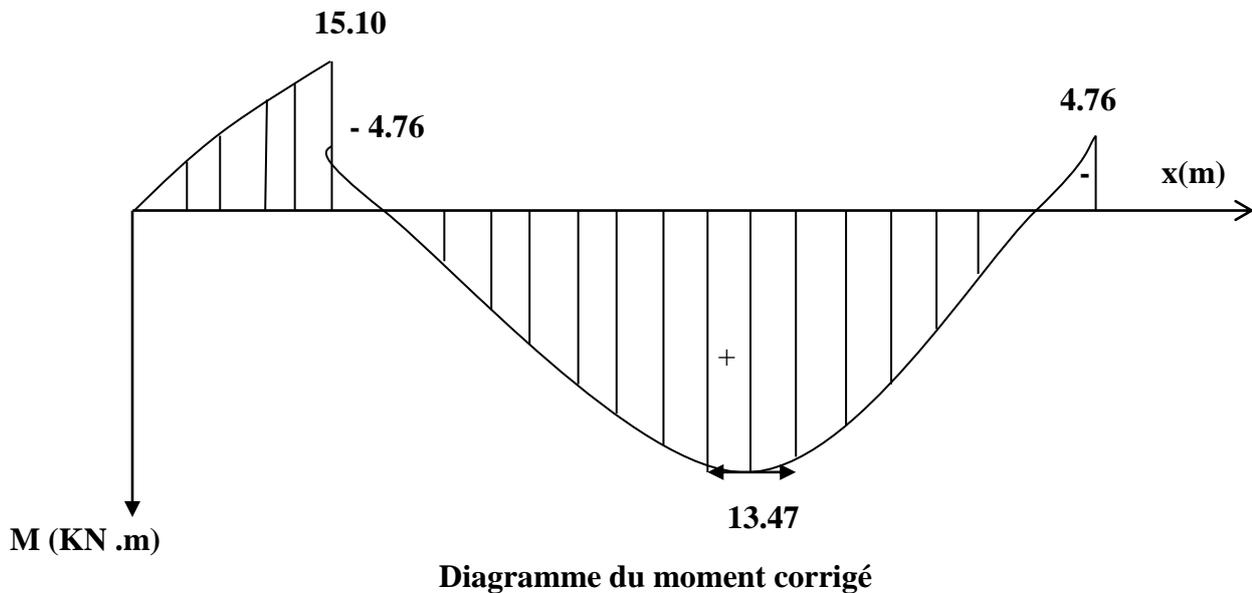
En tenant compte des semi encastremets les moments en travée et en appuis sont affectés des coefficients 0.85 et 0.3 respectivement.

$$M_{\text{travées}} = 0.85 \times 15.85 = 13.47 \text{ KN m}$$

$$M_{\text{appui}} = -0.3 \times 15.85 = -4.76\text{KN m}$$

➤ **DIAGRAMME DES EFFORTS TRANCHANTS ET DES MOMENTS FLECHISSANT A L'ELS:**





Diagrammes des efforts tranchantes des moments fléchissant à l'ELS

❖ VERIFICATION A L'ELS :

- Etat limite de résistance de béton à la compression :

(Art. A.4.5, 2/BAEL 91 modifié 99)

La contrainte de compression est limitée à :

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

La fissuration étant peu nuisible, on doit vérifier $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

• En travées :

$$\rho_1 = \frac{100A_s}{bd} = \frac{100 \times 4.52}{100 \times 18} = 0.251 \implies K_1 = 47.50 \text{ et } \beta_1 = 0.920$$

D'où la contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 d A_s} = \frac{13.47 \times 10^3}{0.920 \times 18 \times 4.52} = 179.96 \text{ MPa } \sigma_s < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \longrightarrow \text{OK}$$

$$\text{La contrainte dans le béton est : } \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{179.96}{47.50} = 3.79 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{OK}$$

• Aux appuis :

$$\rho_1 = \frac{100A_a}{bd} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 18} = 0.174 \implies K_1 = 58.53 \text{ et } \beta_1 = 0.932$$

D'où la contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 d A_s} = \frac{4.76 \times 10^3}{0.932 \times 18 \times 3.14} = 90.36 \text{ MPa } \sigma_s < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \longrightarrow \text{OK}$$

La contrainte dans le béton est : $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{90.36}{58.53} = 1.54 MPa < \bar{\sigma}_{bc} = 15 MPa \longrightarrow \text{OK}$

❖ VERIFICATION DE LA FLECHE :

Les règles (Art.6.5, 2 / BAEL 91 modifié 99), précisent qu'on peut se dispenser de vérifier à l'ELS l'état limite de déformation pour les poutres associées aux hourdis si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{L} \leq \frac{M_t}{10M_0} \\ \frac{A}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} MPa \end{array} \right.$$

Avec h : hauteur totale (20cm)

L : portée entre nus d'appuis (L = 3.10 m) ;

M_t : moment max en travée (M_t = 13.47) ;

M₀ : moment max de la travée isostatique ; (M₀ = 15.85KN.m)

A : section des armatures ;

b : largeur de la section

d : hauteur utile de la section droite.

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{310} = 0.0645 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{310} = 0.064 \leq \frac{M_t}{10M_0} = \frac{13.47}{10 \times 15.85} = 0.085 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A}{b \times d} = \frac{4.52}{100 \times 18} = 0.0025 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

CONCLUSION :

Les conditions sont vérifiées donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

❖ **Volée 2**(H = 1.53m)

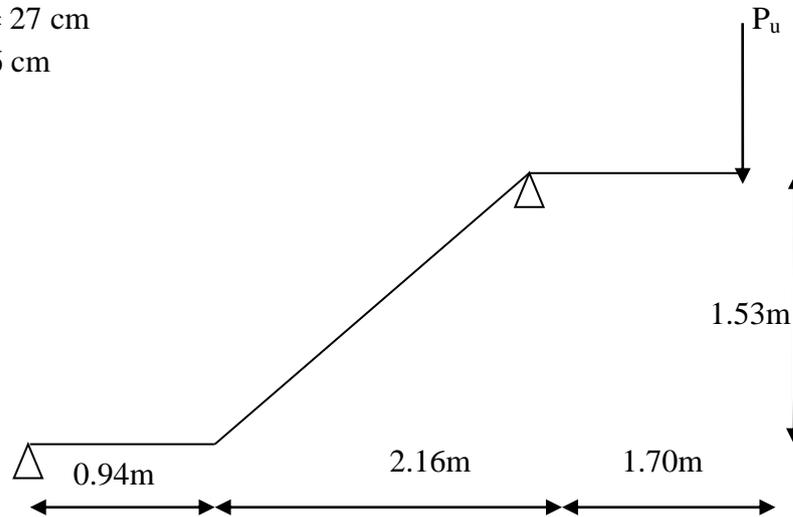
On prend la hauteur des contre marches $h = 17$ cm

Le nombre de contre marche : $n = \frac{H}{h} = \frac{153}{17} = 9$

Le nombre de marches $m = n - 1 = 8$ marches.

On prend le girant $g = 27$ cm

$L = g \times m = 27 \times 8 = 216$ cm

❖ **VERIFICATION DE LA LOI DE BLONDEL :**

$$60 \text{ cm} \leq g + 2 h \leq 64 \text{ cm}$$

$$60 \text{ cm} \leq 27 + 2 \times 17 = 61 \text{ cm} \leq 64 \text{ cm} \rightarrow \text{vérifiée.}$$

❖ **Dimensionnement de la pailleasse :**

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

Angle d'inclinaison :

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{H}{L} = \frac{153}{216} = 0.708 \Rightarrow \alpha = 35.31^\circ$$

$$\cos \alpha = \frac{L}{L_1} \Rightarrow L_1 = \frac{216}{\cos 35.31^\circ} = 264.69 \text{ cm}$$

Longueur réelle de la pailleasse :

$$L' = L_2 + L_1 + L_3 = 94 + 264.69 + 170 = 528.69 \text{ cm.}$$

D'où

$$\frac{528.69}{30} \leq e_p \leq \frac{528.69}{20} \Rightarrow 17.62 \text{ cm} \leq e_p \leq 26.43 \text{ cm}$$

On prend : $e_p = 20$ cm.

❖ **DETERMINATION DES CHARGES ET SURCHARGES :**1) **Charges permanentes :**❖ **Palier:**

Désignation	Epaisseur (cm)	P (KN/m ³)	G(KN/m ²)
Carrelage	2	22	0.44
Mortier de pose	2	20	0.40
Lit de sable	2	18	0.36
Dalle en béton	20	25	5.00
			G_{total} = 6.20 KN/m²

Tableau : charges permanentes de palier❖ **Paillasse :**

$$\text{Poids de la paillasse : } G_p = 25 \times \frac{e_p}{\cos \alpha} = 25 \times \frac{0.2}{\cos 35.31^\circ} = 6.12 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Poids des marches : } G_m = 25 \times \frac{0.17}{2} = 2.125 \text{ KN/m}^2$$

Revêtement carrelage ; 0.44 KN/m²

Mortier de pose : 0.40 KN/m².

Lit de sable : 0.36KN/m²

Poids du garde corps : $10 \times 0.02 \times 1 = 0.2 \text{ KN/m}^2$

$$\mathbf{G_{total} = 9.65 \text{ KN/m}^2}$$

❖ **Charge concentrée revenant au mur extérieur :**

$$P_u = 2.6 \times 0.2 \times 2.86 \times 1 \text{ m} = 1.49 \text{ KN/ml}$$

2) **Surcharges d'exploitations :**

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

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

❖ **Calcul à l'ELU :**

- **Combinaison de charges :**

$$\mathbf{Palier: } q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 \times 6.20 + 1.5 \times 2.5 = 12.12 \text{ KN/ml.}$$

$$\mathbf{Paillasse : } q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 \times 9.65 + 1.5 \times 2.5 = 16.78 \text{ KN/ml}$$

$$\mathbf{Mur ext : } P_u = 1.35 \times 1.49 = 2.01 \text{ KN/ml}$$

❖ Calcul des efforts internes

○ Réactions d'appuis :

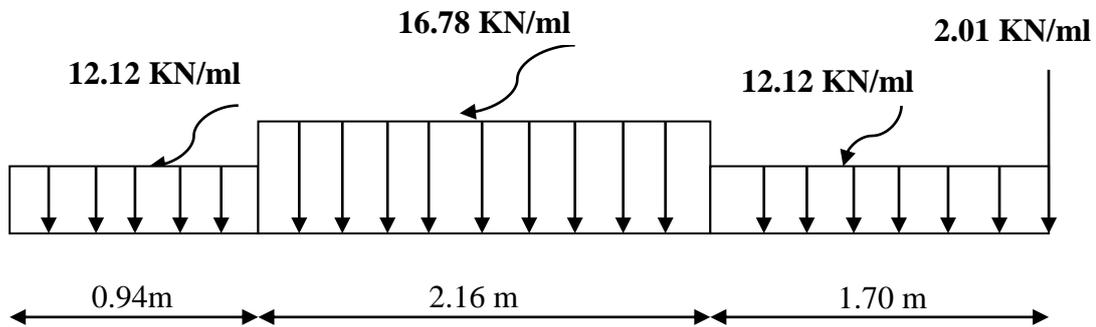


Fig: schéma statique d'escalier

$$\sum F = 0.$$

$$R_A + R_B = 12.12 \times 0.94 + 16.78 \times 2.16 + 12.12 \times 1.7 + 2.01 = 70.25 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = 0$$

$$R_B \times 3.1 = 12.12 \times 0.94 \times 0.94/2 + 16.78 \times 2.16 \times (0.94 + 2.16/2) + 12.12 \times 1.7 \times 3.95 + 2.01 \times 4.8$$

$$R_B = 54.71 \text{ KN}$$

$$R_A = 15.54 \text{ KN}$$

➤ Efforts tranchants et moments fléchissant :

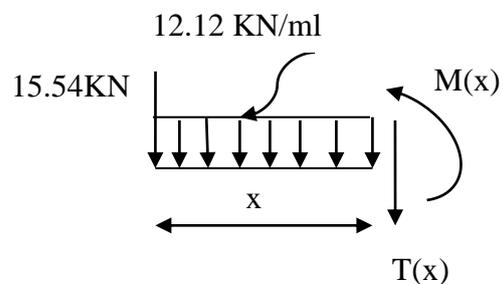
✓ Efforts tranchants :

○ $0 \leq x \leq 0.94 \text{ m}$

$$T(x) + 15.54 - 12.12(x) = 0$$

$$T(x) = -12.12(x) + 15.54$$

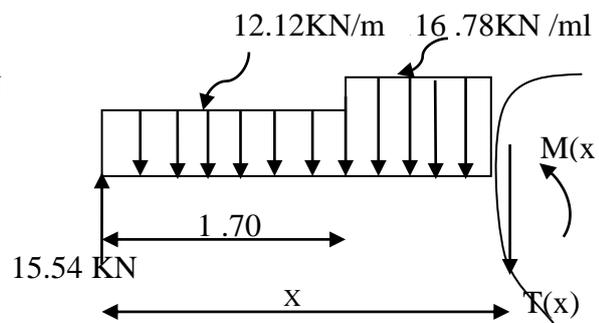
$$\begin{cases} \text{Pour } x = 0 \rightarrow T(0) = 15.54 \text{ KN} \\ \text{Pour } x = 0.94 \rightarrow T(0.94) = 4.15 \text{ KN} \end{cases}$$



○ $0.94 \leq x \leq 3.1 \text{ m}$

$$T(x) = -12.12(0.94) - 16.78(x - 0.94) + 15.54$$

$$\begin{cases} \text{Pour } x = 0.94 \rightarrow T(0.94) = 4.15 \text{ KN} \\ \text{Pour } x = 3.10 \rightarrow T(3.10) = -32.1 \text{ KN} \end{cases}$$



- $0 \text{ m} \leq x \leq 1.7 \text{ m}$

$$T(x) = 12.12(x) + 2.01$$

$$\begin{cases} \text{Pour } x = 0 \text{ m} \longrightarrow T(0) = 2.01 \text{ KN} \\ \text{Pour } x = 1.70 \text{ m} \longrightarrow T(1.70) = 22.61 \text{ KN} \end{cases}$$

- ✓ **Le moment fléchissant :**

- $0 \leq x \leq 0.94 \text{ m}$

$$M(x) = -12.12 \frac{x^2}{2} + 15.54(x)$$

$$\begin{cases} \text{Pour } x = 0 \longrightarrow M(0) = 0 \text{ KN m} \\ \text{Pour } x = 0.94 \text{ m} \longrightarrow M(0.94) = 9.25 \text{ KN m} \end{cases}$$

- $0.94 \text{ m} \leq x \leq 3.1 \text{ m}$

$$M(x) = -\frac{16.77}{2}(x-0.94)^2 - 12.12 \times 0.94(x-0.94/2) + 15.54(x)$$

$$\begin{cases} \text{Pour } x = 0.94 \text{ m} \longrightarrow M(0.94) = 9.25 \text{ KN .m} \\ \text{Pour } x = 3.1 \text{ m} \longrightarrow M(3.1) = -20.93 \text{ KN .m} \end{cases}$$

- $0 \text{ m} \leq x \leq 1.70 \text{ m}$

$$M(x) = -12.12 \frac{x^2}{2} - 2.01(x)$$

$$\begin{cases} \text{Pour } x = 0 \text{ m} \longrightarrow M(0) = 0 \text{ KN .m} \\ \text{Pour } x = 1.70 \text{ m} \longrightarrow M(1.70) = -20.93 \text{ KN .m} \end{cases}$$

Le moment max :

$$T(x) = -16.78(x-0.94) - 12.12(0.94) + 15.54 \longrightarrow x = 1.19 \text{ m}$$

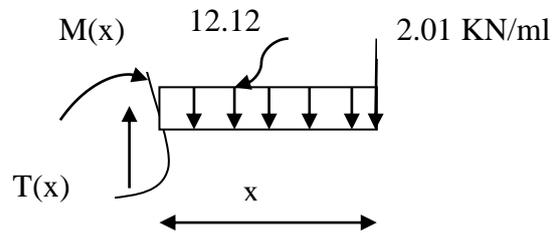
$$M(x) = -\frac{16.78}{2}(x-0.94)^2 - 12.12 \times 0.94(x-0.94/2) + 15.54(x)$$

$$M_{u \text{ max}} = 9.78 \text{ KN .m}$$

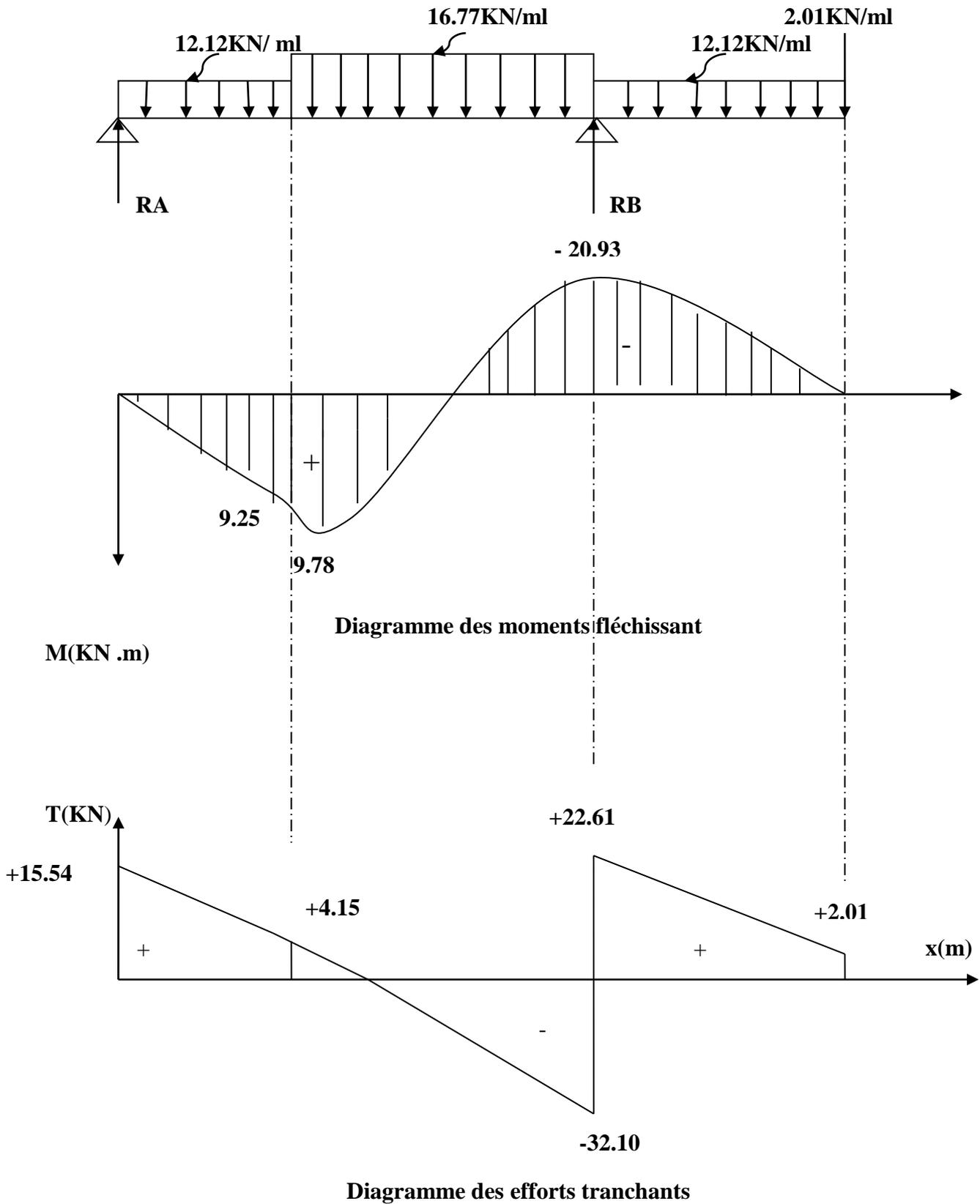
Prenant compte des semi encastremets les moments en travée et en appuis sont affectés des coefficients 0,85 et 0,3 respectivement.

$$M_{\text{travée}} = 0.85 \times 9.78 = 8.31 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{appui}} = -0.3 \times 9.78 = -2.93 \text{ KN.m}$$



➤ **DIAGRAMME DES EFFORTS TRANCHANTS ET DES MOMENTS FLECHISSANT A L'ELU:**



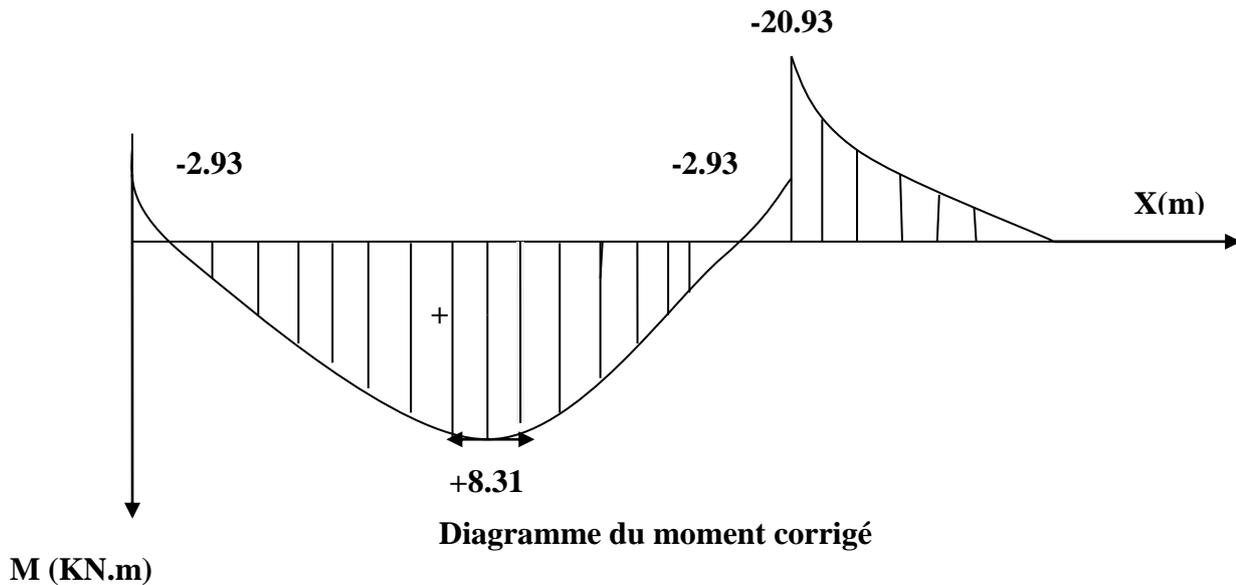


Fig. Diagrammes des efforts tranchants des moments fléchissant à l'ELU.

❖ **Calcul des armatures :**

On calcule une section rectangulaire dont les caractéristiques géométriques sont :
 $b = 100 \text{ cm}$; $c = 2 \text{ cm}$; $d = 18 \text{ cm}$.

a) En travée:

$$M_u^t = 8.31 \text{ KN. m}$$

• **Armatures principales :**

$$\mu_b = \frac{M_u^t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{8.31 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14.2} = 0.018 \leq 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_b = 0.018 \longrightarrow \beta = 0.991$$

$$A_t = \frac{M_u^t}{\beta d \sigma_s} = \frac{8.31 \times 10^3}{0.991 \times 18 \times 348} = 1.34 \text{ cm}^2$$

Soit 4 HA12/ml = 4.52 cm² avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$

• **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.785 \text{ cm}^2$$

Soit : 5HA8 /ml = 2.51 cm² avec un espacement $S_t = 20 \text{ cm}$.

b) *En appui* :

- **Armatures principales :**

$$M_u^a = 2.93 \text{ KN m}$$

$$\mu_b = \frac{M_u^a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{2.93 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14.2} = 0.006 \leq 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_b = 0.006 \longrightarrow \beta = 0.997$$

$$A_a = \frac{M_u^a}{\beta d \sigma_s} = \frac{2.93 \times 10^3}{0.997 \times 18 \times 348} = 0.47 \text{ cm}^2$$

Soit : **4 HA10 /ml = 3.14 cm²**, avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$

- **Armatures de repartiions :**

$$A_r = \frac{A_a}{4} = 0.79 \text{ cm}^2$$

Soit : **5HA8 /ml = 2.51 cm²**, avec un espacement $S_t = 20 \text{ cm}$

❖ **Les vérifications à l'ELU :**

❖ **Vérification du non fragilité du béton :**

[Art A 4.2 ,1/BAEL 91 modifié 99]

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 2.17 \text{ cm}^2$$

a) **En travée :** $A_t = 4.52 \text{ cm}^2 > A_{\min} \longrightarrow$ condition vérifiée.

b) **Aux appuis :** $A_a = 3.14 \text{ cm}^2 > A_{\min} \longrightarrow$ condition vérifiée

❖ **Vérification de contrainte tangentielle :** [Art A 5.1,2/BAEL 91 modifié 99]

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec : T_u : effort tranchant maximal

$$T_u = 22.61 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} = \frac{22.61 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0.126 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.126 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2 f_{cj}}{\gamma_b}, 5MPa \right\}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2 \times 25}{1.5}, 5MPa \right\} = \min \{3.33; 5MPa\}$$

$$\bar{\tau}_u = 3.33 MPa$$

$$\tau_u = 0.119MPa < \bar{\tau}_u = 3.33MPa \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Influence de l'effort tranchant sur le béton (au niveau des appuis) :**
(Art A.5.1.313/BAEL 91modifié 99)

On doit vérifier que :

$$T_{\max} \leq 0.4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ab \quad \text{Avec } a = 0.9 d$$

$$T_{\max} = 21.41 \text{ KN} < 0.4 \frac{25 \times 10^3}{1.5} \times 0.9 \times 0.18 \times 1 = 1080 \text{ KN} \quad (\text{condition vérifiée})$$

❖ **Vérification de la contrainte d'adhérence acier béton :**

La valeur limite de la contrainte d'adhérence pour l'ancrage des armatures est donné par :

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi \times f_{ij} = 1.5 \times 2.1 = 3.15MPa$$

Avec :

$$\psi = 1.5 \text{ pour les aciers HA}$$

$\sum u$: Périmètre utile des aciers.

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9.d.\sum u} = \frac{22.61 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 12 \times 4.52 \times 4} = 0.643MPa$$

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} \rightarrow \text{la condition est vérifiée}$$

❖ **Longueur de scellement :**

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \bar{\tau}_{se}} = \frac{1.0 \times 400}{4 \times 2.835} = 35.27 \text{ cm}$$

Avec :

$$\bar{\tau}_{sc} = 0.6 \psi^2 f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835MPa$$

Les règles de BAEL [Art A.6.1,253/BAEL 91modifié 99] admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la portée mesurée hors crochet est au moins égale $0.4 l_s$ pour les aciers HA.

$$L_a = 0.4 \times l_s = 0.4 \times 35.27 = 14.11 \text{ cm.}$$

$$\mathbf{L_a = 15cm}$$

❖ Calcul à l'ELS:

❖ Combinaison de charges :

Palier : $q_u = G + Q = 6.20 + 2.5 = 8.7 \text{ KN/ml}$.

Paille : $q_u = G + Q = 9.65 + 2.50 = 12.15 \text{ KN/ml}$

Mur ext : $P_u = 1.49 \text{ KN/ml}$

❖ Calcul des efforts internes :

○ Réactions d'appuis :

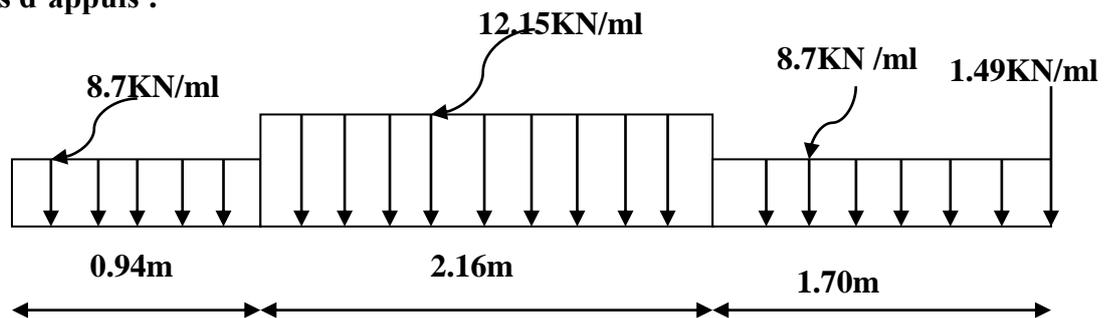


Fig: schéma statique d'escalier

$\sum F = 0$.

$R_A + R_B = 8.7 \times 0.94 + 12.15 \times 2.16 + 8.7 \times 1.7 + 1.49 = 50.70 \text{ KN}$

$\sum M/A = 0$

$R_B \times 3.1 = 8.7 \times 0.94 \times 0.94 / 2 + 12.15 \times 2.16 (0.94 + 2.16 / 2) + 8.7 \times 1.7 \times 3.95 + 1.49 \times 4.8$

$R_B = 39.49 \text{ KN}$

$R_A = 11.21 \text{ KN}$

➤ Efforts tranchants et moments fléchissant :

✓ Efforts tranchants :

○ $0 \leq x \leq 0.94 \text{ m}$

$T(x) + 11.21 - 8.7(x) = 0$

$T(x) = -8.7(x) + 11.21$

⎧ Pour $x = 0 \rightarrow T(0) = 11.21 \text{ KN}$

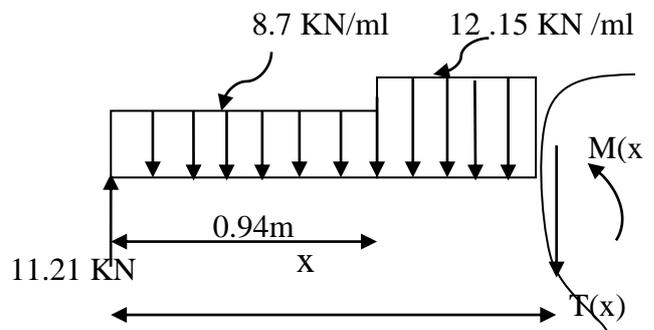
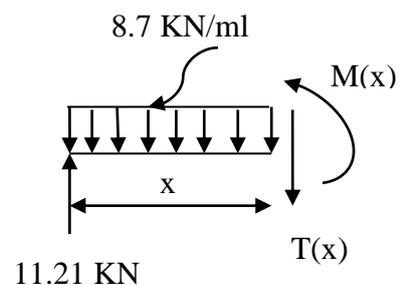
⎩ Pour $x = 0.94 \rightarrow T(0.94) = 3.03 \text{ KN}$

○ $0.94 \leq x \leq 3.1 \text{ m}$

$T(x) = -8.7(0.94) - 12.15(x - 0.94) + 11.21$

⎧ Pour $x = 0.94 \rightarrow T(0.94) = 3.03 \text{ KN}$

⎩ Pour $x = 3.10 \rightarrow T(3.10) = -23.21 \text{ KN}$



- $0 \text{ m} \leq x \leq 1.7 \text{ m}$

$$\begin{cases} \text{Pour } x = 0 \text{ m} \longrightarrow & T(0) = 1.49 \text{ KN} \\ \text{Pour } x = 1.7 \text{ m} \longrightarrow & T(1.7) = 16.28 \text{ KN} \end{cases}$$

- ✓ Le moment fléchissant :

- $0 \leq x \leq 0.94 \text{ m}$

$$M(x) = -8.7 \frac{x^2}{2} + 11.21(x)$$

$$\begin{cases} \text{Pour } x = 0 & \longrightarrow & M(0) = \mathbf{0 \text{ KN m}} \\ \text{Pour } x = 0.94 \text{ m} & \longrightarrow & M(0.94) = \mathbf{6.69 \text{ KN m}} \end{cases}$$

- $0.94 \text{ m} \leq x \leq 3.1 \text{ m}$

$$M(x) = -\frac{12.15}{2}(x-0.94)^2 - 8.7 \times 0.94(x-0.94/2) + 11.21(x)$$

$$\begin{cases} \text{Pour } x = 0.94 \text{ m} & \longrightarrow & M(0.94) = \mathbf{6.69 \text{ KN m}} \\ \text{Pour } x = 3.1 \text{ m} & \longrightarrow & M(3.1) = \mathbf{-15.10 \text{ KN m}} \end{cases}$$

- $0 \text{ m} \leq x \leq 1.7 \text{ m}$

$$M(x) = -8.7 \frac{x^2}{2} - 1.49(x)$$

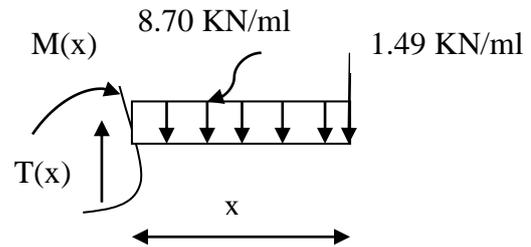
$$\begin{cases} \text{Pour } x = 0 \text{ m} & M(0) = \mathbf{0 \text{ KN m}} \\ \text{Pour } x = 1.6 \text{ m} & M(1.6) = \mathbf{-15.10 \text{ KN m}} \end{cases}$$

Le moment max :

$$T(x) = T(x) = -12.15(x-0.94) - 8.7(0.94) + 11.21 \longrightarrow x = 1.19 \text{ m}$$

$$M(x) = -\frac{12.15}{2}(x-0.94)^2 - 8.7 \times 0.94(x-0.94/2) + 11.21(x)$$

$$M_{u \text{ max}} = 7.07 \text{ KN} \cdot \text{m}$$



En tenant compte des semi encastremets les moments en travée et en appuis sont affectés des coefficients 0.85 et 0.3 respectivement.

$$M_{\text{travée}} = 0.85 \times 7.07 = 6.01 \text{ KN m}$$

$$M_{\text{appui}} = -0.3 \times 7.07 = -2.12 \text{ KN m}$$

➤ **DIAGRAMME DES EFFORTS TRANCHANTS ET DES MOMENTS FLECHISSANT A L'ELS:**

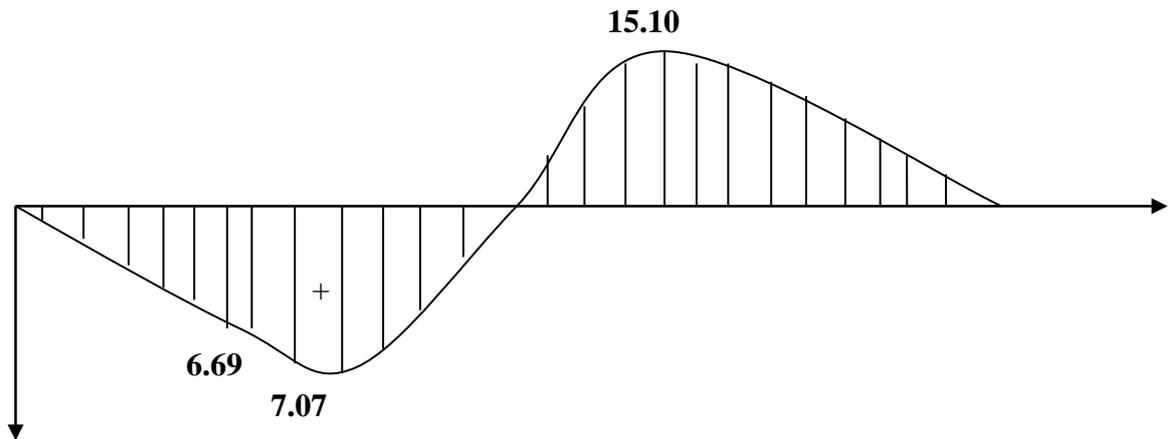
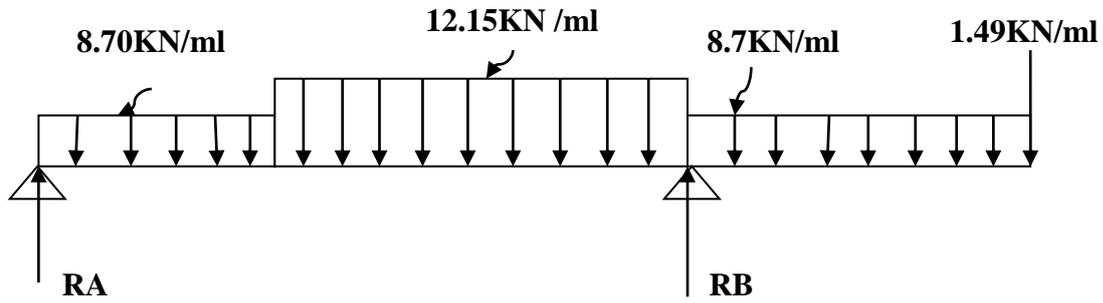


Diagramme des moments fléchissant

M(KN .m)

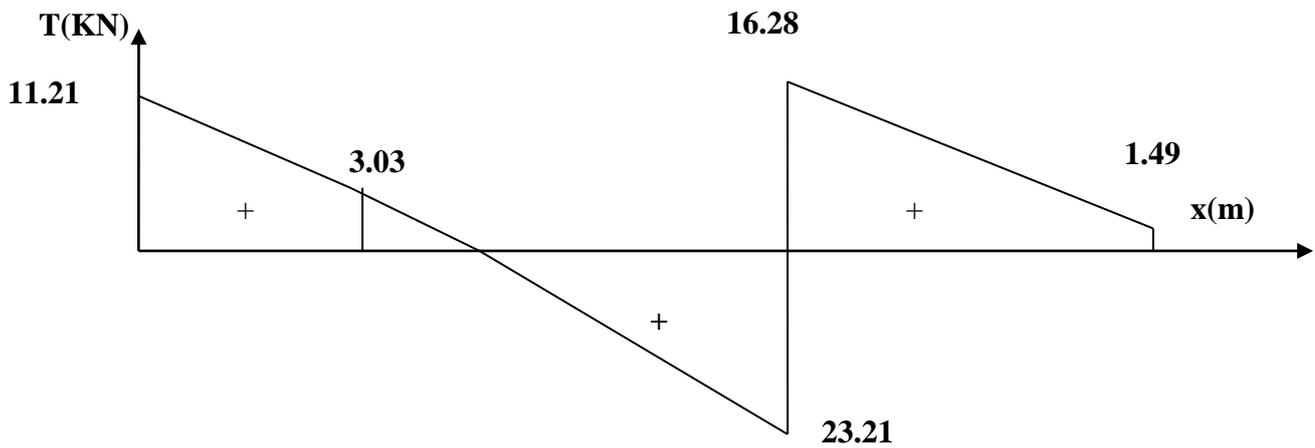


Diagramme des efforts tranchants

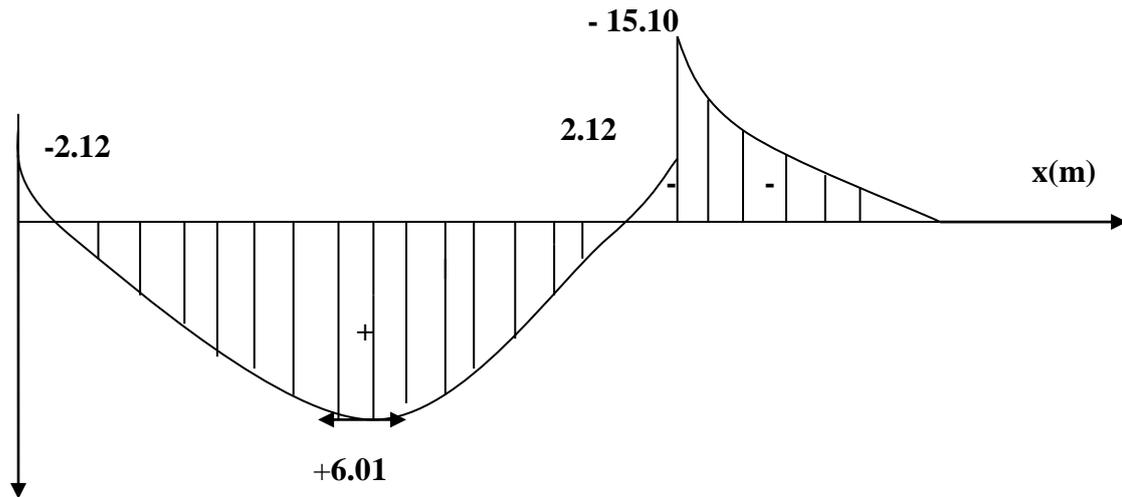


Diagramme du moment corrigé

M(KN .m)

Fig.) Diagrammes des efforts tranchants des moments fléchissant à l'ELS.

❖ Vérification à l'ELS :

➤ Etat limite de résistance de béton à la compression :

(Art. A.4.5, 2/BAEL 91 modifié 99)

La contrainte de compression est limitée à :

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

La fissuration étant peu nuisible, on doit vérifier $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

• En travées :

$$\rho_1 = \frac{100A_s}{bd} = \frac{100 \times 4.52}{100 \times 18} = 0.251 \implies K_1 = 47.50 \text{ et } \beta_1 = 0.920$$

D'où la contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 d A_s} = \frac{6.01 \times 10^3}{0.920 \times 18 \times 4.52} = 80.29 \text{ MPa} \longrightarrow \sigma_s < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \longrightarrow \text{OK}$$

$$\text{La contrainte dans le béton est : } \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{80.29}{47.50} = 1.69 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{OK}$$

• Aux appuis :

$$\rho_1 = \frac{100A_a}{bd} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 18} = 0.174 \implies K_1 = 58.53 \text{ et } \beta_1 = 0.932$$

D'où la contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 d A_s} = \frac{2.12 \times 10^3}{0.932 \times 18 \times 3.14} = 40.25 \text{ MPa} \implies \sigma_s < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \longrightarrow \text{OK}$$

La contrainte dans le béton est : $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{40.25}{58.53} = 0.688 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{OK}$

➤ **Vérification de la flèche :**

Les règles (Art.6.5, 2 / BAEL 91 modifié 99), précisent qu'on peut se dispenser de vérifier à l'ELS l'état limite de déformation pour les poutres associées aux hourdis si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{L} \leq \frac{M_t}{10M_0} \\ \frac{A}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \text{ MPa} \end{array} \right.$$

Avec h : hauteur totale (20cm)

L : portée entre nus d'appuis (L = 3.1 m) ;

M_t : moment max en travée (M_t = 6.01) ;

M₀ : moment max de la travée isostatique ; (M₀ = 7.07 KN.m)

A : section des armatures ;

b : largeur de la section

d : hauteur utile de la section droite.

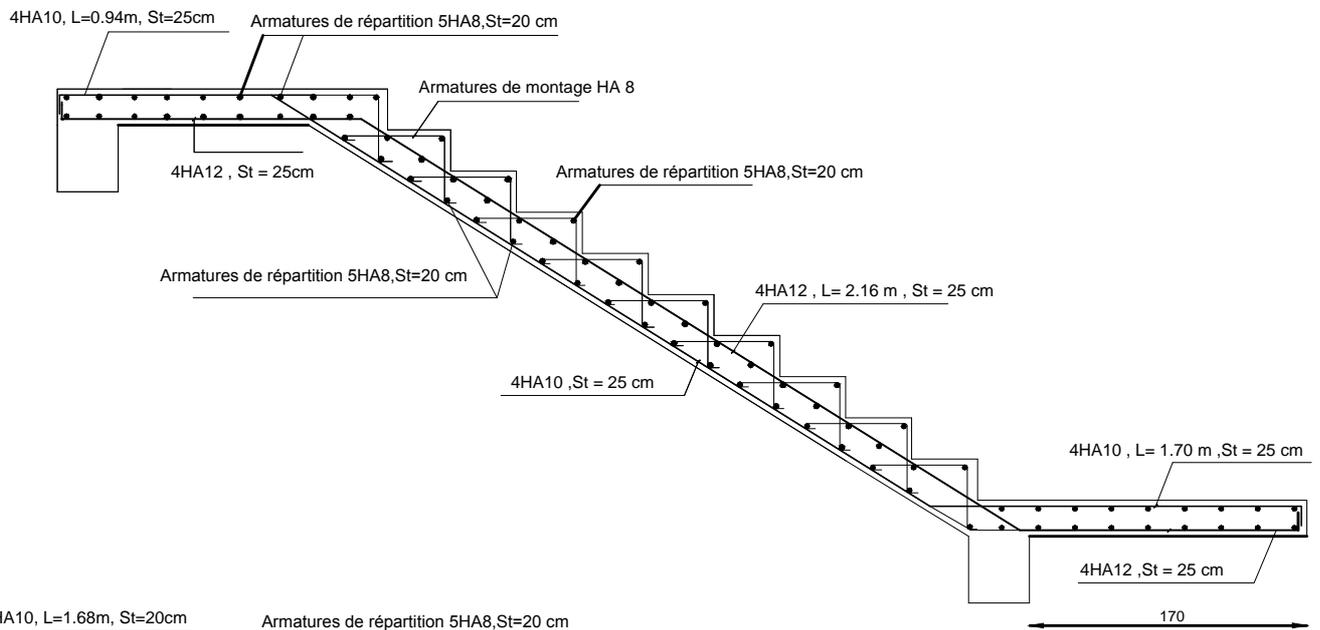
$$\frac{h}{L} = \frac{20}{310} = 0.064 \leq \frac{1}{16} = 0.0625 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{310} = 0.064 \leq \frac{M_t}{10M_0} = \frac{6.01}{10 \times 7.07} = 0.085 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

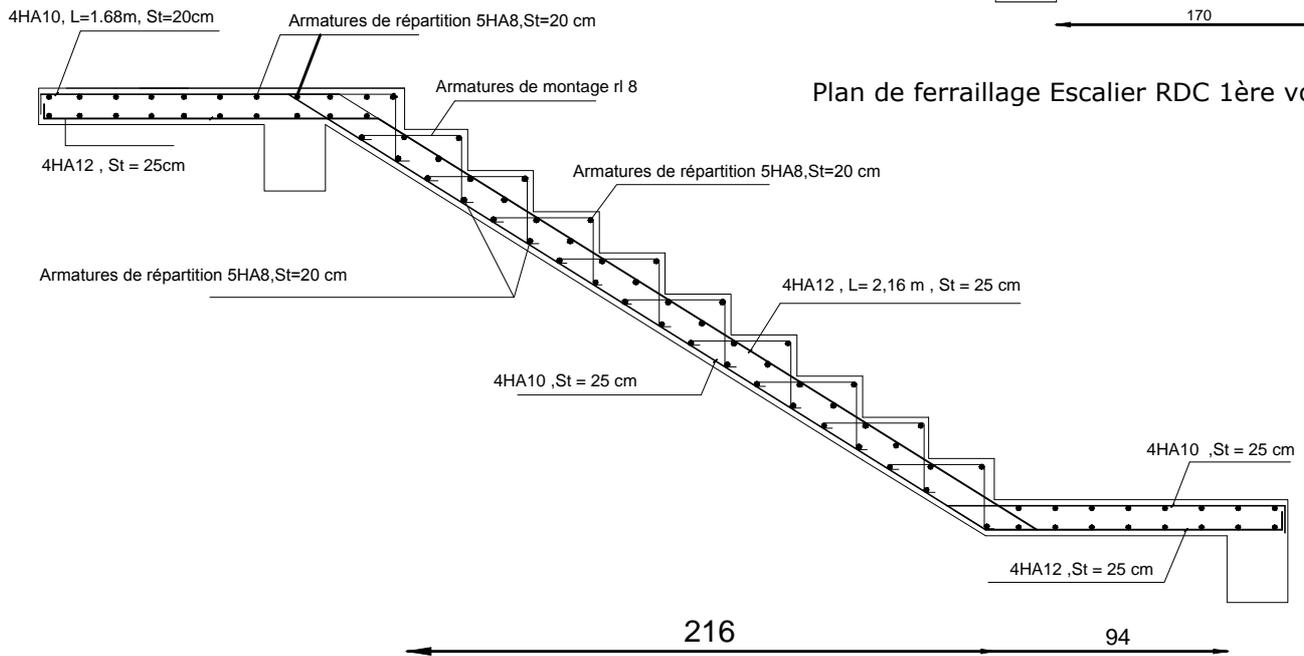
$$\frac{A}{bd} = \frac{3.14}{100 \times 18} = 0.0017 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

CONCLUSION :

Les conditions sont vérifiées donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.



Plan de ferrailage Escalier RDC 1ère volée



Plan de ferrailage Escalier RDC
2 ème volée(etage courant)

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU		Faculté du génie de la construction Département de génie civil	
ETUDIER PAR: Mr: OUENDI AHCENE Mr: KACI SMAIL		Plan de ferrailage d escalier RDC	plan :07
DIRIGE PAR: Mme : MOBAREK.HAMEL			2017

III-6 ETUDE DE LA POUTRE PALIERE:

La poutre palier est destinée à supporter son poids propre, la réaction de la paillasse est le poids du mur.

Elle est partiellement encastree dans les poteaux.

Dans notre cas on calcul deux poutres palieres

III-6-1 ETUDE DE LA POUTRE PALIERE (VOLEE 1 ET 3) :

➤ PRE DIMENSIONNEMENT :

On dimensionne la poutre palier par la formule suivante :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10} \dots\dots\dots (1) \\ \text{et} \\ 0.4h_t \leq b \leq 0.7h_t \dots\dots\dots (2) \end{array} \right.$$

Avec :

L : portée libre de la poutre

h_t : Hauteur de la poutre

b : Largeur de la poutre

- **Hauteur de la poutre :**

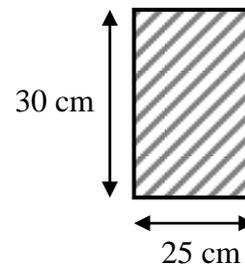
$$\frac{330}{15} \leq h_t \leq \frac{330}{10} \Rightarrow 22 \leq h_t \leq 33 \text{ cm}$$

On adopte : $h_t = 30 \text{ cm}$

- **Largeur de la poutre :**

$$0.4 \times 30 \leq b \leq 0.7 \times 30 \Rightarrow 12 \leq b \leq 21$$

On adopte $b = 25 \text{ cm}$



- **Vérification avec RPA99 (Art 7.5.1.5)**

$$\left. \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \\ h_t \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} = \frac{30}{25} = 1.2 \leq 4 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Les conditions sont vérifiées}$$

➤ **DETERMINATION DES CHARGES ET SURCHARGES :**

La poutre palière sera sollicitée par :

• **Charges permanentes :**

Son poids propre : $25 \times 0.25 \times 0.30 = 1.88 \text{ KN/ml}$

$$G = 1.875 \text{ KN/ml}$$

• **Effort tranchant à l'appui :**

$$\begin{array}{l} \text{A L'ELU :} \\ \text{A L'ELS:} \end{array} \left\{ \begin{array}{l} T_u = R_B = 29.04 \text{ KN} \\ T_s = R_B = 20.95 \text{ KN} \end{array} \right.$$

➤ **COMBINAISON DES CHARGES ET SURCHARGES :**

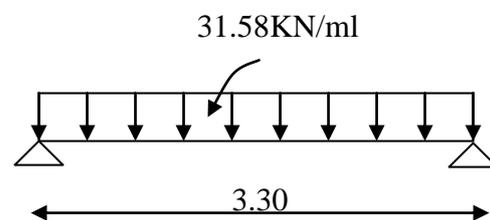
$$\begin{array}{l} \text{▪ A L'ELU} \\ \text{▪ A L'ELS} \end{array} \left\{ \begin{array}{l} q_u = 1.35 \times G + T_u/1 = 1.35 \times 1.88 + 29.04 \\ q_s = G + T_s/1 = 1.88 + 20.95 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} q_u = 31.58 \text{ KN/ml} \\ q_s = 22.83 \text{ KN/ml} \end{array} \right.$$

➤ **CALCUL A L'E.L.U :**

• **Les réactions d'appuis :**

$$R_A = R_B = \frac{ql}{2} = \frac{31.58 \times 3.3}{2} = 52.11 \text{ KN}$$



• **Moment isostatique :**

$$M_0 = \frac{q_u L^2}{8} = \frac{31.58 \times (3.3)^2}{8} = 42.99 \text{ KNm}$$

• **Moments corrigés :**

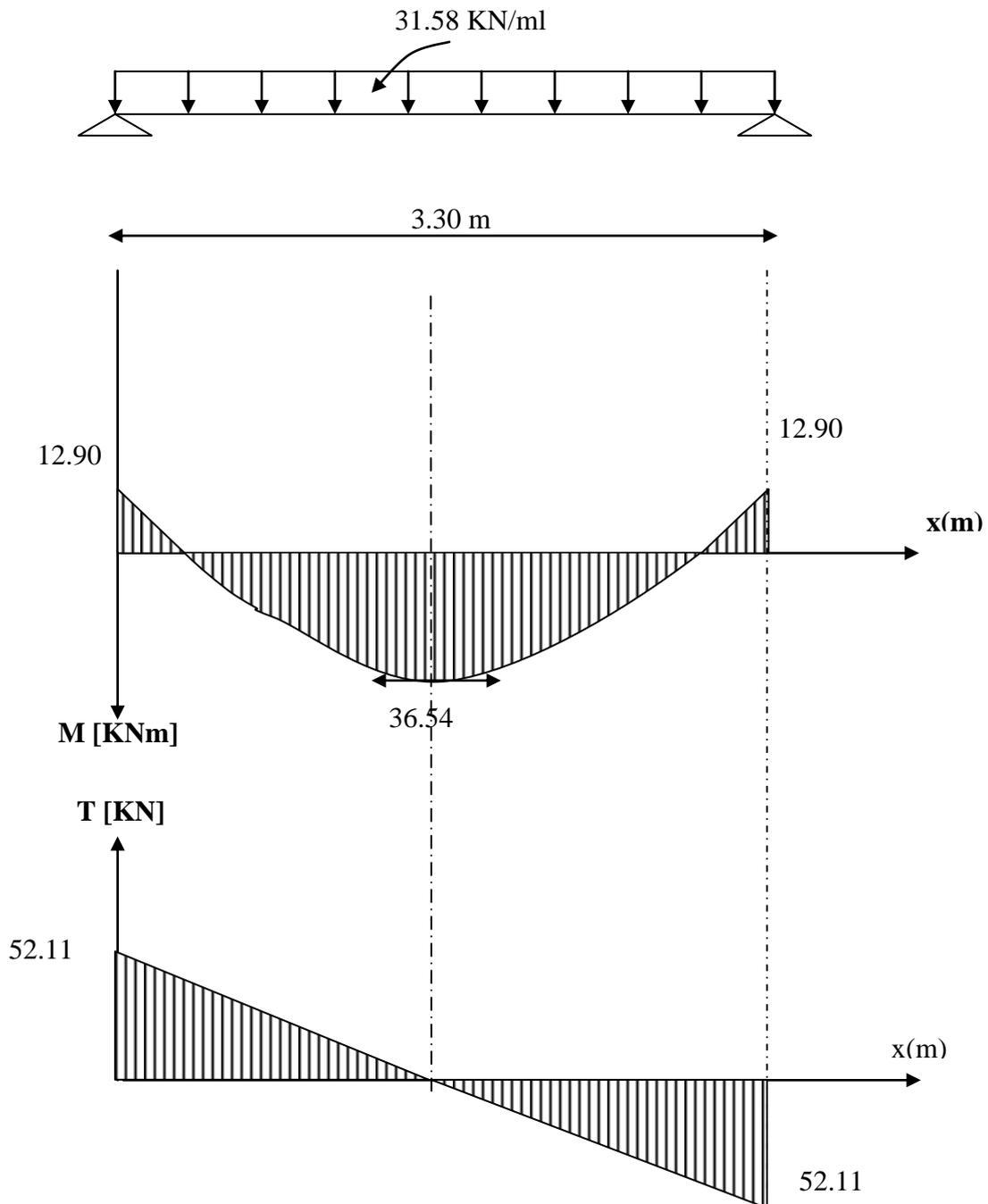
En tenant compte de semi encastrement on aura :

$$\text{En travée : } M_t = 0.85 M_0 = 42.99 \times 0.85 \longrightarrow M_t = 36.54 \text{ KN.m}$$

$$\text{Aux appuis : } M_a = -0.3 M_0 = -0.3 \times 42.99 \longrightarrow M_a = -12.90 \text{ KN.m}$$

$$\text{Effort tranchant : } T_u^{\max} = 52.11 \text{ KN}$$

➤ **DIAGRAMME DU MOMENT ET DE L'EFFORT TRANCHANT :**



➤ **FERRAILLAGE A L'E.L.U :**

- **Calcul des armatures principales :**
- *En travée* : ($M_t = 36.54$ KN.m)

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

Avec :

$$\begin{cases} d = h - c = 30 - 2 = 28 \text{ cm} \\ b = 25 \text{ cm} \end{cases}$$

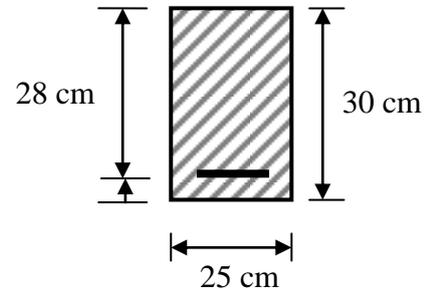
$$f_{bu} = 14.2 \text{ Mpa}$$

Donc :

$$\mu = \frac{36.54 \times 10^3}{25 \times 28^2 \times 14.2} = 0.131 < 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0.131 \rightarrow \beta = 0.9295$$

$$A_T = \frac{M_t}{\beta d \sigma_s} = \frac{36.54 \times 10^3}{0.9295 \times 28 \times 348} = 4.03 \text{ cm}^2$$



Nous adopterons **3HA14 = 4.62 cm²**

- **Aux appuis** : ($M_a = 12.90 \text{ KN.m}$)

$$\mu = \frac{M_a}{bd^2 f_{bu}} = \frac{12.90 \times 10^3}{25 \times 28^2 \times 14.2} = 0.046 < 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0.046 \rightarrow \beta = 0.976$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta d \sigma_s} = \frac{12.90 \times 10^3}{0.976 \times 28 \times 348} = 1.36 \text{ cm}^2$$

Nous adopterons : **3HA12 = 3.39 cm²**

REMARQUE :

Le RPA exige que le % total des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre soit 0.5 en toute section.

$$\begin{aligned} \text{D'où } A_T + A_a &= 4.62 + 3.39 = 8.01 \text{ cm}^2 \\ \frac{0.5bh}{100} &= \frac{0.5 \times 25 \times 30}{100} = 3.75 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

Donc : $8.01 \text{ cm}^2 > 3.75 \text{ cm}^2 \Leftrightarrow$ Condition vérifiée

➤ **VERIFICATION (BAEL91) :**

• **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = \frac{0.23 bd f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 25 \times 28 \times 2.1}{400} = 0.845 \text{cm}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} A_t = 4.62 \text{cm}^2 > A_{\min} = 0.845 \text{cm}^2 \\ A_a = 3.39 \text{cm}^2 > A_{\min} = 0.845 \text{cm}^2 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

• **Contrainte de cisaillement :**

On doit vérifier que $\tau_u = \frac{T_u}{bd} < \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} = \frac{52.11 \times 10^3}{25 \times 28 \times 10^2} = 0.744 \text{Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{Mpa}\right) = 3.33 \text{Mpa}$$

$$\tau_u = 0.744 \text{Mpa} < 3.33 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

• **Vérification de l'adhérence :**

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9d \sum u_i} = \frac{52.11 \times 10^3}{0.9 \times 280 \times 3 \times 3.14 \times 14} = 1.57 \text{Mpa}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s f_{c28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{Mpa}$$

$$\tau_{se} = 1.57 \text{Mpa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{Mpa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

• **Calcul des armatures transversales :**

Le diamètre des armatures transversales est donné par la relation suivante :

$$\emptyset_t \leq \min \left\{ h/35 ; b/10 ; \emptyset_1 \right\}$$

$$\emptyset_t \leq \min \left\{ 0.857 ; 2.5 ; 1.2 \right\} = 8 \text{mm}$$

Soit $\emptyset = 8 \text{mm} \Rightarrow$ on prend un cadre et un étrier en **HA8 = 2.01cm²**

[(Exigence du RPA version 2003) Art.7.5.2.2]

- **Espacement :**

- **Zone nodale :**

$$e \leq \left\{ h/4 ; 12\varnothing ; 30\text{cm} \right\} \Leftrightarrow \left\{ 7.5 ; 14.4 ; 30 \right\} = 7.5\text{cm}$$

Soit : **esp = 7cm**

- **Zone courante :**

$$e \leq h/2 = 30/2 = 15 \quad \text{Soit: } \mathbf{esp = 15cm}$$

- **Quantité d'armatures transversales :**

$$A_{\min} = 0.003 \times e \times b = 0.003 \times 15 \times 25 = 1.13\text{cm}^2$$

$$2.01 > 1.13\text{cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

➤ **CALCUL A L'ELS :**

- **Les réactions d'appuis :**

$$R_A = R_B = \frac{ql}{2} = \frac{22.83 \times 3.3}{2} = 37.67\text{KN}$$

- **Moment isostatique :**

$$M_0 = \frac{q_s L^2}{8} = \frac{22.83 \times (3.3)^2}{8} = 31.08\text{KN.m}$$

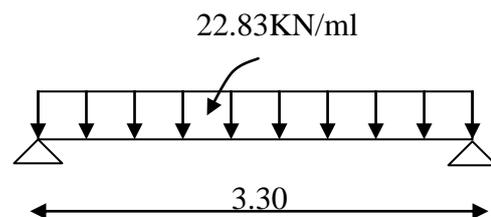
- **Moments corrigés :**

En tenant compte de semi encastrement on aura :

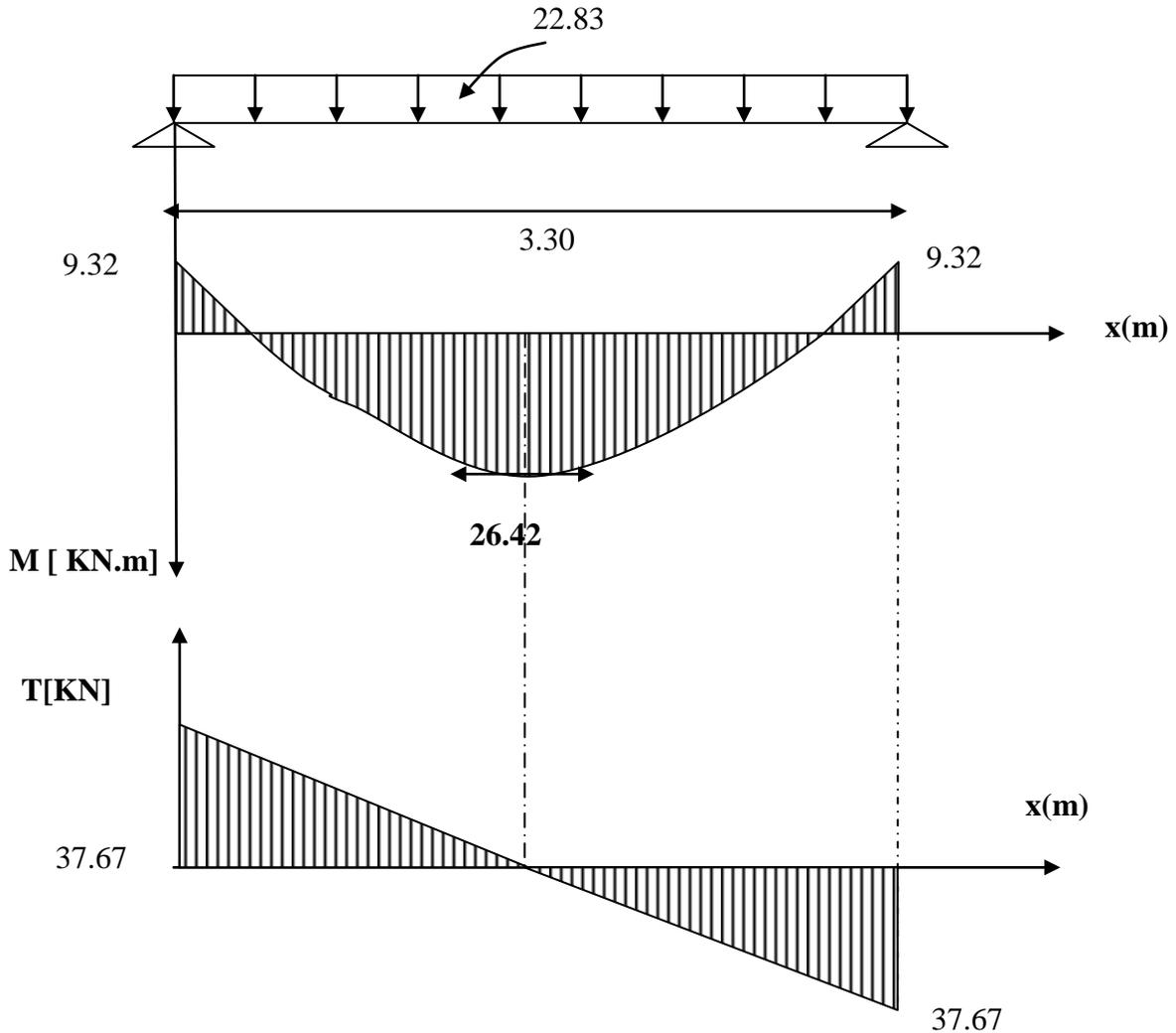
$$\text{En travée : } M_t = 0.85M_0 = 31.08 \times 0.85 \longrightarrow \mathbf{M_t = 26.42KNm}$$

$$\text{Aux appuis : } M_a = -0.3 \times M_0 = -0.3 \times 31.08 \longrightarrow \mathbf{M_a = -9.32KNm}$$

- **Effort tranchant :** $T_u^{\max} = 37.67\text{KN}$



➤ **DIAGRAMME DU MOMENT ET DE L'EFFORT TRANCHANT :**



➤ **VERIFICATION A L'ELS :**

• **Etat limite de service d'ouverture des fissures :**

La fissuration est considérée comme étant nuisible $\Rightarrow \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15\text{Mpa}$

Il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton si les conditions suivantes sont vérifiées ; selon J.P MOULIN (BAEL)

La section est rectangulaire

La nuance des aciers est de Fe400

$$\alpha \leq \frac{\nu - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{Avec : } \nu = \frac{M_u}{M_s}$$

	M_u (KNm)	M_s (KNm)	$v = \frac{M_u}{M_s}$	$\alpha \leq \frac{v-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$	α	observation
En travée	48.43	35.03	1.38	0.44	0.2406	vérifiée
Aux appuis	17.09	12.36	1.38	0.44	0.0774	vérifiée

❖ Vérification de la flèche :

Les règles (Art.6.5, 2 / BAEL 91 modifié 99), précisent qu'on peut se dispenser de vérifier à l'ELS l'état limite de déformation pour les poutres associées aux hourdis si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$\begin{cases} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{L} \leq \frac{M_t}{10M_0} \\ \frac{A}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \text{ MPa} \end{cases}$$

Avec h : hauteur totale (30 cm)

L : portée entre nus d'appuis ($L = 3.30\text{m}$) ;

M_t : moment max en travée ($M_t = 26.42$) ;

M_0 : moment max de la travée isostatique ; ($M_0 = 31.08\text{KN.m}$)

A : section des armatures ;

b : La largeur de la section

d : hauteur utile de la section droite.

$$\frac{h}{L} = \frac{30}{330} = 0.090 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{30}{330} = 0.079 \leq \frac{M_t}{10M_0} = \frac{26.42}{10 \times 31.08} = 0.085 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A}{bd} = \frac{4.62}{25 \times 28} = 0.0066 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

CONCLUSION :

Les conditions sont vérifiées donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

III-6-2 ETUDE DE LA POUTRE PALIERE (VOLEE 2) :

➤ DETERMINATION DES CHARGES ET SURCHARGES :

La poutre palier sera sollicitée par :

- **Charges permanentes :**

Son poids propre : $25 \times 0.25 \times 0.30 = 1.88 \text{ KN/ml}$

G = 1.88 KN/ml

- **Effort tranchant à l'appui :**

ELU : $\begin{cases} T_u = R_B = 54.71 \text{ KN} \end{cases}$

ELS : $\begin{cases} T_s = R_B = 39.49 \text{ KN} \end{cases}$

➤ COMBINAISON DES CHARGES ET SURCHARGES :

A L'ELU $\begin{cases} q_u = 1.35 \times G + T_u/1 = 1.35 \times 1.88 + 54.71 \\ q_u = \mathbf{57.25 \text{ KN/ml}} \end{cases}$

A L'ELS $\begin{cases} q_s = G + T_s/1 = 1.88 + 39.49 \\ q_s = \mathbf{41.37 \text{ KN/ml}} \end{cases}$

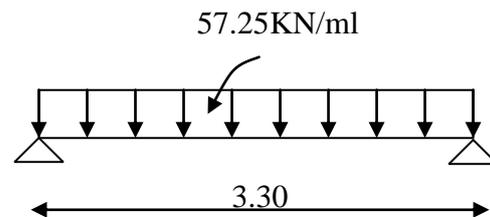
➤ CALCUL A L'ELU :

- **Les réactions d'appuis :**

$$R_A = R_B = \frac{q_l l}{2} = \frac{57.25 \times 3.3}{2} = 94.46 \text{ KN}$$

- **Moment isostatique :**

$$M_0 = \frac{q_u L^2}{8} = \frac{57.25 \times (3.3)^2}{8} = 77.93 \text{ KN.m}$$



- **Moments corrigés :**

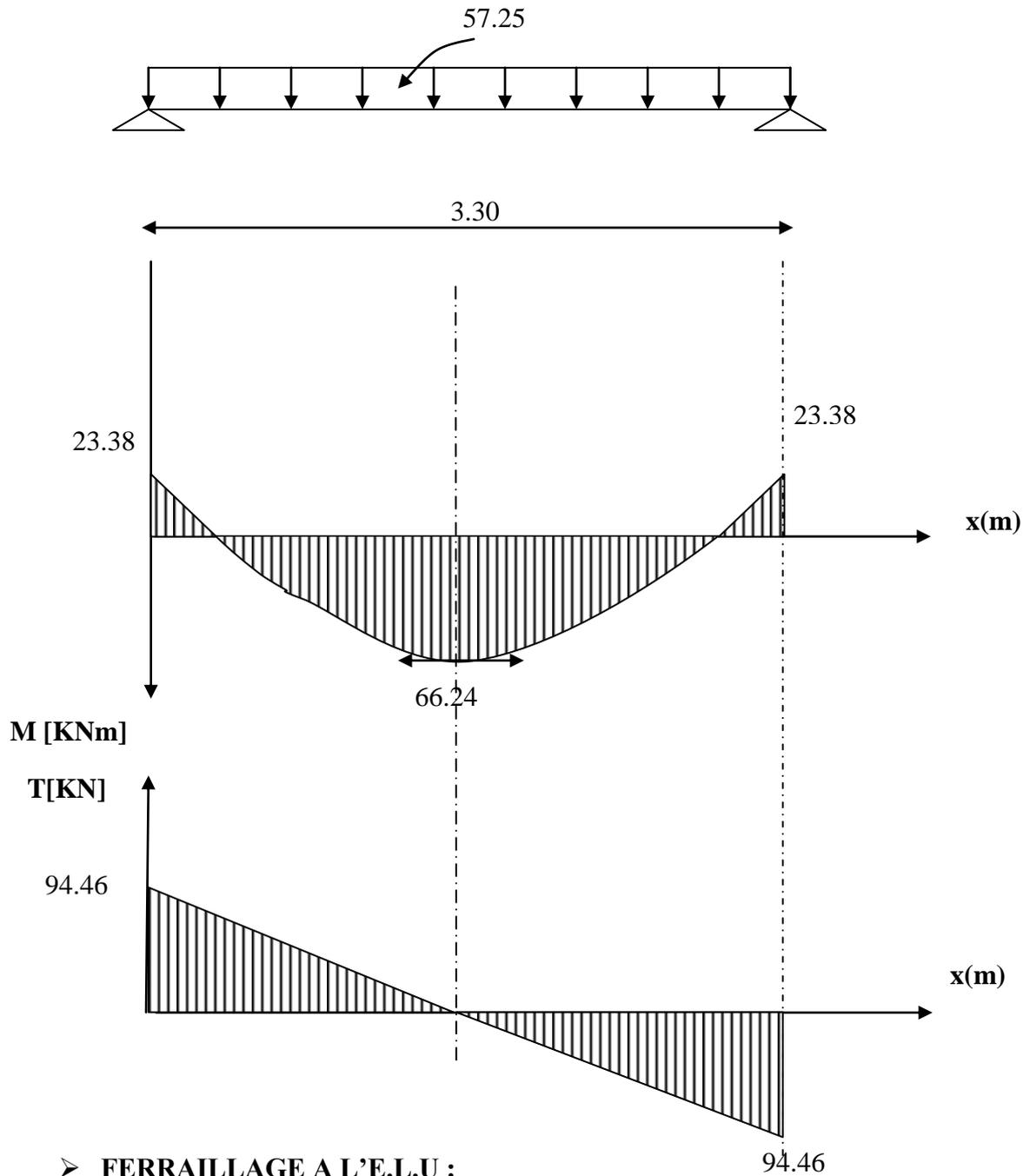
En tenant compte de semi encastrement on aura :

En travée : $M_t = 0.85 M_0 = 77.93 \times 0.85 \longrightarrow M_t = \mathbf{66.24 \text{ KN.m}}$

Aux appuis : $M_a = -0.3 \times M_0 = -0.3 \times 77.93 \longrightarrow M_a = \mathbf{-23.38 \text{ KN.m}}$

Effort tranchant : $T_u^{\max} = 94.46 \text{ KN}$

➤ **DIAGRAMME DU MOMENT ET DE L'EFFORT TRANCHANT :**



➤ **FERRAILLAGE A L'E.L.U :**

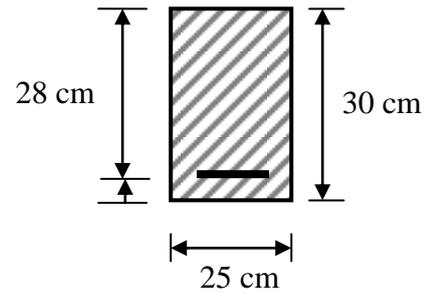
- **Calcul des armatures principales :**
- *En travée* : ($M_t = 66.24$ KN.m)

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

Avec :

$$\begin{cases} d = h - c = 30 - 2 = 28 \text{ cm} \\ b = 25 \text{ cm} \end{cases}$$

$$f_{bu} = 14.2 \text{ Mpa}$$



Donc :

$$\mu = \frac{66.24 \times 10^3}{25 \times 28^2 \times 14.2} = 0.238 < 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0.238 \rightarrow \beta = 0.862$$

$$A_T = \frac{M_t}{\beta d \sigma_s} = \frac{66.24 \times 10^3}{0.862 \times 28 \times 348} = 7.89 \text{ cm}^2$$

Nous adopterons : **6HA14 = 9.24 cm²**

- **Aux appuis** : ($M_a = 23.38 \text{ KN.m}$)

$$\mu = \frac{M_a}{bd^2 f_{bu}} = \frac{23.38 \times 10^3}{25 \times 28^2 \times 14.2} = 0.084 < 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0.084 \rightarrow \beta = 0.956$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta d \sigma_s} = \frac{23.38 \times 10^3}{0.956 \times 28 \times 348} = 2.51 \text{ cm}^2$$

Nous adopterons : **3HA12 = 3.39 cm²****REMARQUE :**

Le RPA exige que le % total des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre soit 0.5 en toute section.

$$\text{D'où } A_t + A_a = 9.24 + 3.39 = 12.63 \text{ cm}^2$$

$$\frac{0.5bh}{100} = \frac{0.5 \times 25 \times 30}{100} = 3.75 \text{ cm}^2$$

Donc : $12.63 \text{ cm}^2 > 3.75 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ condition vérifiée**➤ VERIFICATIONS (BAEL91) :**

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = \frac{0.23 bd f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 25 \times 28 \times 2.1}{400} = 0.845 \text{ cm}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} A_t = 9.24\text{cm}^2 > A_{\min} = 0.845\text{cm}^2 \\ A_a = 3.39\text{cm}^2 > A_{\min} = 0.845\text{cm}^2 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Contrainte de cisaillement :**

On doit vérifier que $\tau_u = \frac{T_u}{bd} < \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} = \frac{94.46 \times 10^3}{25 \times 28 \times 10^2} = 1.35\text{Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{Mpa}\right) = 3.33\text{Mpa}$$

$$\tau_u = 1.35\text{Mpa} < 3.33 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

- **Vérification de l'adhérence :**

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9d \sum u_i} = \frac{94.46 \times 10^3}{0.9 \times 280 \times 6 \times 3.14 \times 14} = 1.42\text{Mpa}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s f_{c28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15\text{Mpa}$$

$$\tau_{se} = 1.42\text{Mpa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15\text{Mpa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

- **Calcul des armatures transversales :**

Le diamètre des armatures transversales est donné par la relation suivant :

$$\begin{aligned} \emptyset_t &\leq \min \left\{ h/35 ; b/10 ; \emptyset_1 \right\} \\ \emptyset_t &\leq \min \left\{ 0.857 ; 2.5 ; 1.2 \right\} = 8\text{mm} \end{aligned}$$

Soit $\emptyset = 8\text{mm} \Rightarrow$ on prend un cadre et un étrier en **HA8 = 2.01cm²**

[(Exigence du RPA version 2003) Art.7.5.2.2]

- **Espacement :**

- **Zone nodale :**

$$e \leq \left\{ h/4 ; 12\emptyset ; 30\text{cm} \right\} = \left\{ 7.5 ; 14.4 ; 30 \right\} = 7.5\text{cm}$$

Soit : **esp=7cm**

- **Zone courante :**

$$e \leq h/2 = 30/2 = 15 \quad \text{Soit: } \mathbf{esp = 15\text{cm}}$$

- **Quantité d'armatures transversales :**

$$A_{\min} = 0.003 \times e \times b = 0.003 \times 15 \times 25 = 1.13 \text{ cm}^2$$

$$2.01 > 1.13 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

➤ **CALCUL A L'E.L.S :**

- **Les réactions d'appuis :**

$$R_A = R_B = \frac{ql}{2} = \frac{41.37 \times 3.3}{2} = 68.26 \text{ KN}$$

- **Moment isostatique :**

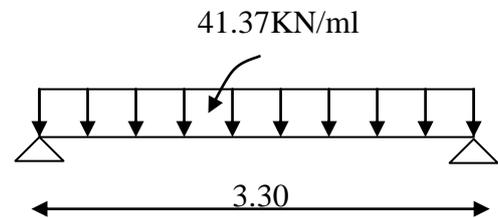
$$M_0 = \frac{q_s L^2}{8} = \frac{41.37 \times (3.3)^2}{8} = 56.31 \text{ KNm}$$

- **Moments corrigés :**

En tenant compte de semi encastrement on aura :

$$\text{En travée : } M_t = 0.85 M_0 = 56.31 \times 0.85 \longrightarrow M_t = 47.86 \text{ KNm}$$

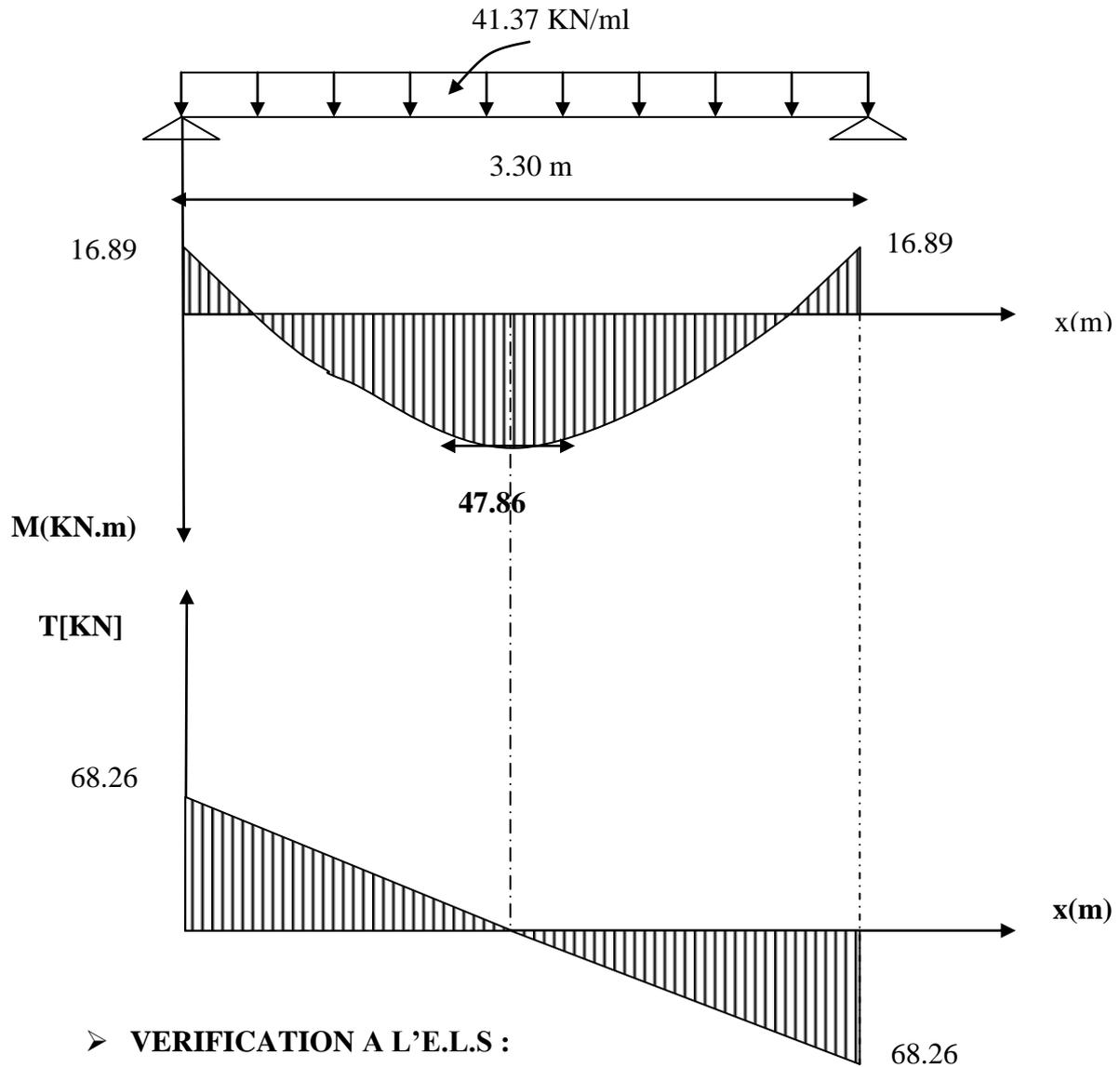
$$\text{Aux appuis : } M_a = -0.3 \times M_0 = -0.3 \times 56.31 \longrightarrow M_a = -16.89 \text{ KNm}$$



- **Effort tranchant**

$$T_u^{\max} = 68.26 \text{ KN}$$

➤ **DIAGRAMME DU MOMENT ET DE L'EFFORT TRANCHANT :**



➤ **VERIFICATION A L'E.L.S :**

• **Etat limite de service d'ouverture des fissures :**

La fissuration est considérée comme étant nuisible $\Rightarrow \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$

Il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton si les conditions suivantes sont vérifiées ; selon J.P MOULIN (BAEL)

La section est rectangulaire

La nuance des aciers est de Fe400

$$\alpha \leq \frac{\nu - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\text{Avec : } \nu = \frac{M_u}{M_s}$$

	M_u (KNm)	M_s (KNm)	$\nu = \frac{M_u}{M_s}$	$\alpha \leq \frac{\nu-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$	α	observation
En travée	66.24	47.86	1.38	0.44	0.3451	vérifiée
Aux appuis	23.38	16.89	1.38	0.44	0.1099	vérifiée

❖ VERIFICATION DE LA FLECHE :

Les règles (Art.6.5, 2 / BAEL 91 modifié 99), précisent qu'on peut se dispenser de vérifier à l'ELS l'état limite de déformation pour les poutres associées aux hourdis si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{L} \leq \frac{M_t}{10M_0} \\ \frac{A}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \text{ MPa} \end{array} \right.$$

Avec h : hauteur totale (30cm)

L : portée entre nus d'appuis (L = 3.30m)

M_t : moment max en travée ($M_t=47.86$)

M_0 : moment max de la travée isostatique ; ($M_0= 56.31\text{KN.m}$)

A : section des armatures

b : La largeur utile de la section droite

d : hauteur utile de la section droite.

$$\frac{h}{L} = \frac{30}{330} = 0.090 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{30}{330} = 0.090 \leq \frac{M_t}{10M_0} = \frac{47.86}{10 \times 56.31} = 0.085 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A}{bd} = \frac{9.24}{25 \times 28} = 0.013 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \longrightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

- **Calcul de la flèche:**

$$f = \frac{5q_s l^4}{384E_v I} \leq \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{330}{500} = 0.66 \text{ cm}$$

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.9 \text{ MPa}$$

$$q_s = 41.37 \text{ KN/ml}$$

$$L = 3.30 \text{ m}$$

- **Calcul de V_1 et V_2 :**

$$\checkmark V_1 = \frac{S_x}{B_0} = \left[\frac{\frac{bh^2}{2} + 15Ad}{bh + 15A} \right]; \text{ Avec : h est la hauteur de palier}$$

$$\checkmark S_x = \frac{25 \times 30^2}{2} + 15 \times 9.24 \times 28 = 15130.8 \text{ cm}^3$$

$$\checkmark B_0 = 25 \times 30 + 15 \times 9.24 = 888.60 \text{ cm}^2$$

$$\checkmark V_1 = 17.03 \text{ cm}$$

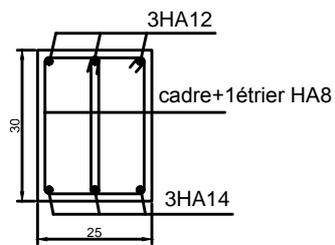
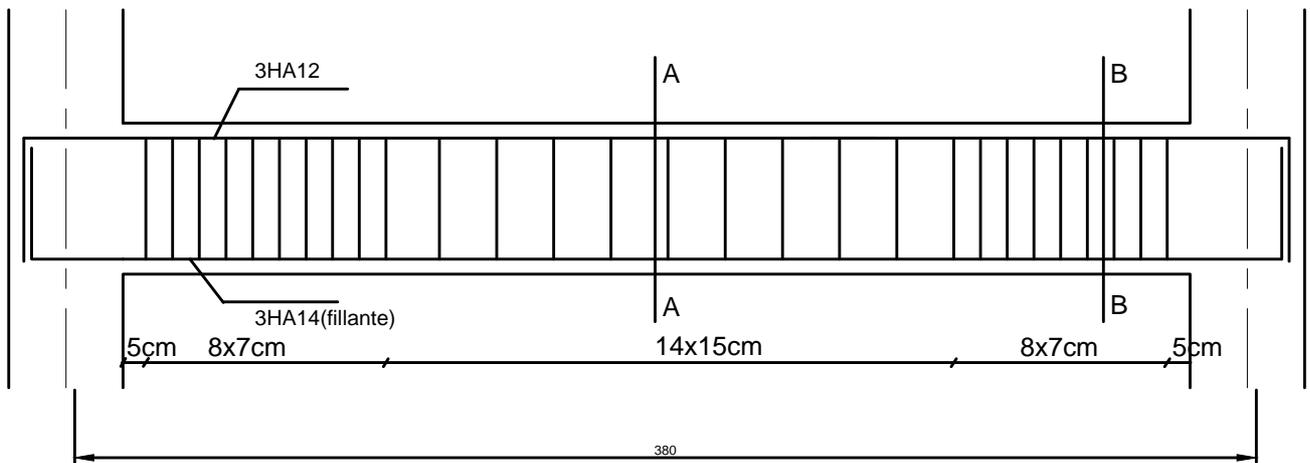
$$\checkmark V_2 = h - V_1 = 30 - 17.03 = 12.97 \text{ cm}$$

- **Calcul de I:**

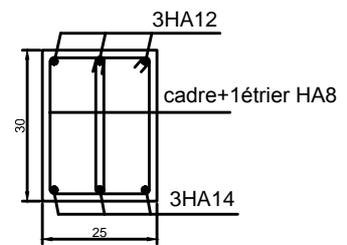
$$\checkmark I = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15A (V_2 - c)^2 = \frac{35}{3} ((17.03)^3 + (12.97)^3) + 15 \times 9.24 \times (12.97 - 2)^2$$

$$I = 99756.19 \text{ cm}^4$$

$$\text{D'où : } f = \frac{5 \times 41.37 \times 10 \times 330^4}{384 \times 10819 \times 10^2 \times 99756.19} = 0.59 \text{ cm} \leq \bar{f} = 0.66 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

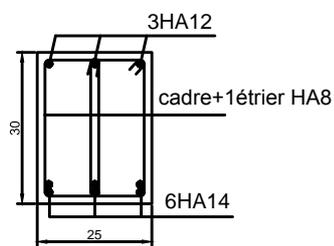
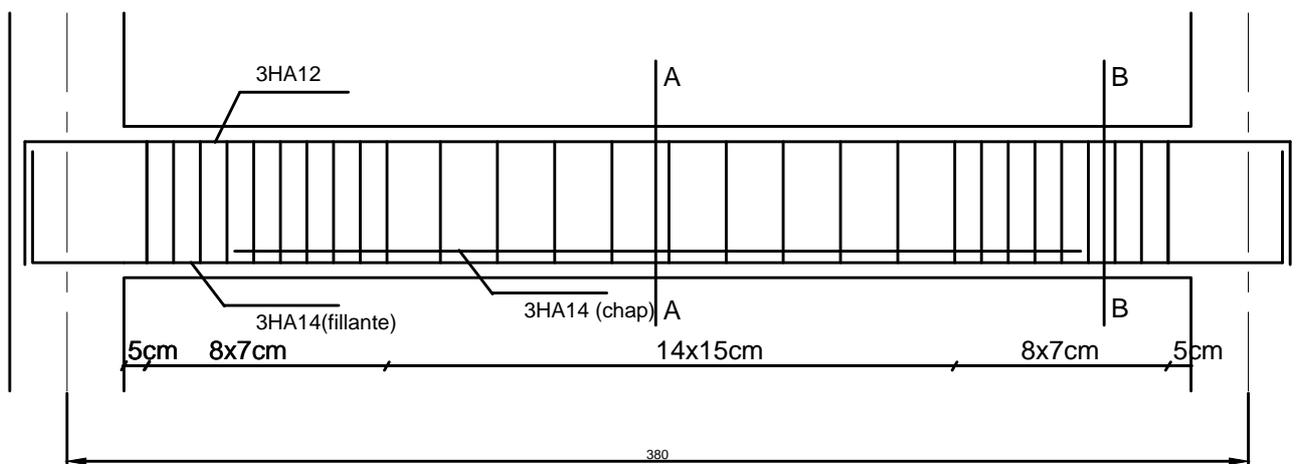


Coupe A-A

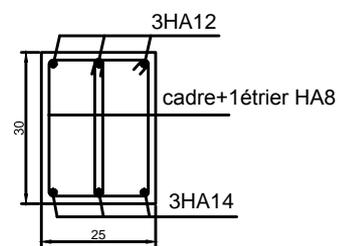


Coupe B-B

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU		Faculté du génie de la construction Département de génie civil	
ETUDIER PAR: Mr: OUENDI AHCENE Mr: KACI SMAIL	Plan de ferrailage de la poutre palière volée 1		plan :09
DIRIGE PAR: Mme : MOBAREK.HAMEL			2017



Coupe A-A



Coupe B-B

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI
DE TIZI OUZOU

Faculté du génie de la construction
Département de génie civil

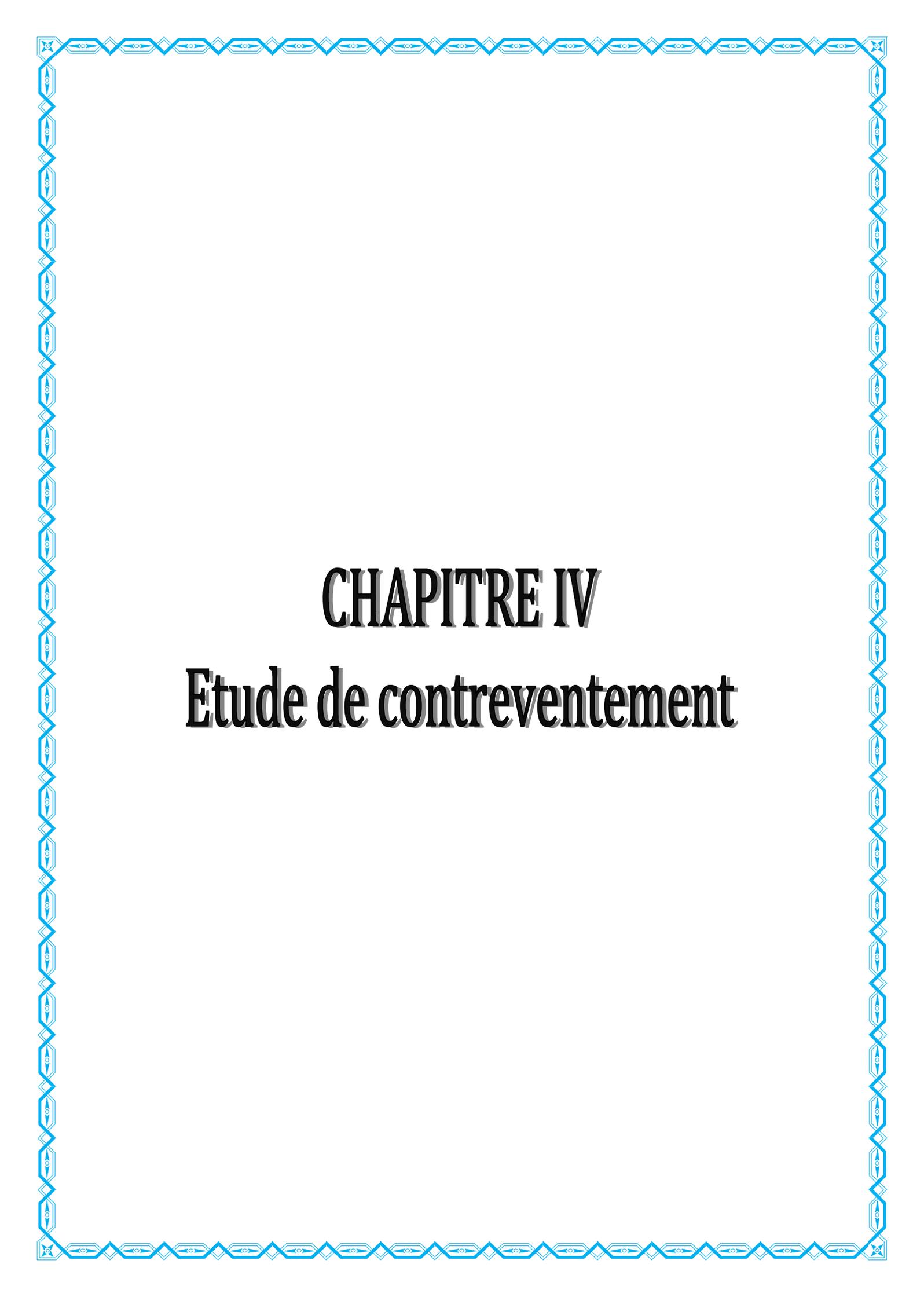
ETUDIER PAR:
Mr: OUENDI AHCENE
Mr: KACI SMAÏL

DIRIGE PAR:
Mme: MOBAREK.HAMEL

Plan de ferrailage de la poutre
palière volée 2

plan :08

2017



CHAPITRE IV

Etude de contreventement

IV ETUDE DU CONTREVENTEMENT :

IV.1 INTRODUCTION :

L'étude du contreventement est une étape importante est décisive dans l'étude de tout bâtiment, elle mérite le plus grand soin. Elle consiste à parer la structure entre les deux types de sollicitation horizontales ; vent et séisme.

Un contreventement peut être assuré par :

- Des voiles ou murs appelés couramment refends entrant dans la composition del'ouvrage ;
- Du système « poteaux-poutres » formant portiques d'étage ;
- Des cages d'escalier et d'assesseur ou gaines représentant une grande rigidité à laflexion et à la torsion ;
- Une combinaison des deux systèmes suscités, forment un contreventement mixte ou portiques et refends rigidement liés travaillant conjointement pour faire face au séisme.

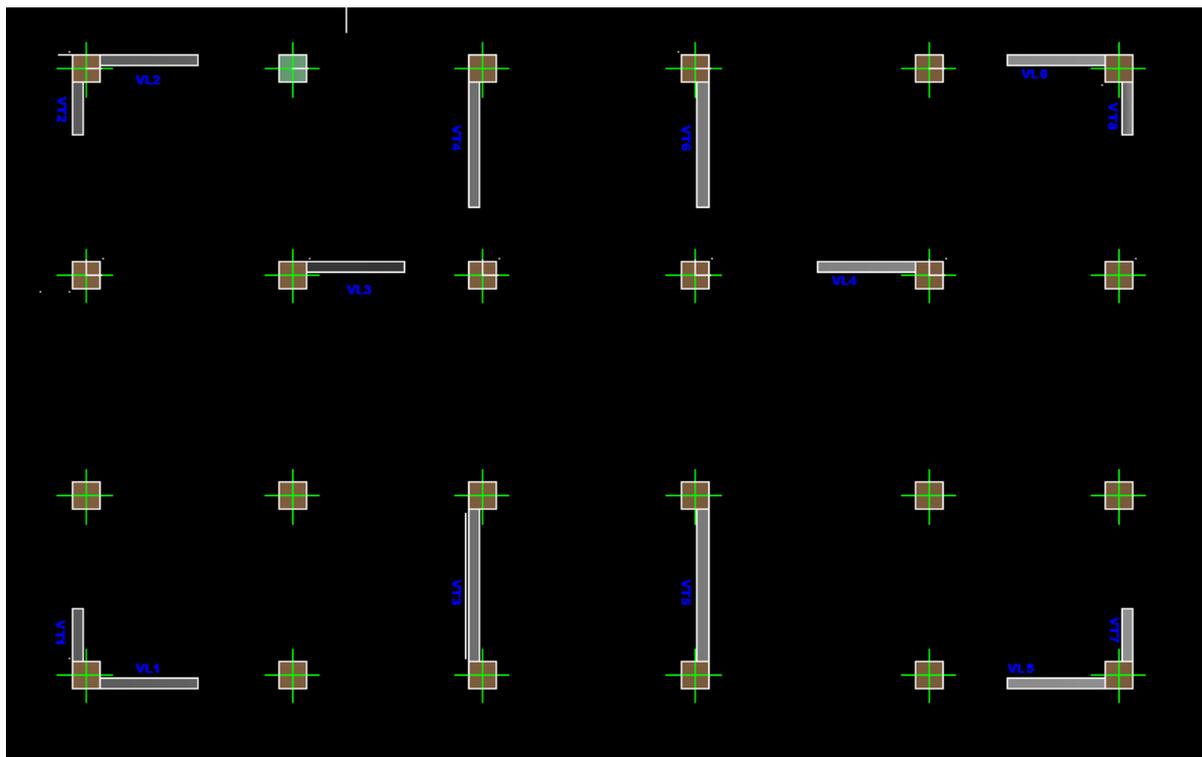


Fig. - IV.1 La disposition des voiles

IV.2 ETUDE DES REFENDS :

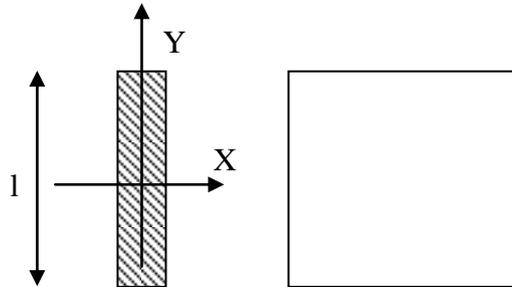
IV.2.1 CALCUL DES INERTIES :

IV.2.2 Les inerties des refends pleins :

a. *Les refends longitudinaux :*

$$I_y = \frac{e.l^3}{12}$$

$$I_x = \frac{e^3.l}{12} \ll I_y$$



On néglige l'inertie des refends Longitudinaux par rapport à l'axe x

b. *Les refends transversaux*

$$I = I_x = \frac{e.l^3}{12}$$

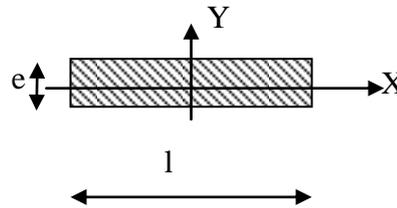


Fig V 1. Vue en plan et en coupe du voile

Remarque :

Les voiles ont une faible rigidité suivant leurs épaisseurs, on néglige l'inertie par rapport à l'axe Y. La longueur L des voiles est mesurée aux extrémités extérieures des poteaux encadrant ceux-ci, elle varie donc avec la section des poteaux. Pour éviter cette variation et assurer la continuité de ces voiles en élévation, chaque voile doit avoir la même longueur L pour tous les niveaux, cette longueur sera celle mesurée au dernier niveau ou la section des poteaux

Les inerties des voiles pour un niveau sont résumées dans le tableau suivant :

➤ **Sens longitudinal :**

NIVEAU	Voile	L(m)	e(m)	I(m4)	NIVEAU	Voile	L(m)	e(m)	I(m4)
RDC S.SOL1 S.SOL2	VL1	2	0.25	0.17	autres niveaux	VL1	2	0.2	0.13
	VL2	2	0.25	0.17		VL2	2	0.2	0.13
	VL3	2	0.25	0.17		VL3	2	0.2	0.13
	VL4	2	0.25	0.17		VL4	2	0.2	0.13
	VL5	2	0.25	0.17		VL5	2	0.2	0.13
	VL6	2	0.25	0.17		VL6	2	0.2	0.13
∑ I_{y moy} = 0.84									

➤ Sens transversal :

NIVEAU	Voile	L(m)	e(m)	I(m ⁴)	NIVEAU	Voile	L(m)	e(m)	I(m ⁴)
RDC	VT1-VT2				autres	VT1-VT2			
S.SOL1	VT7-VT8	1.2	0.25	4×0.036		VT7-VT8	1.20	0.2	4×0.03
S.SOL2	VT3-VT5	3.25	0.25	2×0.72	niveaux	VT3-VT5	3.25	0.2	2×0.57
	VT4 -VT6	2.5	0.25	2×0.33		VT4-VT6	2.50	0.2	2×0.26
							$\sum I_{x,moy}=1.90$		

IV.3 CALCUL DES RIGIDITES AU NIVEAU DES PORTIQUES :**IV.3.1 PRESENTATION DE LA METHODE :**

Pour l'étude des portiques sollicités par les efforts horizontaux, on utilisera la

Méthode de MUTO, celle-ci permet de distribuer les efforts tranchants dans les niveaux, comme elle nous permet de déduire les moments fléchissant et les autres sollicitations dans les poutres et les poteaux de chaque portique.

- **Hypothèses de calcul :**

- Les charges ou les masses sont considérées concentrées au niveau du plancher.
- Les diagrammes de répartition des charges doivent être :

Rectangulaire pour le vent.

Triangulaire pour le séisme

- ✓ La raideur des poutres ne doit pas être faible devant celle des poteaux.
- ✓ La raideur des travées adjacentes d'une même portée ne doit pas être trop différente.

IV.3.2 ETAPES DE CALCUL :

1) Calcul des rigidités linéaire des poteaux et des poutres :

- Rigidité linéaire d'un poteau : $K_{pot} = \frac{I_{pot}}{h_c}$
- Rigidité linéaire d'une poutre : $K_{ptr} = \frac{I_{ptr}}{L_c}$

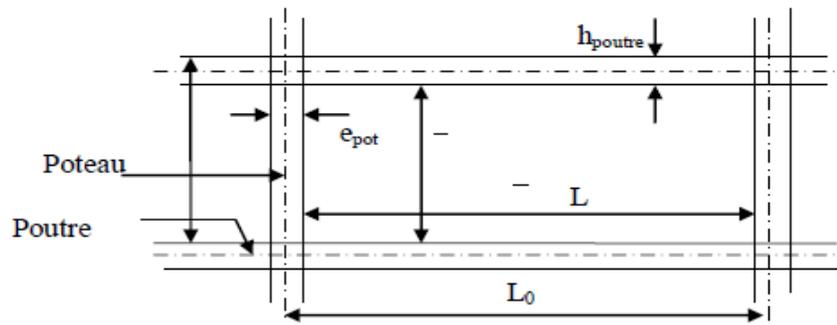


Figure IV 2. Identification de paramétrés

Avec :

I : moment d'inertie de l'élément.

h_c et L_c : hauteurs et longueurs calculées qui seront déterminées ultérieurement.

$$h_c = \bar{h} + \frac{1}{2} e_{\text{poteau}} \quad L_c = \bar{L} + \frac{1}{2} h_{\text{poutre}}$$

\bar{h} : hauteur de poteau entre nus des poutres.

\bar{L} : longueur de la poutre entre nus des appuis (poteau).

Les calculs sont résumés dans les tableaux suivants:

➤ **Rigidités des poteaux sens longitudinal :**

Niveau	b (cm)	a (cm)	I (cm ⁴)	he (cm)	hp (cm)	\bar{h} (cm)	hc (cm)	k (cm ³)
9	35	35	125052.08	306	35	271	288.5	433.46
8	35	35	125052.08	306	35	271	288.5	433.46
7	35	35	125052.08	306	35	271	288.5	433.46
6	40	40	213333.33	306	35	271	291	733.10
5	40	40	213333.33	306	35	271	291	733.10
4	40	40	213333.33	306	35	271	291	733.10
3	45	45	341718.75	306	35	271	293.5	1164.29
2	45	45	341718.75	306	35	271	293.5	1164.29
1	45	45	341718.75	306	35	271	293.5	1164.29
RDC	50	50	520833.33	459	35	424	449	1159.99
S.sol1	50	50	520833.33	306	35	271	296	1759.57
S.sol 2	50	50	520833.33	306	35	271	296	1759.57

Rigidités linéaires des poteaux dans le sens x-x

➤ Rigidités des poteaux sens transversal:

Niveau	b (cm)	a (cm)	I (cm ⁴)	he (cm)	hp (cm)	\bar{h} (cm)	hc (cm)	k (cm ³)
9	35	35	125052.08	306	30	276	293.5	426.07
8	35	35	125052.08	306	30	276	293.5	426.07
7	35	35	125052.08	306	30	276	293.5	426.07
6	40	40	213333.33	306	30	276	296	720.72
5	40	40	213333.33	306	30	276	296	720.72
4	40	40	213333.33	306	30	276	296	720.72
3	45	45	341718.75	306	30	276	298.5	1144.79
2	45	45	341718.75	306	30	276	298.5	1144.79
1	45	45	341718.75	306	30	276	298.5	1144.79
RDC	50	50	520833.33	459	30	429	454	1147.21
S.sol1	50	50	520833.33	306	30	276	301	1730.34
S.sol 2	50	50	520833.33	306	30	276	301	1730.34

Rigidités linéaires des poteaux dans le sens y-y

➤ Rigidités des poutres principales (sens longitudinal) :

Niveau	travée	b (cm)	h (cm)	I(cm ⁴)	L ₀ (cm)	e _{pot}	\bar{L} (cm)	h _{poutre}	Lc(cm)	K(cm ³)
7-8-9	A - B	25	35	89322.92	370	35	335	35	352.5	253.40
	B - C	25	35	89322.92	340	35	305	35	322.5	276.97
	C - D	25	35	89322.92	380	35	345	35	362.5	246.41
	D - E	25	35	89322.92	420	35	385	35	402.5	221.92
	E - F	25	35	89322.92	340	35	305	35	322.5	276.97
4-5-6	A - B	25	35	89322.92	370	40	330	35	347.5	257.04
	B - C	25	35	89322.92	340	40	300	35	317.5	281.33
	C - D	25	35	89322.92	380	40	340	35	357.5	249.85
	D - E	25	35	89322.92	420	40	380	35	397.5	224.71
	E - F	25	35	89322.92	340	40	300	35	317.5	281.33
1-2-3	A - B	25	35	89322.92	370	45	325	35	342.5	260.80
	B - C	25	35	89322.92	340	45	295	35	312.5	285.83
	C - D	25	35	89322.92	380	45	335	35	352.5	253.40
	D - E	25	35	89322.92	420	45	375	35	392.5	227.57
	E - F	25	35	89322.92	340	45	295	35	312.5	285.83
SS1 SS2 RDC	A - B	25	35	89322.92	370	50	320	35	337.5	264.66
	B - C	25	35	89322.92	340	50	290	35	307.5	290.48
	C - D	25	35	89322.92	380	50	330	35	347.5	257.04
	D - E	25	35	89322.92	420	50	370	35	387.5	230.51
	E - F	25	35	89322.92	340	50	290	35	307.5	290.48

Rigidités des poutres principales dans le sens x-x

➤ **Rigidités des poutres secondaires (sens transversal) :**

Niveau	travée	b (cm)	h (cm)	I(cm ⁴)	L ₀ (cm)	e _{pot}	\bar{L} (cm)	h _{poutre}	Lc(cm)	K(cm ³)
7-8-9	1-2	25	30	56250	325	35	290	30	305	184.43
	2-3	25	30	56250	400	35	365	30	380	148.03
	3-4	25	30	56250	375	35	340	30	355	158.45
4-5-6	1-2	25	30	56250	325	40	285	30	300	187.50
	2-3	25	30	56250	400	40	360	30	375	150.00
	3-4	25	30	56250	375	40	335	30	350	160.71
1-2-3	1-2	25	30	56250	325	45	280	30	295	190.68
	2-3	25	30	56250	400	45	355	30	370	152.03
	3-4	25	30	56250	375	45	330	30	345	163.04
SS1	1-2	25	30	56250	325	50	275	30	290	193.97
SS2	2-3	25	30	56250	400	50	350	30	365	154.11
RDC	3-4	25	30	56250	375	50	325	30	340	165.44

Rigidités des poutres secondaires dans le sens y-y

IV.4 CALCUL DES COEFFICIENTS \bar{K} (RIGIDITES MOYENNES) :

$$\text{Cas d'étage courant} : \bar{K} = \frac{\sum K_{ptr} (\text{poutres sup} + \text{poutres inf})}{2K_{pot}}$$

$$\text{Cas de rez-de-chaussée} : \bar{K} = \frac{\sum K_{ptr} (\text{poutres sup})}{K_{pot}}$$

IV.5 CALCUL DES COEFFICIENTS DES RIGIDITES DES POTEAUX :

$$\text{Cas d'étage courant} : a_j^{(i)} = \frac{\bar{K}}{2 + \bar{K}}$$

$$\text{Cas du rez-de-chaussée} : a_j^i = \frac{0.5 + \bar{K}}{2 + \bar{K}} \quad (\text{poteaux encastres})$$

IV.5.1 CALCUL DES RIGIDITES DES POTEAUX « i » AU NIVEAU « j »

$$r_j^{(i)} = \frac{12E}{h_{cj}^2} a_j^{(i)} K_{potj}^{(i)}$$

E : module de déformation instantané du béton

$$E = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164.195 \text{ MPA}$$

IV.5.2 CALCUL DE LA RIGIDITE D'UN PORTIQUE AU NIVEAU « j »

$R_{jx} = \sum r_{jx}^{(i)}$ Pour chaque niveau dans le sens longitudinal.

$R_{jy} = \sum r_{jy}^{(i)}$ Pour chaque niveau dans le sens transversal.

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

➤ **Rigidités des portiques transversaux :**

Etage	Poteau	K poteau	K poutre	\bar{K}	aij	Rij(KN/cm)	\sum Rij(KN/cm)
7-8-9	1	426.07	184.43	0.43	0.177	33.79	167.61
	2		148.03	0.78	0.280	53.45	
	3		158.45	0.72	0.265	50.59	
	4			0.37	0.156	29.78	
4-5-6	1	720.72	187.50	0.26	0.115	36.51	184.45
	2		150.00	0.47	0.190	60.32	
	3		160.71	0.43	0.177	56.19	
	4			0.22	0.099	31.43	
1-2-3	1	1144.79	190.68	0.16	0.074	36.69	192.39
	2		152.03	0.30	0.130	64.46	
	3		163.04	0.27	0.119	59.01	
	4			0.14	0.065	32.23	
RDC	1	1147.21	193.97	0.17	0.078	16.75	85.06
	2		154.11	0.30	0.130	27.93	
	3		165.44	0.28	0.123	26.42	
	4			0.14	0.065	13.96	
SSL1	1	1730.34	193.97	0.11	0.052	38.33	200.49
	2		154.11	0.20	0.090	66.34	
	3		165.44	0.18	0.082	60.44	
	4			0.10	0.048	35.38	
SSL2	1	1730.34	193.97	0.11	0.289	213.03	888.25
	2		154.11	0.20	0.318	234.41	
	3		165.44	0.18	0.312	229.99	
	4			0.10	0.286	210.82	

➤ Rigidités des portiques longitudinaux :

<i>Etage</i>	<i>poteau</i>	<i>Kpoteau</i>	<i>Kpoutre</i>	\bar{K}	<i>aij</i>	<i>Rij(KN/cm)</i>	$\Sigma R_{ij}(KN/cm)$
7-8-9	A	433.46	253.40	0.58	0.225	45.22	389.14
	B		276.97	1.22	0.379	76.18	
	C		246.41	1.20	0.375	75.38	
	D		221.94	1.08	0.350	70.35	
	E		276.97	1.15	0.365	73.37	
	F		/	0.64	0.242	48.64	
4-5-6	A	733.10	257.04	0.35	0.149	49.79	448.08
	B		281.33	0.73	0.267	89.21	
	C		249.85	0.72	0.265	88.55	
	D		224.71	0.65	0.245	81.86	
	E		281.33	0.69	0.256	85.54	
	F		/	0.38	0.159	53.13	
1-2-3	A	1164.29	260.80	0.22	0.099	50.85	479.18
	B		285.83	0.47	0.190	97.58	
	C		253.83	0.46	0.187	96.04	
	D		227.57	0.41	0.170	87.31	
	E		285.83	0.44	0.180	92.45	
	F		/	0.24	0.107	54.95	
RDC	A	1159.99	264.66	0.23	0.103	22.87	211.63
	B		290.48	0.48	0.193	42.86	
	C		257.54	0.47	0.190	42.19	
	D		230.51	0.42	0.173	38.42	
	E		290.48	0.45	0.183	40.64	
	F		/	0.25	0.111	24.65	
SSL1	A	1759.57	264.66	0.15	0.070	54.26	515.47
	B		290.48	0.32	0.138	106.97	
	C		257.54	0.31	0.134	103.87	
	D		230.51	0.28	0.123	95.34	
	E		290.48	0.29	0.126	97.67	
	F		/	0.16	0.074	57.36	
SSL2	A	1759.57	264.66	0.15	0.302	234.09	1547.92
	B		290.48	0.32	0.353	273.62	
	C		257.54	0.31	0.350	271.29	
	D		230.51	0.28	0.342	265.09	
	E		290.48	0.29	0.345	267.42	
	F		/	0.16	0.305	236.41	

IV.6 CALCUL DES RIGIDITES DES VOILES PAR NIVEAUX :

IV.6.1 CALCUL DES RIGIDITES DES VOILES LONGITUDINAUX :

$$R_{vx} = \frac{12E_i I_y}{h_j^3}$$

niveaux	Voiles	h (cm)	L(m)	e(cm)	I _Y (cm ⁴)	R _{vx}	∑ R _{vx}
Les autres niveaux	VL1	306	2.00	20	13333333.33	1796091.22	10776547.32
	VL2	306	2.00	20	13333333.33	1796091.22	
	VL3	306	2.00	20	13333333.33	1796091.22	
	VL4	306	2.00	20	13333333.33	1796091.22	
	VL5	306	2.00	20	13333333.33	1796091.22	
	VL6	306	2.00	20	13333333.33	1796091.22	
RDC	VL1	459	2.00	25	16666666.67	665218.97	3991313.82
	VL2	459	2.00	25	16666666.67	665218.97	
	VL3	459	2.00	25	16666666.67	665218.97	
	VL4	459	2.00	25	16666666.67	665218.97	
	VL5	459	2.00	25	16666666.67	665218.97	
	VL6	459	2.00	25	16666666.67	665218.97	
S.SOL1 S.SOL2	VL1	306	2.00	25	16666666.67	2245114.02	13470684.12
	VL2	306	2.00	25	16666666.67	2245114.02	
	VL3	306	2.00	25	16666666.67	2245114.02	
	VL4	306	2.00	25	16666666.67	2245114.02	
	VL5	306	2.00	25	16666666.67	2245114.02	
	VL6	306	2.00	25	16666666.67	2245114.02	

IV.6.2 CALCUL DES RIGIDITES DE VOILES TRANSVERSAUX :

$$R_{vy} = \frac{12E_i I_x}{h_j^3}$$

niveaux	Voiles	h (cm)	L(m)	e(m)	I _Y (cm ⁴)	R _{vx}	∑ R _{vx}
autres étages	VT1	306	1.2	20	2880000	38795.57	2398191.5
	VT2	306	1.2	20	2880000	38795.57	
	VT3	306	3.25	20	57213541.67	770705.55	
	VT4	306	2.5	20	26041666.67	350799.06	
	VT5	306	3.25	20	57213541.67	770705.55	
	VT6	306	2.5	20	26041666.67	350799.06	
	VT7	306	1.2	20	2880000	38795.57	
	VT8	306	1.2	20	2880000	38795.57	
RDC	VT1	459	1.2	25	3600000	14368.73	888219.06
	VT2	459	1.2	25	3600000	14368.73	
	VT3	459	3.25	25	71516927.08	285446.49	
	VT4	459	2.50	25	32552083.33	129925.58	
	VT5	459	3.25	25	71516927.08	285446.49	
	VT6	459	2.50	25	32552083.33	129925.58	
	VT7	459	1.20	25	3600000	14368.73	
	VT8	459	1.20	25	3600000	14368.73	
S.SOL1 S.SOL2	VT1	306	1.20	25	3600000	484944.63	29977393.9
	VT2	306	1.20	25	3600000	484944.63	
	VT3	306	3.25	25	71516927.08	9633819.36	
	VT4	306	2.50	25	32552083.33	4384988.33	
	VT5	306	3.25	25	71516927.08	9633819.36	
	VT6	306	2.50	25	32552083.33	4384988.33	
	VT7	306	1.20	25	3600000	484944.63	
	VT8	306	1.20	25	3600000	484944.63	

IV.7 INERTIE FICTIVE DES PORTIQUES :

Dans le but de comparer l'inertie des voiles à celle des portiques, nous allons utiliser la méthode exposée dans l'ouvrage d'Albert Fuentes « calcul pratique des ossatures de bâtiment en béton armé », qui consiste à attribuer une inertie fictive aux portiques.

Pour déterminer cette inertie fictive, il suffira de calculer des déplacements de chaque portique au droit de chaque plancher, sous l'effet d'une série de forces horizontales égales à 1 tonne, par exemple, et de comparer ces déplacements aux flèches que prendrait un refend bien déterminé de l'ouvrage, sous l'effet du même système de forces horizontales. En fixant l'inertie du refend à $1 m^4$, il sera alors possible d'attribuer à chaque portique et pour chaque niveau une « inertie fictive » puisque, dans l'hypothèse de la raideur infinie des planchers, nous devons obtenir la même flèche, à chaque niveau, pour les refends et pour les portiques.

IV.7.1 CALCUL DE L'INERTIE FICTIVE :

L'inertie fictive des portiques est donnée par :

$$I_{en} = \frac{f_n}{D_n} \quad \text{Avec } D_n = \sum \Delta_n \quad .$$

I_{en} : Inertie fictive du portique au niveau n

f_n : Flèche du refend au même niveau n

Δ_n : Déplacement du portique au niveau n

D_n : Déplacement du niveau n (somme des déplacements des portiques du niveau n)

IV.7.2 CALCUL DES FLECHES DES REFENDS :

Le calcul des flèches des refends dont l'inertie $I=1 m^4$, soumis au même système de forces que le portique (une force égale à une tonne à chaque étage), sera obtenu par la méthode du « moment des aires ». Le diagramme des moments fléchissant engendré par la série de forces horizontales égales à 1 tonne, est une succession de trapèzes superposés et délimités par les niveaux, comme le montre la figure, qui suit :

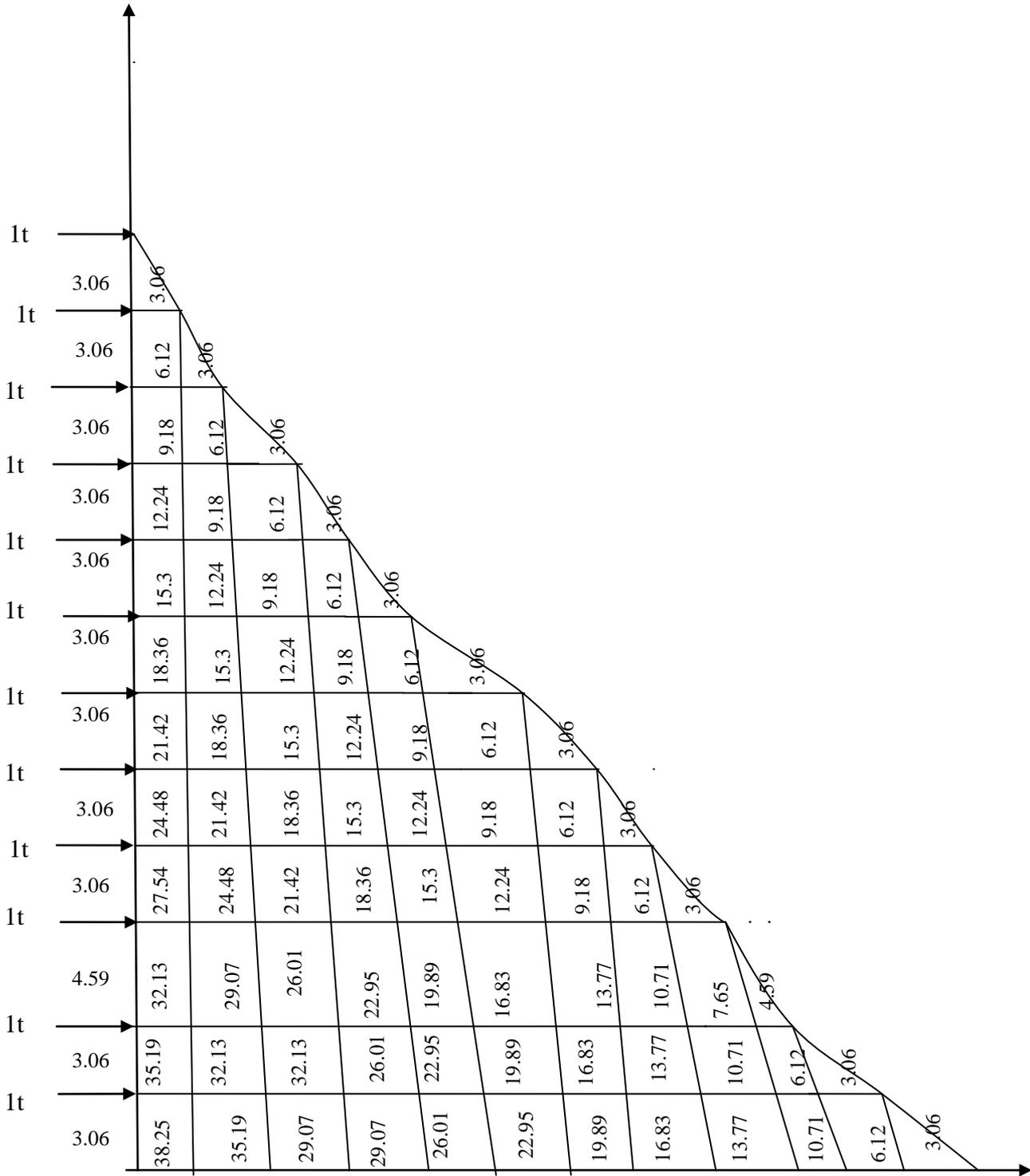


Diagramme des moments

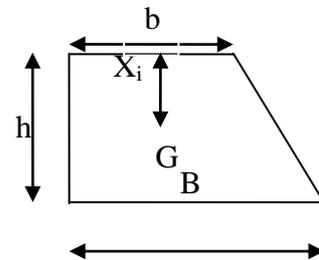
IV.7.2.1 Calcul des flèches dans les refends par la méthode de moments des aires :

La flèche que prendrait un refend au niveau " i " suite à une déformation due à une série de forces latérales est donnée par :

$$f_i = \frac{\sum S_i x_i}{EI}$$

S_i : Surface du trapèze

x_i : distance entre le centre du trapèze et le niveau considéré



Sachant que la section du trapèze égale à :

$$S = (B + b) \times \frac{h}{2}$$

La distance du CDG d'un trapèze à sa plus petite base :

$$d = \frac{2B + b}{3(B + b)} h$$

Nous aurons :

Niv	h (m)	b (m)	B (m)	Si (m ²)	Xi (m)	Si . Xi
9	3.06	0	3.06	4.682	2.04	9.55
8	3.06	3.06	9.18	18.727	1.785	33.43
7	3.06	9.18	18.36	42.136	1.7	71.63
6	3.06	18.36	30.6	74.909	1.658	124.2
5	3.06	30.6	45.9	117.045	1.632	191.02
4	3.06	45.9	64.26	168.545	1.615	272.2
3	3.06	64.26	85.68	229.408	1.603	367.74
2	3.06	85.68	110.16	299.635	1.594	477.62
1	3.06	110.16	137.7	379.226	1.587	601.83
RDC	4,59	137.7	183.6	737.383	2.404	1772.66
S.sol1	3.06	183.6	215.73	610.975	1.574	961.67
S.sol2	3.06	215.73	253.98	718.656	1.572	1129.73

➤ Calcul de la flèche :

$$f_{s2} = \frac{718.656 \times 1.572}{EI} = \frac{1129.73}{EI}$$

$$f_{s1} = \frac{718.656 \times 4.632 + 610.975 \times 1.574}{EI} = \frac{4290.49}{EI}$$

$$f_{RDC} = \frac{718.656 \times 9.222 + 610.975 \times 6.164 + 737.383 \times 2.404}{EI} = \frac{12166.16}{EI}$$

Ainsi de suite jusqu'au dernier niveau.

On obtient les résultats suivants :

$$f_{01} = \frac{19093.06}{EI} ; f_{02} = \frac{27056.17}{EI} ; f_{03} = \frac{35826.29}{EI} ; f_{04} = \frac{45202.86}{EI} ; f_{05} = \frac{55013.99}{EI}$$

$$f_{06} = \frac{65116.46}{EI} ; f_{07} = \frac{75395.58}{EI} ; f_{08} = \frac{85765.44}{EI} ; f_{09} = \frac{95839.22}{EI}$$

IV.7.2.2 Calcul des déplacements des portiques :

- Le déplacement de chaque niveau :

$$\Delta_n = \psi_n \times h$$

$$\text{Avec : } E\Psi_n = \frac{M_n}{12 \cdot \sum K_{pn}} + \frac{E\theta_n + E\theta_{n-1}}{2}$$

- Le déplacement du portique au niveau « i »

$$D_n = \sum_{i=1}^n \Delta_n$$

- La rotation d'un poteau encasté à la base au 1^{er} niveau :

$$E \cdot \theta_1 = \frac{M_1 + M_2}{24 \cdot \sum K_{t1} + 2 \cdot \sum K_{p1}}$$

- La rotation de chaque poteau articulé au 1^{er} niveau :

$$E \cdot \theta_1 = \frac{M_1 + M_2}{24 \cdot \sum K_{t1}}$$

- La rotation d'un poteau des étages courants :

$$E \cdot \theta_n = \frac{M_n + M_{n+1}}{24 \cdot \sum K_{tn}}$$

Avec :

$$M_n = T_n \times h$$

T_n : Effort tranchant de niveau.

$$K_{tn} : \text{Raideur des poutres } K = \frac{I_{tn}}{L}$$

$$K_{pn} : \text{Raideur des poteaux } K = \frac{I_{pn}}{h}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} h : \text{Hauteur d'étage.} \\ L : \text{Portée libre de la poutre.} \end{array} \right.$$

Les étapes de calcul des déplacements et des inerties fictives des portiques par niveaux sont résumées dans les tableaux qui suivent :

➤ Inertie fictive des portiques « sens Longitudinal » :

Niveau	portique	He (m)	Mn (t.m)	M _{n+1} (t.m)	$\sum Kpot$ m ³ 10 ⁻⁴	$\sum Kpout$ m ³ 10 ⁻⁴	Eθn t.m ²	EΨn t.m ²	EΔn kn/m	Dn=∑ EΔn	Eif	I (m ⁴)	∑ I
9	1-1	3.06	3.06	000	26.00	12.76	99.92	297.92	911.63	54192.29	95839.22	1.77	7.08
	2-2	3.06	3.06	000	26.00	12.76	99.92	297.92	911.63	54192.29		1.77	
	3-3	3.06	3.06	000	26.00	12.76	99.92	297.92	911.63	54192.29		1.77	
	4-4	3.06	3.06	000	26.00	12.76	99.92	297.92	911.63	54192.29		1.77	
8	1-1	3.06	6.12	3.06	26.00	12.76	299.76	595.84	1823.27	53280.66	85765.44	1.61	6.44
	2-2	3.06	6.12	3.06	26.00	12.76	299.76	595.84	1823.27	53280.66		1.61	
	3-3	3.06	6.12	3.06	26.00	12.76	299.76	595.84	1823.27	53280.66		1.61	
	4-4	3.06	6.12	3.06	26.00	12.76	299.76	595.84	1823.27	53280.66		1.61	
7	1-1	3.06	9.18	6.12	26.00	12.76	499.61	888.89	2720.00	51457.39	75395.58	1.46	5.84
	2-2	3.06	9.18	6.12	26.00	12.76	499.61	888.89	2720.00	51457.39		1.46	
	3-3	3.06	9.18	6.12	26.00	12.76	499.61	888.89	2720.00	51457.39		1.46	
	4-4	3.06	9.18	6.12	26.00	12.76	499.61	888.89	2720.00	51457.39		1.46	
6	1-1	3.06	12.24	9.18	43.98	12.94	689.72	1020.17	3121.72	48737.39	65116.46	1.33	5.32
	2-2	3.06	12.24	9.18	43.98	12.94	689.72	1020.17	3121.72	48737.39		1.33	
	3-3	3.06	12.24	9.18	43.98	12.94	689.72	1020.17	3121.72	48737.39		1.33	
	4-4	3.06	12.24	9.18	43.98	12.94	689.72	1020.17	3121.72	48737.39		1.33	
5	1-1	3.06	15.30	12.24	43.98	12.94	886.78	1275.22	3902.17	45615.67	55013.99	1.20	4.48
	2-2	3.06	15.30	12.24	43.98	12.94	886.78	1275.22	3902.17	45615.67		1.20	
	3-3	3.06	15.30	12.24	43.98	12.94	886.78	1275.22	3902.17	45615.67		1.20	
	4-4	3.06	15.30	12.24	43.98	12.94	886.78	1275.22	3902.17	45615.67		1.20	
4	1-1	3.06	18.36	15.30	43.98	12.94	1083.85	1520.99	4654.23	41713.50	45202.86	1.08	4.32
	2-2	3.06	18.36	15.30	43.98	12.94	1083.85	1520.99	4654.23	41713.50		1.08	
	3-3	3.06	18.36	15.30	43.98	12.94	1083.85	1520.99	4654.23	41713.50		1.08	
	4-4	3.06	18.36	15.30	43.98	12.94	1083.85	1520.99	4654.23	41713.50		1.08	
3	1-1	3.06	21.42	18.36	69.86	13.13	1262.37	1614.99	4941.87	37059.27	35826.29	0.97	3.88
	2-2	3.06	21.42	18.36	69.86	13.13	1262.37	1614.99	4941.87	37059.27		0.97	
	3-3	3.06	21.42	18.36	69.86	13.13	1262.37	1614.99	4941.87	37059.27		0.97	
	4-4	3.06	21.42	18.36	69.86	13.13	1262.37	1614.99	4941.87	37059.27		0.97	
2	1-1	3.06	24.48	21.42	69.86	13.13	1456.59	1845.71	5647.87	32117.40	27056.17	0.84	3.36
	2-2	3.06	24.48	21.42	69.86	13.13	1456.59	1845.71	5647.87	32117.40		0.84	
	3-3	3.06	24.48	21.42	69.86	13.13	1456.59	1845.71	5647.87	32117.40		0.84	
	4-4	3.06	24.48	21.42	69.86	13.13	1456.59	1845.71	5647.87	32117.40		0.84	
1	1-1	3.06	27.54	24.48	69.86	13.13	1650.80	2085.79	6382.52	26469.53	19093.06	0.72	2.88
	2-2	3.06	27.54	24.48	69.86	13.13	1650.80	2085.79	6382.52	26469.53		0.72	
	3-3	3.06	27.54	24.48	69.86	13.13	1650.80	2085.79	6382.52	26469.53		0.72	
	4-4	3.06	27.54	24.48	69.86	13.13	1650.80	2085.79	6382.52	26469.53		0.72	
RDC	1-1	4.59	32.13	27.54	69.70	13.34	1863.75	2367.37	10866.23	20087.01	12166.16	0.60	2.40
	2-2	4.59	32.13	27.54	69.70	13.34	1863.75	2367.37	10866.23	20087.01		0.60	
	3-3	4.59	32.13	27.54	69.70	13.34	1863.75	2367.37	10866.23	20087.01		0.60	
	4-4	4.59	32.13	27.54	69.70	13.34	1863.75	2367.37	10866.23	20087.01		0.60	
SSL1	1-1	3.06	35.19	32.13	105.57	13.34	2102.70	2020.26	6181.99	9220.78	4290.49	0.46	1.84
	2-2	3.06	35.19	32.13	105.57	13.34	2102.70	2020.26	6181.99	9220.78		0.46	
	3-3	3.06	35.19	32.13	105.57	13.34	2102.70	2020.26	6181.99	9220.78		0.46	
	4-4	3.06	35.19	32.13	105.57	13.34	2102.70	2020.26	6181.99	9220.78		0.46	
SSL2	1-1	3.06	38.25	35.19	105.57	13.34	1382.27	993.07	3038.79	3038.79	1129.73	0.37	1.48
	2-2	3.06	38.25	35.19	105.57	13.34	1382.27	993.07	3038.79	3038.79		0.37	
	3-3	3.06	38.25	35.19	105.57	13.34	1382.27	993.07	3038.79	3038.79		0.37	
	4-4	3.06	38.25	35.19	105.57	13.34	1382.27	993.07	3038.79	3038.79		0.37	

➤ Inertie fictive des portiques « Sens Transversal »

Niveau	portique	He (m)	Mn (t.m)	M _{n+1} (t.m)	$\sum K_{pot}$ m ³ 10 ⁻⁴	$\sum K_{pout}$ m ³ 10 ⁻⁴	Eθ _n t.m ⁻²	EΨ _n t.m ⁻²	EΔ _n	Dn=∑EΔ _n	Eif	I (m ⁴)	∑ I
9	1-1	3.06	3.06	000	17.04	4.91	259.67	668.99	2047.11	136620.38	95839.22	0.70	4.20
	2-2	3.06	3.06	000	17.04	4.91	259.67	668.99	2047.11	136620.38		0.70	
	3-3	3.06	3.06	000	17.04	4.91	259.67	668.99	2047.11	136620.38		0.70	
	4-4	3.06	3.06	000	17.04	4.91	259.67	668.99	2047.11	136620.38		0.70	
	5-5	3.06	3.06	000	17.04	4.91	259.67	668.99	2047.11	136620.38		0.70	
	6-6	3.06	3.06	000	17.04	4.91	259.67	668.99	2047.11	136620.38		0.70	
8	1-1	3.06	6.12	3.06	17.04	4.91	779.02	1347.99	4124.85	134573.27	85765.44	0.64	3.84
	2-2	3.06	6.12	3.06	17.04	4.91	779.02	1347.99	4124.85	134573.27		0.64	
	3-3	3.06	6.12	3.06	17.04	4.91	779.02	1347.99	4124.85	134573.27		0.64	
	4-4	3.06	6.12	3.06	17.04	4.91	779.02	1347.99	4124.85	134573.27		0.64	
	5-5	3.06	6.12	3.06	17.04	4.91	779.02	1347.99	4124.85	134573.27		0.64	
	6-6	3.06	6.12	3.06	17.04	4.91	779.02	1347.99	4124.85	134573.27		0.64	
7	1-1	3.06	9.18	6.12	17.04	4.91	1298.37	1994.21	6102.28	130448.42	75395.58	0.58	3.48
	2-2	3.06	9.18	6.12	17.04	4.91	1298.37	1994.21	6102.28	130448.42		0.58	
	3-3	3.06	9.18	6.12	17.04	4.91	1298.37	1994.21	6102.28	130448.42		0.58	
	4-4	3.06	9.18	6.12	17.04	4.91	1298.37	1994.21	6102.28	130448.42		0.58	
	5-5	3.06	9.18	6.12	17.04	4.91	1298.37	1994.21	6102.28	130448.42		0.58	
	6-6	3.06	9.18	6.12	17.04	4.91	1298.37	1994.21	6102.28	130448.42		0.58	
6	1-1	3.06	12.24	9.18	28.83	4.98	1792.17	2401.99	7350.09	124346.14	65116.46	0.52	3.12
	2-2	3.06	12.24	9.18	28.83	4.98	1792.17	2401.99	7350.09	124346.14		0.52	
	3-3	3.06	12.24	9.18	28.83	4.98	1792.17	2401.99	7350.09	124346.14		0.52	
	4-4	3.06	12.24	9.18	28.83	4.98	1792.17	2401.99	7350.09	124346.14		0.52	
	5-5	3.06	12.24	9.18	28.83	4.98	1792.17	2401.99	7350.09	124346.14		0.52	
	6-6	3.06	12.24	9.18	28.83	4.98	1792.17	2401.99	7350.09	124346.14		0.52	
5	1-1	3.06	15.30	12.24	28.83	4.98	2304.22	3002.49	9187.62	116996.05	55013.99	0.47	2.82
	2-2	3.06	15.30	12.24	28.83	4.98	2304.22	3002.49	9187.62	116996.05		0.47	
	3-3	3.06	15.30	12.24	28.83	4.98	2304.22	3002.49	9187.62	116996.05		0.47	
	4-4	3.06	15.30	12.24	28.83	4.98	2304.22	3002.49	9187.62	116996.05		0.47	
	5-5	3.06	15.30	12.24	28.83	4.98	2304.22	3002.49	9187.62	116996.05		0.47	
	6-6	3.06	15.30	12.24	28.83	4.98	2304.22	3002.49	9187.62	116996.05		0.47	
4	1-1	3.06	18.36	15.30	28.83	4.98	2816.26	3576.67	10944.51	107808.43	45202.86	0.42	2.52
	2-2	3.06	18.36	15.30	28.83	4.98	2816.26	3576.67	10944.51	107808.43		0.42	
	3-3	3.06	18.36	15.30	28.83	4.98	2816.26	3576.67	10944.51	107808.43		0.42	
	4-4	3.06	18.36	15.30	28.83	4.98	2816.26	3576.67	10944.51	107808.43		0.42	
	5-5	3.06	18.36	15.30	28.83	4.98	2816.26	3576.67	10944.51	107808.43		0.42	
	6-6	3.06	18.36	15.30	28.83	4.98	2816.26	3576.67	10944.51	107808.43		0.42	
3	1-1	3.06	21.42	18.36	45.79	5.06	3275.69	3917.49	11987.52	96863.92	35826.29	0.37	2.22
	2-2	3.06	21.42	18.36	45.79	5.06	3275.69	3917.49	11987.52	96863.92		0.37	
	3-3	3.06	21.42	18.36	45.79	5.06	3275.69	3917.49	11987.52	96863.92		0.37	
	4-4	3.06	21.42	18.36	45.79	5.06	3275.69	3917.49	11987.52	96863.92		0.37	
	5-5	3.06	21.42	18.36	45.79	5.06	3275.69	3917.49	11987.52	96863.92		0.37	
	6-6	3.06	21.42	18.36	45.79	5.06	3275.69	3917.49	11987.52	96863.92		0.37	
2	1-1	3.06	24.48	21.42	45.79	5.06	3779.64	4477.13	13700.02	84876.40	27056.17	0.32	1.92
	2-2	3.06	24.48	21.42	45.79	5.06	3779.64	4477.13	13700.02	84876.40		0.32	
	3-3	3.06	24.48	21.42	45.79	5.06	3779.64	4477.13	13700.02	84876.40		0.32	
	4-4	3.06	24.48	21.42	45.79	5.06	3779.64	4477.13	13700.02	84876.40		0.32	

	5-5	3.06	24.48	21.42	45.79	5.06	3779.64	4477.13	13700.02	84876.40		0.32	
	6-6	3.06	24.48	21.42	45.79	5.06	3779.64	4477.13	13700.02	84876.40		0.32	
1	1-1	3.06	27.54	24.48	45.79	5.06	4283.59	5066.24	15502.69	71176.38	19093.06	0.27	1.62
	2-2	3.06	27.54	24.48	45.79	5.06	4283.59	5066.24	15502.69	71176.38		0.27	
	3-3	3.06	27.54	24.48	45.79	5.06	4283.59	5066.24	15502.69	71176.38		0.27	
	4-4	3.06	27.54	24.48	45.79	5.06	4283.59	5066.24	15502.69	71176.38		0.27	
	5-5	3.06	27.54	24.48	45.79	5.06	4283.59	5066.24	15502.69	71176.38		0.27	
	6-6	3.06	27.54	24.48	45.79	5.06	4283.59	5066.24	15502.69	71176.38		0.27	
RDC	1-1	3.06	32.13	27.54	45.89	5.13	4846.49	5740.62	26349.44	55673.69	12166.16	0.22	1.32
	2-2	3.06	32.13	27.54	45.89	5.13	4846.49	5740.62	26349.44	55673.69		0.22	
	3-3	3.06	32.13	27.54	45.89	5.13	4846.49	5740.62	26349.44	55673.69		0.22	
	4-4	3.06	32.13	27.54	45.89	5.13	4846.49	5740.62	26349.44	55673.69		0.22	
	5-5	3.06	32.13	27.54	45.89	5.13	4846.49	5740.62	26349.44	55673.69		0.22	
	6-6	3.06	32.13	27.54	45.89	5.13	4846.49	5740.62	26349.44	55673.69		0.22	
SSL1	1-1	3.06	35.19	32.13	69.21	5.13	5467.83	6140.08	18788.64	29324.25	4290.49	0.14	0.84
	2-2	3.06	35.19	32.13	69.21	5.13	5467.83	6140.08	18788.64	29324.25		0.14	
	3-3	3.06	35.19	32.13	69.21	5.13	5467.83	6140.08	18788.64	29324.25		0.14	
	4-4	3.06	35.19	32.13	69.21	5.13	5467.83	6140.08	18788.64	29324.25		0.14	
	5-5	3.06	35.19	32.13	69.21	5.13	5467.83	6140.08	18788.64	29324.25		0.14	
	6-6	3.06	35.19	32.13	69.21	5.13	5467.83	6140.08	18788.64	29324.25		0.14	
SSL2	1-1	3.06	38.25	35.19	69.21	5.13	5964.91	3443.01	10535.61	10535.61	1129.73	0.11	0.66
	2-2	3.06	38.25	35.19	69.21	5.13	5964.91	3443.01	10535.61	10535.61		0.11	
	3-3	3.06	38.25	35.19	69.21	5.13	5964.91	3443.01	10535.61	10535.61		0.11	
	4-4	3.06	38.25	35.19	69.21	5.13	5964.91	3443.01	10535.61	10535.61		0.11	
	5-5	3.06	38.25	35.19	69.21	5.13	5964.91	3443.01	10535.61	10535.61		0.11	
	6-6	3.06	38.25	35.19	69.21	5.13	5964.91	3443.01	10535.61	10535.61		0.11	

➤ La moyenne des inerties des portiques :

Niveau	inertie fictive de niveau (m ⁴)	
	Sens transversal	sens longitudinal
9	4.20	7.08
8	3.84	6.44
7	3.48	5.84
6	3.12	5.32
5	2.82	4.48
4	2.52	4.32
3	2.22	3.88
2	1.92	3.36
1	1.62	2.88
RDC	1.32	2.40
SSL1	0.84	1.84
SSL2	0.66	1.48
Moyenne	2.38	4.11

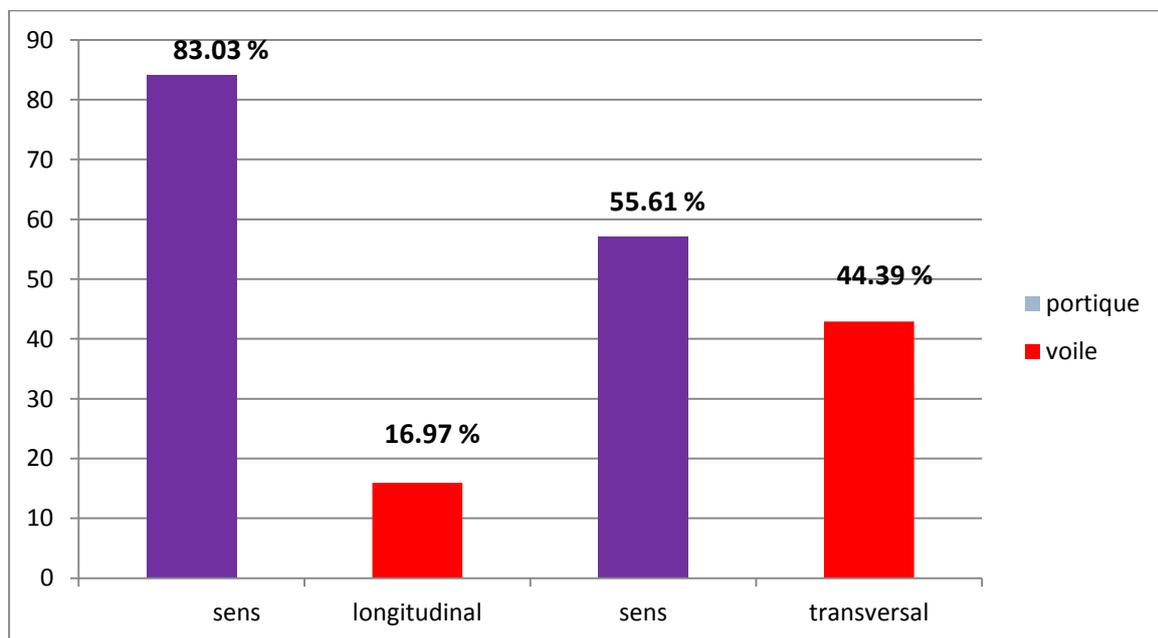
IV. 8 COMPARAISON DES INERTIES DES VOILES ET DES PORTIQUES :

➤ Sens longitudinal :

- Inertie totale (voiles + portiques) : 4.95 m^4 100 %
- Inertie moyenne des portiques : 4.11 m^4 83.03%
- Inerties des voiles : 0.84 m^4 16.97%

➤ Sens transversal :

- Inertie totale (voiles + portiques) : 4.28 m^4 100 %
- Inertie moyenne des portiques : 2.38 m^4 55.61 %
- Inerties des voiles : 1.90 m^4 44.39 %



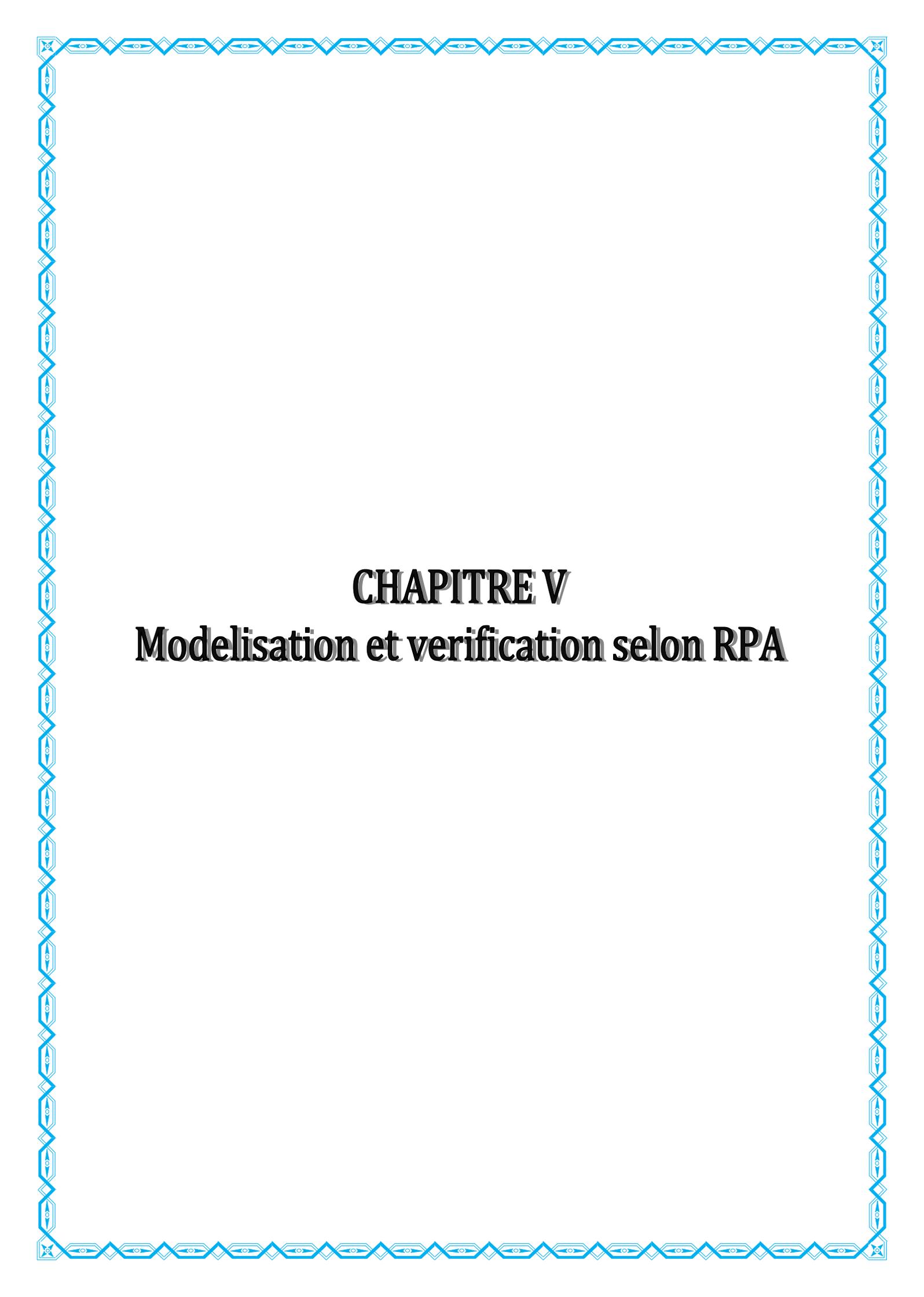
• CONCLUSION :

En comparant les résultats, on voit dans les deux sens l'inertie des portiques est plus grande que celles des voiles.

D'où le contreventement est assuré conjointement par les voiles et les portiques.

Le RPA prescrit pour ce système de contreventement «**système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques** », les recommandations suivantes :

1. Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.
2. Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.
3. Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales au moins 25% de l'effort tranchant d'étage



CHAPITRE V

Modélisation et vérification selon RPA

V.1 INTRODUCTION :

En plus des sollicitations statiques (charges et surcharges), la structure d'un bâtiment est soumise à des sollicitations dynamiques dues essentiellement aux actions sismiques.

De ce fait, la détermination de la réponse sismique de la structure est incontournable lors de l'analyse et de la conception de cette dernière.

Le calcul des forces sismiques est mené suivant trois méthodes :

- Méthode statique équivalente.
- Méthode d'analyse modale spectrale.
- Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

V.2 METHODE STATIQUE EQUIVALENTE (RPA99/ART 4.2)

1- PRINCIPE :

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

2- CONDITIONS D'APPLICATION : (RPA99/ART 4.1.2)

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

a) Le bâtiment étudié doit être régulier en plan et en élévation ; avec en plus :

$H \leq 65$ m pour les zones I ; IIa ; IIb.

$H \leq 30$ m pour la zone III.

b) Le bâtiment étudié présente une configuration irrégulière, tout en respectant, outre les Conditions de hauteur énoncées en a), les conditions complémentaires exigées par le RPA (ART 4.1.2).

- **Remarque :**

Notre structure ne satisfait pas la condition (b) car elle dépasse (07) niveaux ou 23mètres en zone (IIa) pour les groupes d'usages 2, donc :

La méthode statique équivalente n'est pas applicable dans notre cas.

V.3 METHODE D'ANALYSE MODALE SPECTRALE (RPA99/ART 4.3)

1- 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.

2- LES HYPOTHESES :

- ✓ Les masses sont supposées concentrées au niveau des nœuds principaux (nœuds maitres).
- ✓ Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.
- ✓ Les planchers et les fondations doivent être rigides dans leurs plans.
- ✓ Le nombre de modes à prendre en compte est tel que la somme des taux de participation des masses modales atteint au moins 90% de la masse totale.

V.4 MODELISATION DE LA STRUCTURE :**1) DESCRIPTION DU LOGICIEL ETABS :**

E : extended.

T : three dimensions.

A : analyses.

B : building.

S : système.

ETABS est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénierie, particulièrement adapté au bâtiment et ouvrage de génie civil. Il permet de modéliser facilement et rapidement tout types de structure.

Il offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques. Il facilite l'interprétation des résultats, en offrant la possibilité de visualiser la déformé du système, les diagrammes des efforts, courbe enveloppes et mode de vibration....

- Les éléments en portique (poteaux-poutres) sont modélisés par des éléments finis de type << *frame* >>.
- Les voiles et dalles pleines sont modélisés par des éléments de type << *Shell* >>.
- Les planchers sont simulés par des diaphragmes rigides.

RAPPEL : (TERMINOLOGIE) :

Grid line : ligne de grille

Joints : nœuds

Frame : portique (cadre)

Shell : voile

Element : élément

Restreints : degrés de liberté(D.D.L)

Loads : charge

UniformedLoads : point d'application de la charge

Define : définir

Materials : matériau
Concrete : béton
Steel : acier
Frame section : coffrage
Column : poteau
Beam : poutre

2) ETAPES DE MODELISATION :

Les étapes de modélisation peuvent être résumées comme suit :

- 1- Introduction de la géométrie du modèle
- 2- Spécification des propriétés mécaniques de l'acier et de béton
- 3- Spécification des propriétés géométriques des éléments (poteaux ; poutres voiles)
- 4- Définition des charges statiques (G ; Q)
- 5- Introduction du spectre de réponse (E) selon le RPA version 2003
- 6- Définition de la charge sismique E
- 6- Chargement des éléments
- 7- Introduction des combinaisons d'actions
- 8- Déroulement de l'analyse et visualisations des résultats

3) SPECTRE DE REPONSE :

Pour le calcul dynamique de la structure on introduira un spectre de réponse, il s'agit d'une courbe de réponse maximale d'accélération pour un système à un degré de liberté soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de période propre T.

- Données à introduire dans le logiciel :

- Zone sismique : **IIa**
- Groupe d'usage : **2**
- Coefficient de comportement global du bâtiment en fonction du système de contreventement donné par le tableau 4.3 RPA99/V2003 on prend **R = 5**
- Remplissage : **8.5%** (portiques et voiles)
- Site : meuble **S2**

- Facteur de qualité : **Q** donné par le RPA99/V2003 par la formule suivante :

$$Q = 1 + \sum_1^6 Pq$$

- Pq est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q " est satisfait ou non".
Sa valeur est donnée au tableau (4.4 RPA99/03)

- **Les critères de qualité "q" à vérifier sont :**

1. Conditions minimales sur les files de contreventement
2. Redondance en plan
3. Régularité en plan
4. Régularité en élévation
5. Contrôle de la qualité des matériaux
6. Contrôle de la qualité de l'exécution

Le tableau ci-dessous résume les résultats trouvés :

Critères	observe	pq
1-condition minimale sur les files de contreventement	non	0.05
2-redondance en plan	oui	0.00
3-régularité en plan	non	0.05
4-régularité en élévation	oui	0.00
5-contrôle de la qualité des matériaux	oui	0.00
6-contrôle de la qualité de l'exécution	oui	0.00

Finalement on trouve : **Q=1.1**

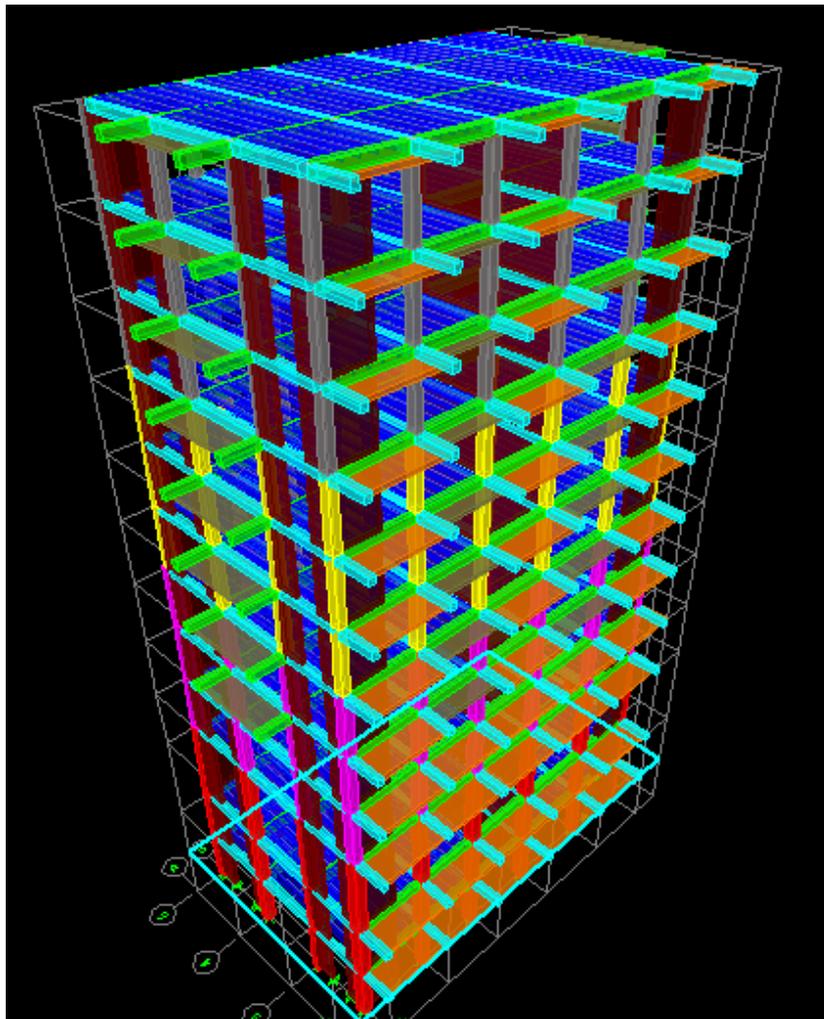
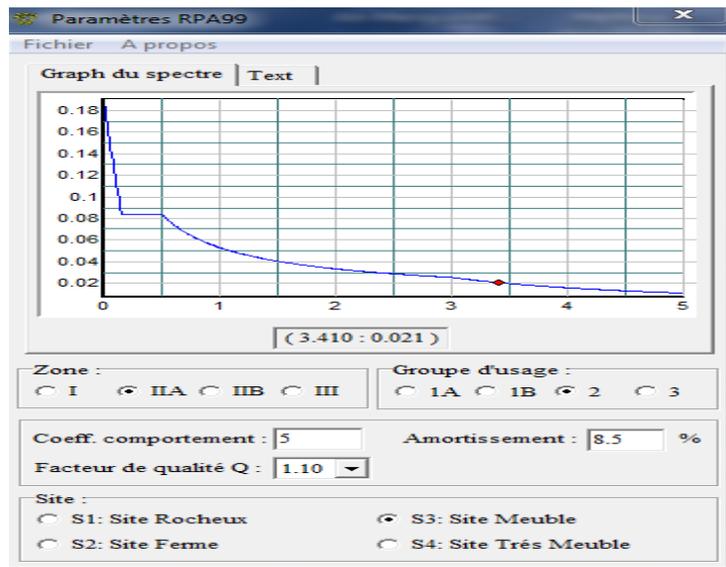


Figure V.1 : model tridimensionnel

V.5 VERIFICATION DES RESULTATS DU LOGICIEL SELON LE RPA99/2003 :**INTRODUCTION :**

Avant de passer au ferrailage de la structure, le règlement parasismique algérien exige de faire des vérifications sur :

- nombre de modes à considérer dans les calculs.
- Vérification de la participation de la masse modale.
- Vérification de l'effort tranchant à la base.
- Vérification des déplacements inter étage.
- Vérification du déplacement seconde ordre (l'effet P- Δ)
- Vérification du déplacement maximal

V.5.1 NOMBRE DE MODE A CONSIDERER ET PARTICIPATION MASSIQUE :

(ART 4.3.4RPA99/2003)

Pour les structures représentés par des modèles plan dans deux directions orthogonales, le nombre de mode de vibration à retenir dans chacune des directions d'excitations doit être tel que :

- ✓ La somme des masses totales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure.
- ✓ Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.
- ✓ Le minimum de mode à retenir est de 03 dans chaque direction considérés.

Remarque :

Le nombre minimal de modes (K) retenir doit être tel que :

$$K \geq 3 \sqrt{N} = \text{avec } N = 12 \text{ niveaux et } T_K \leq 0.2 \text{ s}$$

N : est le nombre de niveaux au dessus du sol et T_k la période du mode K.

$$K \geq 3 \sqrt{N} = 10 \Rightarrow K \geq 10$$

On prend $K=9$ modes ; avec $T_K = T_9 = 0.131 \text{ s} < 0.2 \text{ s}$

Mode	Period	UX	UY	Sum UX	Sum UY
1	1.223189	0.0007	68.16	0.0007	68.16
2	1.172132	36.4496	0.5587	36.4503	68.7187
3	1.085994	35.7067	0.6369	72.157	69.3556
4	0.333783	6.6002	0.1519	78.7572	69.5075
5	0.314625	4.5916	6.6082	83.3487	76.1157
6	0.307182	2.3863	8.4771	85.735	84.5927
7	0.153608	2.8223	0.0146	88.5573	84.6073
8	0.142768	1.9716	0.1247	90.5289	84.7321
9	0.131468	0.0131	5.5543	90.5421	90.2864
10	0.090874	2.0385	0.0089	92.5806	90.2953
11	0.083001	1.1979	0.0479	93.7785	90.3432
12	0.074259	0.0026	3.4793	93.7811	93.8225

Tableau V.1 : Participation massique

- Constatation :

- ❖ Le premier mode est un mode de translation suivant x-x.
- ❖ Le deuxième mode est un mode de translation suivant y-y.
- ❖ Le troisième mode est un mode de rotation.
- ❖ Le facteur de la participation massique modale atteint les 90% à partir du 8^{ème} mode suivant le sens (x-x) et à partir du 9^{ème} mode suivant le sens (y-y).
- ❖ La période fondamentale de la structure est $T = 1.22s$.

V.5.2 VERIFICATION DE L'EFFORT TRANCHANT A LA BASE :

La force sismique totale V doit être calculée dans deux directions orthogonales selon la méthode statique équivalente :

$$V = \frac{ADQ}{R} W$$

Le RPA nous exige de vérifier que la résultante des forces sismiques à la base « V_t » obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente $V_{statique}$ pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

• **Coefficient d'accélération de zone A :**

$A = 0.15$ (groupe d'usage 2 ; zone IIa)

• **Coefficient de comportement R :**

$R = 5$ (structure contreventé par portiques et voiles)

- **Poids de la structure W :**

Poids total de la structure donné par le logiciel ETABS

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{et} \quad W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

β : Coefficient de pondération avec : $\left\{ \begin{array}{l} \beta = 0.2 \text{ donné par le tableau (4. 5) du RPA} \\ W = 40158.12 \text{ KN} \end{array} \right.$

STORY	POINT	LOAD	FX	FY	FZ
Summation	0.00 Base	G+0.2Q	0.00	0.00	40158.12

- **facteur de qualité Q :**

Sa valeur est donnée par la formule : $Q = 1 + \Sigma P_q$ (formule 4 – 4 RPA)

Q=1.1 (est définir dans chapitre de modélisation)

- **Coefficient d'amplification dynamique D :**

Il est fonction de la catégorie de site, facteur de correction d'amortissement η et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} \times \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & T > 3 \end{cases}$$

❖ T_2 : Période caractéristique, associée à la catégorie du site qui est donnée par le tableau (Tab .4.7) de RPA 99.

Site meuble $\Rightarrow S_2 \Rightarrow T_2 = 0.4s$

❖ η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule (4-3) comme suit :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}}$$

❖ $\xi(\%)$: est le pourcentage d'amortissement critique en fonction: Tab (4-2)

- Du matériau constitutif : béton armé
 - De type de structure : portique + voile
 - De l'importance des remplissages : dense
- } $\xi(\%)=8.5\%$

D'où $\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} = 0.82 > 0.7; (\xi = 8.5\%) \dots\dots\dots$ Condition vérifiée.

❖ **T : période de la structure :**

$$T = C_t \times h_n^{3/4} \quad (\text{Formule 4-6 RPA})$$

$$T = 0.05 \times 38.25^{3/4} = 0.769 \text{ s}$$

$$T = 0.09 \times h_n / \sqrt{D} \quad (\text{Formule 4-7 RPA})$$

Avec :

h_n : Hauteur mesurée en [m] à partir de la base jusqu'au dernier niveau.

C_t : Coefficient, fonction du système de contreventement et du type de remplissage

D : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction considérée

$C_t = 0.05$ Donné par le tableau (4.6)

$h_n = 38.25 \text{ m}$

Et :

$$\begin{cases} Dx = 22\text{m} \\ Dy = 13\text{m} \end{cases}$$

$$T = 0.769\text{s}$$

$$T_x = 0.09 \times \frac{38.25}{\sqrt{22}} = 0.733 \text{ s}$$

$$T_y = 0.09 \times \frac{38.25}{\sqrt{13}} = 0.954 \text{ s}$$

► Nous avons : $0.5\text{s} \leq T_{(x;y)} \leq 3\text{s}$ donc : $D_{(x;y)} = 2.5 \times \eta \times \left(\frac{T_2}{T_{(x;y)}}\right)^{2/3}$

$$D_x = 2.5 \times 0.82 \times \left(\frac{0.4}{0.733}\right)^{2/3} = 1.37 \text{ KN}$$

$$D_y = 2.5 \times 0.82 \times \left(\frac{0.4}{0.769}\right)^{2/3} = 1.33 \text{ KN}$$

$$\begin{cases} V_x = \frac{ADQ}{R} W = \frac{0.15 \times 1.37 \times 1.1}{5} \times 40158.12 = 1815.55 \text{ KN} \\ V_y = \frac{ADQ}{R} W = \frac{0.15 \times 1.33 \times 1.1}{5} \times 40158.12 = 1762.54 \text{ KN} \end{cases}$$

Application numérique :

$$\begin{cases} V_x^{statique} = 1815.55 \text{ KN} \Rightarrow 0.8 V_x^{statique} = 1452.44 \text{ KN} \\ V_y^{statique} = 1762.54 \text{ KN} \Rightarrow 0.8 V_y^{statique} = 1410.03 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\begin{cases} V_x^{dynamique} = 1871.6 \text{ KN} > 0.8 V_x^{statique} = 1452.44 \text{ KN} \\ V_y^{dynamique} = 1841.86 \text{ KN} > 0.8 V_y^{statique} = 1410.03 \text{ KN} \end{cases} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

V.5.3 VERIFICATION DES DEPLACEMENTS INTER ETAGE : (ART 4.43 RPA99/2003)

Le déplacement horizontal à chaque niveau « k » de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek}$$

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion).

R : coefficient de comportement (R = 5).

Le déplacement relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

D'après le RPA99 (Art 5.10), les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.

Story	Diaphragme	δ_{kx}	δ_{ky}	Δ_{KX}	Δ_{Ky}	1% He	observe
ETAGE 9	D12	0.0342	0.0408	0.0027	0.0037	0.0306	OK
ETAGE 8	D11	0.0315	0.0371	0.0028	0.0039	0.0306	OK
ETAGE 7	D10	0.0287	0.0332	0.003	0.0039	0.0306	OK
ETAGE 6	D9	0.0257	0.0293	0.0031	0.0041	0.0306	OK
ETAGE 5	D8	0.0226	0.0252	0.0032	0.0041	0.0306	OK
ETAGE 4	D7	0.0194	0.0211	0.0033	0.004	0.0306	OK
ETAGE 3	D6	0.0161	0.0171	0.0033	0.0039	0.0306	OK
ETAGE 2	D5	0.0128	0.0132	0.0032	0.0036	0.0306	OK
ETAGE 1	D4	0.0096	0.0096	0.003	0.0032	0.0306	OK
RDC	D3	0.0066	0.0064	0.004	0.004	0.0459	OK
Sous SOL1	D2	0.0026	0.0024	0.0018	0.0017	0.0306	OK
Sous sol 2	D1	0.0008	0.0007	0.0008	0.0007	0.0306	OK

Tableau V.3 déplacements inter étage

V.5.4 JUSTIFICATION VIS-A-VIS DEL'EFFET P-Δ : (ART 5.9/RPA99)

Les effets du 2^{ème} ordre peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0.1$$

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associés au-dessus du niveau «k».

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau «k».

Δ_k : Déplacement relatif d'un niveau «k» par rapport au niveau «k-1».

h_k : Hauteur de l'étage « k »

➤ Sens xx :

NIVEAU	PK	Hk	VKX	Δ KX	Pk*Δ KX	vkx* hk	θ	observation
Etage 9	3445.71	3.06	378.33	0.0027	9.303417	1157.69	0.008	OK
Etage 8	6680.82	3.06	663.21	0.0028	18.706296	2029.423	0.0092	OK
Etage 7	9915.92	3.06	880.86	0.003	29.74776	2695.432	0.011	OK
Etage 6	13219.88	3.06	1063.82	0.0031	40.981628	3255.289	0.0126	OK
Etage 5	16523.83	3.06	1218.52	0.0032	52.876256	3728.671	0.0142	OK
Etage 4	19827.78	3.06	1351.77	0.0033	65.431674	4136.416	0.0158	OK
Etage 3	23209.77	3.06	1479.62	0.0033	76.592241	4527.637	0.0169	OK
Etage 2	26482.25	3.06	1598.2	0.0032	84.7432	4890.492	0.0173	OK
Etage 1	29729.6	3.06	1701.95	0.003	89.1888	5207.967	0.0171	OK
Rdc	33364.24	4.59	1791.83	0.004	133.45696	8224.5	0.0162	OK
Sous sol 1	36762.63	3.06	1850.1	0.0018	66.172734	5661.306	0.0117	OK
Sous sol 2	40158.12	3.06	1871.6	0.0008	32.126496	5727.096	0.0056	OK

Tableau V.4 : vérification de l'effet P-Δ sens x-x

➤ Sens yy:

NIVEAU	PK	Hk	VKY	ΔKY	$Pk*\Delta ky$	$vky*hk$	ϑ	Observation
ETAGE 9	3445.71	3.06	403.95	0.0037	12.749127	1236.087	0.0103	OK
ETAGE 8	6680.82	3.06	684.89	0.0039	26.055198	2095.7634	0.0124	OK
ETAGE 7	9915.92	3.06	887.43	0.0039	38.672088	2715.5358	0.0142	OK
ETAGE 6	13219.88	3.06	1056.88	0.0041	54.201508	3234.0528	0.0168	OK
ETAGE 5	16523.83	3.06	1199.38	0.0041	67.747703	3670.1028	0.0185	OK
ETAGE 4	19827.78	3.06	1322.7	0.004	79.31112	4047.462	0.0196	OK
ETAGE 3	23209.77	3.06	1445.42	0.0039	90.518103	4422.9852	0.0205	OK
ETAGE 2	26482.25	3.06	1561.16	0.0036	95.3361	4777.1496	0.02	OK
ETAGE 1	29729.6	3.06	1662.41	0.0032	95.13472	5086.9746	0.0187	OK
RDC	33364.24	4.59	1753	0.004	133.45696	8046.27	0.0166	OK
Sous sol 1	36762.63	3.06	1816.71	0.0017	62.496471	5559.1326	0.0112	OK
Sous sol 2	40158.12	3.06	1841.86	0.0007	28.110684	5636.0916	0.005	OK

Tableau V.5 : vérification de l'effet P- Δ sens y-y

Conclusion : les effets du 2eme ordre peuvent être négligés.

V.5.5 VERIFICATION DE L'EXCENTRICITE : RPA99/VERSION 2003 (ARTICLE 4.3.7)

Dans l'analyse tridimensionnelle, le logiciel prend en compte en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale à $\pm 0.05 L$

L : étant la dimension du plancher perpendiculaire a la direction de l'action sismique qui doit être appliquée au niveau du plancher considéré suivant chaque direction. On doit vérifier suivant le sens x-x et y-y.

On relève de ETABS les valeurs des coordonnées des deux centres (gravité et torsion) puis on calcule leur écartement tel qu'il est montré sur le tableau suivant :

Story	Diaphragme	Centre de masse		Centre de torsion		Excentricité théorique			Excentricité accidentelle	
		XCM	YCM	XCR	YCR	ex	ey	0.05 Ly	0.05 Lx	observe
S.sol 2	D1	11.048	6.582	10.81	7.504	0.238	0.922	0.65	1.1	OK
S.sol 1	D2	10.915	6.76	10.8	7.122	0.115	0.362	0.65	1.1	OK
RDC	D3	11.61	6.682	10.804	6.914	0.806	0.232	0.65	1.1	OK
Etage 1	D4	10.913	6.674	10.809	6.871	0.104	0.197	0.65	1.1	OK
Etage 2	D5	11.04	6.689	10.814	6.851	0.226	0.162	0.65	1.1	OK
Etage 3	D6	11.031	6.697	10.82	6.858	0.211	0.161	0.65	1.1	OK
Etage 4	D7	11.032	6.691	10.826	6.889	0.206	0.198	0.65	1.1	OK
Etage 5	D8	11.032	6.691	10.832	6.931	0.2	0.24	0.65	1.1	OK
Etage 6	D9	11.033	6.685	10.838	6.978	0.195	0.293	0.65	1.1	OK
Etage 7	D10	11.033	6.679	10.843	7.026	0.19	0.347	0.65	1.1	OK
Etage 8	D11	11.033	6.679	10.848	7.071	0.185	0.392	0.65	1.1	OK
Etage 9	D12	11.037	6.531	10.851	7.107	0.186	0.576	0.65	1.1	OK

Tableau V.6 : vérification de l'excentricité

On doit vérifier que : $e_x = XCM - XCR < 0.05 L_y = 0.05 \times 13 = 0.65$
 $e_y = YCM - YCR < 0.05 L_x = 0.05 \times 22 = 1.10$

Conclusion : L'excentricité est vérifiée sur tous les niveaux dans les sens x-x et y-y.

V.5.6 VERIFICATION DU DEPLACEMENT MAXIMAL :

On doit s'assurer que le déplacement maximal que subit la structure vérifie la formule suivante :

$$\delta_{max} \leq f = \frac{h_t}{500}$$

f : Flèche admissible.

h_t : Hauteur total du bâtiment.

Le déplacement maximal est donné par ETABS comme suite:

Display \Rightarrow show story response plots

- Déplacement maximal selon x-x :

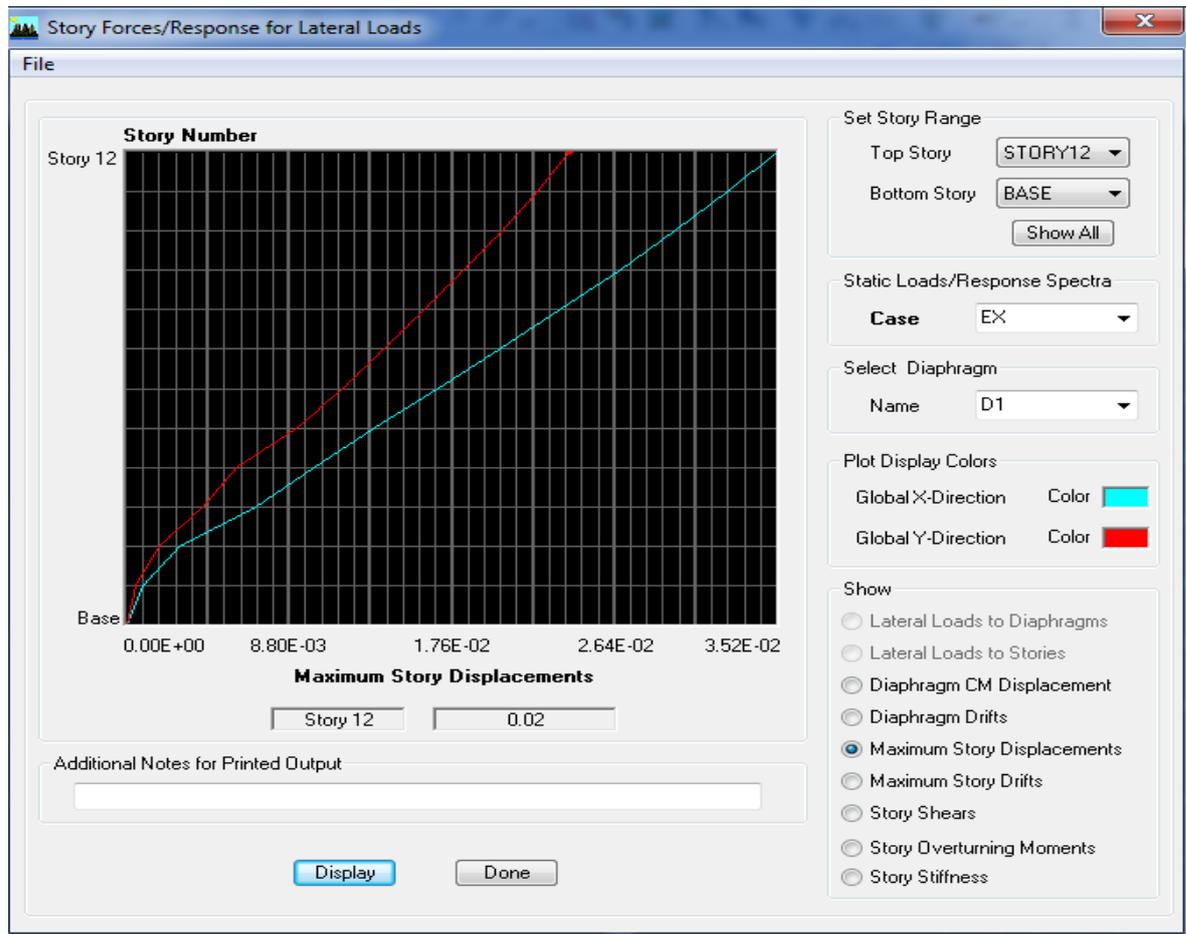


Figure V.7 : Déplacement maximal selon

Le déplacement maximal au niveau du dernier étage donné par l'ETABS égale à :

0.04m sous E_x .

$$\delta_{\max} = 0.02 < f = \frac{38.25}{500} = 0.077\text{m} \dots\dots\text{Condition vérifiée.}$$

- Déplacement maximal selon y-y

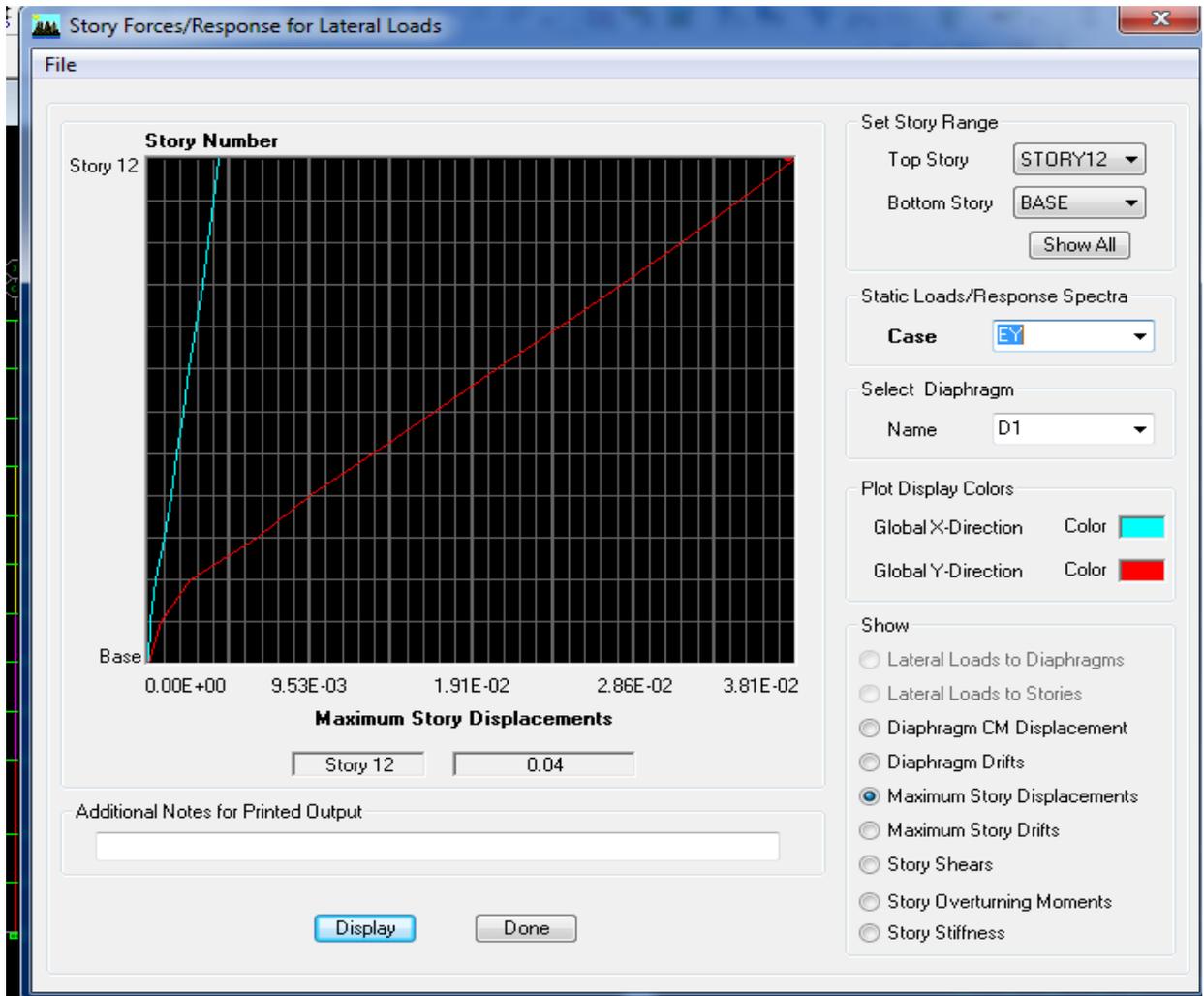


Figure V.8 : Déplacement maximal selon y-y

Le déplacement maximal au niveau du dernier étage donné par l'ETABS égale à :

0.04m sous E_y .

$$\delta_{max} = 0.04 < f = \frac{38.25}{500} = 0.077m \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

❖ Vérification spécifiques des efforts normaux aux niveaux des poteaux :

(RPA 99/version 2003 Article 7.4.3.1) :

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$V = \frac{N_d}{B f_{c28}} \leq 0.3$$

Avec :

N_d : Effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

B : l'aire (section brute) de la section de béton.

f_{c28} : la résistance caractéristique du béton.

• Poteaux de (50x50) :

$$N_d = 846.35 \text{ KN}$$

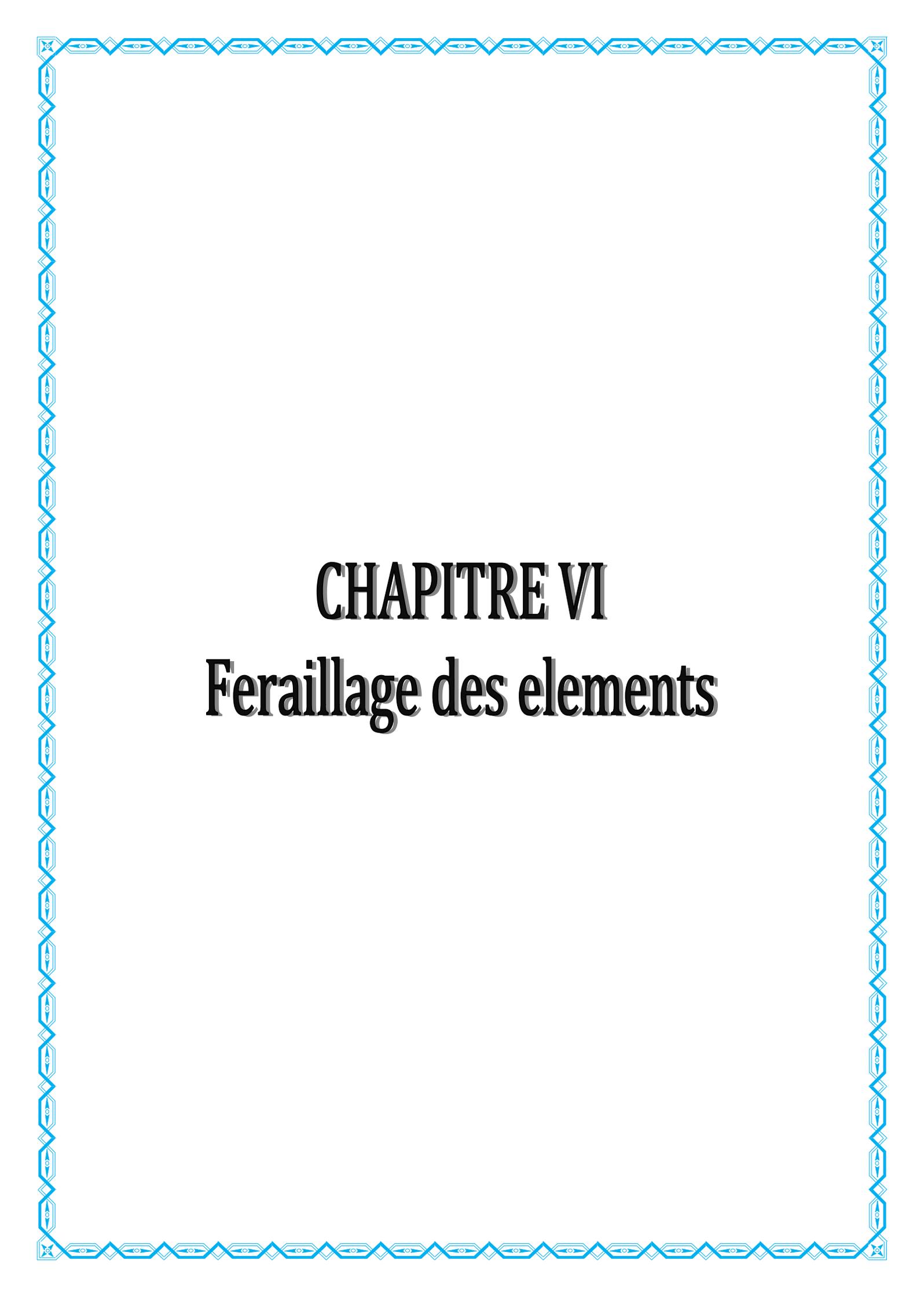
$$V = \frac{846.35 \times 10^3}{500 \times 500 \times 25} = 0.14 \leq 0.3 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

CONCLUSION :

D'après les résultats obtenus si dessus on peut conclure que :

- Le pourcentage de participation massique est vérifié.
- Les déplacements relatifs et le déplacement maximal sont vérifiés.
- L'excentricité est vérifiée.
- L'effort tranchant à la base est vérifié.
- L'effet P-Delta est vérifié.
- Le déplacement maximal est vérifié.

✚ Toutes les conditions du (RPA 99 version 2003) sont vérifiées. Donc on peut procéder au ferrailage des éléments structuraux. (Poutres, poteaux et voiles).



CHAPITRE VI

Ferailage des elements

INTRODUCTION :

Après l'analyse du logiciel nous allons déterminer les sections d'armatures nécessaires dans chaque élément.

Notre structure dans sa globalité est constituée de trois types d'éléments structuraux qui sont, les poutres soumises à la flexion simple dans un plan, les poteaux soumis à la flexion composée dans les deux plans et les voiles soumis à la flexion composée dans un seul plan

VI.1 FERRAILLAGE DES POTEAUX :**VI.1.1 INTRODUCTION :**

Les poteaux sont des éléments structuraux qui ont pour rôle la transmission des efforts des poutres vers la fondation.

Les poteaux sont soumis dans les deux sens aux efforts normaux, aux efforts tranchants et aux moments fléchissant ; ils sont donc calculés en flexion composé, en tenant compte des combinaisons suivantes :

- $1.35G + 1.5Q \rightarrow$ à l'ELU.
- $G + Q \rightarrow$ à l'ELS
- $G + Q + E \rightarrow$ RPA99 révisé 2003.
- $0.8G \pm E \rightarrow$ RPA99 révisé 2003.

Les calculs se font en tenant compte de trois type de sollicitations :

- Effort normal maximal et le moment correspondant.
- Effort normal minimal et le moment correspondant.
- Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant.

VI.1.2 RECOMMANDATIONS ET EXIGENCES DU RPA99 REVISE 2003 :**VI.1.2.1 Armatures longitudinales :**

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Les pourcentages d'armatures recommandés par rapport à la section du béton sont :

- Le pourcentage minimal d'armatures est de $0,8\% \times b \times h$ (en zone IIa)

$$\text{Poteaux } (50 \times 50) : A_{\min} = 0,008 \times 50 \times 50 = 20.00 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteaux } (45 \times 45) : A_{\min} = 0.008 \times 45 \times 45 = 16.20 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteaux } (40 \times 40) : A_{\min} = 0.008 \times 40 \times 40 = 12.80 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteaux } (35 \times 35) : A_{\min} = 0.008 \times 35 \times 35 = 9.80 \text{ cm}^2$$

- Le pourcentage maximal en zone de recouvrement est de $6\% \times b \times h$

$$\text{Poteaux } (50 \times 50) : A_{\max} = 0.06 \times 50 \times 50 = 150 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteaux } (45 \times 45) : A_{\max} = 0.06 \times 45 \times 45 = 121.5 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteaux } (40 \times 40) : A_{\max} = 0.06 \times 40 \times 40 = 96 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteaux } (35 \times 35) : A_{\max} = 0.06 \times 35 \times 35 = 73.5 \text{ cm}^2$$

- Le pourcentage maximal en zone courante est de $4\% \times b \times h$
 - Poteaux (50×50) : $A_{\max} = 0.04 \times 50 \times 50 = 100 \text{ cm}^2$
 - Poteaux (45×45) : $A_{\max} = 0,04 \times 45 \times 45 = 81 \text{ cm}^2$
 - Poteaux (40×40) : $A_{\max} = 0.04 \times 40 \times 40 = 64 \text{ cm}^2$
 - Poteaux (35×35) : $A_{\max} = 0.04 \times 35 \times 35 = 49 \text{ cm}^2$
- Le diamètre minimal est de **12**[mm]
- La longueur minimale de recouvrement $L_R = 40 \Phi_L$ (en zone IIa)
- La distance entre les barres longitudinales dont une face ne doit pas dépasser **25 cm** en zone II.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales.

VI.1.3 CALCUL DES ARMATURES LONGITUDINALES A L'ELU :

◆ **EXPOSE DE LA METHODE DE CALCUL :**

En flexion composée, l'effort normal est un effort de compression ou de traction et le moment qu'il engendre est un moment de flexion, ce qui nous conduit à étudier trois cas :

- Section entièrement tendue (SET).
- Section partiellement comprimée (SPC).
- Section entièrement comprimée (SEC).

a) Section entièrement tendue :

N : effort normal de traction.

C : centre de pression entre les armatures.

$$e_u = \frac{M_U}{N_U} \leq \left(\frac{h}{2} - c \right)$$

$$A_{si} = N_U \times \frac{(h/2 - c + e_u)}{f_e / \gamma_s \times (d - c)}$$

$$A_{ss} = \left(N_U \times \frac{\gamma_s}{f_e} \right) - A_s$$

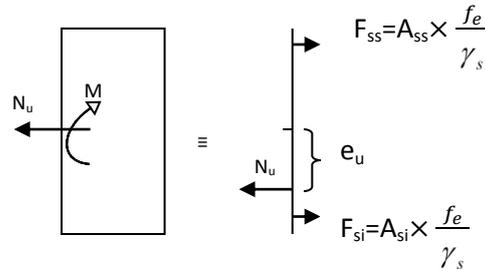


Figure VI.1 : Section entièrement tendue

b) Section partiellement comprimée (SPC) :

Calcul de centre de pression : $e = \frac{M_u}{N_u}$

La section est partiellement comprimée si le centre « C » se trouve à l'extérieur du segment délimité par les armatures.

(L'effort normal est un effort de traction ou de compression) :

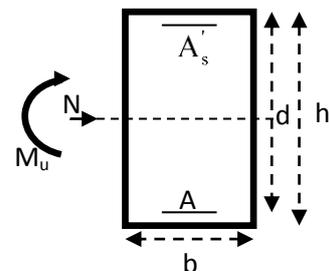
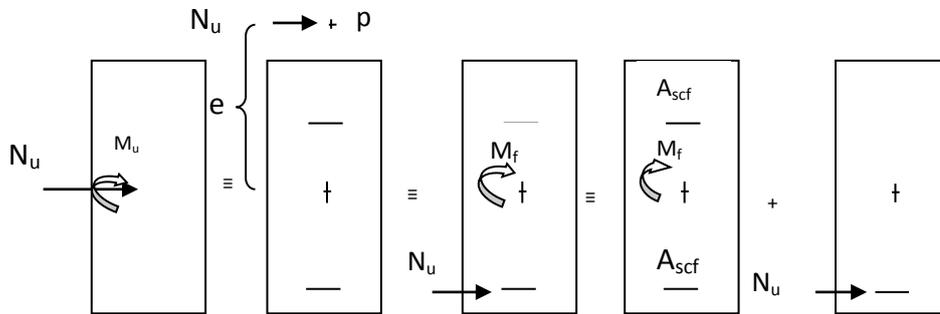


Figure VI.2 : SPC

$$e = \frac{M_u}{N_u} \geq \left(\frac{h}{2} - C \right)$$



Si le centre de pression « C » se trouve à l'intérieur du segment limité par les armatures, l'effort normal et un effort de compression :

$$e = \frac{M_u}{N_u} < \frac{h}{2} - C$$

Dans ce cas il faut vérifier l'inégalité suivante :

$$\text{Si : } N_u(d - c') - M_f \leq \left(0.337 - 0.81 \frac{c'}{h} \right) b h^2 f_{bc}$$

Et $p \notin$ noyau central \Rightarrow SPC.

Avec :

M_f : Moment par rapport au centre de gravité des armatures intérieures.

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

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

$$\gamma_b = 1,5 \text{ et } \theta = 1 \text{ Pour fissuration durable}$$

$$\gamma_b = 1.15 \text{ et } \theta = 0.85 \text{ Pour fissuration accidentelle}$$

N_u : Effort de compression.

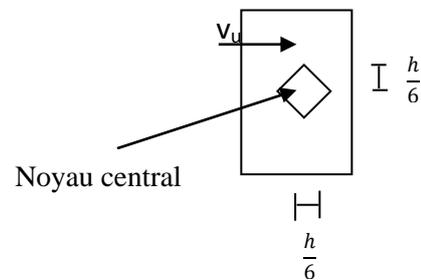
En flexion composée la section d'armatures sera donnée par les relations suivantes:

$$\mu = \frac{M_f}{b d^2 f_{bc}}$$

1^{er} cas :

$$\mu \leq \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{la Section est simplement armée (SSA).}$$

$$A_1 = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s} \quad \text{Avec : } \sigma_s = \frac{F_e}{\gamma_s}$$



D'où la section réelle est :

$$A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s}$$

2^{ème} cas :

$\mu \geq \mu_\ell = 0.392 \Rightarrow$ la Section est doublement armée (SDA).

On calcule:

$$M_r = \mu_\ell b d^2 f_{bu}$$

$$\Delta M = M_f - M_r$$

Avec :

M_r : moment ultime pour une section simplement armée.

$$A_1 = \frac{M_r}{\beta_r d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$$

$$\text{Avec : } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

La section réelle d'armature est $A'_s = A'$, $A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s}$.

C) Section entièrement comprimée (SEC) :

La section est entièrement comprimée si :

$$e = \frac{M_u}{N_u} \leq \left(\frac{h}{2} - c \right).$$

$$N_u (d - c') - M_f > \left(0.337 - 0.81 \frac{c'}{h} \right) b h^2 f_{bc}.$$

$p \in$ noyau central \Rightarrow SEC

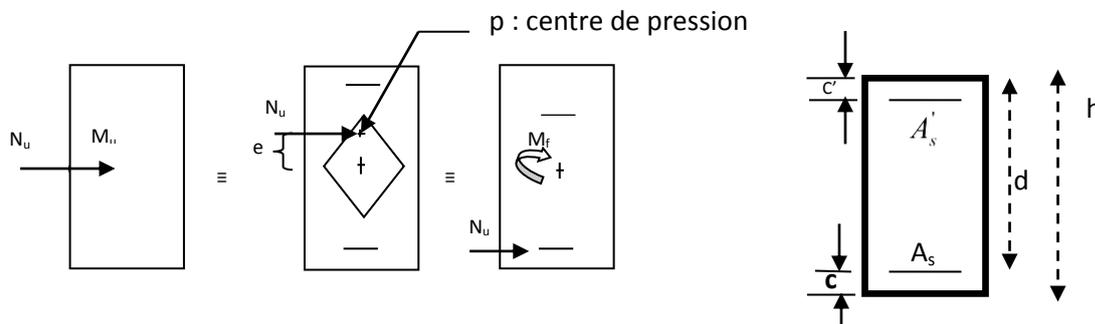


Figure VI.3 : section entièrement comprimée

Deux situations peuvent se présenter :

- **1^{er} situation :**

$$N(d - c') - M_f \geq \left(0,5 - \frac{c'}{h}\right) b h^2 f_{bc} \Rightarrow SDA.$$

$$\Rightarrow A_s > 0 \text{ et } A'_s > 0$$

Les sections d'armatures sont :

$$A'_s = \frac{M_f (d - 0,5h) b h f_{bc}}{(d - c') \sigma_s}.$$

$$A_s = \frac{N_u - b h f_{bc}}{\sigma_s} - A'_s.$$

- **2^{ème} situation :**

$$N(d - c') - M_f < \left(0,5 - \frac{c'}{h}\right) b h^2 f_{bc} \Rightarrow SSA.$$

$$\Rightarrow A_s > 0 \text{ et } A'_s = 0$$

Les sections d'armatures sont :

$$A'_s = \frac{N_u - \Psi \times b \times h \times f_{bc}}{\sigma_s}$$

$$A_s = 0$$

$$\text{Avec : } \Psi = \frac{0,357 + \frac{N(d - c') - M_f}{b h^2 f_{bc}}}{0,8571 - \frac{c'}{h}}.$$

◆ **CALCUL DES ARMATURES LONGITUDINALES :**

Le calcul des sections d'acier est résumé dans les tableaux ci-dessous :

➤ FERRAILLAGE DES POTEAUX DANS LE SENS X-X :

Niv	section	N (KN)	M (KN.m)	e (m)	Obs	μ	β	A_1 (cm ²)	A_s (cm ²)	A_{min} (cm ²)	Choix armatures	A(adoptée) (cm ²)
ssl1	50*50	$N_{min}= 846.35$	$M_{cor}= 3.954$	0.0047	SPC	0.0793	0.9586	10.791	0	20	4 HA20 + 4HA16	20.61
ssl2		$N_{max}=2786.05$	$M_{cor}= 33.411$	0.012	SEC	/	/	/	0	20		
RDC		$N_{cor}= 440.33$	$M_{max}= 75.055$	0.1705	SPC	0.0704	0.9635	9.532	0	20		
1 ^{ér}	45*45	$N_{min}= 221.71$	$M_{cor}= 2.165$	0.0098	SPC	0.0263	0.9867	2.806	0	16.2	4 HA20+4 HA16	20.61
2 ^{ème}		$N_{max}= 1565.32$	$M_{cor}= 17.506$	0.0112	SEC	/	/	/	0	16.2		
3 ^{ème}		$N_{cor}= 222.18$	$M_{max}= 92.595$	0.4168	SPC	0.0764	0.9602	8.364	2.81	16.2		
4 ^{ème}	40*40	$N_{min}= 37.08$	$M_{cor}= 1.958$	0.0528	SPC	0.0105	0.9947	0.656	0	12.8	8 HA16	16.08
5 ^{ème}		$N_{max}= 998.66$	$M_{cor}= 18.092$	0.0181	SPC	0.1576	0.9138	14.245	0	12.8		
6 ^{ème}		$N_{cor}= 327.85$	$M_{max}= 87.518$	0.2669	SPC	0.1167	0.9378	10.28	2.08	12.8		
7 ^{ème}	35*35	$N_{min}= 37.49$	$M_{cor}= 1.351$	0.036	SPC	0.0086	0.9957	0.545	0	9.8	8 HA14	12.32
8 ^{ème}		$N_{max}= 478.7$	$M_{cor}= 17.214$	0.036	SPC	0.1689	0.9069	8.777	0	9.8		
9 ^{ème}		$N_{cor}= 86.89$	$M_{max}= 81.386$	0.9367	SPC	0.1145	0.939	7.652	5.48	9.8		

➤ FERRAILLAGE DES POTEAUX DANS LE SENS Y-Y :

Niv	section	N (Kn)	M (Kn.m)	e (m)	Obs	μ	β	A1 (cm ²)	As (cm ²)	Amin (cm ²)	Choix armatures	A(adoptée) (cm ²)
ssl1	50*50	N _{min} = 846.35	M _{cor} = 8.00	0.0095	SPC	0.081	0.9578	11.021	0	20	4 HA20 + 4HA16	20.61
ssl2		N _{max} = 2786.05	M _{cor} = 13.688	0.0049	SEC	/	/	/	0	20		
RDC		N _{cor} = 94.18	M _{max} = 143.91	1.528	SPC	0.066	0.9658	8.929	6.57	20		
1 ^{er}	45*45	N _{min} = 221.71	M _{cor} = 11.437	0.0516	SPC	0.031	0.984	3.361	0	16.2	4 HA20+4HA16	20.61
2 ^{ème}		N _{max} = 1565.32	M _{cor} = 9.642	0.0062	SEC	/	/	/	0	16.2		
3 ^{ème}		N _{cor} = 330.00	M _{max} = 137.684	0.4172	SPC	0.114	0.9396	12.706	4.46	16.2		
4 ^{ème}	40*40	N _{min} = 37.08	M _{cor} = 10.785	0.2909	SPC	0.014	0.993	1.157	0.23	12.8	8 HA16	16.08
5 ^{ème}		N _{max} = 998.66	M _{cor} = 1.958	0.002	SEC	/	/	/	0	12.8		
6 ^{ème}		N _{cor} = 264.09	M _{max} = 94.439	0.3576	SPC	0.113	0.9398	9.938	3.34	12.8		
7 ^{ème}	35*35	N _{min} = 37.49	M _{cor} = 11.114	0.2965	SPC	0.02	0.9897	1.296	0.36	9.8	8 HA14	12.32
8 ^{ème}		N _{max} = 478.70	M _{cor} = 0.578	0.0012	SEC	/	/	/	0	9.8		
9 ^{ème}		N _{cor} = 61.86	M _{max} = 58.027	0.938	SPC	0.082	0.9574	5.35	3.8	9.8		

VI.1.4 ARMATURES TRANSVERSALES :(ART7.4.2.2 RPA 99 MODIFIE 2003)

Les armatures transversales sont disposées de manière à empêcher tout mouvement des aciers longitudinaux vers les parois du poteau, leur but essentiel

- Empêcher le déplacement transversal du béton
- Reprendre les efforts tranchants sollicitant les poteaux aux cisaillements

Les armatures transversales sont disposées dans les plans perpendiculaires à l'axe longitudinal.

VI.1.4.1 Diamètre des armatures transversales : BAEL Art A8.1.3

Le diamètre des armatures transversales est au moins égal à la valeur normalisée la plus proche du tiers (1/3) du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent.

$$\varphi_t = \frac{\varphi_L}{3} = \frac{20}{3} = 6.66 \text{ mm} \rightarrow \varphi_t = 8 \text{ mm}$$

Les armatures longitudinales des poteaux seront encadrées par deux cadres en **HA8**,
Donc $A_t = 2.01 \text{ cm}^2$

VI.1.4.2 Espacement des armatures transversales :

- ◆ Selon le **BAEL 91 Art A8.1.3**

$$S_t \leq \min\{15\phi_l^{\min}; 40\text{cm}; (a + 10)\text{cm}\}$$

$$S_t \leq \min\{15 \times 1.4; 40\text{cm}; (35 + 10)\text{cm}\}$$

$$S_t \leq 21\text{cm} \quad \text{Soit } S_t = 15 \text{ cm}$$

- ◆ Selon le **RPA 99 version 2003 Art 7.4.2.2**

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times T_u}{h_1 \times f_e}$$

t : Espacement des armatures transversales

h_1 : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

$$\rho_a = \begin{cases} 2.5 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 3.75 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

- Calcul de l'élancement λ_g : BAEL 91 Art : B8.4.1 :

L'élancement λ_g est donné par la relation :

$$\lambda_g = \frac{l_f}{i} \quad \text{tq: } i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{bh^3}{12bh}} = \frac{\sqrt{12}}{h}$$

Telle que : $l_f = 0.7 h_0$.

h_0 : longueur libre du poteau.

$h_0 = 459 \text{ cm}$ pour le Poteau RDC.

$h_0 = 306 \text{ cm}$ pour les Poteaux de (Sous-sol, étages courants).

- Poteaux (50×50): $\lambda_g = \frac{\sqrt{12}}{50} \times 0.7 \times 459 = 22.26$ (On prend le cas le plus défavorable pour le h_0).
- Poteaux (45×45): $\lambda_g = \frac{\sqrt{12}}{45} \times 0.7 \times 306 = 16.49$.
- Poteaux (40×40): $\lambda_g = \frac{\sqrt{12}}{40} \times 0.7 \times 306 = 18.55$.
- poteaux (35×35): $\lambda_g = \frac{\sqrt{12}}{35} \times 0.7 \times 306 = 21.20$.

On remarque que : $\lambda_g > 5$ donc $\rho_a = 2.5$

T_u : L'effort tranchant max $T_u = 90.79 \text{ kN}$

$$S_t = \frac{h_1 \times f_e}{\rho_a \times T_u} \times A_t = \frac{50 \times 400 \times 10^{-1}}{2.5 \times 90.79} 2.01 = 17.71 \text{ cm}$$

♦ Selon le RPA99 version 2003 Art 7.4.2.2 :

La valeur maximum de l'espacement des armatures transversales est fixée comme suit :

- Dans la zone nodale :

$$S_t \leq \min\{10\varphi_l^{\min}, 15\text{cm}\} = \min\{14, 15\} \text{ cm}$$

$$S_t \leq 14 \text{ cm} \longrightarrow S_t = 10 \text{ cm}$$

- Dans la zone courante :

$$S_t \leq (15\varphi_l^{\min} = 15 \times 1.4 = 21)$$

$$S_t \leq 21 \text{ cm} \longrightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

Conclusion:

On adopte : $S_t = 10 \text{ cm}$ en zone nodale

$S_t = 15 \text{ cm}$ en zone courante

VI.1.4.3 Quantité d'armatures transversales minimales du RPA :

Pour $\lambda_g > 5$ la quantité des armatures transversales est donnée comme suit :

✓ **En zone nodale :**

- Poteau (50×50) cm² $A_t = 0.3\% \times S_t \times b = 0.003 \times 10 \times 50 = 1.5 \text{ cm}^2 < 2.01 \longrightarrow \text{CV}$

- Poteau (45×45) cm² $A_t = 0.3\% \times S_t \times b = 0.003 \times 10 \times 45 = 1.35 \text{ cm}^2 < 2.01 \longrightarrow \text{CV}$

- Poteau (40×40) cm² $A_t = 0.3\% \times S_t \times b = 0.003 \times 10 \times 40 = 1.2 \text{ cm}^2 < 2.01 \longrightarrow \text{CV}$

- Poteau (35×35) cm² $A_t = 0.3\% \times S_t \times b = 0.003 \times 10 \times 35 = 1.05 \text{ cm}^2 < 2.01 \longrightarrow \text{CV}$

✓ **En zone courante :**

- Poteau de (50×50) cm² $A_t = 0.3\% \times S_t' \times b = 0.003 \times 15 \times 50 = 2.25 \text{ cm}^2 > 2.01 \longrightarrow \text{CV}$

- Poteau de (45×45) cm² $A_t = 0.3\% \times S_t' \times b = 0.003 \times 15 \times 45 = 2.02 \text{ cm}^2 > 2.01 \longrightarrow \text{CV}$

- Poteau de (40×40) cm² $A_t = 0.3\% \times S_t' \times b = 0.003 \times 15 \times 40 = 1.8 \text{ cm}^2 < 2.01 \longrightarrow \text{CV}$

- Poteau de (35×35) cm² $A_t = 0.3\% \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 35 = 1.57 \text{ cm}^2 < 2.01 \longrightarrow \text{CV}$

Les sections minimales du RPA ne sont pas vérifiées pour les poteaux (50×50) et (45×45), nous avons le choix entre augmenter le diamètre des cadres en optant pour des HA10 ou bien adopter un écartement de **13cm** constant sur toute la longueur du poteau, pour des raisons de mise en œuvre on a opté pour la deuxième option.

- Longueur de recouvrement :

Pour la zone IIa : $L_r = 40\phi_{\max}$

Pour le $\phi 20 \Rightarrow L = 40\phi_l = 40 \times 2.0 = 80 \text{ cm}$

Pour le $\phi 16 \Rightarrow L = 40\phi_l = 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm}$

Pour le $\phi 14 \Rightarrow L = 40\phi_l = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm}$

Remarque :

La zone nodale est très sensible aux séismes pour cela on annexe des armatures en U superposées (avec alternances d'orientation) afin de la consolider et ainsi, la rendre moins fragile.

➤ Détermination de la zone nodale :

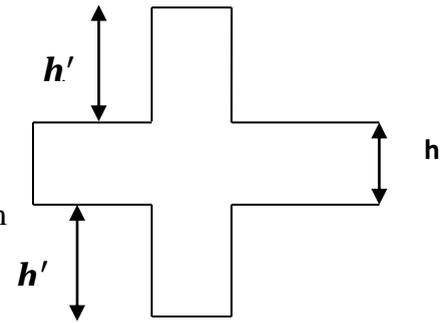
• Poteaux (50×50) cm²:

→1^{er} cas poteaux (SS2 et SS1)

$$h = \max\left(\frac{h_e}{6}, h_1, b_1, 60\text{cm}\right) = \max\left(\frac{306-30}{6}; 50; 50; 60\right) = 60\text{cm}$$

→2^{eme} cas poteaux (RDC)

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}, h_1, b_1, 60\text{cm}\right) = \max\left(\frac{459-30}{6}; 50; 50; 60\right) = 71.5\text{cm}$$



• Poteaux (45×45) cm²:

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}, h_1, b_1, 60\text{cm}\right) = \max\left(\frac{306-30}{6}; 45; 45; 60\right) = 60\text{cm}$$

• Poteaux (40×40) cm²:

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}, h_1, b_1, 60\text{cm}\right) = \max\left(\frac{306-30}{6}; 40; 40; 60\right) = 60\text{cm}$$

• Poteaux (35×35) cm²:

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}, h_1, b_1, 60\text{cm}\right) = \max\left(\frac{306-30}{6}; 35; 35; 60\right) = 60\text{cm}$$

➤ Longueur d'ancrage : (B.A.E.L.91 Article :A.6.1.221)

$$L_s = \frac{(\phi_l \times f_e)}{4 \times \tau_{su}}$$

tel que : $\tau_{su} = 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28}$

$f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$; $\psi_s = 1.5$ pour les aciers a haute adhérence

◆ Pour les HA14 : $l_s = \frac{(1.4 \times 400)}{4} \times (0.6 \times 1.5^2 \times 2.1) = 49.38 \text{ cm}$

◆ Pour les HA16 : $l_s = \frac{(1.6 \times 400)}{4} \times (0.6 \times 1.5^2 \times 2.1) = 56.44 \text{ cm}$

◆ Pour les HA20 : $l_s = \frac{(2.0 \times 400)}{4} \times (0.6 \times 1.5^2 \times 2.1) = 70.55 \text{ cm}$

Remarque

Le cadre d'armature transversale doit être disposé à 5 cm au plus du nu d'appui.

VI.1.5 VERIFICATION A L'ELS :

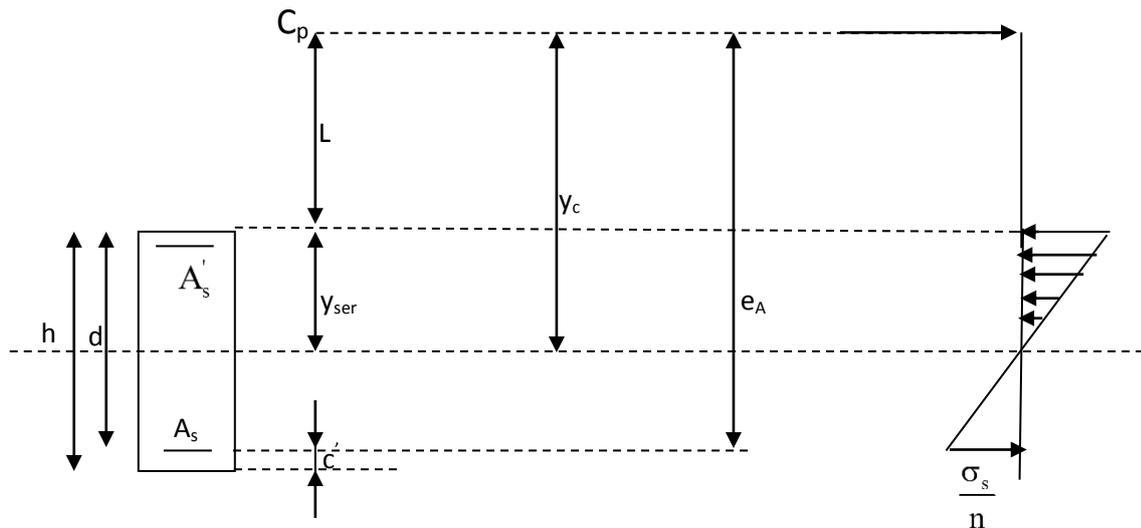
a) État limite de compression de béton

La vérification de nos poteaux à l'ELS consiste à démontrer que les contraintes maximales dans le béton σ_{bc} et dans les aciers σ_{st} sont au plus égales aux contraintes admissibles

$\bar{\sigma}_{bc}$ et $\bar{\sigma}_{st}$.

Le calcul des contraintes du béton et d'acier se fera dans les deux directions x-x et y-y

❖ Section partiellement comprimée :



Position de centre de pression.

- Y_c : est la distance de l'axe neutre au centre de pression C_p comptée positivement avec effort normal N_{ser} de compression.
- L : distance du centre de pression (C_p) à la fibre la plus comprimée

$$\text{Si } N_{ser} > 0 \Rightarrow \begin{cases} L < 0 \text{ si } e_A > d \text{ (} C_p \text{ à l'extérieur de la section) .} \\ L > 0 \text{ si } e_A < d \text{ (} C_p \text{ à l'intérieur de la section) .} \end{cases}$$

$$L < 0 \Rightarrow -L = e_A - d \Rightarrow L = d - e_A$$

$$L > 0 \Rightarrow L = e_A - d$$

$$y_{ser} = y_c + L$$

$$\text{Tel que : } e_A = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + \left(d - \frac{h}{2} \right).$$

En écrivant le bilan des efforts appliqués à la section on montre que y_c est la solution de :

$$y_c^3 + p y_c + q = 0$$

Avec :

$$p = -3L^2 - \frac{90A'_s(L-C')}{b} + \frac{90A_s}{b}(d-L)$$

$$q = -2L^3 - \frac{90A'_s(L-C')}{b} + \frac{90A_s}{b}(d-L)^2$$

La solution de l'équation est donnée par la méthode suivante :

On calcul : $\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}$.

Si $\Delta < 0 \Rightarrow$ on calcul alors : $\text{Cos}\varphi = \frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{3}{|p|}}$ puis : $a = \sqrt{\frac{|p|}{3}}$

Après on choisit une solution qui convient parmi les trois suivantes :

1) $y_c = a \cos \varphi \left(\frac{\varphi}{3} \right)$.

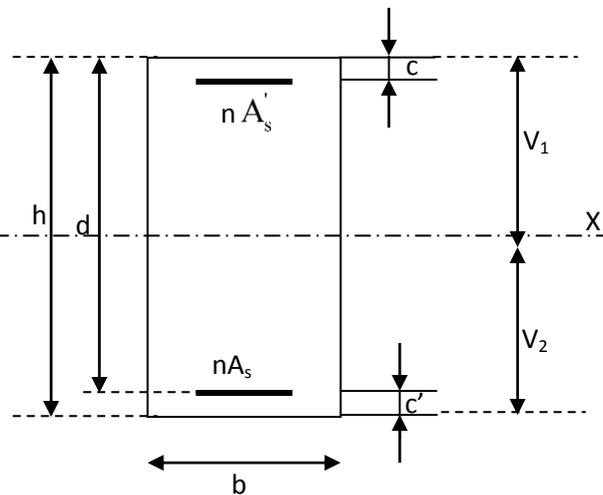
2) $y_c = a \cos \left(\frac{\varphi}{3} + 120 \right)$.

3) $y_c = a \cos \left(\frac{\varphi}{3} + 240 \right)$.

Si $\Delta > 0 \Rightarrow$ alors il faut calculer

$$t = 0,5 (\sqrt{\Delta} - a)$$

$$z = t^{\frac{1}{3}} \Rightarrow Y_c = z - \frac{p}{3 \times z}$$



Section homogénéisée de béton.

D'après le BAEL, il nous permet d'appliquer au béton armé les formules de la résistance des matériaux établis pour des corps homogénéisé.

- Le moment d'inertie de la section est donné par rapport à l'axe neutre :

$$I = \frac{b}{3} y_{ser}^3 + 15 \left[A_s (d - y_{ser})^2 + A'_s (y_{ser} - c')^2 \right]$$

La section rendue homogène c'est à dire la section obtenue en négligeant le béton tendu et en amplifiant quinze fois la section des armatures.

Nous avons alors : $K = \frac{N_{ser} y_c}{I}$ (représente la pente K des diagrammes des contraintes).

Les contraintes sont données comme suite avec n=15.

Il faut vérifier $\sigma_b < \bar{\sigma}_{bc}$

$$\sigma_{bc} = K y_{ser}$$

$$\sigma_s = nK (d - y_{ser}) \text{ avec } n=15.$$

❖ **Vérification d'une section entièrement comprimée :**

- On calcul l'air de la section homogène totale : $S = bh + 15(A_s + A'_s)$
- On détermine la position du centre de gravité

$$X_G = 15 \frac{A'_s \times (0.5h - d') - A_s(d - 0.5h)}{bh + 15(A_s + A'_s)}$$

- On calcul l'inertie de la section homogène totale :

$$I = \frac{b \times h^3}{12} + b \times h \times X_G^2 + [A'_s(0.5h - d' - X_G)^2 - A_s(d - 0.5h + X_G)^2]$$

- Les contraintes dans le béton sont :

$$\sigma_{sup} = \frac{N_s}{S} + \frac{N_s(e_s - X_G)\left(\frac{h}{2} - X_G\right)}{I}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{N_s}{S} - \frac{N_s(e_s - X_G)\left(\frac{h}{2} - X_G\right)}{I}$$

Remarque

Si les contraintes sont négatives on refait le calcul avec une section partiellement comprimée.

Les contraintes obtenues sont :

σ_{bs} : Contrainte max dans la fibre supérieure du béton.

σ_{ss} : Contrainte max dans les aciers supérieure.

σ_{bi} : Contrainte max dans la fibre inférieure du béton.

σ_{bs} : Contrainte max dans les aciers inférieure.

Le calcul des contraintes est résumé dans les tableaux suivants :

➤ suivant le sens x-x :

Poteaux	Effort Normal (KN)	Moment (KN.m)	$A_s (cm^2)$	$\sigma_{bc1}(MPA)$	$\sigma_{bc2}(MPA)$	σ_{bc} (MPA)	$\sigma_{st1}(MPA)$	$\sigma_{st2}(MPA)$	$\sigma_s(MPA)$	Obs.
50x50	$N_{max}=1676.69$	$M_{cor}=4.857$	20.61	6.15	5.821	15	92.049	87.51	348	vérifiée
	$N_{min}=407.2$	$M_{cor}=1.738$	20.61	1,514	1.397		22,645	21.021		vérifiée
	$N_{cor}=1064.68$	$M_{max}=33.263$	20.61	5.03	2.778		74.103	43,019		vérifiée
45x45	$N_{max}=1143.17$	$M_{cor}=12.959$	20.61	5,522	4.408	15	82.088	66.857	348	vérifiée
	$N_{min}=284.32$	$M_{cor}=1.451$	20.61	1,288	1.163		19.237	17.532		vérifiée
	$N_{cor}=731.47$	$M_{max}=33.416$	20.61	3.766	2.638		55.734	40.321		vérifiée
40x40	$N_{max}=730.17$	$M_{cor}=13.114$	16.08	4,876	3.248	15	71.915	49.936	348	vérifiée
	$N_{min}=133.66$	$M_{cor}=0.808$	16.08	0,782	0,682		11,655	10.301		vérifiée
	$N_{cor}=400.44$	$M_{max}=38.919$	16.08	4,876	0,044		69.51	4.282		vérifiée
35x35	$N_{max}=350.41$	$M_{cor}=13.207$	12.32	3,866	1,393	15	55,865	23,008	348	vérifiée
	$N_{min}=10.36$	$M_{cor}=0.809$	12.32	0,158	0,007		2,241	0,228		vérifiée
	$N_{cor}=104.55$	$M_{max}=40.853$	12.32	5,011	-2,639		68,603	-33.032		vérifiée

Tableau : Vérification de l'état limite de compression du béton à l'ELS dans le sens x-x

➤ suivant le sens y-y :

Poteaux	Effort Normal (KN)	Moment (KN.m)	A_S (cm ²)	σ_{bc1} (MPA)	σ_{bc2} (MPA)	σ_{bc} (MPA)	σ_{st1} (MPA)	σ_{st2} (MPA)	σ_s (MPA)	Obs.
50x50	$N_{max}=1676.69$	$M_{cor}=4.468$	20.61	6.135	5.833	15	91.848	87.672	348	vérifiée
	$N_{min}= 407.2$	$M_{cor}=0.389$	20.61	1,464	1,438		21,945	21,581		vérifiée
	$N_{cor}= 1144.35$	$M_{max}= 31.385$	20.61	5,244	3,119		77,383	48.054		vérifiée
45x45	$N_{max}=1143.17$	$M_{cor}=6.956$	20.61	5,233	4,635	15	78.093	69.917	348	vérifiée
	$N_{min}=284.32$	$M_{cor}=0.749$	20.61	1.254	1,190		18.770	17.889		vérifiée
	$N_{cor}=579.91$	$M_{max}=29,8$	20.61	3,920	1,358		57.099	22.074		vérifiée
40x40	$N_{max}=730,17$	$M_{cor}=1.466$	16.08	4.067	3.885	15	60.875	58.418	348	vérifiée
	$N_{min}=133.66$	$M_{cor}=0.452$	16.08	0,757	0,701		11.317	10.56		vérifiée
	$N_{cor}=308.71$	$M_{max}=30.107$	16.08	3,766	0,028		53.685	3.226		vérifiée
35x35	$N_{max}=350.41$	$M_{cor}=0.456$	12.32	2,533	2,448	15	37,95	36.79	348	vérifiée
	$N_{min}= 10.36$	$M_{cor}=0.509$	12.32	0,127	0,031		1,818	0,552		vérifiée
	$N_{cor}= 83.30$	$M_{max}= 26.78$	12.32	3,389	-1,625		46,542	-20.082		vérifiée

Tableau : Vérification de l'état limite de compression du béton à l'ELS dans le sens y-y

Conclusion: Les contraintes admissibles ne sont pas atteintes ni dans l'acier ni dans le béton.

b) Vérification des contraintes tangentielles Art 7.4.3.2 RPA99 version 2003

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\bar{\tau}_u = \rho_d \times f_{c28}$$

On a $\lambda_g > 5$ donc $\rho_d = 0.075$

$$\bar{\tau}_u = 0.075 \times 25 = 1.875 \text{ MPa}$$

◆ **Poteaux (50×50)**

$$\text{Sens xx : } \tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{18.7 \times 10^3}{500 \times 480} = 0.078 \text{ MPa}$$

$$\text{Sens yy : } \tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{28.35 \times 10^3}{500 \times 480} = 0.118 \text{ MPa}$$

◆ **Poteaux (45×45)**

$$\text{Sens xx : } \tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{20.7 \times 10^3}{450 \times 430} = 0.107 \text{ MPa}$$

$$\text{Sens yy : } \tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{20.64 \times 10^3}{450 \times 430} = 0.106 \text{ MPa}$$

◆ **Poteaux (40×40)**

$$\text{Sens xx : } \tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{21.34 \times 10^3}{400 \times 380} = 0.140 \text{ MPa}$$

$$\text{Sens yy : } \tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{9.29 \times 10^3}{400 \times 380} = 0.061 \text{ MPa}$$

◆ **Poteaux (35×35)**

$$\text{Sens xx : } \tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{19.51 \times 10^3}{350 \times 330} = 0.169 \text{ MPa}$$

$$\text{Sens yy : } \tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{10.19 \times 10^3}{350 \times 330} = 0.088 \text{ MPa}$$

Conclusion :

Les contraintes tangentielles sont vérifiées.

c) Condition de non fragilité :

La sollicitation provoquant la fissuration du béton de la section supposée non armée et non fissurée doit entraîner dans les aciers tendus de la section réelle une contrainte au plus égale à la limite élastique f_e

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{adopté} > A_{min} = 0.23 \frac{b \times d \times f_{t28}}{f_e} \left(\frac{e_s - 0.455 d}{e_s - 0.185 d} \right)$$

Sens x-x :

Niveau	N (KN)	M(KN.m)	e_s	A_{min} (cm ²)	A adopter (cm ²)	OBS
SSL1	$N_{max}=1676.69$	$M_{cor}=4.857$	0.002	7.01	20.61	CV
SSL2	$N_{min}=407.2$	$M_{cor}=1.738$	0.004	7.06		CV
RDC	$N_{cor}=1064.68$	$M_{max}=33.263$	0.03	7.76		CV
1 ^{ér}	$N_{max}=1143.17$	$M_{cor}=12.959$	0.011	5.83	20.61	CV
2 ^{ème}	$N_{min}=284.32$	$M_{cor}=1.451$	0.005	5.71		CV
3 ^{ème}	$N_{cor}=731.47$	$M_{max}=33.416$	0.045	6.68		CV
4 ^{ème}	$N_{max}=730.17$	$M_{cor}=13.114$	0.017	4.68	16.08	CV
5 ^{ème}	$N_{min}=133.66$	$M_{cor}=0.808$	0.006	4.5		CV
6 ^{ème}	$N_{cor}=400.44$	$M_{max}=38.919$	0.097	7.26		CV
7 ^{ème}	$N_{max}=350.41$	$M_{cor}=13.207$	0.037	3.84	12.32	CV
8 ^{ème}	$N_{min}=10.36$	$M_{cor}=0.809$	0.078	4.78		CV
9 ^{ème}	$N_{cor}=104.55$	$M_{max}=40.853$	0.39	0		CV

Tableau : vérifications Condition de non fragilité (sens x-x).

Sens y-y :

Niveau	N (KN)	M(KN.m)	e_s	A_{min} (cm ²)	A adopter (cm ²)	OBS
SSL1	$N_{max}= 1676.69$	$M_{cor}= 4.468$	0.002	7.01	20.61	CV
SSL2	$N_{min}= 407.2$	$M_{cor}=0.389$	0.0009	6.99		CV
RDC	$N_{cor}= 1144.35$	$M_{max}= 31.385$	0.027	7.66		CV
1 ^{er}	$N_{max}=1143.17$	$M_{cor}=6.956$	0.006	5.73	20.61	CV
2 ^{ème}	$N_{min}=284.32$	$M_{cor}=0.749$	0.002	5.66		CV
3 ^{ème}	$N_{cor}=579.91$	$M_{max}=29.8$	0.05	6.84		CV
4 ^{ème}	$N_{max}=730.17$	$M_{cor}=1.466$	0.002	4.52	16.08	CV
5 ^{ème}	$N_{min}=133.66$	$M_{cor}=0.452$	0.003	4.46		CV
6 ^{ème}	$N_{cor}=308.71$	$M_{max}=30.107$	0.097	7.26		CV
7 ^{ème}	$N_{max}=350.41$	$M_{cor}=0,456$	0.001	3.37	12.32	CV
8 ^{ème}	$N_{min}= 10.36$	$M_{cor}=0.509$	0.049	4.06		CV
9 ^{ème}	$N_{cor}= 83.30$	$M_{max}= 26.78$	0.321	1.27		CV

Tableau : vérifications Condition de nom fragilité (sens y-y).

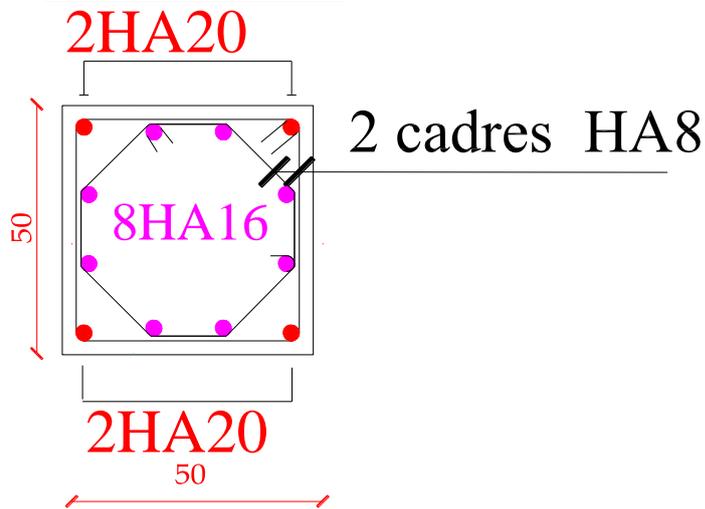
Conclusion :

Toutes les conditions à l'ELS sont vérifiées.

Le ferrailage adopté est comme suit :

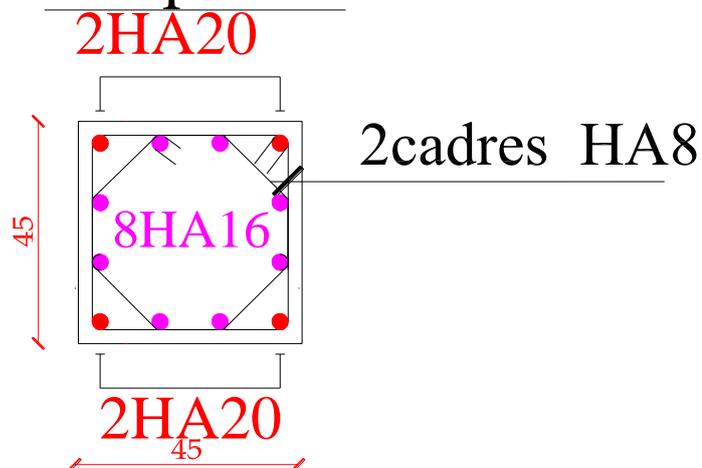
❖ SSL2-SSL1-RDC

Coupe 1-1



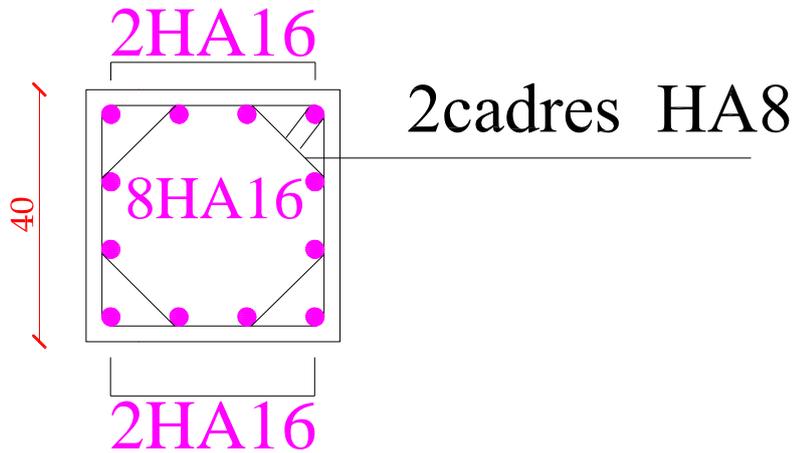
❖ 1^{er} - 2^{ème} - 3^{ème} étage

Coupe 2-2



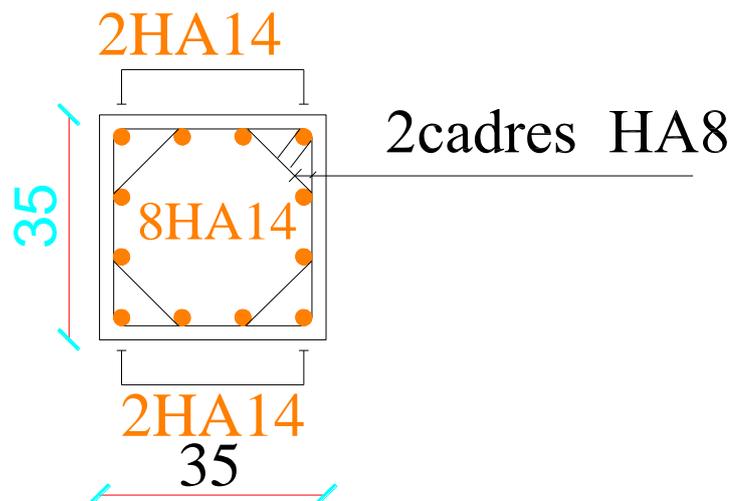
❖ 4^{ème}, 5^{ème} et 6^{ème} étage.

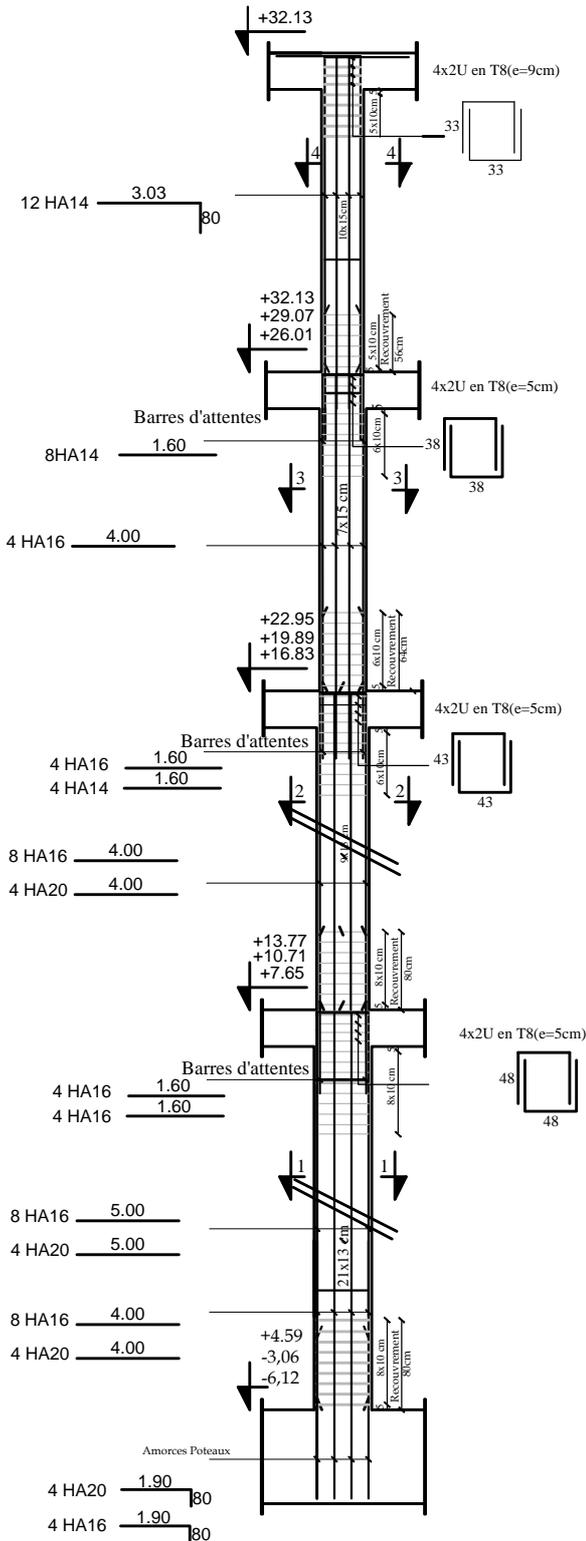
Coupe 3-3



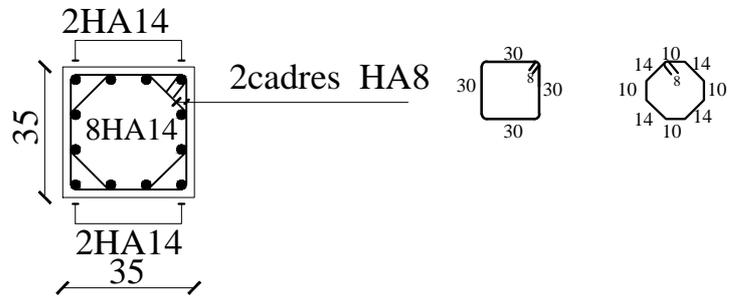
❖ 7^{ème} - 8^{ème} - 9^{ème} étage

Coupe 4-4

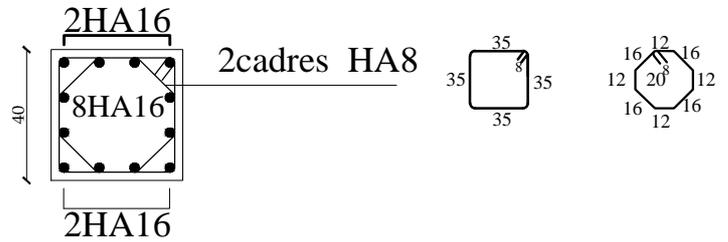




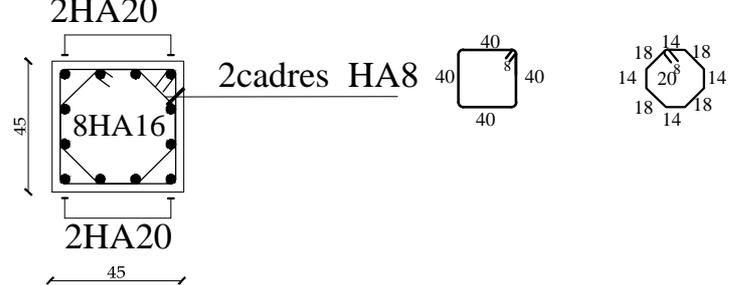
Coupe 4-4



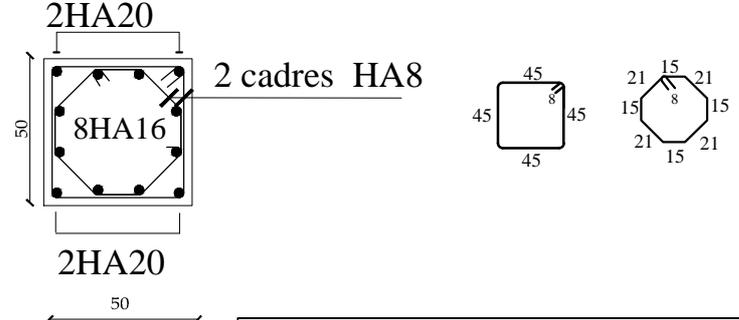
Coupe 3-3



Coupe 2-2



Coupe 1-1



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCTATIQUE ET POPULAIRE
 UNIVERSITE MOULOD MAMMERI DE TIZI-OUZOU
 FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDE PAR :

Mr : OUENDI AHCENE
 Mr : KACI SMAIL

DIRIGE PAR :

Mme: MOBAREK.HAMEL

TITRE :

Ferrailage des poteaux

PROMOTION 2016/2017

PLANCHE N°

ECHELLE

VI.2 FERRAILLAGE DES POUTRES :

VI.2.1 INTRODUCTION :

Les poutres sont des éléments non exposés aux intempéries et sollicités par des moments de flexion et des efforts tranchants.

Leur calcul se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables dans chaque élément en considérant la fissuration comme étant peu nuisible.

$$1.35G+1.5Q \quad (\text{ELU})$$

$$G+Q \quad (\text{ELS})$$

$$G+Q\pm E \quad (\text{ACC})$$

$$0.8G\pm E \quad (\text{ACC})$$

VI.2.2 RECOMMANDATIONS DU RPA99 :

VI.2.2.1 Armatures longitudinales

D'après le (**RPA 99/Art7.5.2**), les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets. Leur pourcentage en zone sismique IIa est limité par :

❖ Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.

- **Poutres principales :**

$$(25\times 35) : A_{\min} = 0.005 \times 25 \times 35 = 4.375 \text{ cm}^2.$$

- **Poutres secondaires :**

$$(25\times 30) : A_{\min} = 0.005 \times 25 \times 30 = 3.75 \text{ cm}^2.$$

❖ Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

4% en zone courante.

6% en zone de recouvrement.

- **Poutres principales :**

→ Zone courante : $(25\times 35) : A_{\max} = 0.04 \times 25 \times 35 = 35 \text{ cm}^2.$

→ Zone de recouvrement : $(25\times 35) : A_{\max} = 0.06 \times 25 \times 35 = 52.5 \text{ cm}^2$

- **Poutres secondaires :**

→ Zone courante : $(25\times 30) : A_{\max} = 0.04 \times 25 \times 30 = 30 \text{ cm}^2.$

→ Zone de recouvrement : $(25\times 30) : A_{\max} = 0.06 \times 25 \times 30 = 45 \text{ cm}^2.$

- ❖ Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.
- ❖ La longueur minimale de recouvrement est de 40ϕ en zone IIa.
- ❖ L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90° .
- ❖ Les cadres du nœud disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de 2 U superposés formant un carré ou un rectangle (là où les circonstances s'y prêtent, des cadres traditionnels peuvent également être utilisés).
- ❖ Les directions de recouvrement de ces U doivent être alternées. Néanmoins, il faudra veiller à ce qu'au moins un côté fermé des U d'un cadre soit disposé de sorte à s'opposer à la poussée au vide des crochets droits des armatures longitudinales des poutres.
- ❖ On doit avoir un espacement maximum de 10cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœud.

VI.2.2.2 Armatures transversales :

- ❖ La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b$$

- ❖ L'espacement maximum entre les armatures transversales est de :

$$\rightarrow S_t = \min \left(\frac{h}{4}, 12\Phi_{\min} \right) \text{ en zone nodale.}$$

$$\rightarrow S_t \leq \frac{h}{2} \text{ en zone de recouvrement.}$$

Avec : Φ_{\min} : Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures longitudinales .

- Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

VI.2.3 Calcul des armatures longitudinales :

Les poutres sont ferrillées en flexion simple. Elles sont calculées en travées puis aux appuis sous les sollicitations les plus défavorables

Soit :

A_{st} : Section d'acier inférieure tendue ou bien la moins comprimée selon le cas.

A_{sc} : Section d'acier supérieure la plus comprimée.

M_u : moment de flexion.

▪ **Moment réduit :**

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

Avec : $f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 14.2 \text{ MPa}$ et $\gamma_b = 1.5$

➤ Si $\mu \leq \mu_l = 0.392 \Rightarrow$ la section est simplement armée (SSA) ; la section d'acier nécessaire sera donnée par la formule :

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$$

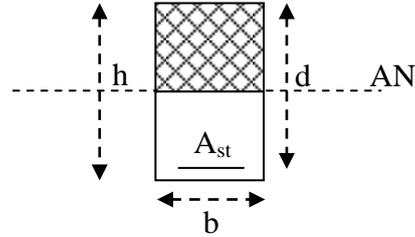


Fig VI.4 :section simplement armée

➤ Si $\mu \geq \mu_l = 0.392 \Rightarrow$ la section est doublement armée (SDA) ; dans ce cas nous allons

Procédé comme suit :

Calcul de M_ℓ ; $M_\ell = \mu_l \times b \times d^2 \times f_{bu}$ et $\Delta M = M_u - M_\ell$

Avec M_u : moment sollicitant.

M_ℓ : moment limite pour qu'une section soit simplement armée.

La section d'acier nécessaire sera donnée par la formule :

$$A_{st} = \frac{M_\ell}{\beta_\ell \times d \times \sigma_{st}} + \frac{\Delta M}{(d - c') \times \sigma_{st}} \dots \dots \dots (\text{en traction})$$

$$A_{sc} = \frac{\Delta M}{(d - c') \times \sigma_{sc}} \dots \dots \dots (\text{en compression})$$

Et : $\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$

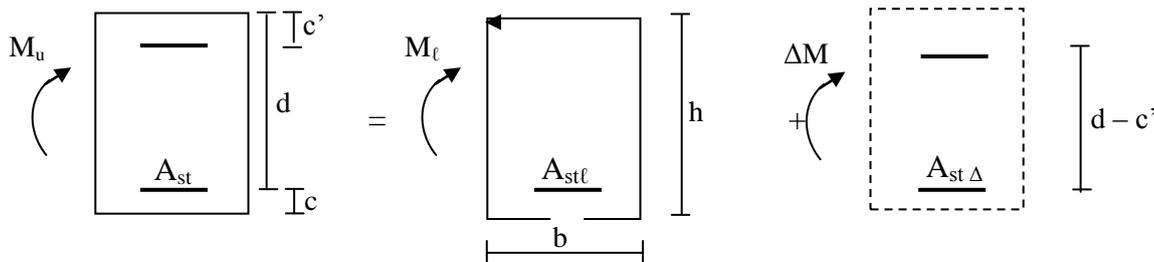


Fig.VI.5 : schéma de calcul en flexion simple

- Tableau récapitulatif des contraintes selon les situations :

	γ_b	γ_s	θ	f_{c28} (MPa)	f_{bu} (MPa)	f_e (MPa)	σ_{st} [MPa]
situation durable	1.5	1.15	1	25	14.2	400	348
situation accidentelle	1.15	1	0.85	25	21.74	400	400

Coefficients de sécurité en situation accidentelle et courante

VI.2.4 Les diagrammes des moments dans les poutres principales et secondaires :

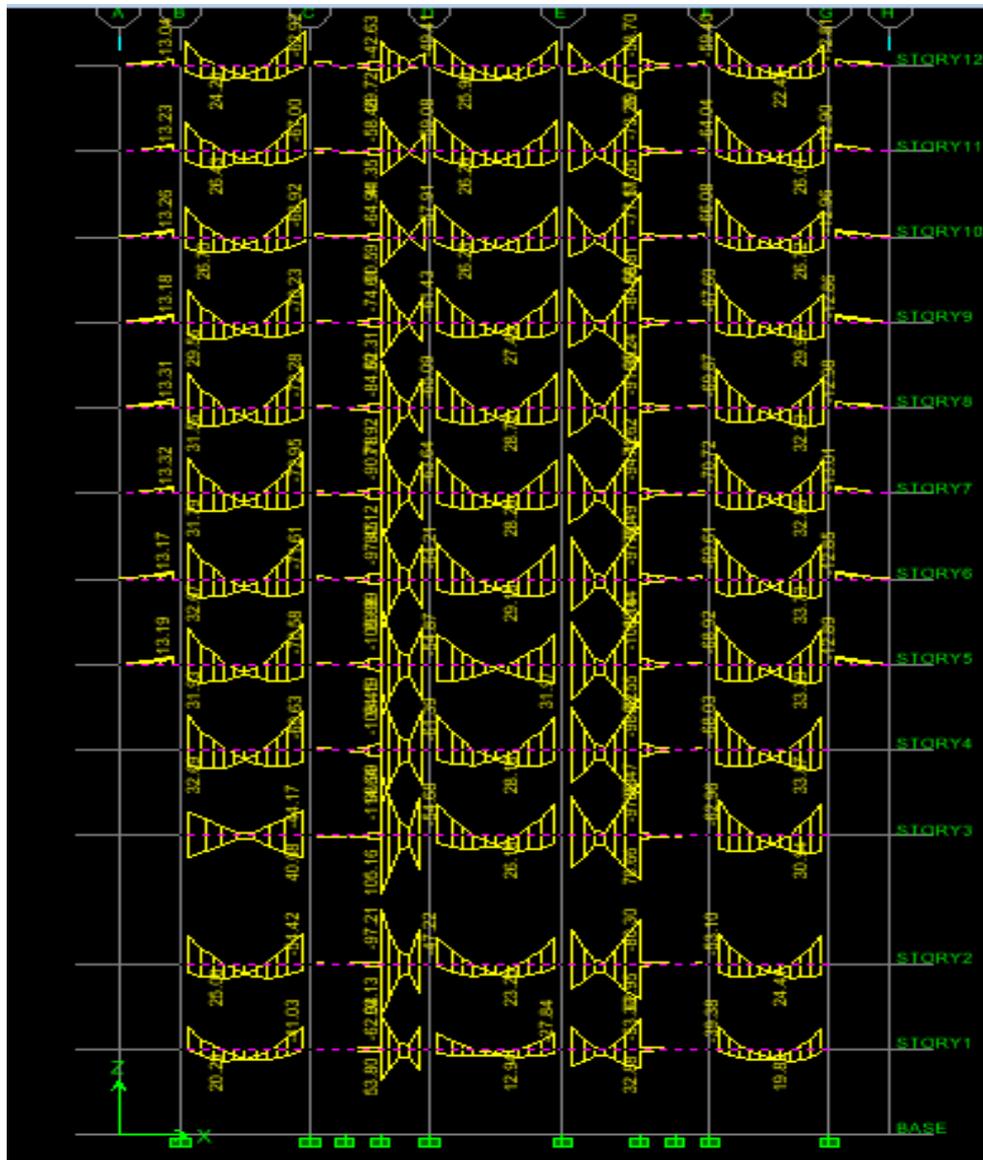


Diagramme des moments dans les poutres principales à (08G+EX)

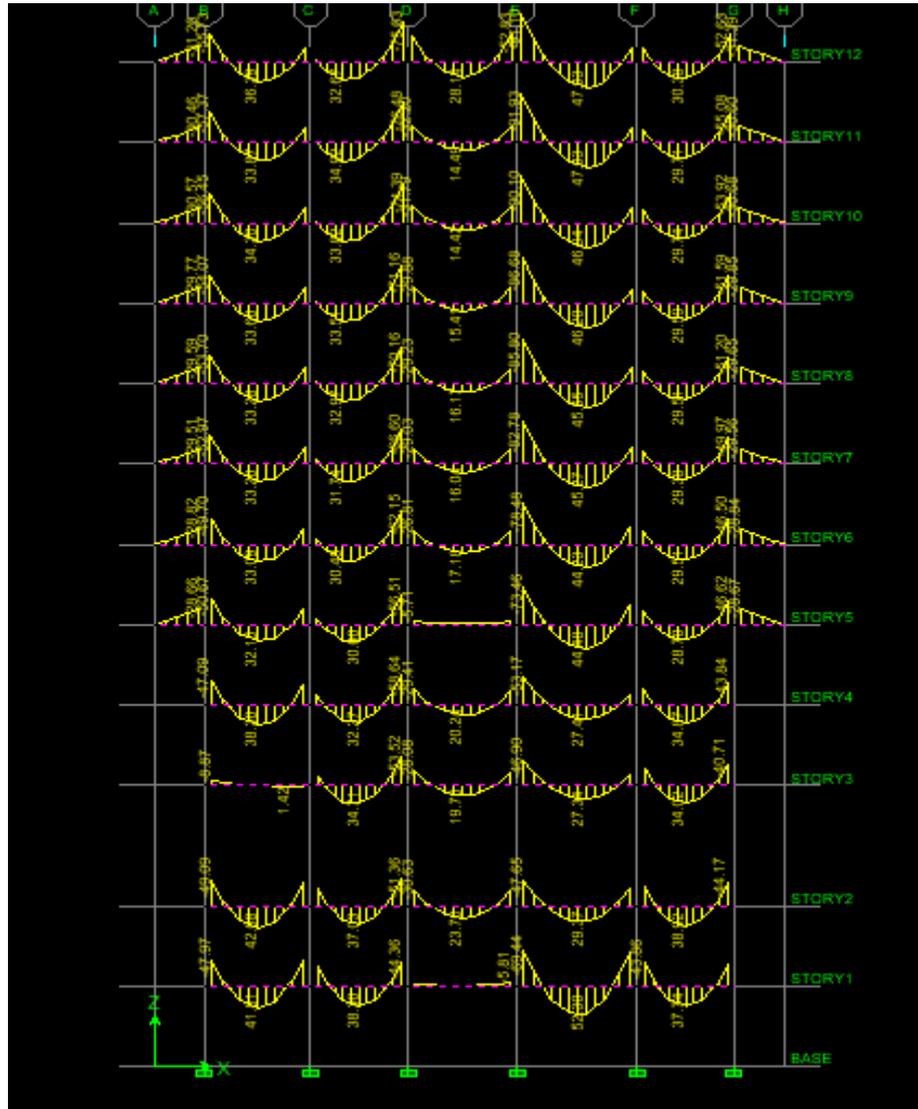


Diagramme des moments dans les poutres principales à LELU

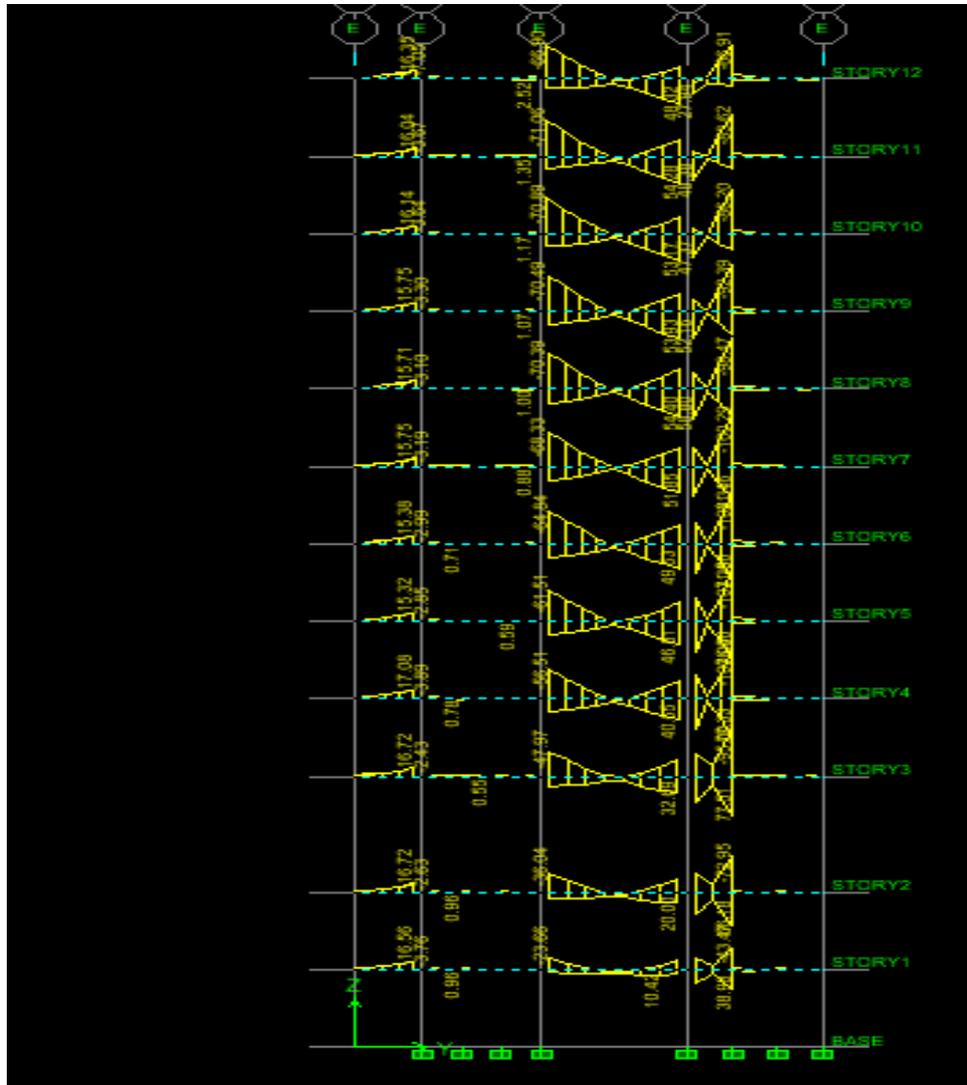


Diagramme des moments dans les poutres secondaires sur appuis à (G+Q+EY)

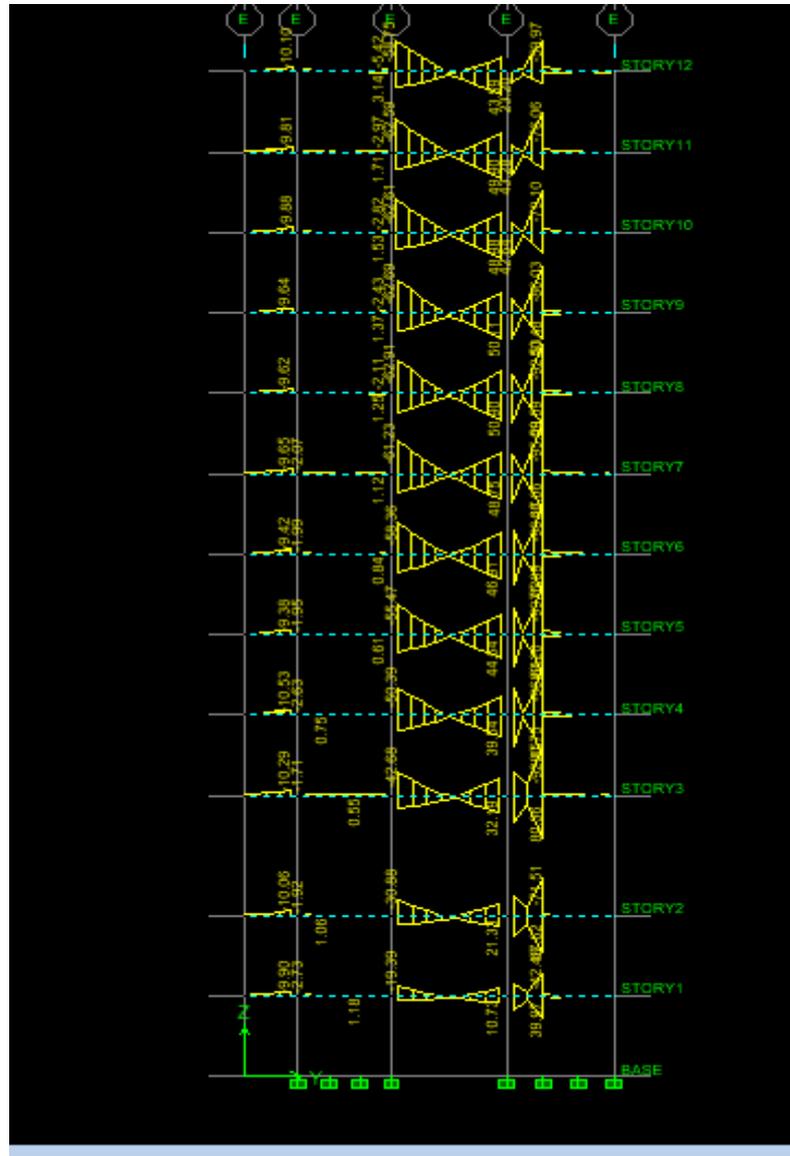


Diagramme des moments dans les poutres secondaires en travée à (08G-EX)

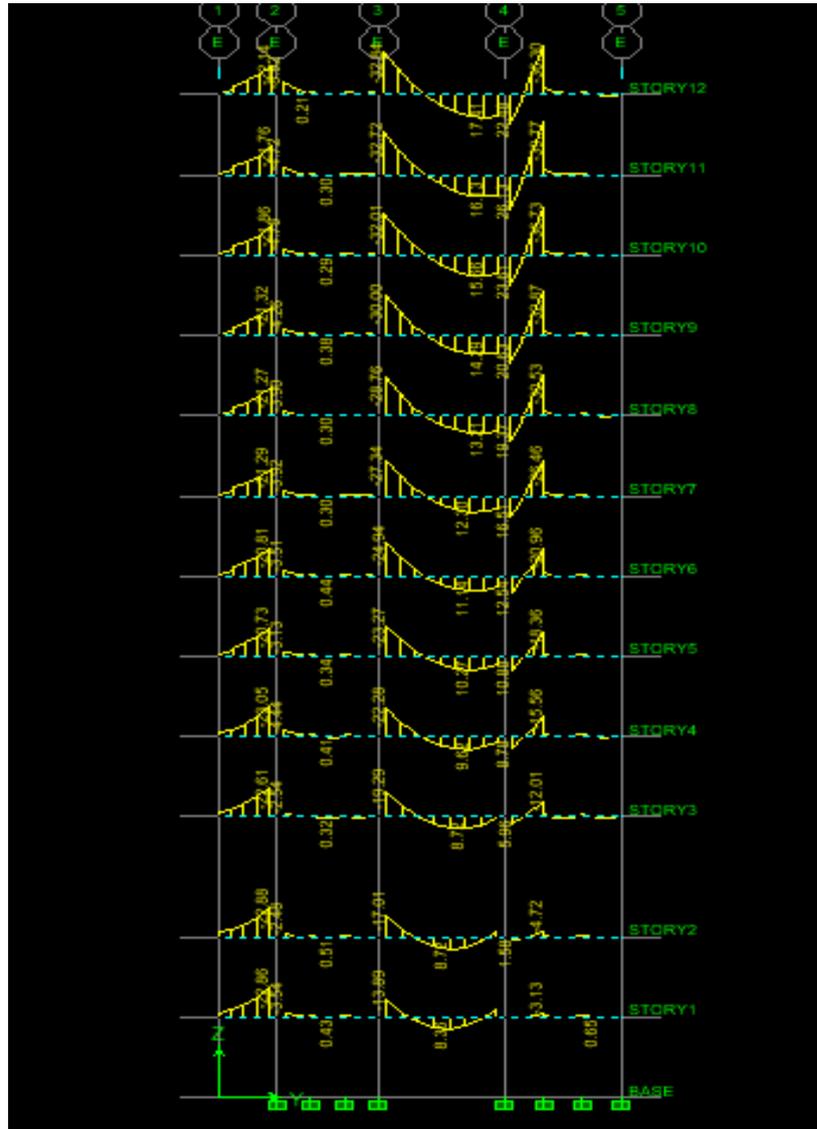


Diagramme des moments dans les poutres secondaires à L'ELS

VI 2.5 Exemple de ferrailage :

Les portiques que nous allons ferrailer sont le portique **B** pour les poutres principales et le portique **5** pour les poutres secondaires

Le ferrailage se fera pour une poutre à chaque niveau dans les deux directions

➤ Poutres principales :

▪ Ferrailage en travée :

NIVEAU	Comb	M (KN.m)	μ	OBS	β	AS Cm ²	A min RPA	FERRAILLAGE	A adp
								choix	A (cm ²)
Sous sol 2	ACC	55.811	0.094	SSA	0.95	4.45	4.375	3HA14+3HA14	9.24
Sous sol 1	ACC	92.141	0.155	SSA	0.915	7.63	4.375	3HA14+3HA14	9.24
RDC	ACC	105.164	0.177	SSA	0.901	8.84	4.375	3HA14+3HA14	9.24
ETAGE 1	ACC	98.99	0.167	SSA	0.908	8.26	4.375	3HA14+3HA14	9.24
ETAGE 2	ACC	94.186	0.159	SSA	0.913	7.82	4.375	3HA14+3HA14	9.24
ETAGE 3	ACC	89.99	0.152	SSA	0.917	7.43	4.375	3HA14+3HA14	9.24
ETAGE 4	ACC	80.119	0.135	SSA	0.927	6.55	4.375	3HA12+3HA12	6.79
ETAGE 5	ACC	71.92	0.121	SSA	0.935	5.83	4.375	3HA12+3HA12	6.79
ETAGE 6	ACC	65.238	0.11	SSA	0.941	5.25	4.375	3HA12+3HA12	6.79
ETAGE 7	ACC	56.809	0.096	SSA	0.949	4.53	4.375	3HA12+3HA12	6.79
ETAGE 8	ACC	51.35	0.086	SSA	0.955	4.08	4.375	3HA12+3HA12	6.79
ETAGE 9	ELU	47.931	0.124	SSA	0.934	4.47	4.375	3HA12+3HA12	6.79

Tableau VI.1 : Ferrailage des poutres principales en travée.

▪ **Ferrailage sur appuis :**

NIVEAU	Comb	M KN .m	μ	OBS	β	AS Cm ²	A min RPA	FERRAILLAGE ADOPTE	
								choix	A adop
Sous sol 2	ACC	69.444	0.117	SSA	0.937	5.61	4.375	3HA14+3HA16	10.65
Sous sol 1	ACC	105.683	0.178	SSA	0.901	8.89	4.375	3HA14+3HA16	10.65
RDC	ACC	122.866	0.207	SSA	0.882	10.55	4.375	3HA14+3HA16	10.65
ETAGE 1	ACC	117.101	0.197	SSA	0.889	9.98	4.375	3HA14+3HA16	10.65
ETAGE 2	ACC	115.173	0.194	SSA	0.891	9.8	4.375	3HA14+3HA16	10.65
ETAGE 3	ACC	109.273	0.184	SSA	0.897	9.23	4.375	3HA14+3HA16	10.65
ETAGE 4	ACC	101.809	0.172	SSA	0.905	8.52	4.375	3HA14+3HA14	9.24
ETAGE 5	ACC	96.842	0.163	SSA	0.91	8.06	4.375	3HA14+3HA14	9.24
ETAGE 6	ACC	93.351	0.157	SSA	0.914	7.74	4.375	3HA14+3HA14	9.24
ETAGE 7	ACC	92.654	0.156	SSA	0.914	7.68	4.375	3HA14+3HA14	9.24
ETAGE 8	ACC	93.794	0.158	SSA	0.913	7.78	4.375	3HA14+3HA14	9.24
ETAGE9	ELU	91.104	0.235	SSA	0.864	9.19	4.375	3HA14+3HA14	9.24

Tableau VI.2 : Ferrailage des poutres principales aux appuis.

➤ **Poutre secondaires:**

▪ **Ferrailage en travée :**

NIVEAU	Comb	M (KN .m)	μ	OBS	β	AS cm ²	A min RPA	FERRAILLAGE ADOPTE	
								choix	A (cm ²)
Sous sol 2	ACC	39.974	0.093	SSA	0.951	3.75	3.75	3HA14+3HA14	9.24
Sous sol 1	ACC	67.624	0.158	SSA	0.913	6.61	3.75	3HA14+3HA14	9.24
RDC	ACC	80.651	0.189	SSA	0.894	8.05	3.75	3HA14+3HA14	9.24
ETAGE 1	ACC	82.363	0.193	SSA	0.892	8.25	3.75	3HA14+3HA14	9.24
ETAGE 2	ACC	83.117	0.195	SSA	0.89	8.33	3.75	3HA14+3HA14	9.24
ETAGE 3	ACC	79.787	0.187	SSA	0.895	7.96	3.75	3HA14+3HA14	9.24
ETAGE 4	ACC	78.011	0.183	SSA	0.898	7.99	3.75	3HA14+3HA14	9.24
ETAGE 5	ACC	80.88	0.189	SSA	0.894	8.33	3.75	3HA14+3HA14	9.24
ETAGE 6	ACC	76.515	0.179	SSA	0.9	7.8	3.75	3HA14+3HA14	9.24
ETAGE 7	ACC	72.103	0.169	SSA	0.907	7.26	3.75	3HA12+3HA14	8.01
ETAGE 8	ACC	75.105	0.176	SSA	0.902	7.63	3.75	3HA12+3HA14	8.01
ETAGE 9	ACC	51.635	0.121	SSA	0.935	4.93	3.75	3HA12+3HA14	8.01

Tableau VI.3 : Ferrailage des poutres secondaires en travée.

▪ **Ferraillage sur appuis :**

NIVEAU	Comb	M KN.m	μ	OBS	β	AS Cm ²	Amin RPA	FERRAILLAGE ADOPTE	
								choix	A (cm ²)
Sous sol 2	ACC	43.468	0.102	SSA	0.946	4.1	3.75	3HA14+3HA16	10.65
Sous sol 1	ACC	72.953	0.171	SSA	0.905	7.19	3.75	3HA14+3HA16	10.65
RDC	ACC	95.00	0.223	SSA	0.892	9.73	3.75	3HA14+3HA16	10.65
ETAGE 1	ACC	100.064	0.234	SSA	0.864	10.34	3.75	3HA14+3HA16	12.06
ETAGE 2	ACC	103.74	0.243	SSA	0.858	10.79	3.75	3HA16+3HA16	12.06
ETAGE 3	ACC	107.839	0.253	SSA	0.851	11.31	3.75	3HA16+3HA16	12.06
ETAGE 4	ACC	110.466	0.259	SSA	0.847	11.65	3.75	3HA16+3HA16	12.06
ETAGE 5	ACC	113.131	0.265	SSA	0.842	11.99	3.75	3HA16+3HA16	12.06
ETAGE 6	ACC	110.999	0.26	SSA	0.846	11.71	3.75	3HA16+3HA16	12.06
ETAGE 7	ACC	107.588	0.252	SSA	0.852	11.28	3.75	3HA16+3HA16	12.06
ETAGE 8	ACC	108.208	0.253	SSA	0.851	11.36	3.75	3HA16+3HA16	12.06
ETAGE9	ACC	91.683	0.215	SSA	0.877	9.33	3.75	3HA16+3HA16	12.06

Tableau VI.4 : Ferraillage des poutres secondaires sur appuis

VI 2.5 Vérification du RPA99ver 2003:

a) Armatures longitudinales : (RPA99ver2003/Art 7.5.2.1)

❖ Les armatures longitudinales doivent être des aciers hauts adhérence.

Le pourcentage total minimal des aciers sur toute la longueur de la poutre est :

$$A_{\min} = 0.5 \% (b \times h) \text{ en toute section.}$$

⇒ Toutes les sections sont vérifiées par rapport à la section minimale des aciers du **RPA**.

b) Armatures transversales : (RPA99ver2003/Art 7.5.2.2)

La quantité minimale des armatures transversales est donnée par : $A_t = 0.003 \times S_t \times b$

L'espaceur maximum entre les armatures transversales est de :

$$S_t^{\max} = \min\left(\frac{h}{4}; 12\Phi, 30\right) \text{ en zone nodale ; si les armatures comprimées sont nécessaires. } S_t \leq \frac{h}{2} ;$$

En dehors de la zone nodale.

Avec : Φ : Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures longitudinales.

Les premières armatures transversales doivent être disposée à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

- **Poutres principales : (25×35)**

$S_t \leq \min(8.75, 14.4, 30) \Rightarrow$ Soit: $S_t = 8\text{cm}$en zone nodale.

$S_t \leq \frac{35}{2} = 17.5\text{cm} \Rightarrow$ Soit: $S_t = 15\text{ cm}$en dehors de la zone nodale.

$A_t = 0.003 \times S_t \times b = 0.8\text{cm}^2$; Soit: $4\text{HA}8 = 2.01\text{ cm}^2$en zone nodale.

$A_t = 0.003 \times S_t \times b = 1.13\text{cm}^2$; Soit: $4\text{HA}8 = 2.01\text{ cm}^2$en dehors de la zone nodale.

- **Poutres secondaires :(25×30)**

$S_t \leq \min(7.5, 14.4, 30) \Rightarrow$ Soit : $S_t = 7\text{ cm}$en zone nodale

$S_t \leq \frac{30}{2} = 15\text{ cm} \Rightarrow$ Soit : $S_t = 15\text{ cm}$ en dehors de la zone nodale.

$A_t = 0.003 \times S_t \times b = 0.53\text{ cm}^2$; Soit : $4\text{HA}8 = 2.01\text{ cm}^2$en zone nodale

$A_t = 0.003 \times S_t \times b = 1.13\text{ cm}^2$; Soit : $4\text{HA}8 = 2.01\text{ cm}^2$en dehors de la zone nodale.

VI.2.6 Vérifications à L'ELU :

1) Vérification de la condition de non fragilité :(BAEL99/Art4.2.1)

$$A_s \geq A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

- **Poutres principales :**

- Poutre de $(25 \times 35)\text{ cm}^2$: $b = 25\text{cm}$; $h = 35\text{cm}$; $d = 33\text{cm}$

$$A_{\min} = 0.23 \times 25 \times 33 \times \frac{2.1}{400} = 0.996\text{cm}^2 < 6.79\text{cm}^2 \quad \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- **Poutres secondaires:**

- Poutre de $(25 \times 30)\text{ cm}^2$: $b = 25\text{cm}$; $h = 30\text{cm}$; $d = 28\text{cm}$

$$A_{\min} = 0.23 \times 25 \times 28 \times \frac{2.1}{400} = 0.845\text{cm}^2 < 6.79\text{cm}^2 \quad \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

\Rightarrow La condition de non fragilité est vérifiée

2) Justification de l'effort tranchant :(BAEL99/Art A.5.1)

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

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d}$$

Avec : T_u^{\max} est l'effort tranchant max à l'ELU dans le cas où la fissuration est peu nuisible, la contrainte doit vérifier: $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

a) Etat limite ultime du béton de l'âme (Art A.5.1,21/BAEL91)

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa\right) \Rightarrow \bar{\tau}_u = \min(0.2 \times 25 / 1.5; 5MPa) = 3.33MPa$$

○ **Poutres principales :**

$$\rightarrow \text{Poutre de (25x35)} : \tau_u = \frac{124.04}{(250 \times 330)} \times 10^3 = 1.5MPa < 3.33MPa \dots \text{Condition vérifiée.}$$

○ **Poutres secondaires:**

$$\rightarrow \text{Poutre de (25x30)} : \tau_u = \frac{66.46}{(250 \times 280)} \times 10^3 = 0.949MPa < 3.33MPa \dots \text{Condition vérifiée.}$$

b) Influence de l'effort tranchant aux appuis :(BAEL99/Art A.5.1.321)

○ *Sur les aciers :*

Lorsqu'au droit d'un appui : $T_u + \frac{M_u}{0.9d} > 0$ on doit prolonger au-delà de l'appareil de l'appui, une

section d'armatures pour équilibrer un moment égale à $(T_u + \frac{M_u}{0.9d}) \times (\frac{1}{\sigma_{st}}) d$ où :

$$A_s \geq \frac{1.15}{f_e} \times \left(V_u + \frac{M_u}{0.9d} \right). \text{ Si } V_u + \frac{M_u}{0.9d} < 0 \Rightarrow \text{La vérification n'est pas nécessaire}$$

➤ **Poutres principales**

NIVEAU	Mu	vu	Vu+(Mu/0.9d)	obs
sous sol 2	-69.444	-126.74	-360.56	OK
sous sol 1	-55.107	114.38	-71.17	OK
RDC	-53.845	103.65	-77.65	OK
ETAGE 1	-59.146	103.77	-95.37	OK
ETAGE 2	-73.917	-108.98	-357.86	OK
ETAGE 3	-79.1	-111.17	-377.5	OK
ETAGE 4	-83.627	-112.41	-393.98	OK
ETAGE 5	-86.662	-113.91	-405.70	OK
ETAGE 6	-87.873	-114.61	-410.48	OK
ETAGE 7	-91.817	-115.26	-424.41	OK
ETAGE 8	-93.791	-116.12	-431.91	OK
ETAGE 9	-91.104	-116.47	-423.22	OK

Tableau VI.5 : Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures

➤ **Poutres secondaires :**

NIVEAU	Mu	vu	Vu+(Mu/0.9d	OBS
SOUS SOL 2	-22.856	21.67	-69.03	OK
SOUS SOL 1	-23.008	21.84	-69.46	OK
RDC	-32.787	-38.25	-168.36	OK
ETAGE 1	-39.892	-45.1	-203.40	OK
ETAGE 2	-47.352	-51.43	-239.33	OK
ETAGE 3	-52.689	-56.23	-265.31	OK
ETAGE 4	-59.32	-61.85	-297.25	OK
ETAGE 5	-65.512	-67.94	-327.91	OK
ETAGE 6	-68.782	-70.28	-343.22	OK
ETAGE 7	-71.934	-71.99	-357.44	OK
ETAGE 8	-76.761	-77.34	-381.95	OK
ETAGE 9	-70.779	-67.45	-348.32	OK

Tableau VI.6 : Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures

Conclusion : Les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires

c) **Influence de l'effort tranchant sur le béton au niveau des appuis**

$$T_u \leq \bar{T}_u = 0.40 \times \frac{0.9 \cdot d \cdot b \cdot f_{c28}}{\gamma_b} \dots \dots \dots (\text{BAEL99/Art A.5.1.32})$$

○ **Poutres principales:**

→ Poutre de (25x35) : $T_u = 124.04 \text{ KN} < \bar{T}_u = 0.4 \times ((0.9 \times 0.33 \times 0.25 \times 25) / 1.5) \times 10^3 = 495 \text{ KN}$

○ **Poutres secondaires:**

→ Poutre de (25x30) : $T_u = 66.46 \text{ KN} < \bar{T}_u = 0.4 \times ((0.9 \times 0.28 \times 0.25 \times 25) / 1.5) \times 10^3 = 420 \text{ KN}$

d) **Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres au niveau des appuis :**

(BAEL 99/Art. A.6.1.2.1)

La valeur limite de la contrainte d'adhérence pour l'ancrage des armatures :

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi \cdot f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPA. Avec : } \Psi = 1.5 \text{ Pour les aciers HA.}$$

La contrainte d'adhérence au niveau de l'appui le plus sollicité doit être :

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9d \sum U} < \bar{\tau}_{se} \quad \text{Avec : } \sum U \text{ est le périmètre utile des aciers.}$$

Dans le cas de même diamètre :

$$U = \pi \Phi$$

$$U = \frac{\pi \times \Phi}{2} + \Phi + \frac{\pi \times \Phi}{2} + \Phi = \Phi (\pi + 2)$$

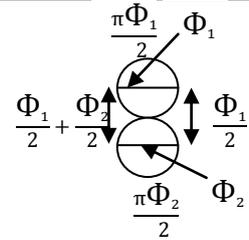


Dans le cas des diamètres différents :

$$U = \pi \Phi$$

$$U = \left(\frac{\Phi_1}{2} + \frac{\Phi_2}{2} \right) \times 2 + \left(\frac{\pi \times \Phi_1}{2} + \frac{\pi \times \Phi_2}{2} \right)$$

$$= (\Phi_1 + \Phi_2) \left(\frac{\pi}{2} + 1 \right)$$



$$U = \Phi (\pi + 2)$$

- **Poutres principales:**

→ Poutre de (25×35) : $\sum U = 282.6 \text{ mm}$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9d \sum U} = \frac{124.04}{0.9(330)(282.6)} \times 10^3 = 1.48 \text{ MPA} < \bar{\tau}_{se}$$

- **Poutres secondaires:**

→ Poutre de (25×30) : $\sum U = 301.44 \text{ mm}$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9d \sum U} = \frac{67.58}{0.9(280)(301.44)} \times 10^3 = 0.874 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se}$$

Conclusion : La contrainte d'adhérence est vérifiée

e) **Calcul de la longueur de scellement droit des barres :**

$$l_s = \frac{\varphi \times f_e}{4 \times \tau_{su}} \quad \text{Avec : } \tau_{su} = 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 2.835 \text{ MPA}$$

Pour les HA₁₆ : $l_s = 56.44 \text{ cm}$

Pour les HA₁₄ : $l_s = 49.38 \text{ cm}$.

Pour les HA₁₂ : $l_s = 42.33 \text{ cm}$.

Pour l'encrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égale à : $0.4 l_s$, pour les aciers HA.

Pour les $\Phi 16$: $l_a = 22.58\text{cm}$.

Pour les $\Phi 14$: $l_a = 19.75\text{cm}$.

Pour les $\Phi 12$: $l_a = 16.93\text{cm}$.

3) Délimitation de la zone nodale : (RPA99ver 2003/Art 7.4.2.1)

$$L' = 2h \quad \text{et} \quad H' = \max \left\{ \frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60\text{cm} \right\}$$

h : Hauteur de la poutre.

b_1 et h_1 : Dimensions du poteau.

h_e : Hauteur entre nus des poteaux.

On aura : $H' = \max \{ 51 ; 50 ; 50 ; 60\text{cm} \} = 60\text{cm}$

✓ Pour les poutres principales

(25×35) : $L' = 2 \times 35 = 70\text{ cm}$.

✓ Pour les poutres secondaires :

(25×30) : $L' = 2 \times 30 = 60\text{cm}$.

NB : Le cadre d'armature transversale doit être disposé à 5cm au plus du nu d'appui.

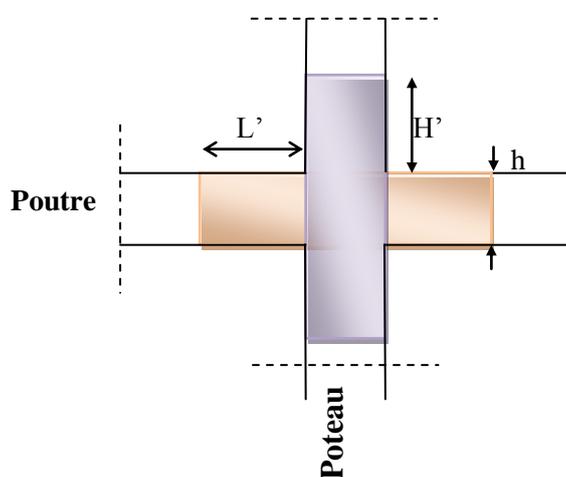


Fig.VI.6 : délimitation de la zone nodale

4) Armatures transversales minimales

La quantité d'armatures minimales est :

$$A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 25 = 1.13 \text{ cm}^2$$

$$A = 2.01 \text{ cm}^2 > A_t^{\min} = 1.13 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifié}$$

VI.2.7 VERIFICATION A L'ELS :

1) État limite d'ouverture des fissures :

La fissuration dans le cas des poutres étant considéré peu nuisible, alors cette vérification n'est pas nécessaire.

2) État limite de compression du béton :

La contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \leq \sigma_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPA}$$

$$\text{On calcul : } \rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b_0 \times d} \Rightarrow (K_1, \beta_1) \text{ Avec :}$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} \text{ (As : armatures adoptées)}$$

Les résultats sont donnés dans les tableaux suivant :

➤ Poutres principales :

Vérification aux appuis									
niveau	Ms	A sup	ρ_1	β_1	K1	σ_s (Mpa)	σ_{bc} (Mpa)	σ_{bc} (Mpa)	obs
sous sol 2	49.74	10.65	1.291	0.847	17.68	167.09	9.45	15	OK
sous sol 1	39.432	10.65	1.291	0.847	17.68	132.46	7.49	15	OK
RDC	38.726	10.65	1.291	0.847	17.68	130.09	7.35	15	OK
ETAGE 1	42.462	10.65	1.291	0.847	17.68	142.52	8.06	15	OK
ETAGE 2	53.503	10.65	1.291	0.847	17.68	179.73	10.16	15	OK
ETAGE 3	57.164	10.65	1.291	0.847	17.68	192.03	10.86	15	OK
ETAGE 4	60.301	9.24	1.12	0.854	19.25	231.57	12.03	15	OK
ETAGE 5	62.508	9.24	1.12	0.854	19.25	240.04	12.46	15	OK
ETAGE 6	63.154	9.24	1.12	0.854	19.25	242.52	12.59	15	OK
ETAGE 7	65.654	9.24	1.12	0.854	19.25	252.13	13.09	15	OK
ETAGE 8	66.99	9.24	1.12	0.854	19.25	257.26	13.36	15	OK
ETAGE 9	66.63	9.24	1.12	0.854	19.25	255.87	13.29	15	OK

Tableau VI.7 : état limite de compression du béton sur appuis.

vérification en travée									
niveau	Ms	A sup	ρ_1	β_1	K1	σ_s (MPa)	σ_{bc} (Mpa)	σ_{bc} (Mpa)	obs
sous sol 2	37.432	9.24	1.12	0.854	19.25	143.75	7.47	15	OK
sous sol 1	33.212	9.24	1.12	0.854	19.25	127.54	6.63	15	OK
RDC	29.311	9.24	1.12	0.854	19.25	112.56	5.85	15	OK
ETAGE 1	29.652	9.24	1.12	0.854	19.25	113.87	5.91	15	OK
ETAGE 2	32.411	9.24	1.12	0.854	19.25	124.47	6.47	15	OK
ETAGE 3	32.233	9.24	1.12	0.854	19.25	123.78	6.43	15	OK
ETAGE 4	32.987	6.79	0.823	0.870	23.46	169.22	7.21	15	OK
ETAGE 5	33.197	6.79	0.823	0.870	23.46	170.29	7.26	15	OK
ETAGE 6	33.668	6.79	0.823	0.87	23.46	172.70	7.36	15	OK
ETAGE 7	34.211	6.79	0.823	0.87	23.46	175.49	7.48	15	OK
ETAGE 8	34.277	6.79	0.823	0.87	23.46	175.83	7.49	15	OK
ETAGE 9	35.102	6.79	0.823	0.87	23.46	180.06	7.67	15	OK

Tableau VI.8 : état limite de compression du béton en travée.

➤ Poutres secondaires :

vérification en travée									
niveau	Ms	A sup	ρ_1	β_1	K1	σ_s (MPa)	σ_{bc} (Mpa)	σ_{bc} (Mpa)	obs
sous sol 2	5.995	9.24	1.32	0.846	17.47	27.38	1.56	15	OK
sous sol 1	7.999	9.24	1.32	0.846	17.47	36.54	2.09	15	OK
RDC	14.018	9.24	1.32	0.846	17.47	64.04	3.66	15	OK
ETAGE 1	18.657	9.24	1.32	0.846	17.47	85.23	4.85	15	OK
ETAGE 2	22.497	9.24	1.32	0.846	17.47	102.78	5.88	15	OK
ETAGE 3	24.865	9.24	1.32	0.846	17.47	113.60	6.50	15	OK
ETAGE 4	28.25	9.24	1.32	0.846	17.47	129.06	7.38	15	OK
ETAGE 5	31.901	9.24	1.32	0.846	17.47	147.74	8.34	15	OK
ETAGE 6	32.699	9.24	1.32	0.846	17.47	149.39	8.55	15	OK
ETAGE 7	33.754	8.01	1.144	0.853	19.01	176.43	9.28	15	OK
ETAGE 8	37.433	8.01	1.144	0.853	19.01	195.66	10.29	15	OK
ETAGE 9	28.015	8.01	1.144	0.853	19.01	146.43	7.70	15	OK

Tableau VI.9 : état limite de compression du béton en travée

vérification aux appuis									
niveau	Ms	A sup	ρ_1	β_1	K1	σ_s (MPa)	σ_{bc} (Mpa)	σ_{bc} (Mpa)	obs
sous sol 2	16.464	10.65	1.521	0.838	15.86	65.88	4.34	15	OK
sous sol 1	16.572	10.65	1.521	0.838	15.86	66.31	4.18	15	OK
RDC	23.699	10.65	1.521	0.838	15.86	94.83	5.97	15	OK
ETAGE 1	28.847	12.06	1.723	0.831	14.59	102.80	7.04	15	OK
ETAGE 2	34.268	12.06	1.723	0.831	14.59	122.11	8.36	15	OK
ETAGE 3	38.132	12.06	1.723	0.831	14.59	135.88	9.31	15	OK
ETAGE 4	42.94	12.06	1.723	0.831	14.59	153.02	10.48	15	OK
ETAGE 5	47.428	12.06	1.723	0.831	14.59	169.01	11.58	15	OK
ETAGE 6	49.801	12.06	1.723	0.831	14.59	177.47	12.16	15	OK
ETAGE 7	52.092	12.06	1.723	0.831	14.59	185.86	12.73	15	OK
ETAGE 8	55.596	12.06	1.723	0.831	14.59	198.12	13.57	15	OK
ETAGE 9	51.275	12.06	1.723	0.831	14.59	182.72	12.51	15	OK

Tableau VI.10 : état limite de compression du béton sur appuis

3) Etat limite de déformation

On doit justifier l'état limite de déformation par le calcul de la flèche « f », qui ne doit pas dépasser la valeur limite « f_{ad} ».

➤ Calcul de la flèche :

On fait le calcul pour la plus grande travée dans les deux sens. **BAEL99 (B.6.5.2)**

Pour les éléments supports reposant sur deux appuis, les valeurs :

- (L/500) si la portée (est au plus égale à 5 m) ;
- 0.5 cm + (L/1 000) si la portée (est supérieure à 5 m).

On doit vérifier que :

$$f = \frac{M_t^s \cdot l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} \leq \bar{f}$$

• Sens des Poutres principales

$$\text{La flèche admissible : } \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{420}{500} = 0.84 \text{ cm} = 8.4 \text{ mm}$$

La flèche est donnée par le logiciel $f = 0.426 \text{ mm} < 8.4 \text{ mm}$ Condition vérifiée.

- **Sens des Poutres secondaires :**

La flèche admissible : $\bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{400}{500} = 0.8cm$

La flèche est donnée par le logiciel $f = 0.370mm < 8 mm \dots\dots$ Condition vérifiée.

Conclusion : la flèche est vérifiée.

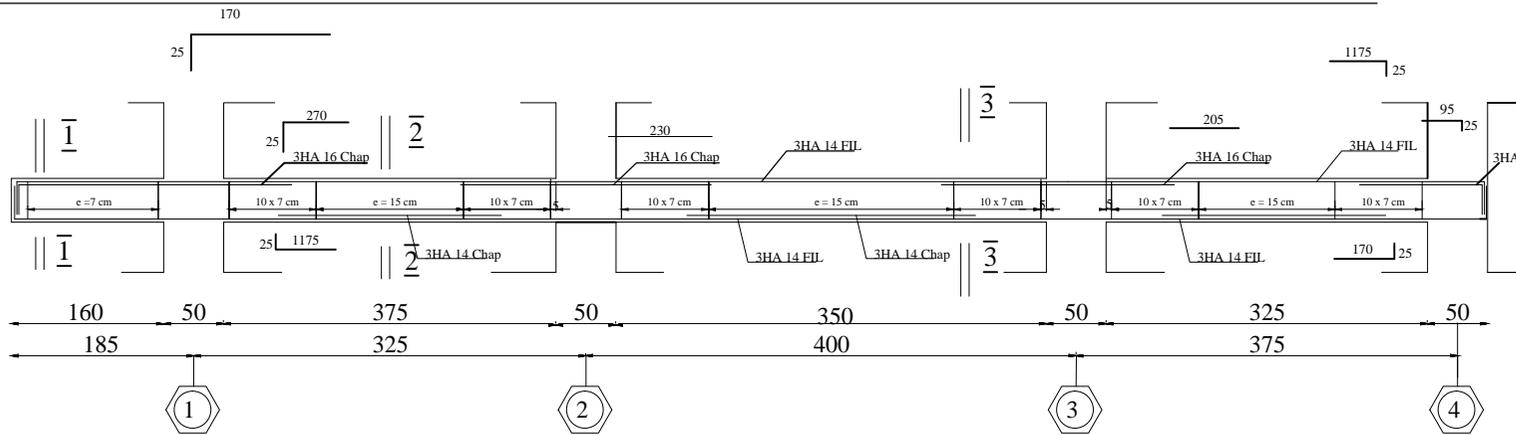
- ❖ **Dispositions constructives :**

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 :

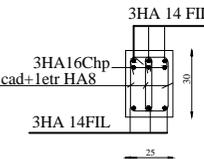
- $\frac{1}{5}$ de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui n'appartenant pas à une travée de rive.
- $\frac{1}{4}$ de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui intermédiaire voisin d'un appui de rive.

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 portée.

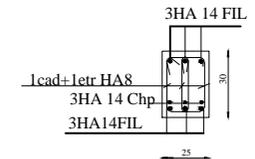
FERRAILLAGE DES POUTRES SECONDAIRE NIV -3.06 & +0.00 & +4.59



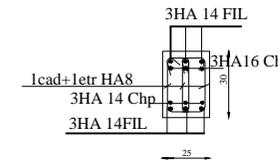
COUPE 1-1



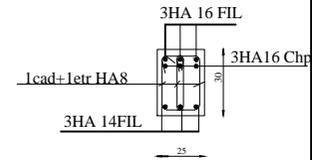
COUPE 2-2



COUPE 3-3

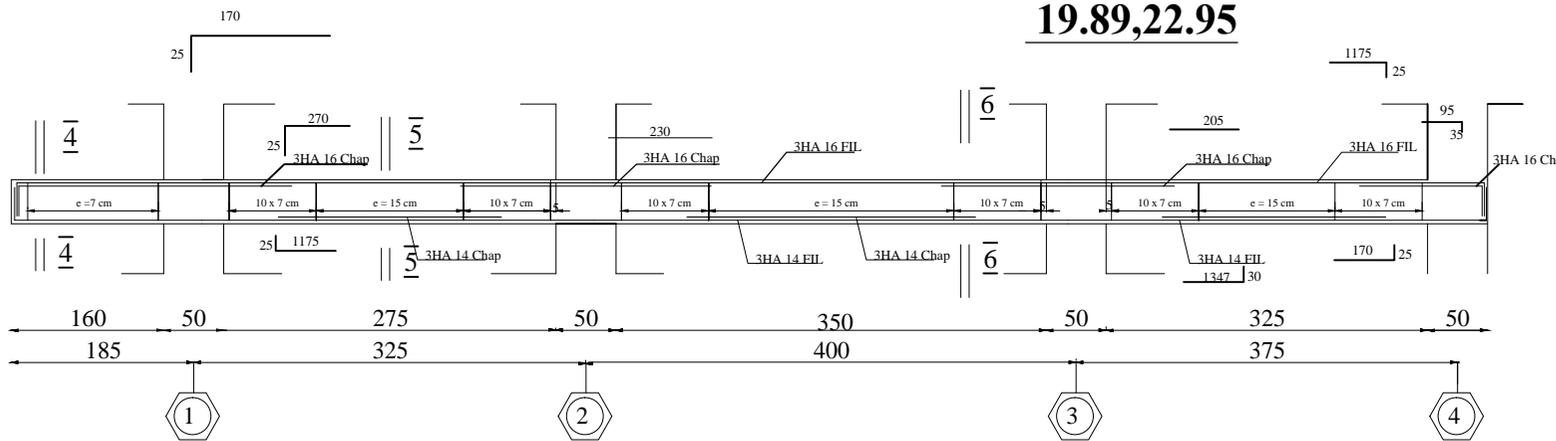


COUPE 4-4

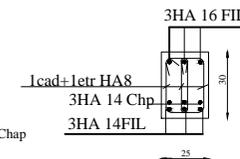


FERRAILLAGE DES POUTRES SECONDAIRE NIV +7.65, +10.71, +13.77, 16.83

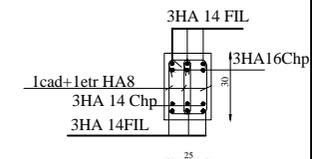
19.89, 22.95



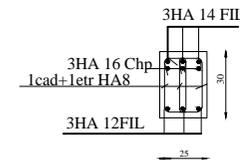
COUPE 5-5



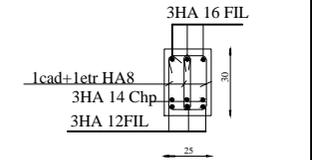
COUPE 6-6



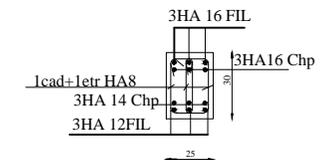
COUPE 7-7



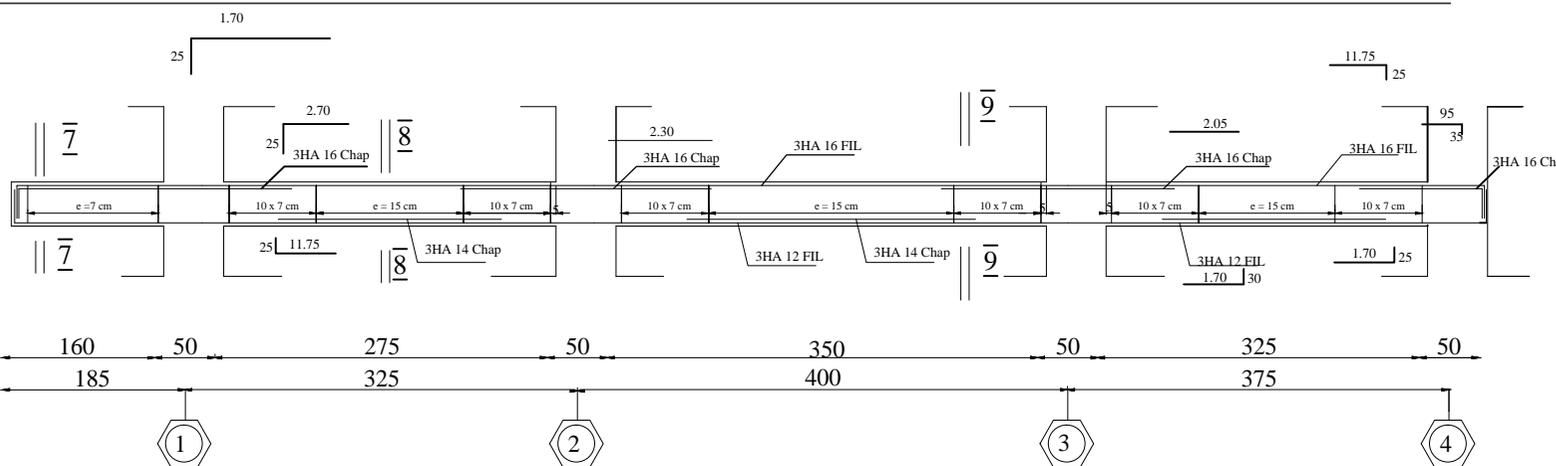
COUPE 8-8



COUPE 9-9



FERRAILLAGE DES POUTRES SECONDAIRE NIV +26.01 & +29.07 & +32.13

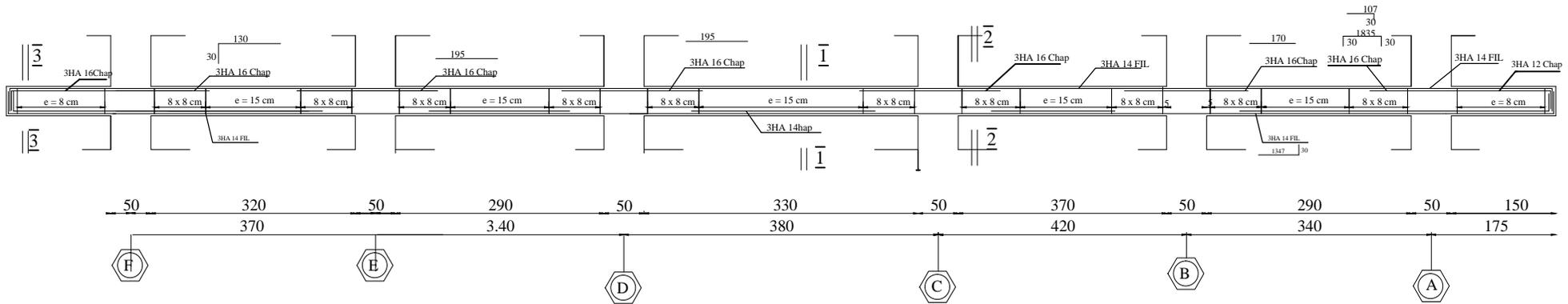


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 UNIVERSITE MOULOD MAMMARI DE TIZI-OUZOU
 FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

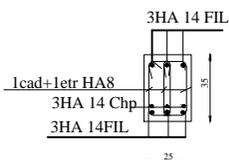
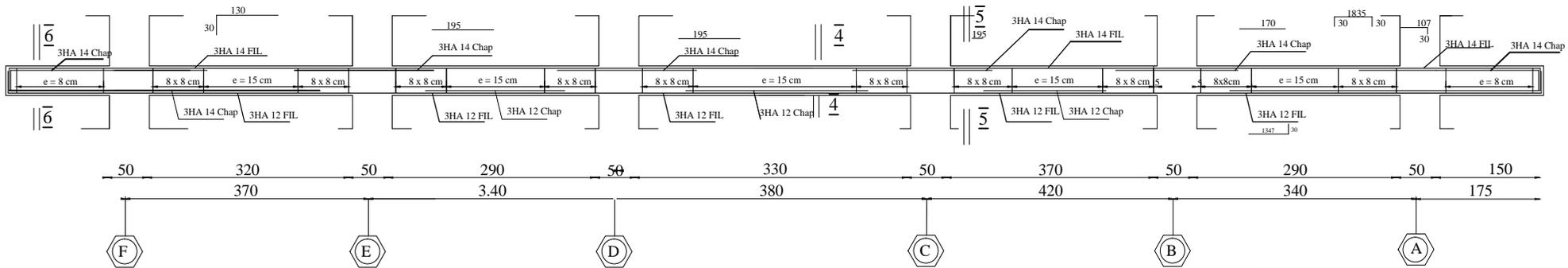
TITRE: COFFRAGE ET FERRAILLAGE DES POUTRES SECONDAIRE		ETUDIE PAR : Mr. OUENDI AHcene Mr. KACI SMAIL
ECHELLE: 1/50		DIRIGE PAR : Mme MOBAREK
PLANCHE N° 05		PROMOTION 2016-2017

FERRAILLAGE DES POUTRES PRINCIPALES

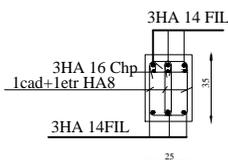
NIV -3.06, +0.00, 4.59, 7.65, 10.71, 13.77



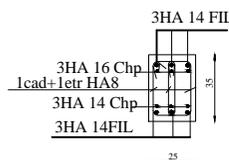
NIV 16.83, 19.89, 22.95, 26.01, 29.07, 32.13



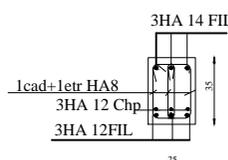
COUPE 2-2



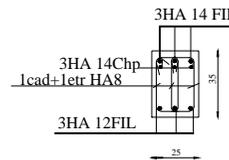
COUPE 3-3



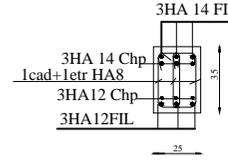
COUPE 4-4



COUPE 5-5



COUPE 6-6



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

TITRE: COFFRAGE ET FERRAILLAGE DES POUTRES PRINCIPALES		ETUDE PAR : Mr: OUENDI AHCENE Mr: KACI SMAIL DIRIGE PAR : Mme MOBAREK.H
ECHELLE: 1/50	PLANCHE N° 05	PROMOTION 2016-2017

VI-3 FERRAILLAGE DES VOILES :

VI.3.1 Introduction :

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et des forces horizontales. Donc le ferrailage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q), ainsi sous l'action des sollicitations horizontales dues aux séismes.

VI.3.2 Combinaison d'action :

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre sont données ci-dessous :

$$\text{Selon le BAEL 91} \begin{cases} 1.35 G + 1.5 Q \\ G + Q \end{cases}$$

$$\text{Selon le RPA version 2003} \begin{cases} G + Q \pm E \\ 0.8 G \pm E \end{cases}$$

VI.3.3 Ferrailage 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 ferrailer par zone, car on a constaté qu'il est possible d'adopter le même type de ferrailage pour un certain nombre de niveaux.

Zone I : RDC Sous/sol2, Sous/sol1 (e=25cm)

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

VI.3.4 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]

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \cdot L$$

Avec : L_c : longueur de la zone comprimée,
 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

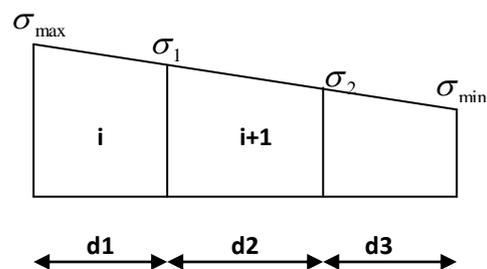


Figure VI.3.1 : Section entièrement comprimée

- **Section entièrement tendue :**

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d_1 \cdot e$$

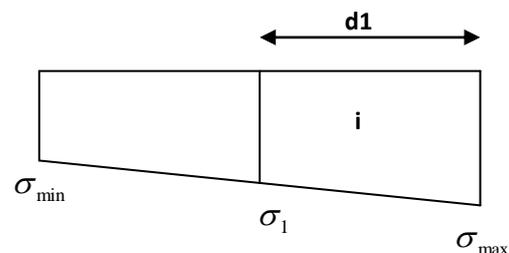


Figure VI.3.2 : Section entièrement tendue.

- **Section partiellement comprimée :**

$$N_i = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \cdot d_1 \cdot e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \cdot d_2 \cdot e$$

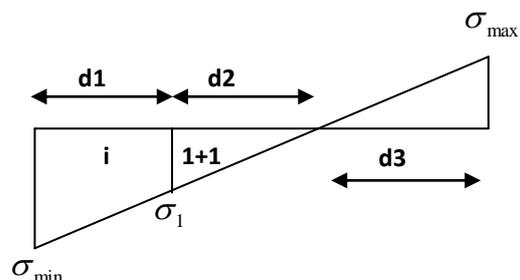


Figure VI.3.3 : Section partiellement comprimée.

c) Armatures verticales :

- **Section entièrement comprimée :**

$$A_{vi} = \frac{N_i + B_t \cdot f_{c28}}{\sigma_s}$$

B_t : section de la bande $B_t = d \cdot e$

$$A_{\min} \geq 4\text{cm}^2/\text{ml} \text{ et } 0.2\% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 0.5\%$$

Avec B : section du béton comprimé.

- **Section partiellement comprimée :**

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s} ; A_{\min} \geq \max \left\{ 0.23 \times B \times \frac{f_{t28}}{f_e} ; 0.005 \times B \right\}$$

- **Section entièrement tendue :**

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s} ; A_{\min} = \max \left\{ \frac{N_i}{2 \cdot \sigma_s} ; B \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \right\}$$

d) Armatures minimales : (RPA 99) :

$$A_{\min} \geq 2\% (B^t) ; B^t : \text{section du béton tendue.}$$

e) Armature horizontales : [Art 7.7.4.2 RPA99/V2003]

Les armatures horizontales doivent être munies de crochets à 90°, ayant une longueur de 10 Φ , la section des armatures doit être :

$$A_h \geq 0,15B \quad B : \text{section du voile [Art 7.7.4.3 RPA99/V2003]}$$

$$A_h \geq \frac{A_{vT}}{4}$$

$$\text{D'où : } A_h \geq \max \left\{ \frac{A_{vT}}{4} ; 0.15\%(B) \right\}$$

→ 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.

$$A_{vj} = \frac{1.1 \times T}{f_e} \quad \text{Avec : } T = 1.4(V_u) \quad \Rightarrow \quad A_{vj} = \frac{1.54 \times V_u}{f_e}$$

Les armatures de coutures sont ajoutées aux armatures tendues pour reprendre les efforts de traction engendrés par les moments de renversement.

g) Armatures transversales :

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'espacement des barres verticales doit satisfaire la condition suivante :

$S_t \leq \min \{ 1.5(e) ; 30\text{cm} \}$ Aux extrémités du voile, l'espacement 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.

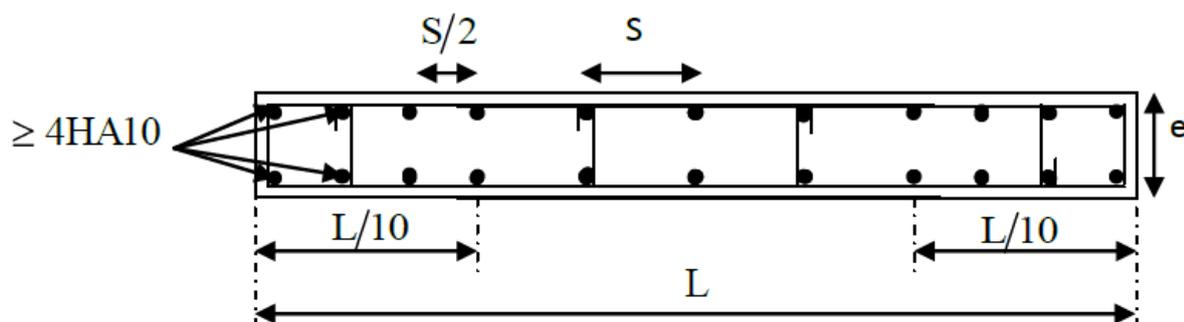


Figure VI.3.4 : Disposition des armatures verticales dans les voiles.

VI.3.5 Vérification à L'ELS :**1- Contrainte du béton à l'ELS :**

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15\text{MPa}$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{B + 15 \times A_v}$$

Avec :

N_{ser} : effort normal de service,

B : section du béton comprimé,

A_v : section d'armatures verticales.

2- Contrainte de cisaillement :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2f_{c28} \quad ; \quad \tau_b = \frac{T}{b_0 \times d} = \frac{1.4 \times T_k}{b_0 \times d}$$

Avec :

b_0 : Epaisseur du voile,

d : Hauteur utile ($d = 0.9h$),

h : Hauteur total de la section.

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \quad ; \quad \tau_u = \frac{T_k}{b \times d} \quad \text{Avec} \quad \tau_u : \text{contrainte de cisaillement}$$

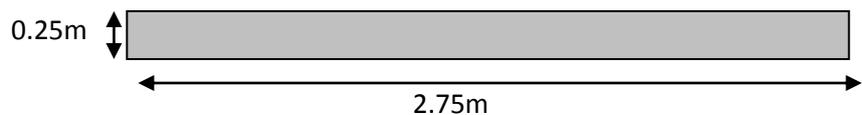
$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.20 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5\text{MPa} \right\}$$

VI.3.6 Exemple de ferrailage de voile (VT5) :**❖ Caractéristiques géométriques :**

$$L = 2.75 \text{ m} ; I = 0.433 \text{ m}^4$$

$$B = 0.69 \text{ m}^2 ; e = 0.25 \text{ m}$$

$$V = \frac{L}{2} = 1.375 \text{ m}$$

**❖ Sollicitations :**

On calcule les effets agissants sur le voile considéré pour tous les étages de la zone et on tire l'effet le plus défavorable pour calculer le ferrailage que l'on adoptera pour tous les étages de la zone

Les contraintes les plus défavorables sont :

$$\sigma_{\max} = 2071.92 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_{\min} = -7388.21 \text{ KN} / \text{m}^2$$

→ La section est partiellement comprimée (SPC).

Largeur de la zone comprimée :

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\min} + \sigma_{\max}} \times L \Rightarrow L_c = 0.60m$$

Largeur de la zone tendue :

$$L_t = L - L_c = 2.75 - 0.60 = 2.15m$$

❖ **Calcul de la longueur (d) :**

$$d \leq \min \left(\frac{h_c}{2}; \frac{2 L_c}{3} \right) \Rightarrow d \leq \min (1.53 ; 0.60) = 0.60m$$

Détermination de :

- **1^{ère} bande : d = 0.60 m**

$$\sigma_1 = \frac{(L_t - d) \times \sigma_{\min}}{L_t} = \frac{(2.15 - 0.60) \times (-7388.21)}{2} = -6006.93 \text{ KN/m}^2$$

$$N_1 = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \times d \times e = \frac{(-7388.21) + (-6006.93)}{2} \times 0.60 \times 0.25 = 672.32 \text{ KN}$$

- **ARMATURES VERTICALES:**

$$A_{V1} = \frac{N_1}{\sigma_{st}} = \frac{672.32 \times 10}{400} = 16.81 \text{ cm}^2.$$

- **2^{ème} BANDE : d = 1.75 m**

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e = \frac{-6006.93}{2} \times 1.75 \times 0.25 = -1311.15 \text{ KN}$$

- **ARMATURES VERTICALES:**

$$A_{V2} = \frac{N_2}{\sigma_{st}} = \frac{1311.15 \times 10}{400} = 32.78 \text{ cm}^2$$

❖ **SECTION MINIMALE :**

$$A_{\min} \geq \max \left(\frac{B f_{t28}}{f_e}; 0.002 \times B \right)$$

$$A_{\min} \geq \max \left(\frac{25 \times 60 \times 2.1}{400}; 0.002 \times 25 \times 60 \right) = 5.27 \text{ cm}^2$$

❖ **Les armatures de couture:**

$$A_{vj} = 1.1 \times \frac{1.4.T}{f_e} = 1.1 \times \frac{1.4 \times 498.22 \times 10}{400} = 19.18 \text{ cm}^2$$

❖ **Ferraillage adopté :**

Le voile est ferrailé symétriquement, afin d'assurer la sécurité en cas d'inversion de l'action sismique.

$$A_{v1} + \frac{A_{vj}}{4} = 21.60 \text{ cm}^2 \Rightarrow 2 * 8HA14 = 24.63 \text{ cm}^2 \rightarrow S_t = 7 \text{ cm} \rightarrow 1^{\text{ère}} \text{ bande}$$

$$A_{v2} + \frac{A_{vj}}{4} = 37.57 \text{ cm}^2 \Rightarrow 2 * 10HA16 = 40.21 \text{ cm}^2 \rightarrow S_t = 15 \text{ cm} \rightarrow 2^{\text{ème}} \text{ bande}$$

❖ **Armatures horizontales :**

D'après le BAEL 91 : $A_h \geq \max\left(\frac{A_v}{4}; 0.15\% B\right)$

$$A_h = \frac{A_v}{4} = \frac{40.21}{4} = 10.05 \text{ cm}^2$$

Soit : 7HA14 = 10.77 cm² /ml avec S_t = 15 cm

❖ **Armatures transversales : (art-7-7-4-3, RPA 99) :**

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec aux moins quatre (4) épingle par mètre carré.

On adopte : 4HA8 par mètre carré.

❖ **Les potelets :**

Vu que la section d'armature dans le poteau est supérieure à celle du voile, alors on adopte le même ferraillage que celui du poteau.

VII.3.7 Vérifications à l'ELU :❖ **Vérification des espacements :**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :
 $S_t \leq \min \{1.5 \times e; 30 \text{ cm}\} = 30 \text{ cm} \Rightarrow$ condition est vérifiée

❖ **Vérification de la contrainte au cisaillement :**▪ **Selon le RPA 99 (art : 7-7-2, RPA 99) :**

$$\tau_b = \frac{1.4 \times T}{0.9 \times d \times e} = \frac{1.4 \times 498.22}{0.9 \times 2750 \times 250} \times 10^3 = 1.13 \leq \bar{\tau}_b = 0.2 f_{c28} = 5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_b = 1.47 \leq \bar{\tau}_b = 5 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

▪ **Selon le BAEL 91 :**

$$\tau_u = \frac{T}{0.9 \times d \times e} = \frac{498.22}{0.9 \times 275 \times 250} \times 10^3 = 0.805 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ Mpa} \right) = 2.5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0.805 \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

VII.3.8 Vérification à l'ELS :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15 \times A_v} = \frac{2380.26 \times 10^{-3}}{250 \times 2750 + 15 \times 40.21 \times 10^2} = 3.03 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = 3.03 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

⇒ Le ferrailage d'autres voiles dans les différentes zones est donné sous forme de tableaux.

➤ Ferrailage des voiles longitudinaux: (VL1 - VL2 -VL3 -VL4 -VL5 - VL6) :

		Zone I	Zone II	Zone III	Zone VI	
caractéristiques géométriques	L (m)	1.75	1.78	1.8	1.83	
	he (m)	4.59	3.06	3.06	3.06	
	ep (m)	0.25	0.20	0.20	0.20	
	B (m ²)	0.44	0.36	0.36	0.37	
	I (m ⁴)	0.112	0.094	0.097	0.102	
	V (m)	0.88	0.89	0.90	0.92	
Caractéristiques mécaniques des matériaux	ft28 (MPa)	2.10	2.10	2.10	2.10	
	fe (MPa)	400	400	400	400	
	σst (MPa)	400.0	400.0	400.0	400.0	
Calcul des sollicitations.	σmax (KN/m ²)	845.04	143.02	749.84	2443.14	
	σmin (KN/m ²)	-5475.23	-7153.66	-4451.31	-3299.57	
	T (KN)	370.81	280.10	227.75	165.36	
	Nser (KN)	1809.66	1603.49	1127.70	604.41	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	SPC	
	Lc (m)	0.23	0.03	0.26	0.78	
	Lt (m)	1.52	1.75	1.54	1.05	
	d (m)	0.16	0.02	0.17	0.52	
	Lt-d (m)	1.36	1.72	1.37	0.53	
	σ1 (KN/m ²)	-4911.87	-7058.31	-3951.42	-1670.81	
	N1 (KN)	202.53	33.06	145.37	257.98	
	N2 (KN)	835.04	1215.34	540.35	88.96	
Calcul des armatures.	Amin (cm ²)	Bt.ft28/fe [1]	2.05	0.24	1.82	5.45
		0,002.Bt [2]	0.78	0.09	0.69	2.08
		0.23*B*ft28/fe [3]	0.47	0.06	0.42	1.25
		max ([1] ; [2] ; [3]) [4]	2.05	0.24	1.82	5.45
	Av1 (cm ²)	N1/σst [5]	5.06	0.83	3.63	6.45
		max ([4] ; [5])	5.06	0.83	3.63	6.45
	Av2 (cm ²)	N2/σst [6]	20.88	30.38	13.51	2.22
		max ([4] ; [6])	20.88	30.38	13.51	5.45
	Avj (cm ²)		14.28	10.78	8.77	6.37
	Bande1	A1 (cm ²)	8.63	3.52	5.83	8.04
		Choix des barres/nappe	2*6HA10	2*6HA10	2*6HA10	2*6HA10
		sections adoptées/nappe (cm ²)	9.42	9.42	9.42	9.42
	Bande2	A2 (cm ²)	24.44	33.08	15.70	3.82
		Choix des barres/nappe	2*9HA14	2*9HA16	2*9HA14	2*9HA10
		sections adoptées/nappe (cm ²)	27.7	36.17	20.36	14.12
	St	Bande 1	7	7	7	7
		Bande 2	15	15	15	15
	armatures horizontales (cm ²)	RPA99	6.56	5.34	5.40	5.49
		BAEL91	6.93	9.04	5.09	3.53
		choix/nappe/ml st=15 cm	7HA12/ml	7HA14/ml	7HA12/ml	7HA10/ml
section adopte (cm ²)		7.91	10.77	5.49	5.49	
armatures transversales/m ²		4HA8	4HA8	4HA8	4HA8	
Vérification des contraintes	Cisaillement	RPA99: τb(max) = 5 MPa	1.32	1.22	0.98	0.70
		BAEL91: τu (max) = 2.5MPa	0.94	0.87	0.70	0.50
	ELS	σbc(max) = 15 MPa	3.67	3.78	2.79	1.51
OBSERVATION		Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	

➤ Ferrailage des voiles transversaux:(VT1 - VT2 - VT7 - VT8) :

		Zone I	Zone II	Zone III	Zone VI		
caractéristiques géométriques	L (m)	0.95	0.98	1	1.03		
	he (m)	4.59	3.06	3.06	3.06		
	ep (m)	0.25	0.20	0.20	0.20		
	B (m ²)	0.24	0.20	0.20	0.21		
	I (m ⁴)	0.018	0.016	0.017	0.018		
	V (m)	0.48	0.49	0.50	0.52		
Caractéristiques mécaniques des matériaux	ft28 (MPa)	2.10	2.10	2.10	2.10		
	fe (MPa)	400	400	400	400		
	σst (MPa)	400.0	400.0	400.0	400.0		
Calcul des sollicitations.	σmax (KN/m ²)	715.41	227.54	77.82	373.03		
	σmin (KN/m ²)	-5260.73	-5028.27	-3386.39	-1898.12		
	T (KN)	56.57	67.53	63.73	54.94		
	Nser (KN)	834.03	751.75	544.75	286.66		
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	SPC		
	Lc (m)	0.11	0.04	0.02	0.17		
	Lt (m)	0.84	0.94	0.98	0.86		
	d (m)	0.08	0.03	0.01	0.11		
	Lt-d (m)	0.76	0.91	0.96	0.75		
	σ1 (KN/m ²)	-4783.79	-4876.58	-3334.51	-1649.43		
	N1 (KN)	95.19	28.02	10.07	40.01		
	N2 (KN)	454.73	443.42	320.97	123.38		
Calcul des armatures.	Amin (cm ²)	Bt.ft28/fe [1]	1.00	0.30	0.16	1.18	
		0,002.Bt [2]	0.38	0.11	0.06	0.45	
		0.23*B*ft28/fe [3]	0.23	0.07	0.04	0.27	
		max ([1] ; [2] ; [3]) [4]	1.00	0.30	0.16	1.18	
	Av1 (cm ²)	N1/σst [5]	2.38	0.70	0.25	1.00	
		max ([4] ; [5])	2.38	0.70	0.25	1.18	
	Av2 (cm ²)	N2/σst [6]	11.37	11.09	8.02	3.08	
		max ([4] ; [6])	11.37	11.09	8.02	3.08	
	Avj (cm ²)		2.18	2.60	2.45	2.12	
	Bande1	A1 (cm ²)	2.92	1.35	0.87	1.53	
		Choix des barres/nappe sections adoptées/nappe (cm ²)	2*3HA10	2*3HA10	2*3HA10	2*3HA10	
	Bande2	A2 (cm ²)	11.91	11.74	8.64	3.61	
		Choix des barres/nappe sections adoptées/nappe (cm ²)	2*4HA14	2*4HA14	2*4HA12	2*4HA10	
	St	Bande 1	7	7	7	7	
		Bande 2	15	15	15	15	
	armatures horizontales (cm ²)	RPA99	3.56	2.94	3.00	3.09	
		BAEL91	3.08	3.08	2.26	1.57	
		choix/nappe/ml st=20 cm	5HA10/ml	5HA10/ml	5HA10/ml	5HA10/ml	
	section adopte (cm ²)		3.92	3.92	3.92	3.92	
	armatures transversales/m ²		4HA8	4HA8	4HA8	4HA8	
	vérifications des contraintes	Cisaillement	RPA99: τb(max) = 5MPa	0.37	0.54	0.50	0.41
			BAEL91: τu (max) = 2.5MPa	0.26	0.38	0.35	0.30
ELS		σbc(max) = 15MPa	3.17	3.39	2.47	1.29	
OBSERVATION		Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée		

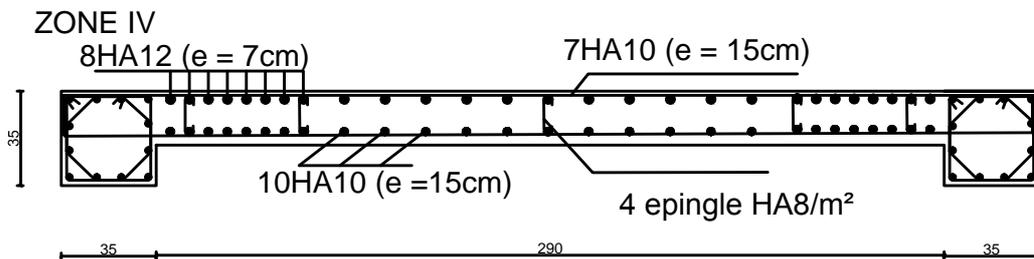
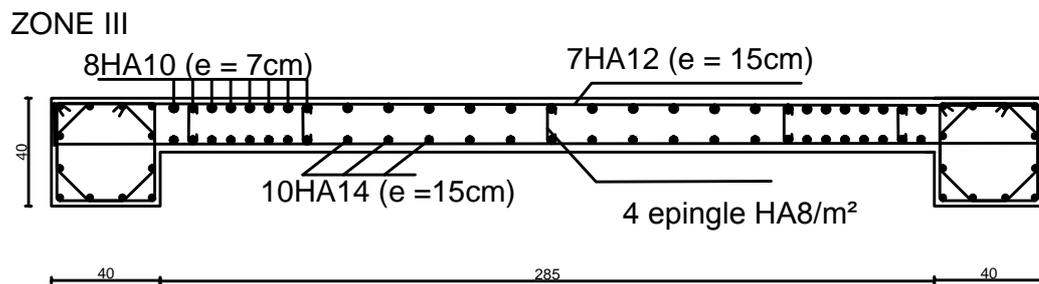
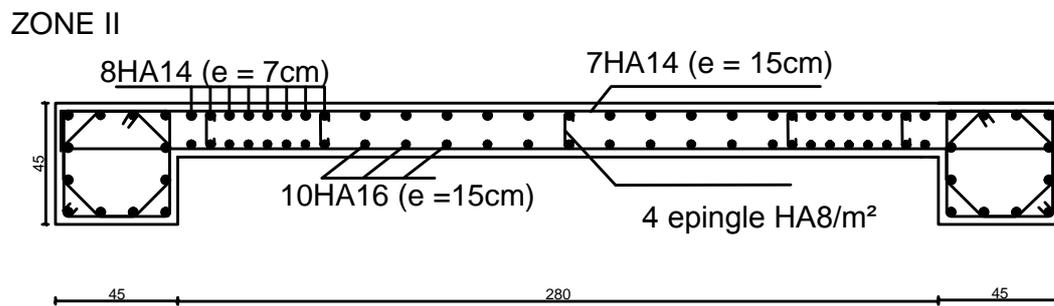
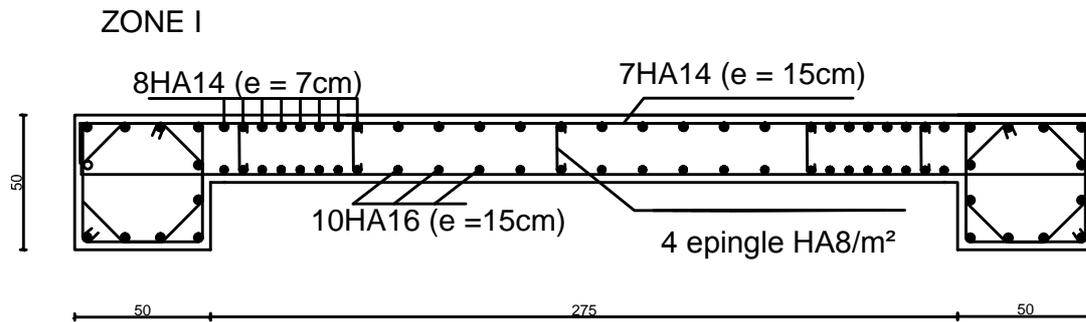
➤ Ferrailage des voiles (VT3 - VT5) :

		Zone I	Zone II	Zone III	Zone VI			
caractéristiques géométriques	L (m)	2.75	2.8	2.85	2.9			
	he (m)	4.59	3.06	3.06	3.06			
	ep (m)	0.25	0.20	0.20	0.20			
	B (m ²)	0.69	0.56	0.57	0.58			
	I (m ⁴)	0.433	0.366	0.386	0.406			
	V (m)	1.38	1.40	1.43	1.45			
Caractéristiques mécaniques des matériaux	ft28 (MPa)	2.10	2.10	2.10	2.10			
	fe (MPa)	400	400	400	400			
	ost (MPa)	400.0	400.0	400.0	400.0			
Calcul des sollicitations.	omax (KN/m ²)	2071.92	1398.29	1277.86	3330.10			
	omin (KN/m ²)	-7388.21	-7153.66	-5287.63	-4654.07			
	T (KN)	498.22	364.63	228.90	134.74			
	Nser (KN)	2380.26	2111.06	1566.25	866.58			
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	SPC			
	Lc (m)	0.60	0.46	0.55	1.21			
	Lt (m)	2.15	2.34	2.30	1.69			
	d (m)	0.40	0.31	0.37	0.81			
	Lt-d (m)	1.75	2.04	1.93	0.88			
	σ1 (KN/m ²)	-6006.93	-6221.47	-4435.72	-2434.00			
	N1 (KN)	672.32	408.22	359.57	571.56			
	N2 (KN)	1311.15	1267.30	854.10	215.18			
	Calcul des armatures.	Amin (cm ²)	Bt.ft28/fe [1]	5.27	3.20	3.88	8.47	
0,002.Bt [2]			2.01	1.22	1.48	3.23		
0.23*B*ft28/fe [3]			1.21	0.74	0.89	1.95		
max ([1] ; [2] ; [3]) [4]			5.27	3.20	3.88	8.47		
Av1 (cm ²)		N1/ost [5]	16.81	10.21	8.99	14.29		
		max ([4] ; [5])	16.81	10.21	8.99	14.29		
Av2 (cm ²)		N2/ost [6]	32.78	31.68	21.35	5.38		
		max ([4] ; [6])	32.78	31.68	21.35	8.47		
Avj (cm ²)		19.18	14.04	8.81	5.19			
Bande1		A1 (cm ²)		21.60	13.72	11.19	15.59	
		Choix des barres/nappe		2*8HA14	2*8HA14	2*8HA10	2*8HA12	
		sections adoptées/nappe (cm ²)		24.63	18.1	12.57	18.10	
		Bande2	A2 (cm ²)		37.57	35.19	23.56	6.68
			Choix des barres/nappe		2*10HA16	2*10HA16	2*10HA14	2*10HA10
			sections adoptées/nappe (cm ²)		40.21	40.21	30.79	15.71
St		Bande 1		7	7	7	7	
		Bande 2		15	15	15	15	
armatures horizontales (cm ²)		RPA99		10.31	8.40	8.55	8.70	
		BAEL91		10.05	10.05	7.70	3.93	
		choix/nappe/ml		7HA14/ml	7HA14/ml	7HA12/ml	7HA10/ml	
Section adopte cm ²		10.77	10.77	7.91	5.49			
armatures transversales/m ²		4HA8	4HA8	4HA8	4HA8			
Verification des contraintes		Cisaillement	RPA99: τb(max) = 5MPa	1.13	1.01	0.62	0.36	
	BAEL91: τu (max) = 2.5MPa		0.81	0.72	0.45	0.26		
	ELS	σbc(max) = 15 MPa	3.03	3.26	2.47	1.37		
OBSERVATION		Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée			

➤ Ferrailage des voiles (VT4 - VT6) :

		Zone I	Zone II	Zone III	Zone VI	
caractéristiques géométriques	L (m)	2.25	2.28	2.3	2.33	
	he (m)	4.59	3.06	3.06	3.06	
	ep (m)	0.25	0.20	0.20	0.20	
	B (m ²)	0.56	0.46	0.46	0.47	
	I (m ⁴)	0.237	0.198	0.203	0.211	
	V (m)	1.13	1.14	1.15	1.17	
Caractéristiques mécaniques des matériaux	ft28 (MPa)	2.10	2.10	2.10	2.10	
	fe (MPa)	400	400	400	400	
	σst (MPa)	400.0	400.0	400.0	400.0	
Calcul des sollicitations.	σmax (KN/m ²)	2035.44	1854.00	1572.70	3341.17	
	σmin (KN/m ²)	-5021.52	-5007.07	-3582.24	-3288.77	
	T (KN)	204.74	184.59	168.46	114.05	
	Nser (KN)	1416.30	1250.12	884.27	474.33	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	SPC	
	Lc (m)	0.65	0.62	0.70	1.17	
	Lt (m)	1.60	1.66	1.60	1.16	
	d (m)	0.43	0.41	0.47	0.78	
	Lt-d (m)	1.17	1.25	1.13	0.37	
	σ1 (KN/m ²)	-3664.56	-3771.07	-2533.77	-1061.32	
	N1 (KN)	469.75	360.55	286.11	340.53	
N2 (KN)	535.20	472.58	286.44	39.59		
Calcul des armatures.	Amin (cm ²)	Bt.ft28/fe [1]	5.68	4.31	4.91	8.22
		0,002.Bt [2]	2.16	1.64	1.87	3.13
		0.23*B*ft28/fe [3]	1.31	0.99	1.13	1.89
		max ([1] ; [2] ; [3]) [4]	5.68	4.31	4.91	8.22
	Av1 (cm ²)	N1/σst [5]	11.74	9.01	7.15	8.51
		max ([4] ; [5])	11.74	9.01	7.15	8.51
	Av2 (cm ²)	N2/σst [6]	13.38	11.81	7.16	0.99
		max ([4] ; [6])	13.38	11.81	7.16	8.22
	Avj (cm ²)		7.88	7.11	6.49	4.39
	Bande1	A1 (cm ²)	13.71	10.79	8.77	9.61
		Choix des barres/nappe	2*7HA12	2*7HA10	2*7HA10	2*7HA10
		sections adoptées/nappe (cm ²)	15.84	10.98	10.98	10.98
	Bande2	A2 (cm ²)	15.35	13.59	8.78	2.09
		Choix des barres/nappe	2*8HA12	2*8HA12	2*8HA10	2*8HA10
		sections adoptées/nappe (cm ²)	18.1	18.1	12.56	12.56
	St	Bande 1	7	7	7	7
		Bande 2	15	15	15	15
	armatures horizontales (cm ²)	RPA99	8.44	6.84	6.90	6.99
		BAEL91	4.53	4.53	3.14	3.14
		choix/nappe/ml st=15 cm	7HA14/ml	7HA12/ml	7HA12/ml	7HA12/ml
Section adopte cm ²		10.77	7.92	7.92	7.92	
armatures transversales/m ²		4HA8	4HA8	4HA8	4HA8	
Vérifications des contraintes	Cisaillement	RPA99: τb(max) = 5 MPa	0.57	0.63	0.57	0.38
		BAEL91: τu (max) = 2.5MPa	0.40	0.45	0.41	0.27
	ELS	σbc(max) = 15 MPa	2.31	2.50	1.79	0.95
OBSERVATION		Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	

VOILE VT3.VT5



UNIVERSITE MOULOU D MAMMERI
DE TIZI OUZOU

Faculté du génie de la construction
Département de génie civil

ETUDIER PAR:
Mr : OUENDI Ahcene
Mr : KACI Smail

DERIGER PAR:
Mme : MOBARE.HAMEL

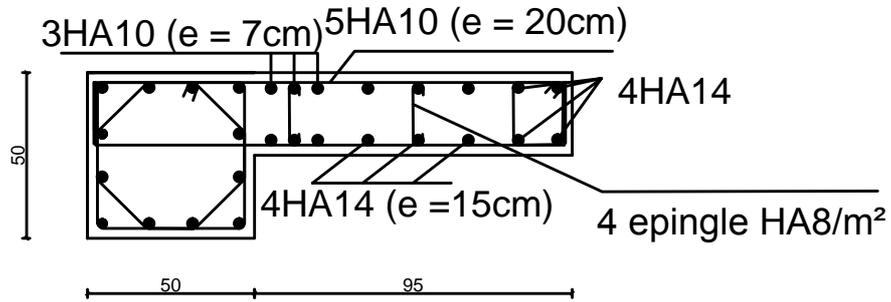
Plan de ferrailage des voiles
VT3.VT5

plan : 21

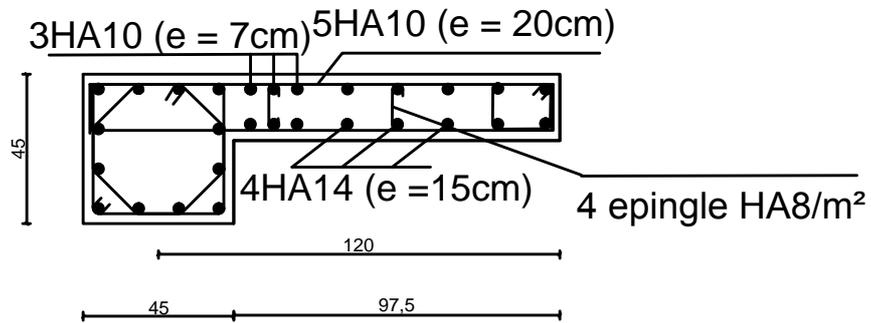
2017

VOILE VT1.VT2.VT7.VT8.

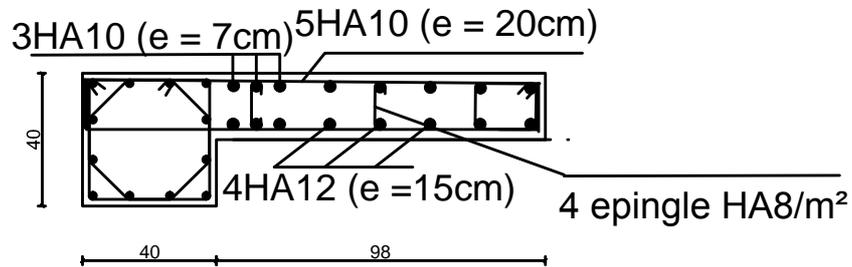
ZONE I



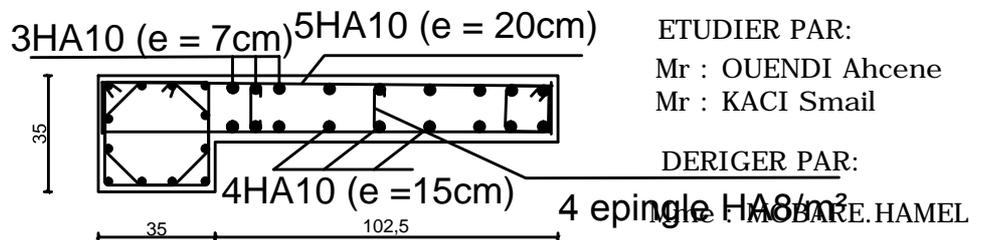
ZONE II



ZONE III



ZONE IV



ETUDIER PAR:
Mr : OUENDI AHCENE
Mr : KACI SMAÏL

DERIGER PAR:
Mme : MOBARE. HAMEL

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI
DE TIZI OUZOU

Faculté du génie de la construction
Département de génie civil

ETUDIER PAR:
Mr : OUENDI AHCENE
Mr : KACI SMAÏL

Plan de ferrailage des voiles
VT1.VT2.VT7.VT8

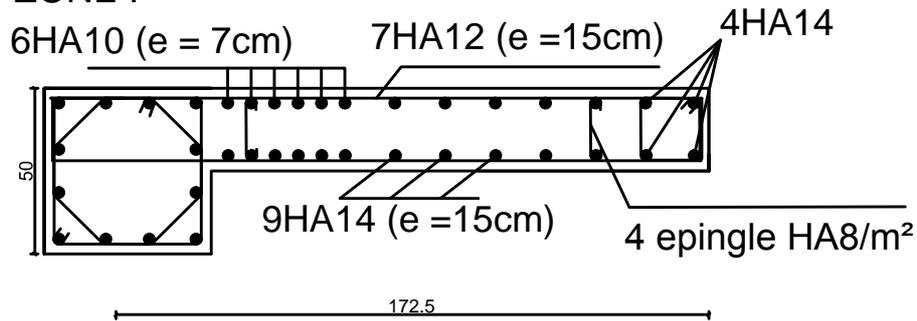
plan : 21

DERIGER PAR:
Mme : MOBARE. HAMEL

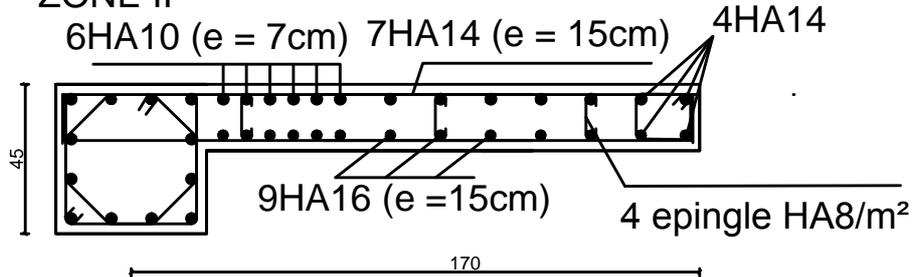
2017

VOILE VL1.VL2. VL3.VL4.VL5.VL6

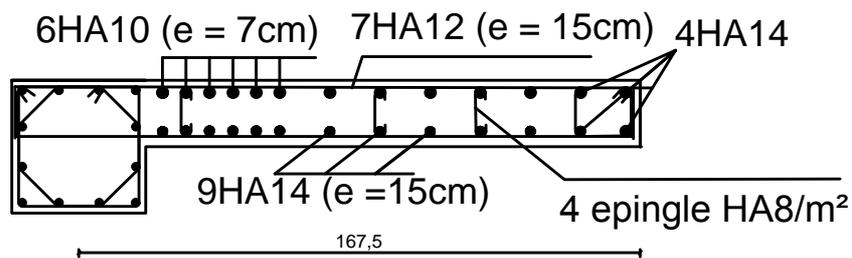
ZONE I



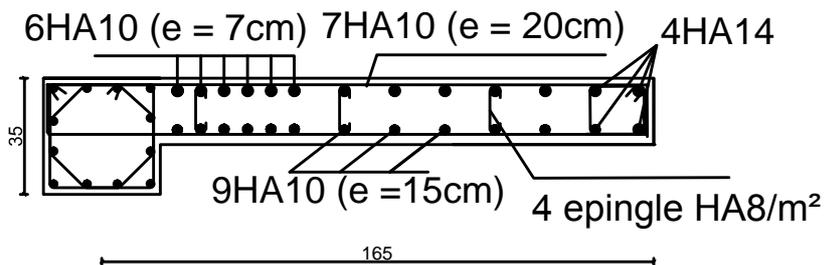
ZONE II



ZONE III



ZONE VI



UNIVERSITE MOULOU D MAMMERI
 DE TIZI OUZOU

Faculté du génie de la construction
 Département de génie civil

ETUDIER PAR:

Mr : OUENDI Ahcene
 Mr : KACI Smail

DERIGER PAR:

Mme: MOBARE.HAMEL

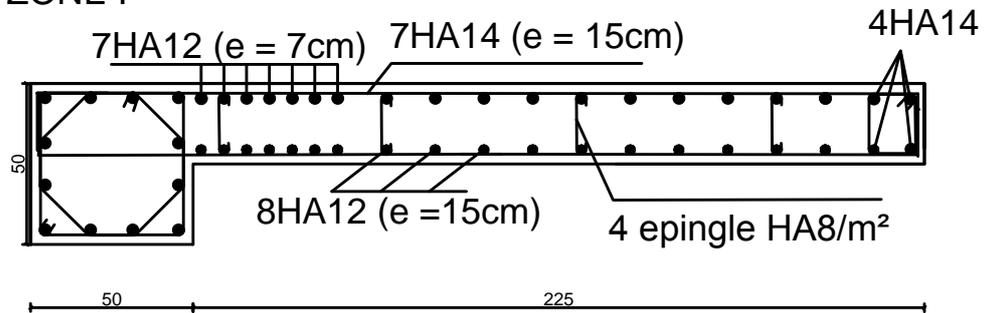
Plan de ferrailage des voiles
 VL1. VL2. VL3. VL4. VL5. VL6

plan : 21

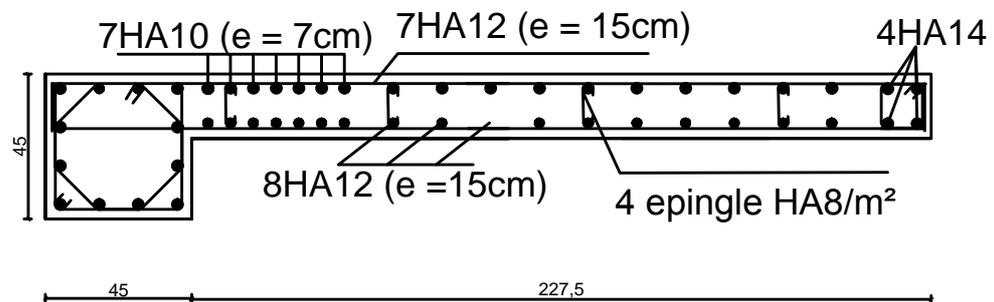
2017

VOILE VT4.VT6

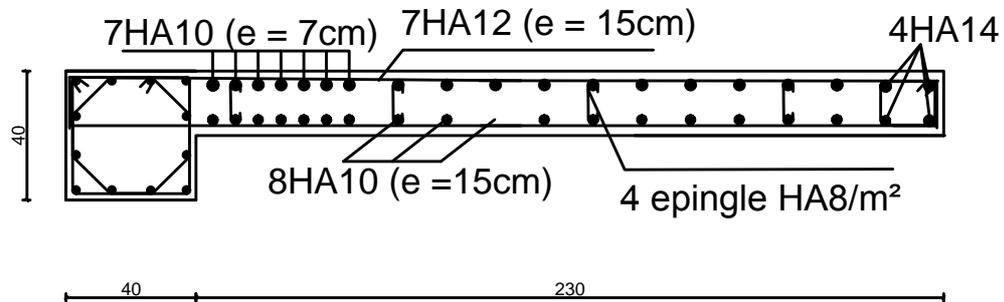
ZONE I



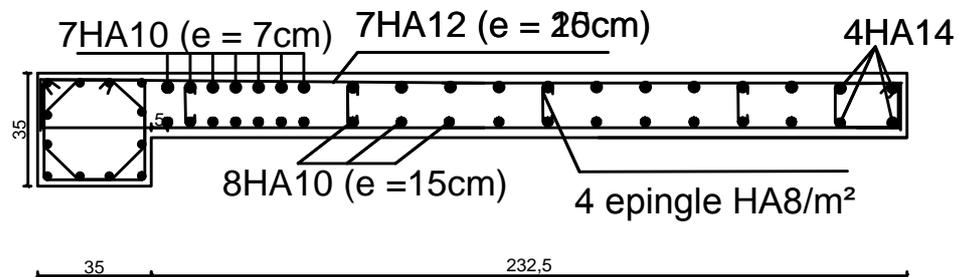
ZONE II



ZONE III



ZONE IV



UNIVERSITE MOULOU D MAMMERI
DE TIZI OUZOU

Faculté du génie de la construction
Département de génie civil

ETUDIER PAR:

Mr : OUENDI Ahcene
Mr : KACI Smail

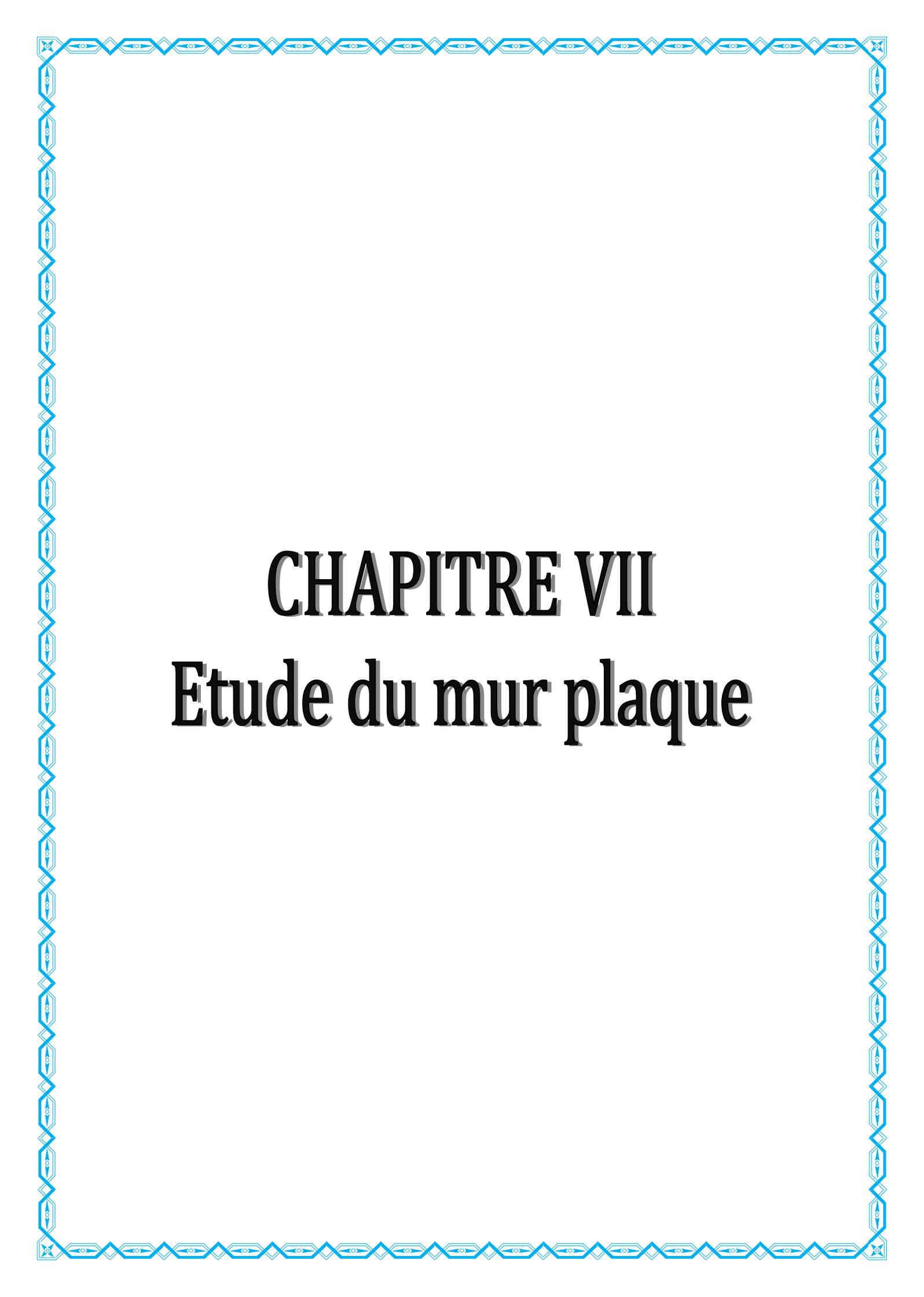
DERIGER PAR:

Mme : MOBARE.HAMEL

Plan de ferrailage des voiles
VT4.VT6

plan : 21

2017



CHAPITRE VII

Etude du mur plaque

VII.1 INTRODUCTION :

Le mur plaque sera au niveau de l'infrastructure pour reprendre les charges provenant de la poussée des terres.

L'épaisseur minimale exigée par le RPA 2003 (Article 10.1.2) est $e_{\min} = 15$ cm, dans notre cas on optera pour une épaisseur de **20 cm**.

Le mur assure un chaînage de la structure et forme un caisson rigide et indéformable, il permet alors de remplir avec les fondations les fonctions suivantes :

- Réaliser l'encastrement de la structure dans le sol.
- Limiter les déplacements horizontaux relatifs des fondations.
- Transmettre au sol de fondation la totalité des efforts apportés par la superstructure.

VII.2 METHODES DE CALCUL :

Le mur plaque sera considéré comme un ensemble de dalles encadrées au niveau de la fondation et simplement appuyées sur les portiques. On effectuera le calcul pour une bande de 1m de largeur à l'état d'équilibre au repos et sous l'effet dynamique et on opte pour le ferrailage le plus défavorable.

VII.3 PRESCRIPTION DU RPA 2003 :

a. Article 10.4.3 :

La poussée active dynamique globale qui s'exerce à l'arrière du mur est égale à :

$P_{ad} = \frac{1}{2} \times K_{ad} \times [1 \pm K_v] \times \gamma \times H^2$, appliqué horizontalement à $\frac{H}{2}$ au-dessus de la base de la base du mur.

Avec :

K_{ad} : coefficient de la poussée dynamique donnée par :

$$K_{ad} = \frac{\cos^2(\varphi - \theta)}{\cos^2 \theta} \left[1 + \sqrt{\frac{\sin \varphi \sin(\varphi - \beta - \theta)}{\cos \theta \cos \beta}} \right]^{-2}$$

Avec :

γ : Poids volumique du sol du remblai.

φ : Angle de frottement interne du remblai sans cohésion.

β : Angle de la surface du remblai sur l'horizontal.

H : Hauteur de la paroi verticale à l'arrière du mur sur laquelle s'exerce P_{ad}

$$\theta : \arctg \frac{k_h}{(1 \pm k_v)}$$

$k_h = A = 0.15$: coefficient d'accélération de zone (**Art 10.4.2**)

$k_v = \pm 0.3 \times k_h$ Contrainte verticale (**Art 10.4.2**)

b. Art 10.4.6:

Lorsque le remblai supporte une surcharge verticale uniforme « q », la poussée dynamique est égale à :

$$P_{ad}(q) = k_{ad}(1 \pm k_{ad}) \frac{qH}{\cos \beta}, \text{ appliquée horizontalement à } \frac{H}{2} \text{ au-dessus de la base du mur.}$$

• **caractéristiques du sol :**

- Poids spécifique : $\gamma = 18 \text{ KN/m}^3$
- Angle de frottement: $\varphi = 30^\circ$
- Cohésion: $C = 0$

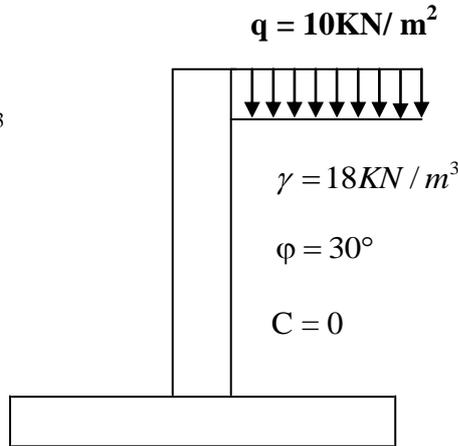


Figure VII.1 : caractéristiques du sol

• **Présentation schématique:**

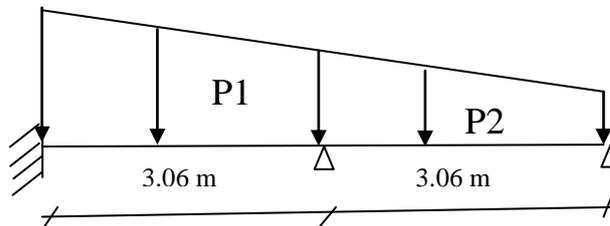
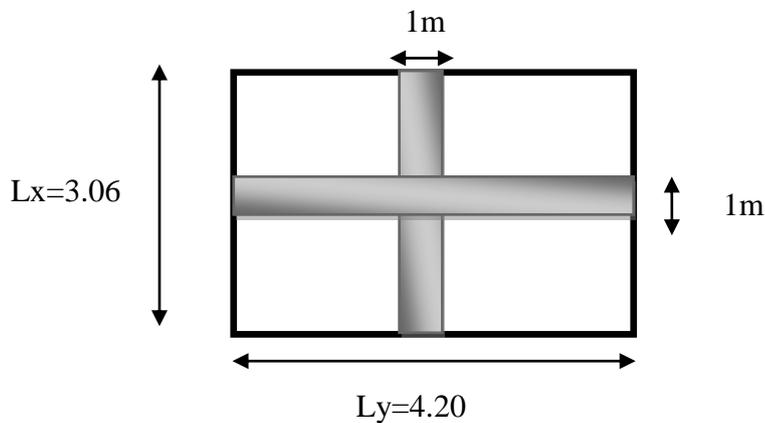


Figure VII.2 :Schémas statiques

• **Le panneau (P1) à considérer dans les calculs pour une bande de 1 m**



VII.4 DETERMINATION DES SOLLICITATIONS :

Les contraintes qui s'exercent sur la face du mur sont :

σ_h : Contrainte horizontale.

σ_v : Contrainte verticale.

Calcul de l'état d'équilibre aux repos :

$$\sigma_h = k_0 \times \sigma_v$$

➤ **A l'ELU :**

$$\sigma_H = K_0 \times \sigma_V = K_0 \cdot (1.35 \times \gamma \times h + 1.5 \times q) ;$$

Avec :

K_0 : Coefficient de la pression des terres au repos

q : Surcharge

$$K_0 = (1 - \sin \varphi = 0.5) \Rightarrow \text{(Formule de Jaky)}$$

$$h = 0 \rightarrow \sigma_{H_1} = 0.5 \times (1.5 \times 10) = \mathbf{7.50 \text{ kN/m}^2} ;$$

$$h = 3.06 \text{ m} \rightarrow \sigma_{H_2} = 0.5 \times ((1.35 \times 18 \times 3.06) + (1.5 \times 10)) = \mathbf{44.68 \text{ kN/m}^2}.$$

$$h = 6.12 \text{ m} \rightarrow \sigma_{H_2} = 0.5 \times ((1.35 \times 18 \times 6,12) + (1.5 \times 10)) = \mathbf{81.86 \text{ kN/m}^2}$$

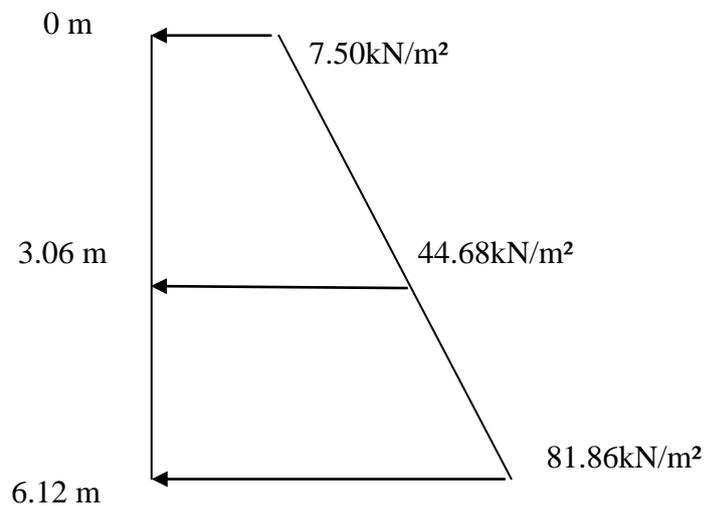


Figure VII.3 Diagrammes des contraintes à l'ELU

➤ A l'ELS:

$$\sigma_H = K_0 \times \sigma_v = K_0(\gamma \times h + q) ;$$

$$h = 0m \rightarrow \sigma_{H_1} = 0.5 \times (10) = 5.00 \text{ kN/m}^2$$

$$h = 3.06m \rightarrow \sigma_{H_2} = 0.5 \times (18 \times 3.06 + 10) = 32.54 \text{ kN/m}^2.$$

$$h = 6.12m \rightarrow \sigma_{H_2} = 0.5 \times (18 \times 6.12 + 10) = 60.08 \text{ kN/m}^2.$$

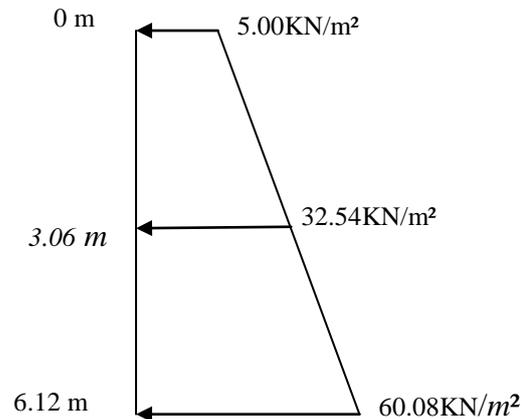


Figure VII.4 : Diagrammes des contraintes l'ELS

➤ Calcul dynamique :

$$\sigma_h = k_{ad} \times (1 + k_v) \times \sigma_v$$

$$k_{ad} = \frac{\cos^2(\varphi - \theta)}{\cos^2 \theta} \left[1 + \sqrt{\frac{\sin \varphi \sin(\varphi - \beta - \theta)}{\cos \theta \cos \beta}} \right]^{-2}$$

$k_h = A = 0.15$: coefficient d'accélération de zone (Art10.4.2)

$k_v = \pm 0,3 \times k_h = 0.045$: Contrainte verticale (Art 10.4.2)

$$\theta = \arctg \frac{k_h}{1 - k_v} = 8.92^\circ$$

$$\beta = 0$$

$$\Rightarrow k_{ad} = 0.43$$

$$\sigma_h = k_{ad} \times (1 + k_v) \times \sigma_v = k_{ad} \times (1 + k_v) \times \gamma \times h$$

$$\text{Pour } h = 0 \text{ m} \rightarrow \sigma_h = 0.43 \times (1 + 0.045) \times 18 \times 0 = 0 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Pour } h = 3.06 \text{ m} \rightarrow \sigma_h = 0.43 \times (1 + 0.045) \times 18 \times 3.06 = 24.75 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Pour } : h = 6.12 \text{ m} \rightarrow \sigma_h = 0.43 \times (1 + 0.045) \times 18 \times 6.12 = 51.8 \text{ KN/m}^2$$

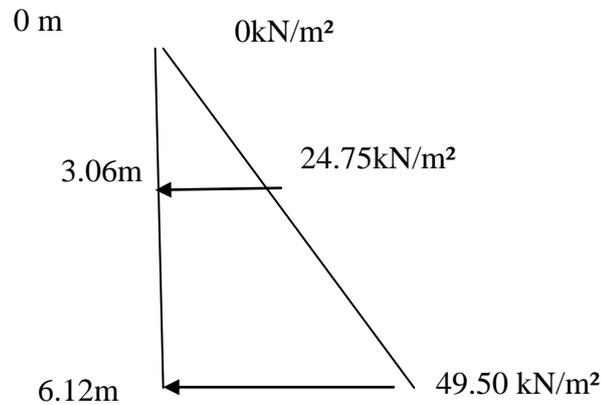


Figure VII.5 : Diagrammes des contraintes dynamiques

➤ **Charges moyennes à considérer dans les calculs pour une bande de 1 m**

$$\text{ELU : } q_u = \frac{3\sigma_{H \max} + \sigma_{H \min}}{4} \times 1\text{m} = \frac{(3 \times 81.86 + 7.50)}{4} = 63.27 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS : } q_s = \frac{3\sigma_{H \max} + \sigma_{H \min}}{4} \times 1\text{m} = \frac{(3 \times 60.08 + 5.00)}{4} = 46.31 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Dyn : } q_d = \frac{3\sigma_{H \max} + \sigma_{H \min}}{4} \times 1\text{m} = \frac{(3 \times 49.50 + 24.75)}{4} = 43.31 \text{ KN/ml}$$

Conclusion :

La charge maximale à prendre en compte dans le calcul est celle déterminée en calcul ELU

$$q_{\max} = q_u = 63.27 \text{ KN/ml}$$

VII.5 FERRAILLAGE DU MUR PLAQUE :

1. Méthode de calcul :

La détermination des moments de flexion se fera à partir de la méthode des panneaux encastres sur 4 appuis.

2. Détermination des moments :

L'appui peut assurer un encastrement partiel et pour tenir compte de la continuité de la dalle, les moments seront affectés des coefficients suivants :

- Moment en travée : 0.75.
- Moment d'encastrement sur les grands cotés
 - 0.3 → appui de rive.
 - 0.5 → autre appui.

Identification des panneaux :

$$\begin{cases} L_x = 3.06 \text{ m} \\ L_y = 4.20 \text{ m} \end{cases}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.06}{4.20} = 0.73 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

a) A l'ELU :

$$\rho = 0.73 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0646 \\ \mu_y = 0.479 \end{cases}$$

$$M_{0x} = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2 = 0.0646 \times 63.27 \times (3.06)^2 = \mathbf{38.27 \text{ KN.m}}$$

$$M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x} = 0.479 \times 38.27 = \mathbf{18.33 \text{ KN.m}}$$

▪ **Correction des moments :**

▪ **sens x-x :**

$$\text{Aux appuis : } M_{ua} = 0.5 M_{0x} = 0.5 \times 38.27 = \mathbf{19.13 \text{ KN.m}}$$

$$\text{En travée : } M_{ut} = 0.75 M_{0x} = 0.75 \times 38.27 = \mathbf{28.70 \text{ KN.m}}$$

▪ **sens y-y :**

$$\text{Aux appuis : } M_{ua} = 0.5 M_{0y} = 0.5 \times 18.33 = \mathbf{9.16 \text{ KN.m}}$$

$$\text{En travée : } M_{ut} = 0.75 M_{0y} = 0.75 \times 18.33 = \mathbf{13.75 \text{ KN.m}}$$

A l'ELS:

$$\rho = 0.7 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0708 \\ \mu_y = 0.620 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \cdot q_s \cdot l_x^2 = 0.0708 \times 46.31 \times (3.06)^2 = \mathbf{30.70 \text{ KN.m}} \\ M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x} = 0.620 \times 30.70 = \mathbf{19.03 \text{ KN.m}} \end{cases}$$

- **Correction des moments :**

- **sens x-x :**

Aux appuis : $M_{sa} = 0.5 M_{0x} = 0.5 \times 30.70 = \mathbf{15.35}$ KN.m

En travée : $M_{st} = 0.75 M_{0x} = 0.75 \times 30.70 = \mathbf{23.03}$ KN.m

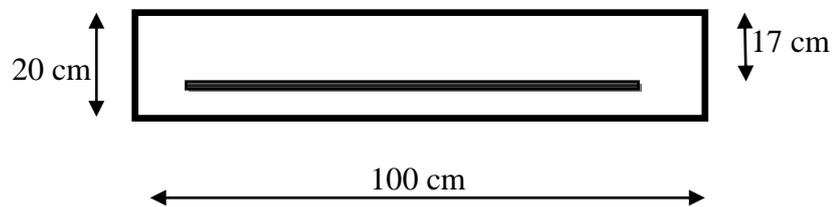
- **sens y-y :**

Aux appuis : $M_{as} = 0.50 M_{0y} = 0.5 \times 19.03 = \mathbf{9.52}$ KN.m

En travée : $M_{ts} = 0.75 M_{0y} = 0.75 \times 19.03 = \mathbf{14.27}$ KN.m

3. Détermination des armatures à l'ELU:

$$\begin{cases} H = 20 \text{ cm} \\ d = 17 \text{ cm} \\ b = 100 \text{ cm} \end{cases}$$



$$\mu_b = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}}$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}}$$

$$A_{\min} = 0.10\% \times B = 2 \text{ cm}^2 \quad (\text{RPA 2003/ART 10.1.2})$$

Le résumé du calcul sera donné dans le tableau suivant:

- **Sens x-x :**

	Travées	Appuis
Mu (KN.m)	28.70	19.13
μ_b	0.070	0.046
β	0.964	0.976
A_{cal} (cm²)	5.03	3.31
A_{min} (cm²)	2.00	2.00
A_{adop} (cm)	5.65	5.65
Choix des barres	5HA12	5HA12
Espacement (cm)	20	20

- Sens y-y :

	Travées	Appuis
M_u (KN.m)	13.75	9.16
μ_b	0.034	0.022
β	0.983	0.989
A_{cal} (cm ²)	2.36	1.57
A_{min} (cm ²)	2.00	2.00
A_{adop} (cm)	3.92	3.92
Choix des barres	5HA10	5HA10
Espacement (cm)	20	20

VII.6 VERIFICATION A L'ELS :

- Vérification des contraintes dans le béton :

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15\text{MPa}$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K1} \quad \text{avec : } \sigma_{st} = \frac{M_{sa}}{\beta_1 \times A_s \times d}$$

$$\rho = \frac{100 \times A_a}{b \times d} = \frac{100 \times 3.92}{100 \times 17} = 0.231$$

- Vérification des contraintes dans le béton :

sens		Ms(max)	Asu	ρ_1	β_1	K1	σ_s (Mpa)	σ_{bc} (Mpa)
x-x	appuis	15.35	5.65	0.332	0.910	40.56	175.62	4.33
x-x	travée	23.03	5.65	0.332	0.910	40.56	263.48	6.50
y-y	appuis	9.52	3.92	0.231	0.923	49.93	154.77	3.10
y-y	travée	14.27	3.92	0.231	0.923	49.93	231.99	4.65

Conclusion : Les contraintes dans le béton sont vérifiées.

➤ **Résultats:**

L'épaisseur du Mur plaque est de **20cm**.

- ✓ **Le ferrailage du Mur plaque est comme suit :**

Sens x-x :

En travée : 5HA12/ml avec un espacement de **20 cm**.

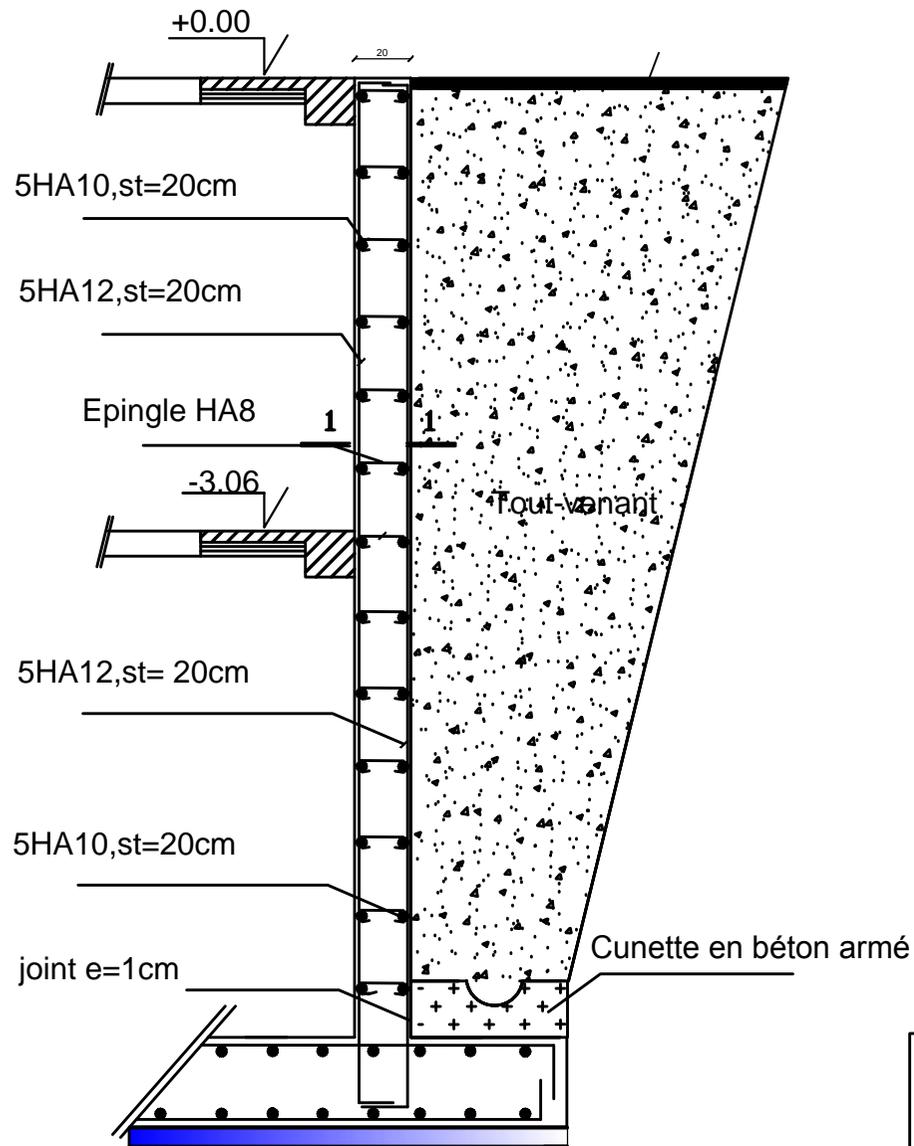
Aux appuis : 5HA12/ml avec un espacement de **20 cm**.

Sens y-y :

En travée : 5HA10/ml avec un espacement de **20 cm**.

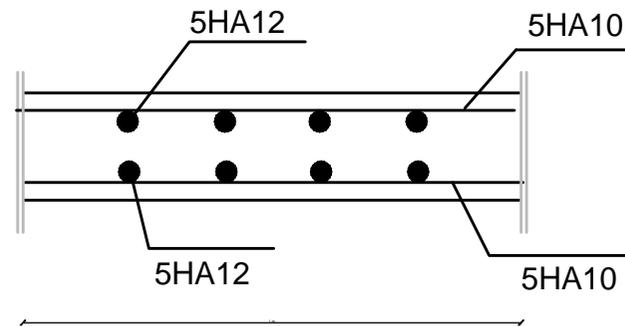
Aux appuis : 5HA10/ml avec un espacement de **20 cm**.

Plan de ferrailage du Mur plaque



Plan de ferrailage du Mur plaque

Coupe 1-1



UNIVERSITE MOULOUD MAMMERY DE TIZI OUZOU		Faculté du génie de la construction Département de génie civil	
ETUDIER PAR: Mr : OUENDI Ahcene Mr : KACI Smail		Plan de ferrailage du mur plaque	
DERIGER PAR: Mme : MOBARE.HAMEL			



CHAPITRE VIII

Etude de l'infrastructure

VIII.1 INTRODUCTION :

Une **fondation** se définit comme un élément architectural d'un bâtiment qui assure la transmission et la répartition des charges de cet ouvrage dans le sol (poids propre du bâtiment, forces climatiques et surcharges liées à son utilisation).

Les fondations d'un bâtiment représentent un enjeu essentiel de son architecture, car elles forment la partie structurelle qui s'oppose au tassement et aux infiltrations. Selon la capacité portante, les forces mises en jeu et les tassements admissibles, le constructeur choisira une solution du type fondation superficielle, semi-profonde ou profonde, qui diffèrent par leur géométrie et leur fonctionnement.

Le choix du type de fondation est conditionné par les critères suivants :

- La nature de l'ouvrage à fonder et sa stabilité,
- La nature du terrain et sa résistance,
- Profondeur du bon sol,
- Le tassement du sol,
- Capacité portante du sol,
- L'importance de la superstructure,
- La facilité de l'exécution,
- L'économie.

VIII.2 TYPE DE FONDATION :

VIII.2.1 FONDATIONS SUPERFICIELLES :

En général on dit qu'une fondation est superficielle lorsque sa plus petite dimension est plus grande que la profondeur minimale de son niveau, le rapport de ces dimensions doit

Vérifier l'inégalité suivante : $\frac{\text{profondeur}}{\text{largeur}} < 4$

Elles sont utilisées pour les sols de bonne capacité portante, lorsque les couches de terrain sont capables de supporter l'ouvrage. Elles permettent la transmission directe des efforts au sol, c'est le cas des semelles filantes et les radiers.

VIII.2.2 FONDATIONS PROFONDES :

Ce type de fondation est généralement utilisé dans les cas des mauvais sols et qui ont une faible capacité portante, ou lorsque le bon sol est assez profond (> 2m) .Il s'agit de fondations sur puits ou sur pieux.

Les fondations sur pieux peuvent être préfabriquées ou forcées et coulées sur place. Les puits remplis de gros béton se distinguent des pieux forcés par leur plus grand diamètre (1m et plus).

Ainsi, suivant la profondeur de bon sol, on procède à la mise en place des fondations suivantes :

- [0.8 ; 1.5] m : fondations superficielles.
- [1.5 ; 5] m : fondations profondes sur puits.
- > 5 m : fondations profondes sur pieux.

VIII.3 ETUDE DU SOL :

Le choix de types de fondation repose essentiellement sur une étude détaillée du sol qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier. Les résultats de cette étude nous ont donné une contrainte admissible du sol $\sigma_{sol} = 2.5 \text{ bars}$.

- **Remarque :**

Les semelles reposent toujours sur une couche de béton de propreté de 5 à 10cm d'épaisseur dosé à 150 kg/m^3 de ciment.

VIII.4 DIMENSIONNEMENT :**VIII.4.1 SEMELLES ISOLES SOUS POTEAUX :**

Vu que notre structure comporte des voiles alors la vérification de la semelle isolée n'est pas nécessaire on passe directement à la vérification de la semelle filante.

VIII.4.2 SEMELLES FILANTES :**a. Semelles filantes sous voiles :**

$$\frac{N_s}{S} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow \frac{G+Q}{B \cdot L} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow B \geq \frac{G+Q}{\sigma_{sol} \cdot L} \text{ Avec : } B : \text{ La largeur de la semelle.}$$

- L : Longueur de la semelle
- G, Q : Charge et surcharge revenant au voile considéré,
- σ_{sol} : Contrainte admissible du sol.

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

Voiles	N _s (KN)	L (m)	B (m)	S=B.L (m ²)
VT1	877.82	1.20	2.93	3.52
VT2	613.2	1.20	2.04	2.45
VT3	2598.46	3.25	3.20	10.40
VT4	1517.54	2.50	2.43	6.08
VT5	2617.3	3.25	3.22	10.46
VT6	1616.59	2.50	2.59	6.48
VT7	888.73	1.20	2.96	3.55
VT8	629.6	1.20	2.10	2.52
				45.46

Tableau VIII.1 Surface de semelles filantes sous voiles (sens transversal)

Voiles	N _S (KN)	L (m)	B (m)	S=B.L (m ²)
VL1	1631.49	2.00	3.26	6.52
VL2	858.11	2.00	1.72	3.44
VL3	1930.72	2.00	3.86	7.72
VL4	2081.78	2.00	4.16	8.32
VL5	1682.96	2.00	3.37	6.74
VL6	924.33	2.00	1.85	3.70
				36.44

Tableau VIII.2 : Surface de semelles filantes sous voiles (sens longitudinal)

$$S_V = \sum S_i = 81.90\text{m}^2$$

Avec : S_V : Surface totale des semelles filantes sous voiles.

b. Semelles filantes sous poteaux :

▪ Résultantes des charges :

Le calcul se fera sur la file du portique le plus sollicité

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Poteaux	N _S (KN)	M _i	e _i (m)	N × e _i
POT 03	1338.94	-0.001	-9.25	-12385.195
POT 07	2140.57	0.138	-5.55	-11880.1635
POT 11	1134.71	-0.001	-2.15	-2439.6265
POT 15	1232.88	-0.001	1.65	2034.252
POT 19	2273.87	-0.14	5.85	13302.1395
POT 23	1383.62	-0.001	9.25	12798.485
Somme	9504.59	-0.006	/	1429.89

Tableau VIII.3 Résultante des charges sous poteaux.

Coordonnées de la résultante des forces par rapport au centre de gravité de la semelle :

$$e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R = \sum N_i} = 0.150\text{m}$$

Distribution des sollicitations par mètre linéaire des semelles :

- Si $e < \frac{L}{6} \Rightarrow$ Répartition triangulaire.
- Si $e \leq \frac{L}{6} \Rightarrow$ Répartition trapézoïdale

$$e = 0.15\text{m} < \frac{L}{6} = \frac{19.00}{6} = 3.16\text{m} \Rightarrow \text{Répartition trapézoïdale.}$$

$$q_{\min} = \frac{N_s}{L} \times \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L}\right) = \frac{9504.59}{19.00} \times \left(1 - \frac{6 \times 0.15}{19.00}\right) = 476.54\text{KN/m}^2$$

$$q_{\max} = \frac{N_s}{L} \times \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L}\right) = \frac{9504.59}{19.00} \times \left(1 + \frac{6 \times 0.15}{19.00}\right) = 523.93 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{(L/4)} = \frac{N_s}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right) = \frac{9504.59}{19.00} \times \left(1 + \frac{3 \times 0.15}{19.00}\right) = 512.08 \text{ KN/m}^2$$

▪ **Détermination de la largeur de la semelle :**

$$B \geq \frac{q_{(L/4)}}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{512.08}{250} = 2.04 \text{ m}$$

On prend : $B = 2.10 \text{ m}$.

On aura donc : $S = 2.1 \times 19.00 = 39.90 \text{ m}^2$

Nous aurons la surface totale de la semelle filante : $S_t = S \times n + S_v$

$$S_t = 39.90 \times 4 + 81.90 = 241.50 \text{ m}^2$$

Avec :

n : Nombre de portique dans le sens considéré.

• **Remarque :**

- $S_{\text{bat}} = 282.7 \text{ m}^2$

- La surface totale des semelles filantes dans le sens transversal : $S_t = 241.50 \text{ m}^2$

Après le calcul :

$$\frac{S_t}{S_{\text{bat}}} = \frac{241.50}{282.7} \times 100 = 85.43\% \Rightarrow S_t > 50\% S_{\text{bat}}$$

Etant donné que la surface totale des semelles filantes est très importante (dépasse les 50% de la surface du bâtiment 85.43%) donc on opte pour **un radier général**

VIII.4.3 ETUDE DU RADIER :

Les radiers sont des fondations planes : il s'agit, en quelque sorte, de planchers inversés en béton armé dont la totalité de la surface participe à la répartition des charges sur le sol.

Leur épaisseur, de plusieurs dizaines de centimètres, dépend :

- des charges apportées par l'ouvrage.
- de l'espacement des éléments porteurs.
- de la consistance du sol.

Le radier est :

- Rigide en son plan horizontal.
- Permet une meilleure répartition de la charge sur le sol de fondation (répartition linéaire).
- Facilité de coffrage.
- Rapidité d'exécution
- Semble mieux convenir face aux désordres ultérieurs qui peuvent provenir des tassements éventuels

a .Pré dimensionnement du radier :

- **Selon la condition d'épaisseur minimale :**

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ($h_{\min} \geq 25$ cm)

- **Selon la condition forfaitaire :**

- **Sous voiles :**

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5}$$

Avec :

- h : épaisseur du radier
- L_{\max} : distance entre deux voiles ou poteaux successifs, $L_{\max} = 420$ cm

$$52.50 \text{ cm} \leq h \leq 84 \text{ cm} \longrightarrow \text{On prend : } h_v = 70 \text{ cm}$$

- **Sous poteaux :**

- **La dalle :**

La dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes :

$$h \geq \frac{L_{\max}}{20} \quad \text{Avec une hauteur minimale de 25cm}$$

$$h \geq \frac{420}{20} = 21 \text{ cm} \longrightarrow \text{On prend : } h_d = 30 \text{ cm.}$$

- **La nervure :**

La nervure du radier doit avoir une hauteur h_r égale à :

$$h \geq \frac{420}{10} = 42 \text{ cm} \longrightarrow \text{On prend : } h_n = 70 \text{ cm.}$$

- **Selon la condition de longueur d'élasticité :**

$$L_e = \sqrt{\frac{4 \cdot EI}{K \cdot b}} > \frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}$$

Avec :

L_e : Longueur élastique

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface. $K = 40$ MPa

L_{\max} : La distance maximale entre deux voiles successifs

De la condition précédente, nous tirons h :

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}\right)^4 \cdot \frac{3K}{E}}$$

I : Inertie de la section du radier ($b=1$ m)

E : Le module de Young

Pour un chargement de long durée ; $E = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.86$ MPa, donc :

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2 \times 4.20}{3.14}\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10818.86}} = 0.83 \text{ m} \longrightarrow \text{On prend : } h = 100 \text{ cm}$$

➤ **Largeur de la nervure :**

$$0.4h_n \leq b_n \leq 0.7 h_n$$

$$0.4 \times 100 \text{ cm} \leq b_n \leq 0.7 \times 100 \text{ cm}$$

$$40 \text{ cm} \leq b_n \leq 70 \text{ cm} \longrightarrow \text{On prend : } b_n = 60 \text{ cm.}$$

Le choix définitif des dimensions du radier est le suivant:

- $h_d = 30 \text{ cm}$ \longrightarrow h_d : hauteur de la dalle.
- $b_n = 60 \text{ cm}$ \longrightarrow b_n : largeur de la nervure.
- $h_n = 100 \text{ cm}$ \longrightarrow h_n : hauteur de la nervure.

VIII.5 DETERMINATION DES EFFORTS :

VIII.5.1 POIDS DE LA SUPERSTRUCTURE :

Pour le calcul des charges de la superstructure, on fait la somme des masses des planchers.

Charges permanentes : $G = 38761.67 \text{ KN}$. (Tiré à partir du logiciel ETABS)

Charges d'exploitation : $Q = 6982.25 \text{ KN}$. (Tiré à partir du logiciel ETABS)

VIII.5.2 COMBINAISONS D' ACTIONS :

$$\text{ELU: } N_u = 1.35G + 1.5Q = 62801.62 \text{ KN}$$

$$\text{ELS: } N_s = G + Q = 45743.92 \text{ KN}$$

VIII.5.3 DETERMINATION DE LA SURFACE NECESSAIRE DU RADIER :

$$\text{ELU: } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_u}{1.33 \bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{62801.62}{1.33 \times 250} = 188.87 \text{ m}^2$$

$$\text{ELS: } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{45743.92}{250} = 182.97 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{bat}} = 282.7 \text{ m}^2 > \text{Max} (S_1; S_2) = 188.87 \text{ m}^2$$

• **Remarque :**

On remarque que la surface totale du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, dans ce cas on opte juste pour un débord minimal que nous imposent les règles du BAEL, et il sera calculé comme suit :

$$L_{\text{deb}} \geq \max \left(\frac{h}{2}; 30 \text{ cm} \right) = \max \left(\frac{100}{2}; 30 \text{ cm} \right) = 50 \text{ cm}$$

Soit un débord de : $L_{\text{deb}} = 50 \text{ cm}$.

Donc on aura une surface totale du radier :

$$S_{\text{rad}} = S_{\text{bat}} + S_{\text{deb}}$$

$$S_{\text{rad}} = 282.7 + (19+13) \times 2 \times 0.5 = 314.7 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{rad}} = 314.7 \text{ m}^2$$

VIII.6 DETERMINATION DES EFFORTS A LA BASE DU RADIER :

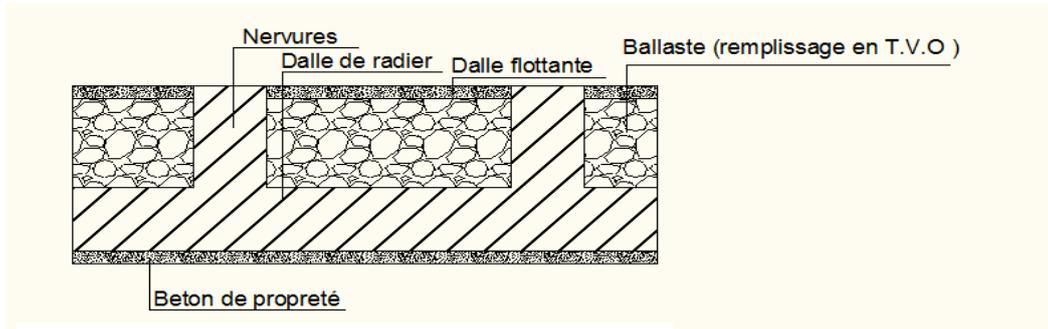


Figure VIII.1 Coupe vertical d'un radier

VIII.6.1 CALCUL DES EFFORTS A LA BASE DU RADIER :

➤ charges permanentes :

a. Poids du bâtiment (superstructure) :

$$G_{\text{bat}} = 38761.67 \text{ KN (Tiré à partir du logiciel ETABS)}$$

b. Poids du radier (infrastructure) :

$$G_{\text{rad}} = \text{Poids de la dalle} + \text{poids de la nervure} + \text{poids de (T.V.O)} + \text{poids de la dalle flottante}$$

▪ Poids de la dalle :

$$P_{\text{dalle}} = S_{\text{radier}} \times h_{\text{da}} \times \rho_b$$

$$P_{\text{dalle}} = (314.7 \times 0.3) \times 25 = 2360.25 \text{ KN}$$

$$\mathbf{P_{dalle} = 2360.25 \text{ KN}}$$

▪ Poids de la nervure :

$$\bullet P_{\text{nerv}} = b_n (h_n - h_d) \rho_b \sum (L_x \times n + L_y \times m)$$

$$P_{\text{nerv}} = 0.6(1.00 - 0.3) \times 25(19 \times 4 + 13 \times 6)$$

$$\mathbf{P_{nervure} = 1617 \text{ KN}}$$

▪ Poids de remblai (T.V.O) :

$$P_{\text{T.V.O}} = (S_{\text{rad}} - S_{\text{nerv}}) \times (h_n - h_d) \times \rho$$

$$\text{avec : } S_{\text{ner}} = b_n \times \sum (L_x \times n + L_y \times m)$$

$$S_{\text{ner}} = 0.6 \times \sum (19 \times 4 + 13 \times 6) = 92.4 \text{ m}^2$$

$$P_{\text{T.V.O}} = (314.7 - 92.4) \times (1.00 - 0.3) \times 25 = 3890.25 \text{ KN}$$

$$\mathbf{P_{T.V.O} = 3890.25 \text{ KN}}$$

▪ **Poids de la dalle flottante libre :**

$$P_{df} = S_{rad} \times e_p \times \rho_b$$

$$P_{df} = 314.7 \times 0.10 \times 25 = 786.75 \text{ KN.} \quad (e_p = 10 \text{ cm}).$$

$$P_{df} = 786.75 \text{ KN}$$

⇒ **Poids totale du radier (infrastructure) :**

$$G_{rad} = 2360.25 + 1617 + 3890.25 + 786.75 = 8654.25 \text{ KN}$$

⇒ **Charge permanente apportée sur le radier G_T :**

$$G_T = P \text{ (superstructure)} + P \text{ (infrastructure)}$$

$$G_{Total} = 38761.67 + 8654.25 = 47415.92 \text{ KN}$$

VIII.6.2 CHARGES D'EXPLOITATION :

$$\text{Surcharges du bâtiment : } Q_{bat} = 6982.25 \text{ KN}$$

$$\text{Surcharges du radier : } Q_{rad} = 2.5 \times 314.7 = 786.75 \text{ KN}$$

$$Q_{Total} = 6982.25 + 786.75 = 7769 \text{ KN}$$

VIII.6.3 COMBINAISONS D'ACTION :

$$\text{ELU: } N_u = 1.35G + 1.5Q = 75664.99 \text{ KN}$$

$$\text{ELS: } N_s = G + Q = 55184.92 \text{ KN}$$

VIII.7 CALCUL DES CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DU RADIER :

VIII.7.1 CALCUL DU CENTRE DE GRAVITE DU RADIER :

$$X_G = \frac{\sum S_i X_i}{\sum S_i} = 11.05 \text{ m}$$

$$Y_G = \frac{\sum S_i Y_i}{\sum S_i} = 6.58 \text{ m}$$

Avec :

S_i : Aire du panneau considéré.

X_i, Y_i : Centre de gravité du panneau considéré.

VIII.7.2 MOMENT D'INERTIE DU RADIER :

$$I_{xx} = \sum I_{xi} + S_i \times (Y_i - Y_G)^2 = 3438.05 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = \sum I_{yi} + S_i \times (X_i - X_G)^2 = 7956.85 \text{ m}^4$$

VIII.7.3 VERIFICATIONS :**a. Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0.15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{MPa} \right\} = 2.5 \text{MPa}$$

Avec : $b = 100 \text{ cm}$; $d = 0.9 h = 0.9 \times 30 = 27 \text{ cm}$

$$T_u^{\max} = q_u \frac{L_{\max}}{2}$$

$$T_u^{\max} = \frac{N_u \cdot b}{S_{rad}} \frac{L_{\max}}{2} = \frac{75664.99 \times 1}{314.7} \times \frac{4.20}{2} = 504.91 \text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{504.91 \times 10^3}{270 \times 1000} = 1.87 \text{MPa} \leq \tau_u = 2.5 \text{MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

b. Vérification de la stabilité du radier :

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- Effort normal (N) dû aux charges verticales.
- Moment de renversement (M) dû au séisme dans le sens considéré.

$$M_j = M_{j(K=0)} + T_{j(K=0)} \cdot h$$

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 :

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

Ainsi on doit vérifier que :

$$\text{ELU: } \sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1.33 \cdot \sigma_{SOL}$$

(RPA99/2003.Art.10.1.4.1)

$$\text{ELS: } \sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{SOL}$$

$$\text{Avec : } \sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \cdot V$$

V: distance entre le CDG du radier et la fibre la plus éloignée de ce dernier.

$$N_u = 75664.99 \text{ KN} ; N_s = 55184.92 \text{ KN}$$

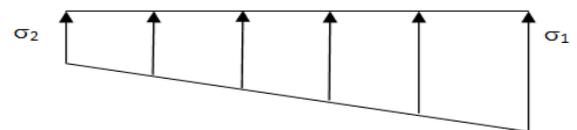


Figure VIII.2 Diagramme des contraintes

▪ **Sens longitudinal**

➤ **A P'ELU:**

$$M_i = M_0 + (T_0 \times h)$$

$$M_X = 3414.618 + 1871.6 \times 1.00 = 5286.21 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{75664.99}{314.7} + \frac{5286.21}{7956.85} \times 11.05 = 247.77 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{75664.99}{314.7} - \frac{5286.21}{7956.85} \times 11.05 = 233.09 \text{ KN} / \text{m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 247.77 + 233.09}{4} = 244.10 \text{ KN} / \text{m}^2 ; 1.33\sigma_{SOL} = 1.33 \times 250 = 332.5 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_m < 1.33 \cdot \sigma_{SOL} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **A P'ELS**

$$M_X = 5286.21 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{55184.92}{314.7} + \frac{5286.21}{7956.85} \times 11.05 = 182.70 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{55184.92}{314.7} - \frac{5286.21}{7956.85} \times 11.05 = 168.01 \text{ KN} / \text{m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 182.70 + 168.01}{4} = 179.03 \text{ KN} / \text{m}^2 ; \sigma_{SOL} = 250 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_m < \sigma_{SOL} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

▪ **Sens transversal :**

➤ **A P'ELU:**

$$M_i = M_0 + (T_0 \times h)$$

$$M_y = 3308.556 + 1841.86 \times 1 = 5150.41 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{75664.99}{314.7} + \frac{5150.41}{3438.05} \times 6.58 = 250.29 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{75664.99}{314.7} - \frac{5150.41}{3438.05} \times 6.58 = 230.57 \text{ KN} / \text{m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 250.29 + 230.57}{4} = 245.36 \text{ KN} / \text{m}^2 ; 1.33\sigma_{SOL} = 1.33 \times 250 = 332.5 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_m < 1.33\sigma_{SOL} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ A P'ELS :

$$M_y = 5150.41 \text{ KN}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{55184.92}{314.7} + \frac{5150.41}{3438.05} \times 6.58 = 185.21 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{55184.92}{314.7} - \frac{5150.41}{3438.05} \times 6.58 = 165.49 \text{ KN/m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 185.21 + 165.49}{4} = 180.28 \text{ KN/m}^2 ; \sigma_{SOL} = 250 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m < \sigma_{SOL} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion :

Toutes les contraintes sont vérifiées.

Les résultats de calculs sont résumés dans le tableau suivant :

Contrainte		ELU			ELS		
		σ_1	σ_2	σ_m	σ_1	σ_2	σ_m
Sens	Long	247.77	233.09	244.10	182.70	168.01	179.03
	Trans	250.29	230.57	245.36	185.21	165.49	180.28

Tableau VIII.4 Vérification des contraintes

• Vérification à l'effort sous pressions :

$$P \geq \alpha \times S_{radier} \times \gamma \times Z$$

Avec :

- P : Poids total à la base du radier
- γ : Poids volumique de l'eau = 10 KN/m³
- Z : Profondeur de l'infrastructure Z = 1.00 m.
- α : coefficient de sécurité vis à vis du soulèvement $\alpha = 1.5$

$$P \geq \alpha \times S_{radier} \times \gamma \times Z = 1.5 \times 314.7 \times 10 \times 1.00 = 4720.5 \text{ KN}$$

$$P = 38761.67 \text{ KN} > 4720.5 \text{ KN} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

• Vérification au poinçonnement : (Art. A.5.2.42/BAEL91)

Aucun calcul ne sera exigé si la condition suivante est satisfaite :

$$N_u \leq \frac{0.045 \mu_c \cdot h \cdot f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec : N_u : Charge de calcul à l'ELU pour le poteau

μ_c : Périmètre du contour cisailé sur le plan du feuillet moyen du radier.

a : Epaisseur du voile ou du poteau

b : Largeur du poteau ou du voile (une bande de 1m).

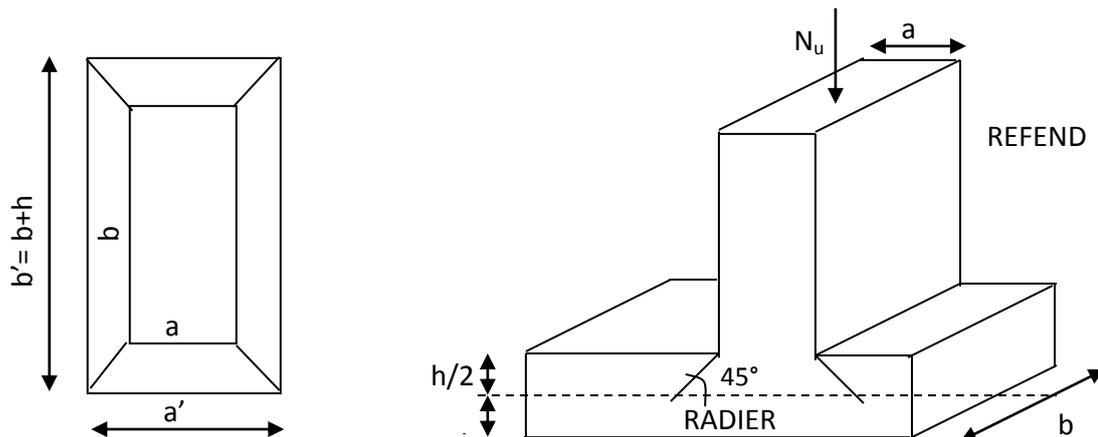


Fig. VIII.3 : Périmètre utile des voiles et des poteaux.

➤ Calcul du périmètre utile μ_{cx}

• Poteau (le poteau le plus sollicité):

$$\mu_c = 2 \cdot (a' + b') = 2 \cdot (a + b + 2 \cdot h) = 2 \times (0.50 + 0.50 + 2 \times 1.0) = 6.0 \text{ m}$$

$$N_u = 1729.59 \text{ KN}$$

$$N_u < \frac{0.045 \times 6.0 \times 1.0 \times 25000}{1.5} = 4500 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

• Voile (le voile le plus sollicité):

En considère une bande de largeur $b = 1\text{m}$

$$\mu_c = 2 \cdot (a' + b') = 2 \cdot (a + b + 2 \cdot h) = 2 \times (0.2 + 1 + 2 \times 1.00) = 6.4 \text{ m}$$

$$N_u = 3535.77 \text{ KN}$$

$$N_u < \frac{0.045 \times 1.00 \times 6.4 \times 25000}{1.5} = 4800 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

VIII.8 FERRAILLAGE DU RADIER :

Pour le calcul de ce radier, on utilise les méthodes exposées dans le BAEL.91.

VIII.8.1 FERRAILLAGE DE LA DALLE :

La dalle du radier sera étudiée comme une plaque rectangulaire soumise à un chargement uniforme, et encastrée sur quatre côtés, on distingue deux cas :

➤ **1^{er} Cas** : Si $\alpha < 0.4 \Rightarrow$ La flexion longitudinale est négligeable.

$$M_{ox} = q_u \cdot \frac{L_x^2}{8} ; M_{oy} = 0$$

➤ **2^{eme} Cas** : Si $0.4 < \alpha \leq 1 \Rightarrow$ 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 : $M_{ox} = \mu_x \times q_u \times L_x^2$

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 : $\alpha = \frac{L_x}{L_y}$ avec ($L_x < L_y$)

Remarque :

Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins ; et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, on adopte la même section d'armatures, en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

Identification du panneau le plus sollicité :

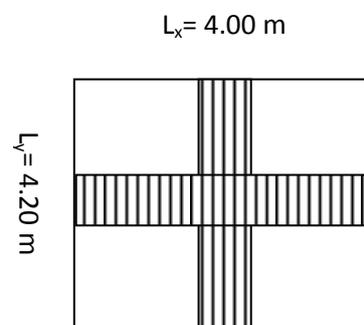
$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4}{4.20} = 0.95$$

$0.4 < \rho \leq 1 \Rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens.

Pour le calcul du ferrailage, on soustrait de la contrainte σ_m , la contrainte moyenne maximale due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

$$\mathbf{A \text{ P'ELU}} : q_{um} = \sigma_m(\text{ELU}) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = (245.36 - 1.35 \times \frac{8654.25}{314.7}) \times 1m = 208.23 \text{ KN/ml}$$

$$\mathbf{A \text{ P'ELS}} : q_{sm} = \sigma_m(\text{ELS}) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = (180.28 - \frac{8654.25}{314.7}) \times 1m = 152.78 \text{ KN/ml.}$$



a. Calcule à l'ELU :**▪ Evaluation des moments M_x ; M_y :**

$$\nu=0 ; \rho = 0.95 \rightarrow \mu_x = 0.0410$$

$$\mu_y = 0.888$$

$$\text{On aura donc : } \begin{cases} M_x = 0.0410 \times 208.23 \times 4^2 = 136.60 \text{ KN.m} \\ M_y = 0.888 \times 136.60 = 121.30 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Remarque :

Afin de tenir compte des semi encastremets de cette dalle au niveau des nervures, les moments calculés seront minorés en leur effectuant des coefficients de (0.3) aux appuis de rive et (0.5) aux appuis intermédiaires et de (0.75) en travée.

▪ Ferrailage dans le sens x-x :**- Moments aux appuis intermédiaires**

$$M_{ua} = (0.5) \cdot M_{u \max}$$

$$M_{ua} = (0.5) \times 136.60$$

$$M_{ua} = 68.30 \text{ KN.m}$$

- Moments en travée

$$M_{ut} = (0.75) \cdot M_{u \max}$$

$$M_{ut} = (0.75) \times 136.60$$

$$M_{ut} = 102.45 \text{ KN.m}$$

➤ Aux appuis :

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{68.30 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14.2} = 0.066 < 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires :

$$\mu_u = 0.066 \Rightarrow \beta_u = 0.966$$

$$A_{ua} = \frac{M_{ua}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma} = \frac{68.30 \times 10^3}{0.966 \times 27 \times 348} = 7.52 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{ua} = 7.52 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit : $A_{ua} = 5\text{HA}14/\text{ml} = 7.69 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec : $S_t = 20 \text{ cm}$

➤ En travée :

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{102.45 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14.2} = 0.099 < 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0.099 \Rightarrow \beta_u = 0.9475$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{102.45 \times 10^3}{0.9475 \times 27 \times 348} = 11.51 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{ut} = 11.51 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit : $A_{ut} = 6\text{HA}16/\text{ml} = 12.06 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec : $S_t = 16 \text{ cm}$

▪ **Ferraillage dans le sens y-y**

- **Moments aux appuis intermédiaires**

$$M_{ua} = (0.5) \cdot M_{u \max}$$

$$M_{ua} = (0.5) \times 121.30$$

$$M_{ua} = 60.65 \text{ KN.m}$$

- **Moments en travée**

$$M_{ut} = (0.75) \cdot M_{u \max}$$

$$M_{ut} = (0.75) \times 121.30$$

$$M_{ut} = 90.97 \text{ KN.m}$$

➤ **Aux appuis :**

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{b \cdot d \cdot f_{bc}} = \frac{60.65 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14.2} = 0.058 < 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0.058 \Rightarrow \beta_u = 0.970$$

$$A_{ua} = \frac{M_{ua}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{60.65 \times 10^3}{0.970 \times 27 \times 348} = 6.65 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{ua} = 6.65 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit : $A_{ua} = 5\text{HA}14/\text{ml} = 7.70 \text{ cm}^2$ Avec : $S_t = 20 \text{ cm}$.

➤ **En travées :**

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \cdot d \cdot f_{bc}} = \frac{90.97 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14.2} = 0.088 < 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0.088 \Rightarrow \beta_u = 0.954$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{90.97 \times 10^3}{0.954 \times 27 \times 348} = 10.15 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_t = 10.15 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit : $A_{ut} = 6\text{HA}16/\text{ml} = 12.06 \text{ cm}^2$ Avec : $S_t = 16 \text{ cm}$

Les résultats du ferraillage sont résumés dans le tableau suivant :

Sens	Zone	M_u (KN.m)	μ	β	Section	A (cm ²)	$A_{\text{adoptée}}(\text{cm}^2)$	st (cm)
xx	Appuis	68.30	0.066	0.966	SSA	7.52	5HA14 = 7.69	20
	Travée	102.45	0.099	0.9475	SSA	11.51	6HA16 = 12.06	16
yy	Appuis	60.65	0.058	0.970	SSA	6.65	5HA14 = 7.70	20
	Travée	90.97	0.088	0.954	SSA	10.15	6HA16 = 12.06	16

Tableau VIII.5 Ferraillage du radier

a. Vérification à l'ELU :**1. Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = \delta_0 \cdot b \cdot h \left(\frac{3 - \rho}{2} \right)$$

Avec : $\delta_0 = 0.8\text{‰}$ pour les HA

$$A_{\min} = \delta_0 \cdot b \cdot h \left(\frac{3 - \rho}{2} \right) = 0.0008 \times 100 \times 30 \times \left(\frac{3 - 0.95}{2} \right) = 2.46 \text{ cm}^2.$$

➤ Aux appuis :

$$\left. \begin{array}{l} A_{ax} = 7.69 \text{ cm}^2 \\ A_{ay} = 7.70 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Conditions vérifiées.}$$

➤ En travées :

$$\left. \begin{array}{l} A_{ax} = 12.06 \text{ cm}^2 \\ A_{ay} = 12.06 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Conditions vérifiées.}$$

2. Espacements des armatures (BAEL91, A.8.2, 42) :

L'écartement maximal des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs ci-dessous dans lesquels « h » désigne l'épaisseur totale de la dalle :

Sens x-x : $S_t = 20 \text{ cm} \leq \min \{3h; 33 \text{ cm}\} = \min \{90; 33 \text{ cm}\} = 33 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$

Sens y-y : $S_t = 20 \text{ cm} \leq \min \{4h; 45 \text{ cm}\} = S_t = \min \{120; 45 \text{ cm}\} = 45 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$

3. Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec :

$$V_u = \frac{q_u L_y}{2} = \frac{208.23 \times 4.20}{2} = 437.73 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{437.73 \times 10^3}{1000 \times 270} = 1.62 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{1.5}; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\tau_u = 1.62 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$$

b. Vérification à l'ELS :**▪ Evaluation des moments M_x ; M_y :**

$$\nu = 0.2 ; \rho = 0.95 \Rightarrow \mu_x = 0.0483$$

$$\mu_y = 0.923$$

$$\text{On aura donc : } \begin{cases} M_x = 0.0483 \times 152.78 \times 4^2 = 118.07 \text{ KN.m} \\ M_y = 0.923 \times 118.07 = 108.98 \text{ KN.m} \end{cases}$$

▪ Sens x-x :**- Moments aux appuis**

$$M_{sa} = (0.5) \cdot M_{u \max}$$

$$M_{sa} = (0.5) \times 118.07$$

$$M_{sa} = 59.03 \text{ KN.m}$$

- Moments en travée

$$M_{st} = (0.75) \cdot M_{u \max}$$

$$M_{st} = (0.75) \times 118.07$$

$$M_{st} = 88.55 \text{ KN.m}$$

▪ Sens y-y :**- Moments aux appuis**

$$M_{sa} = (0.5) \cdot M_{u \max}$$

$$M_{sa} = (0.5) \times 108.98$$

$$M_{sa} = 54.49 \text{ KN.m}$$

- Moments en travée

$$M_{st} = (0.75) \cdot M_{u \max}$$

$$M_{st} = (0.75) \times 108.98$$

$$M_{st} = 81.73 \text{ KN.m}$$

▪ Vérification des contraintes dans le béton et l'acier :

Le radier étant exposé aux eaux emmagasinées dans le sol, de ce fait elles constituent un état de fissuration peu nuisible, les contraintes sont limitées alors :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} \Rightarrow \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\rho = \frac{100 \times A_u}{b \times d} ; \quad \sigma_s = \frac{M_s}{\beta \times d \times A_u}$$

Sens		M_s	A_u	ρ_1	β_1	K_1	σ_s	σ_b	$\bar{\sigma}_b$	Obs
X-X	Appui	59.03	7.69	0.284	0.915	43.82	310.71	7.090	15	OK
	Travée	88.55	12.06	0.446	0.898	34.02	302.83	8.901	15	OK
Y-Y	Appui	54.49	7.70	0.285	0.915	43.82	286.44	6.537	15	OK
	Travée	81.73	12.06	0.446	0.898	34.02	279.51	8.216	15	OK

Tableau VIII.6 Vérification des contraintes

VIII.8.2 FERRAILLAGE DU DEBORD :

Le débord est assimilé à une console courte encastrée dans le radier de longueur $L = 50\text{cm}$, soumise à une charge uniformément répartie.

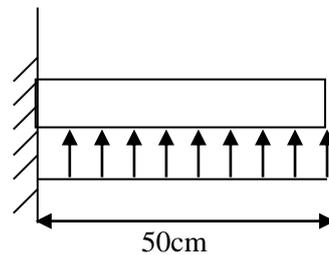


Figure VIII.4 Schéma statique du débord.

$$\text{A l'ELU : } M_u = \frac{-q_{um} \cdot L^2}{2} = \frac{-208.23 \times 0.5^2}{2} = -26.03 \text{ KN.m}$$

$$\text{A l'ELS : } M_s = \frac{-q_{sm} \cdot L^2}{2} = \frac{-152.78 \times 0.5^2}{2} = -19.10 \text{ KN.m}$$

a. Calcul des armatures :

▪ Armatures principales :

$b = 100\text{cm}$; $d = 27 \text{ cm}$; $f_{bc} = 14.2 \text{ MPa}$; $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{26.03 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14.2} = 0.025 < \mu_r = 0.392$$

$$\mu_u = 0.025 \Rightarrow \beta_u = 0.9875$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{26.03 \times 10^3}{0.9875 \times 27 \times 348} = 2.80 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit : $A_u = 4\text{HA}12 = 4.52\text{cm}^2$ avec : $St = 13\text{cm}$

▪ Armatures de répartitions :

$$A_r = \frac{A_u}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit : $A_r = 4 \text{ HA}10 / \text{ml} = 3.14\text{cm}^2/\text{ml}$ avec : $St = 25 \text{ cm}$

b. Vérification à l'ELU :

▪ Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 27 \times 2.1}{400} = 3.26 \text{ cm}^2$$

$$A_u = 4.52 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3.26 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Donc on adopte : $4\text{HA}12 = 4.52\text{cm}^2$.

c. Vérification à l'ELS :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{26.03}{19.10} = 1.363$$

$$\alpha = 0.051 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.363 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.43 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Il n'y a pas lieu de faire la vérification des contraintes à l'ELS.

- **Remarque :**

Les armatures de la dalle sont largement supérieures aux armatures nécessaires au débord ; afin d'homogénéiser le ferrailage, les armatures de la dalle seront prolonger et constitueront ainsi le ferrailage du débord.

VIII.8.3 FERRAILAGE DE LA NERVURE :

Les nervures sont considérées comme des poutres doublement encastées
 $h = 100 \text{ cm}$; $b = 60 \text{ cm}$; $c = 5 \text{ cm}$
 Pour la détermination des efforts, on utilise le logiciel ETABS.

a. Détermination des chargements :

A L'ELU : $q_u = 208.23 \text{ KN/ml}$

A L'ELS : $q_s = 152.78 \text{ KN/ml}$

Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants :

Les diagrammes des moments fléchissant et les efforts tranchants sont donnés par le logiciel ETABS :

- **Sens longitudinal (sens x-x) :**

1. Diagramme des chargements à l'ELU et à L'ELS :

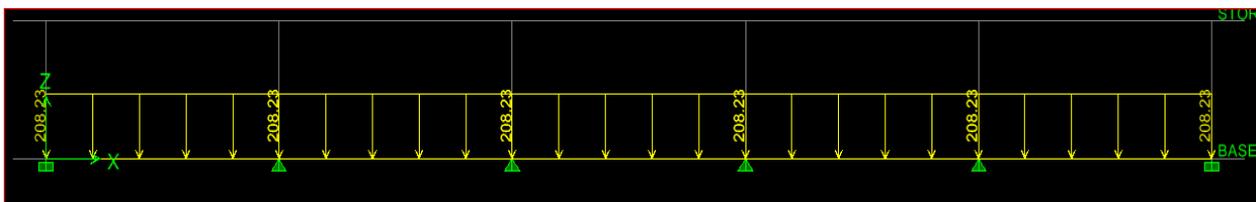


Figure VIII.5 Chargement à l'ELU (sens longitudinal)

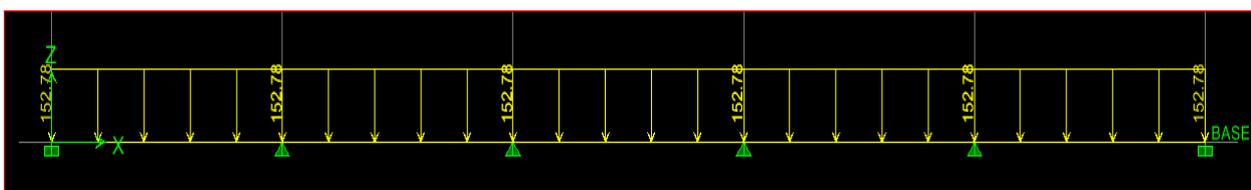


Figure VIII.6 Chargements à l'ELS (sens longitudinal)

2. Diagramme des moments fléchissant à L'ELU et à L'ELS :

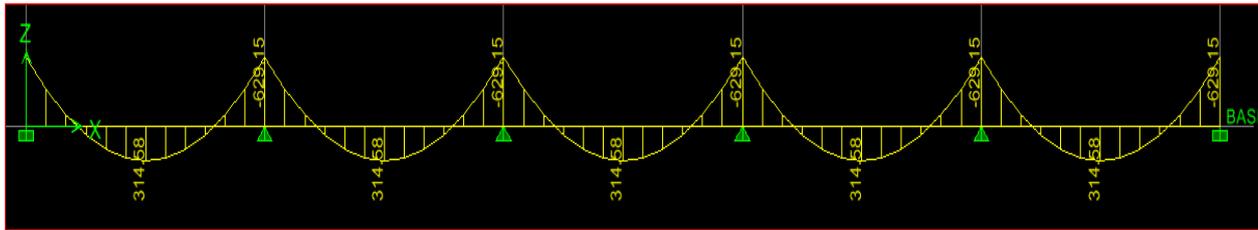


Figure VIII.7 Diagrammes des moments à l'ELU (sens longitudinal)

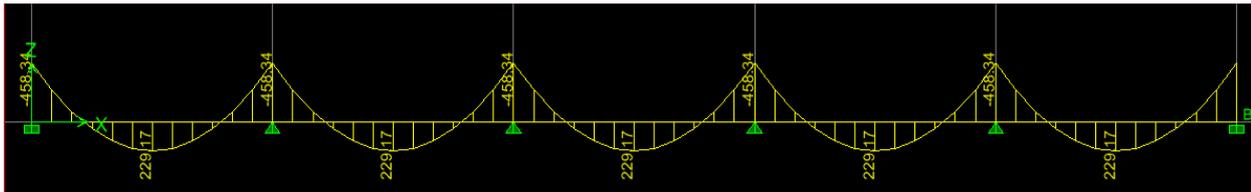


Figure VIII.8 Diagrammes des moments à l'ELS (sens longitudinal)

3. Diagramme de l'effort tranchant :

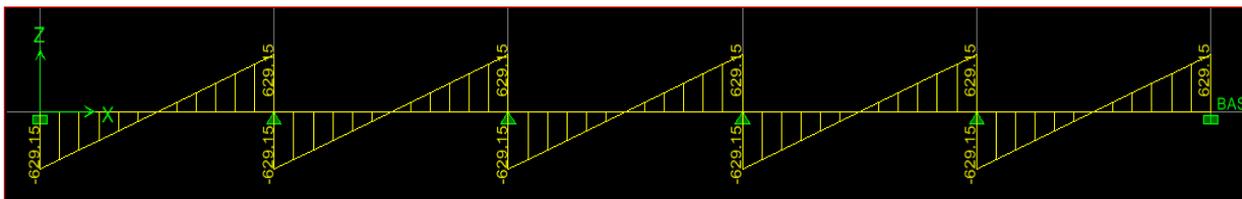


Figure VIII.9 Diagrammes des efforts tranchant à l'ELU (sens longitudinal)

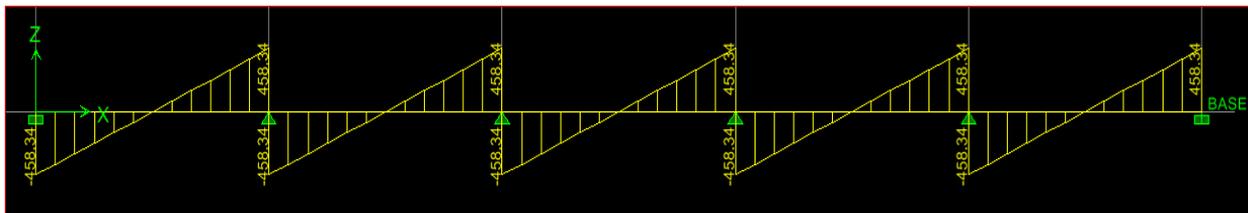


Figure VIII.10 Diagrammes des efforts tranchant à l'ELS (sens longitudinal)

▪ Sens transversal (sens y-y) :

1. Diagramme des chargements à l'ELU et à L'ELS :

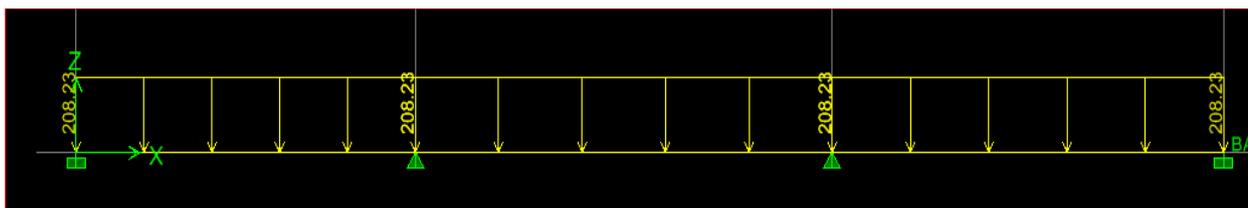


Figure VIII.11 Chargement à l'ELU pour les moments (sens transversal)

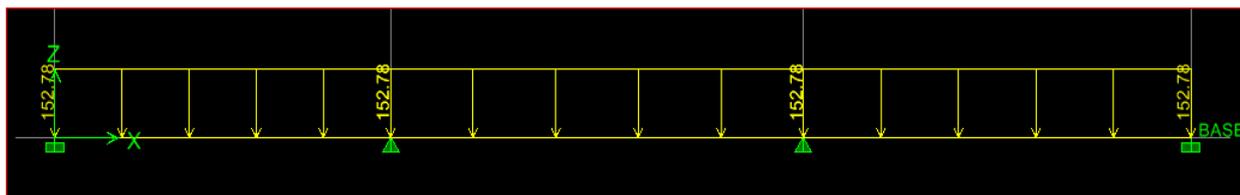


Figure VIII.12 Diagrammes des chargements à l'ELS (sens transversal)

2. Diagramme des moments fléchissant à L'ELU et à L'ELS :

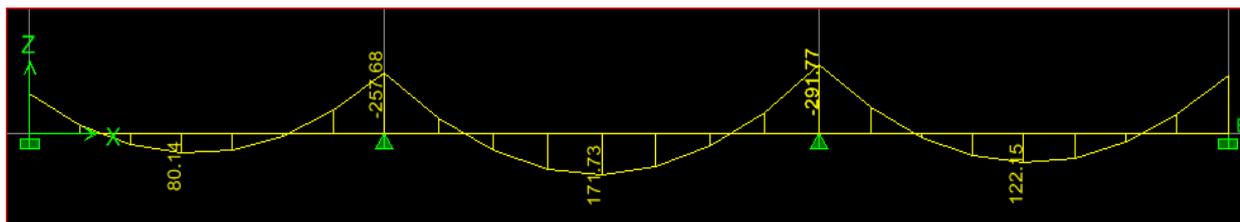


Figure VIII.13 Diagrammes des moments à l'ELU (sens transversal)

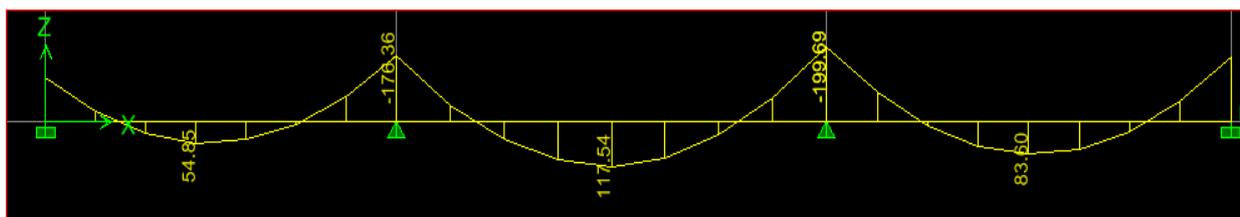


Figure VIII.14 Diagrammes des moments à l'ELS (sens transversal)

3. Diagramme de l'effort tranchant :

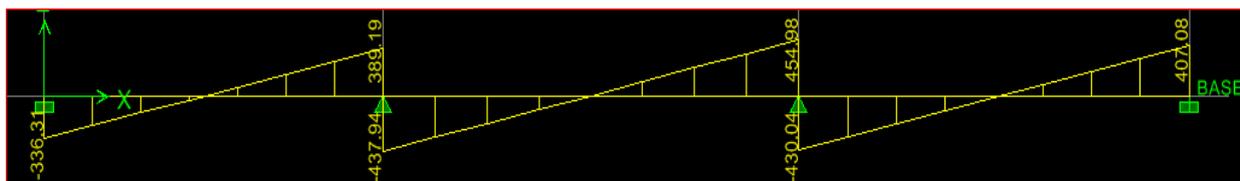


Figure VIII.15 Chargement à l'ELU pour les efforts tranchant (sens transversal)

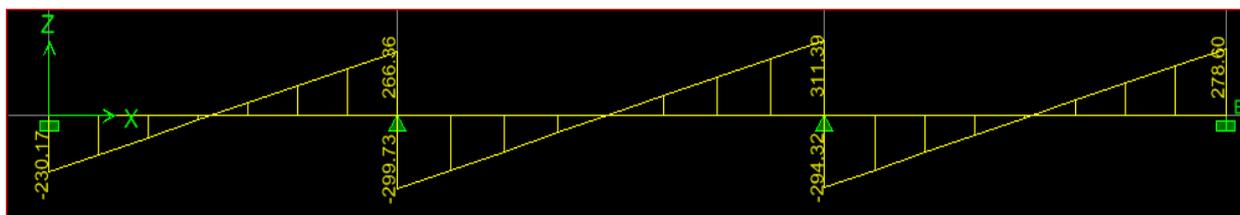


Figure VIII.16 Diagrammes des efforts tranchant à l'ELS (sens transversal)

Les résultats des moments et efforts relevés de l'ETABS sous forme de schémas sont résumés dans le tableau suivant :

	Sens longitudinal		Sens transversal	
	ELU	ELS	ELU	ELS
$M_{a\max}$ (KN.m)	629.15	458.34	291.77	199.69
$M_{t\max}$ (KN.m)	314.58	229.17	171.73	117.54
T_{\max} (KN)	629.17	458.34	454.98	311.39

Tableau VIII.7 : Les efforts internes dans les nervures.

b. Calcul des armatures :

▪ **Armatures longitudinales :**

Le ferrailage adopté pour la nervure dans les deux sens est donné dans le tableau ci-dessous :

$$b = 60 \text{ cm}; d = 95 \text{ cm}; f_{bc} = 14.2 \text{ MPa}; \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

Sens	Zone	M_u (KN.m)	μ	β	Section	A (cm ²)	A adoptée (cm ²)
xx	Appuis	629.15	0.082	0.957	SSA	19.88	4HA20+4HA16 = 20.60cm ²
	Travée	314.58	0.041	0.9795	SSA	9.71	4HA20 = 12.56cm ²
yy	Appuis	291.77	0.038	0.985	SSA	8.96	4HA14+4HA14=12.31cm ²
	Travée	171.73	0.022	0.989	SSA	5.25	4HA14=14.2cm ²

Tableau VIII.8 : ferrailage des nervures.

❖ **Vérifications l'ELU :**

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_s > A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = 6.88 \text{ cm}^2$$

Les sections d'armatures adoptées vérifient cette condition

➤ **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\bar{\tau}_u = \frac{T_{u\max}}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

Avec : $T_{u\max} = 629.17 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{629.17 \times 10^3}{600 \times 950} = 1.10 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Armatures transversales :**

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{20}{3} = 6.66 \text{ mm} \quad \text{Soit : } \phi = 10 \text{ mm}$$

On prend : 2 cadres de $\phi = 10 \text{ mm}$

- **Espacement des armatures :**

- **Zone nodale :**

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12 \Phi_L \right\} = \min \{25 ; 24\} = 24 \text{ cm}$$

Soit : $S_t = 10 \text{ cm}$ en zone nodale .

- **Zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{4} = 25 \text{ cm}$$

Soit : $S_t = 15 \text{ cm}$ en zone courante.

- **La quantité d'armatures transversales:**

- **En zone nodale :** $A_{\min} = 0.003 S_t b = 1.80 \text{ cm}^2$
- **En zone courante :** $A_{\min} = 0.003 S_t b = 2.70 \text{ cm}^2$

- ❖ **Armatures de peau (BAEL/Art 4.5.34) :**

Des armatures dénommées « armatures de peau » sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grandes hauteur, leur section est au moins égale à 3 cm^2 par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction, en l'absence de ces armatures, on risquerait d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées.

Dans notre cas, la hauteur de la nervure est de 100 cm , la quantité d'armatures de peau nécessaire est donc :

$$A_p = 3 \text{ cm}^2 / \text{ml} \times 1 = 3 \text{ cm}^2 \text{ par parois}$$

Soit : 2HA14 avec $A_s = 3.08 \text{ cm}^2$

❖ **Vérification à l'ELS :**➤ **Vérification de la contrainte dans le béton :**

On peut se dispenser de cette vérification, si l'inégalité suivante est vérifiée :

❖ **Sens longitudinal:**

$$✓ \text{ En travées : } \mu_x = 0.041 \Rightarrow \alpha = 0.0536$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{314.58}{229.17} = 1.37$$

$$\alpha = 0.0536 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.43 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$✓ \text{ Aux appuis : } \mu_x = 0.082 \Rightarrow \alpha = 0.1071$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{629.15}{458.34} = 1.37$$

$$\alpha = 0.1071 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.43 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

❖ **Sens transversal :**

$$✓ \text{ En travées : } \mu_y = 0.022 \Rightarrow \alpha = 0.0279$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{171.73}{117.54} = 1.46$$

$$\alpha = 0.0279 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.48 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

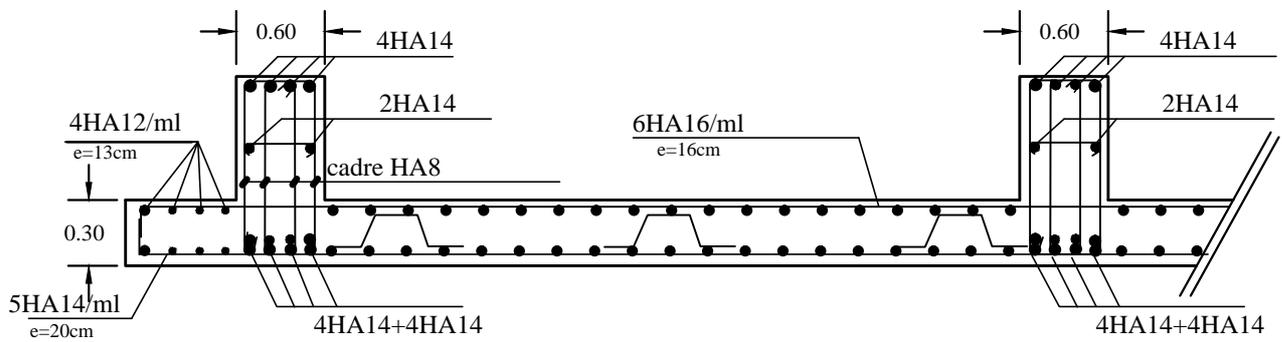
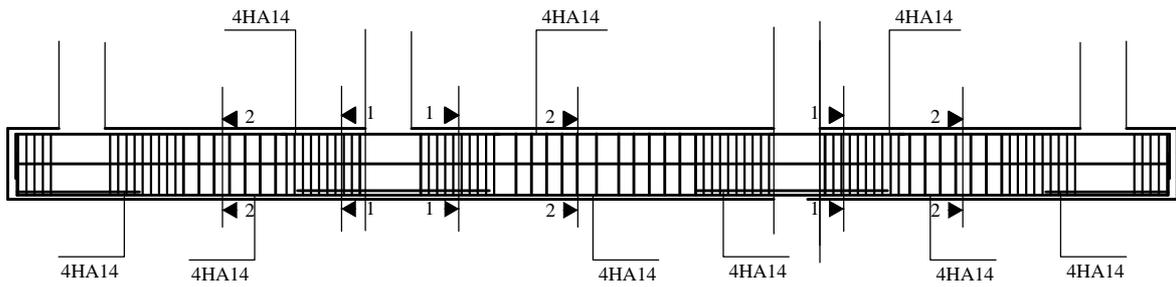
$$✓ \text{ Aux appuis : } \mu_y = 0.038 \Rightarrow \alpha = 0.0485$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{291.77}{199.69} = 1.46$$

$$\alpha = 0.0485 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.48 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

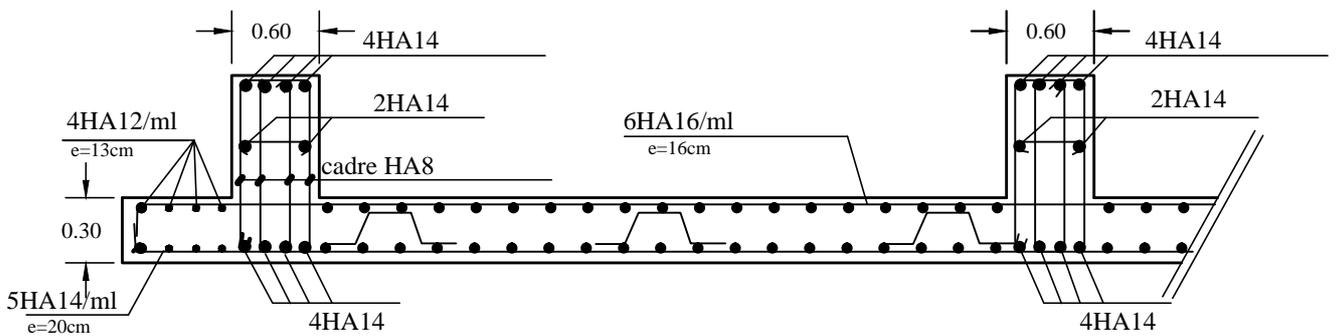
Les conditions $\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} > \alpha$ sont vérifiées donc il n'est pas nécessaire de vérifier les contraintes dans le béton à l'ELS

Ferrailage de la nervure sens transversale



Ferrailage du radier général Sens Y-Y

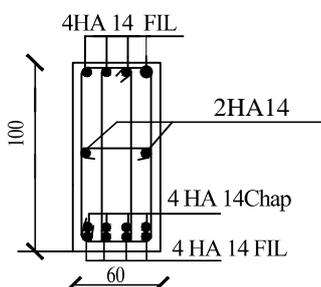
Coupe 1-1



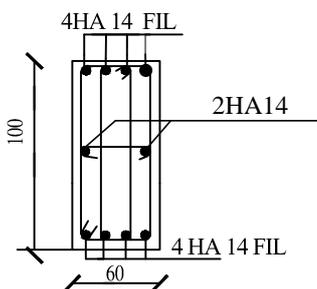
Ferrailage du radier général Sens Y-Y

Coupe 2-2

Coupe 1-1

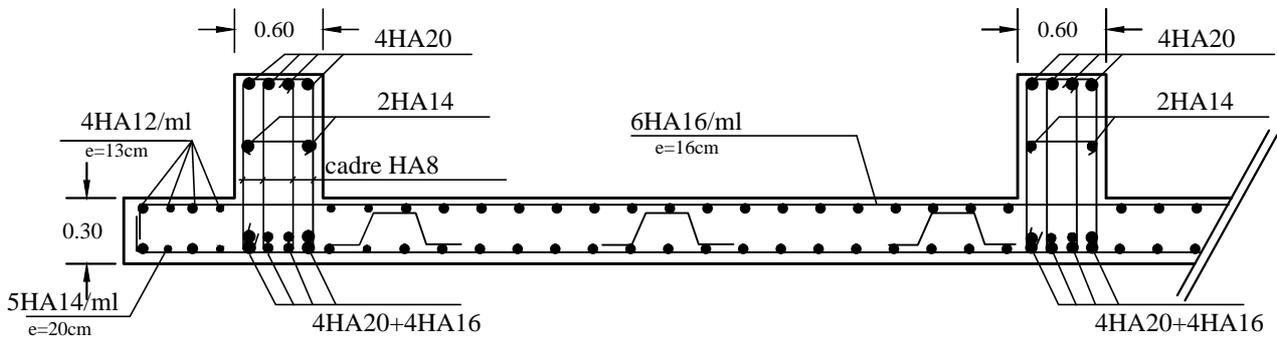
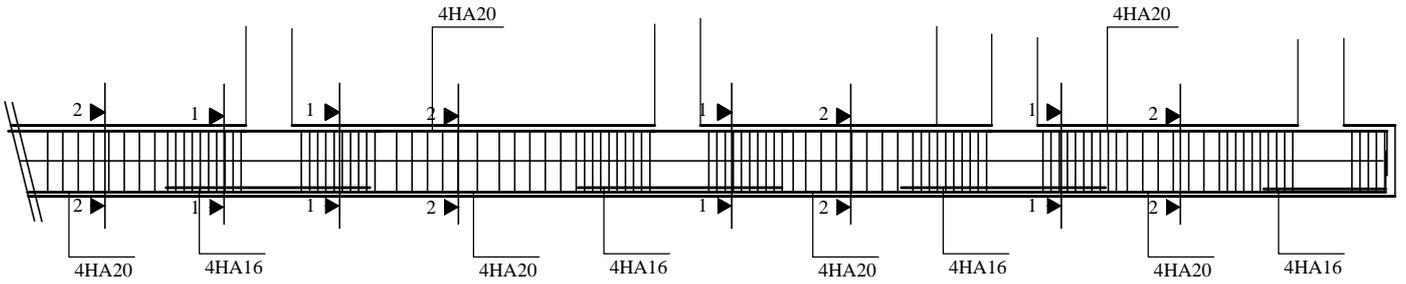


Coupe 2-2



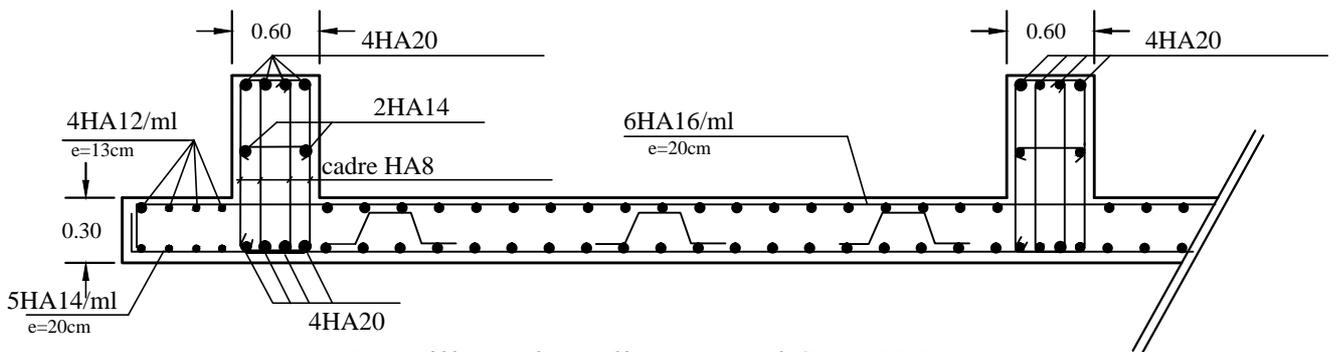
République algérienne démocratique et populaire Université Mouloud MAMMERI de T.D Faculté du génie de la construction Département du génie civil	
PROJET: Etude d'un bâtiment R+9+2S.SOL à usage multiple	
PARTIE DU PROJET:	Ferrailage du radier sens y-y
Etude par:	Mr OUENDI AHCENE Mr KACI SMAÏL
Dirigé par:	Mme MOBAREK

Ferrailage de la nervure sens longitudinale



Ferrailage du radier général Sens X-X

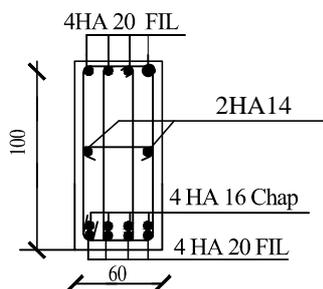
Coupe 1-1



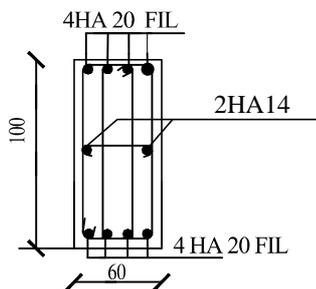
Ferrailage du radier général Sens X-X

Coupe 2-2

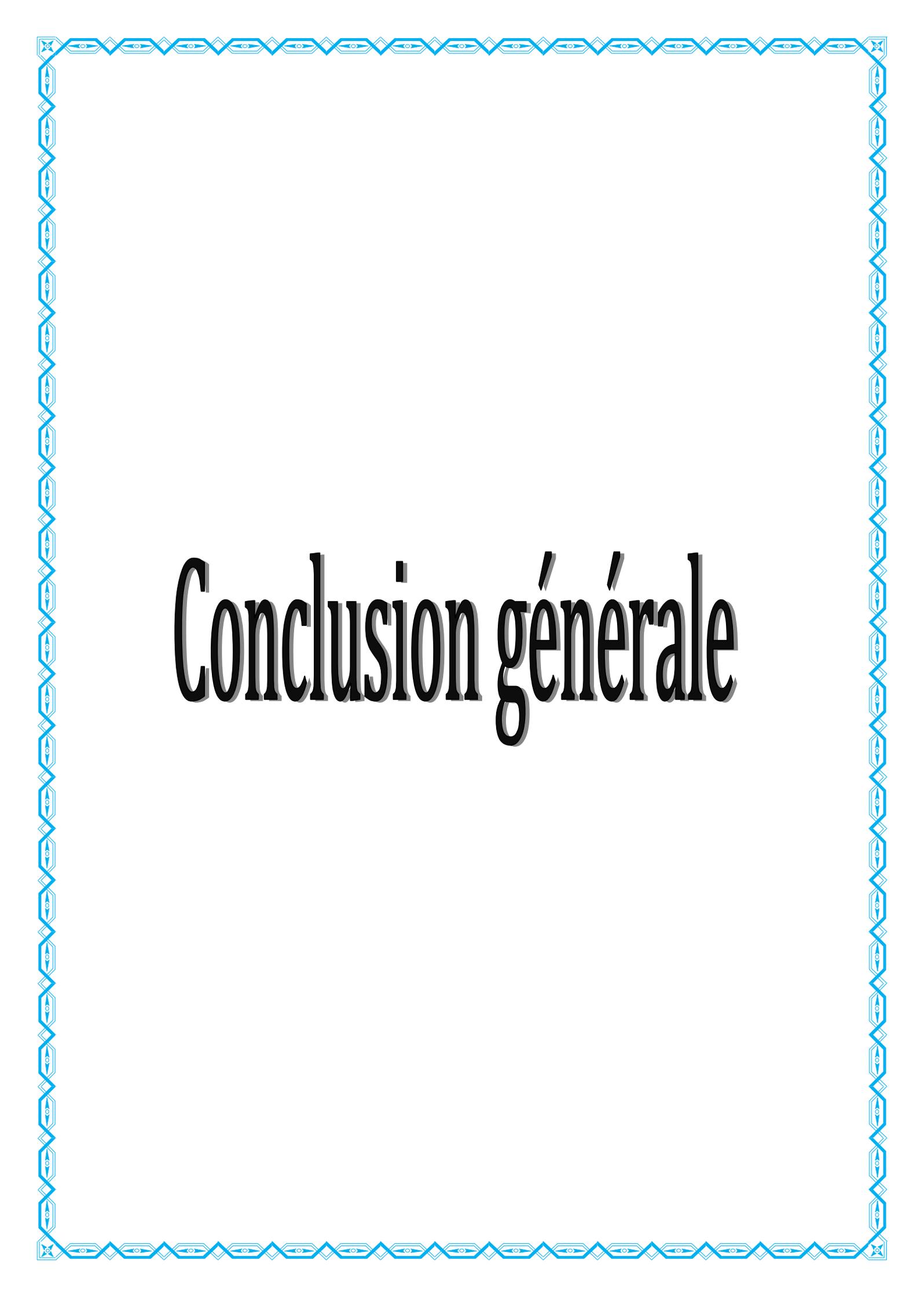
Coupe 1-1



Coupe 2-2



République algérienne démocratique et populaire Université Mouloud MAMMERI de T.D Faculté du génie de la construction Département du génie civil	
PROJET: Etude d'un bâtiment R+9+2S.SOL à usage multiple	
PARTIE DU PROJET:	Ferrailage du radier sens X-X
Etude par	Mr OUENDI AHCENE Mr KACI SMAÏL
Dirigé par	Mme MOBAREK



Conclusion générale

CONCLUSION.

Ce projet de fin d'étude qui consiste en l'étude d'une structure à usage multiple est la première expérience qui nous a permis de mettre en application les connaissances acquises lors de notre formation , il nous a permis de toucher aux véritables difficultés que peut rencontrer un ingénieur en génie civil pour le choix du modèle de calcul à considérer.

Cette étude nous a permis d'enrichir nos connaissances sur les différentes étapes de calcul et de consacrer plus de temps à la réflexion.

Nous nous sommes attardées, après une étude d'un système en portiques seul, à rechercher la meilleure disposition des voiles qui accompagne ces derniers notamment en évitant la torsion dans les deux premiers modes.

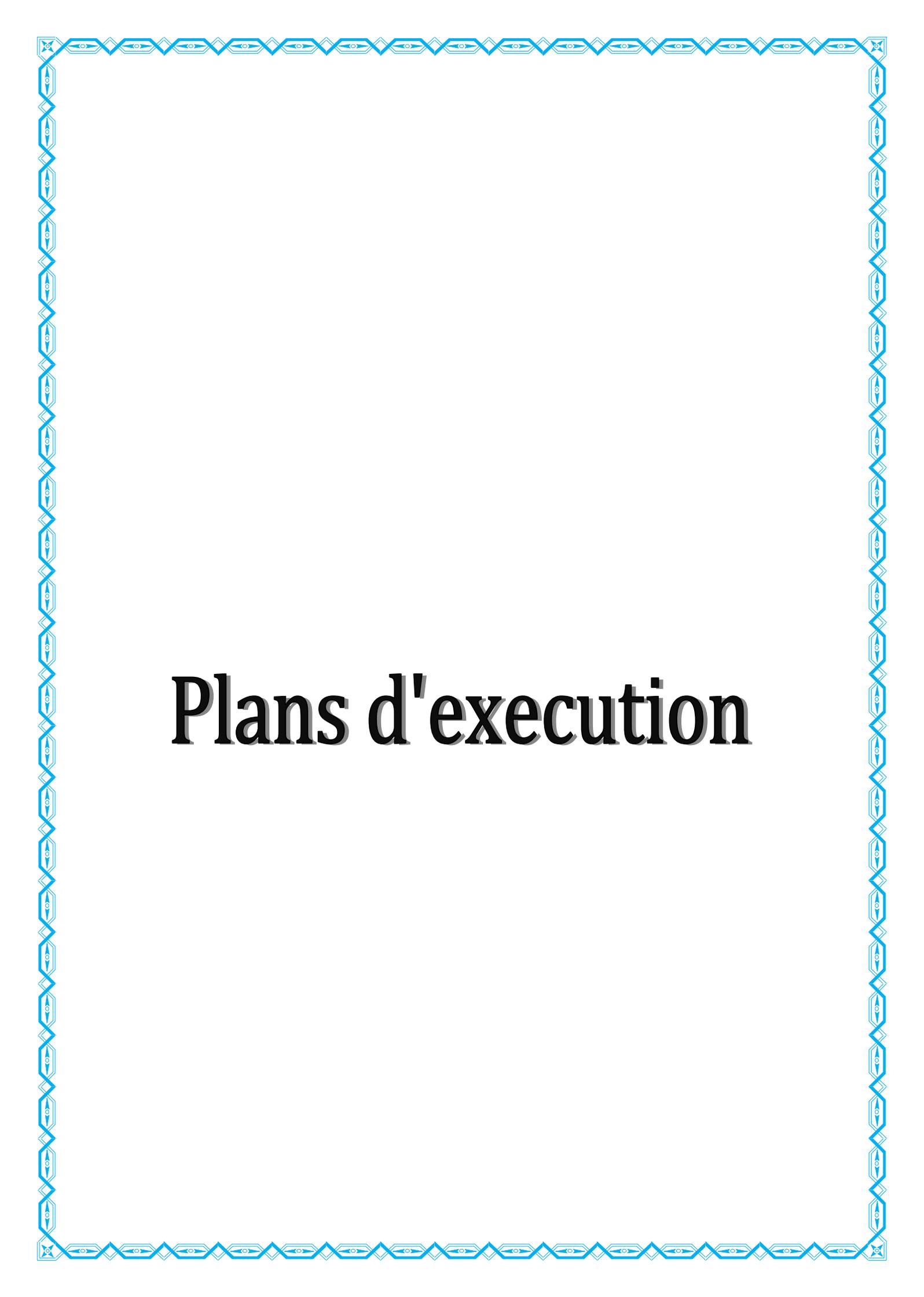
Avec ce choix de système de contreventement toutes les vérifications ont été satisfaites notamment les déplacements.

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 ETABS) qu'on a appris à appliquer durant la réalisation de ce projet.

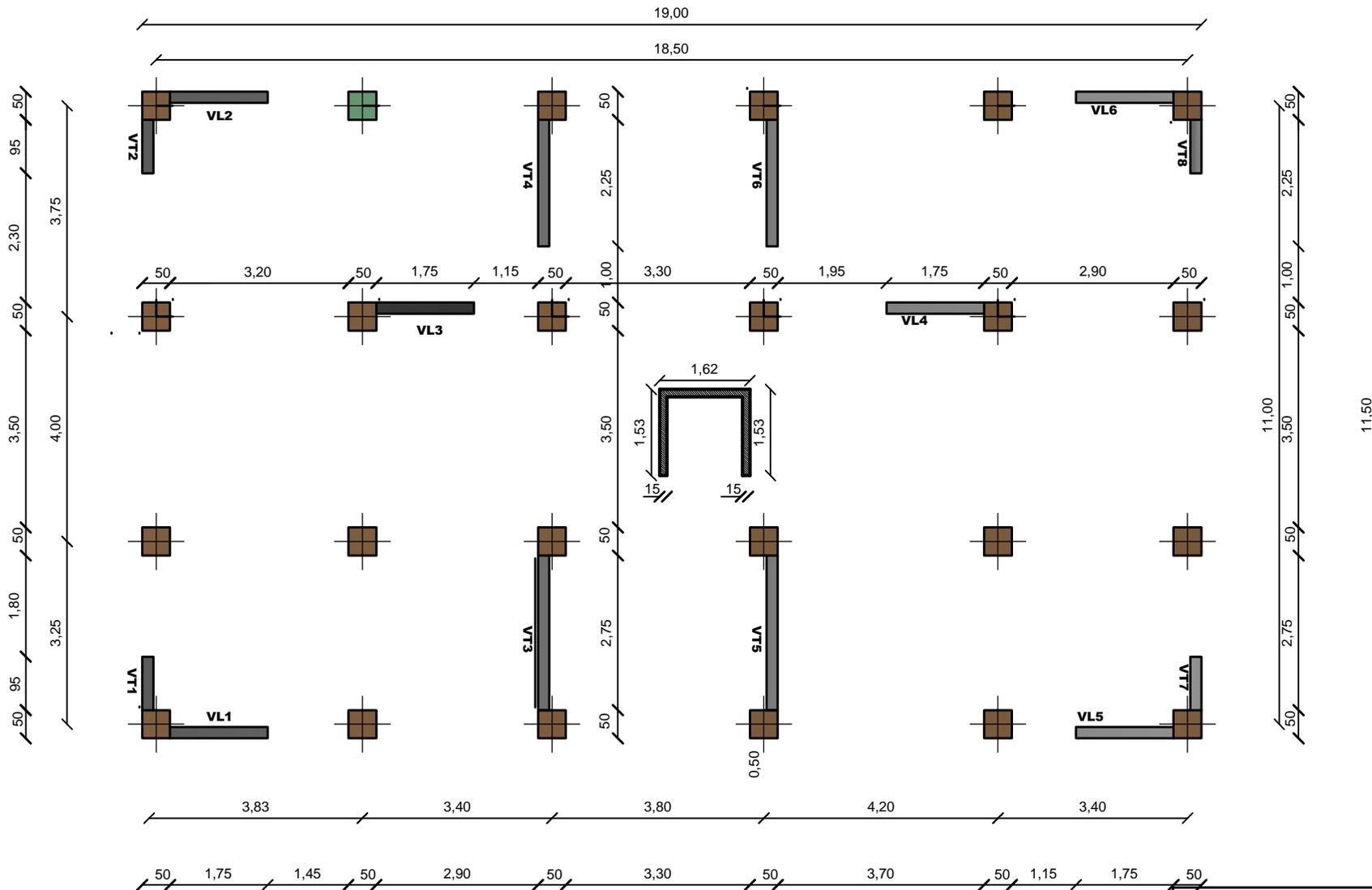
Concernant le ferrailage des éléments, on doit à chaque fois tenir compte des moments donnés par les combinaisons courantes et accidentelles pour ensuite ferrailer selon le cas le plus défavorable, et effectuer en suite les vérifications à l'ELS

Pour finir, nous constatons que l'élaboration d'un projet de bâtiment, L'ingénieur en Génie Civil ne doit pas se baser que sur le calcul théorique mais aussi à la concordance avec le côté pratique.

Nous souhaitons que ce modeste travail soit bénéfique pour les promotions à venir.



Plans d'execution



**PLAN DE DISPOSITION
DES VOILES**

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ETPOPULAIRE
UNIVERSITE MOULoud MAMMERI DE TIZI-OUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

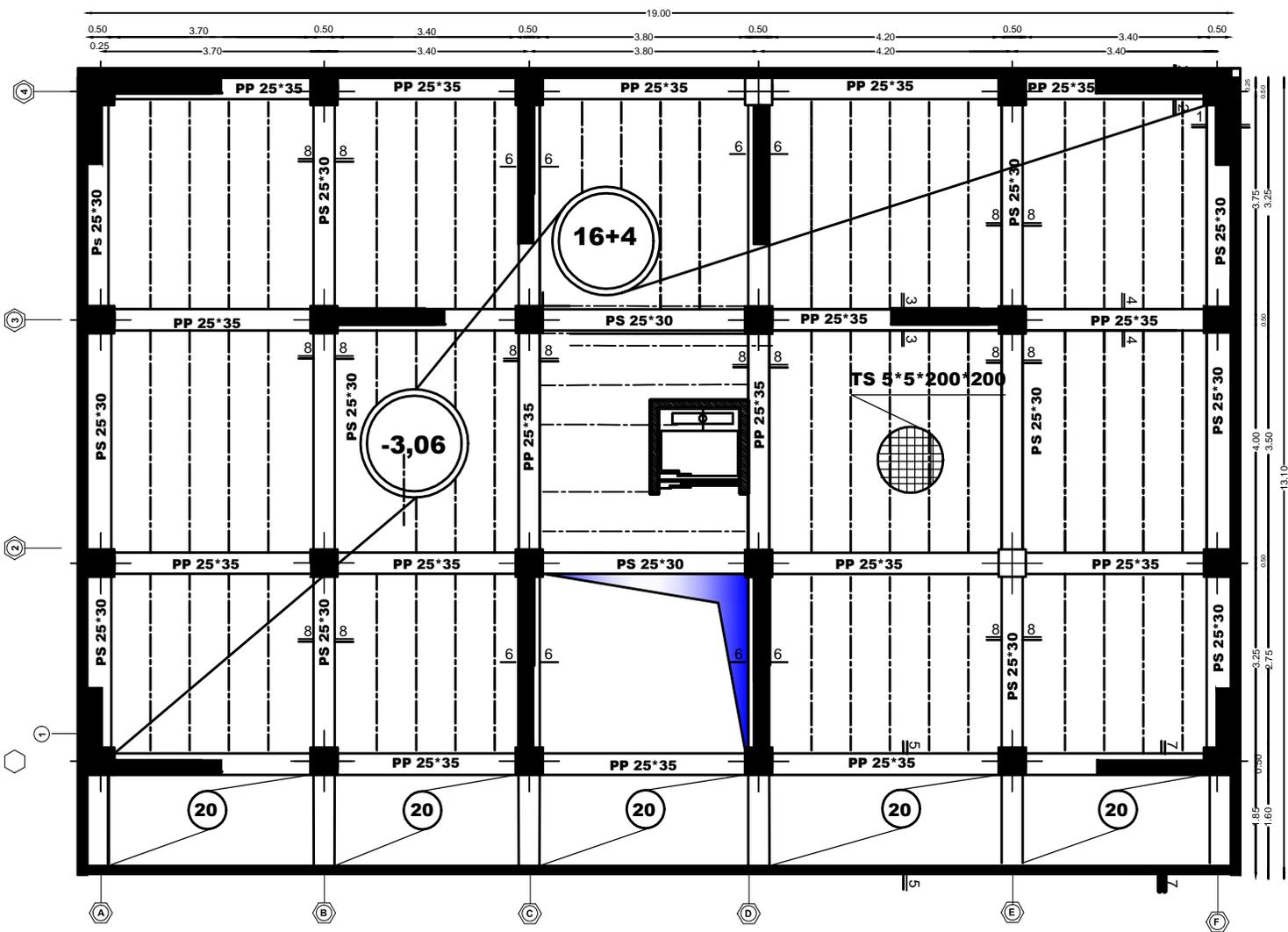
TITRE:
LA DISPOSITION DES VOILES

ETUDE PAR :
Mr:OUENDI AHCENE
Mr:KACI SMAIL

DIRIGE PAR :
Mme:MOBAREK

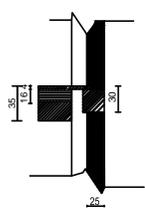
PLANCHE N° 07

PROMOTION 2017

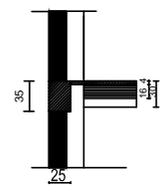


SOUS SOL 2

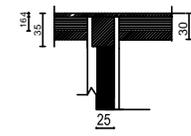
COUPE 1-1



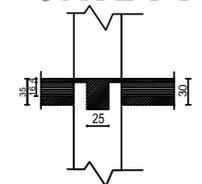
COUPE 2-2



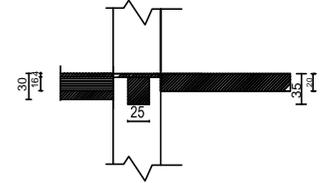
COUPE 3-3



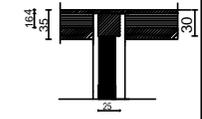
COUPE 4-4



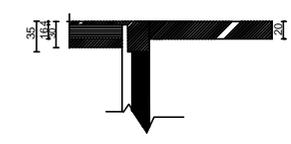
COUPE 5-5



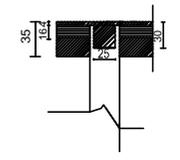
COUPE 6-6



COUPE 7-7

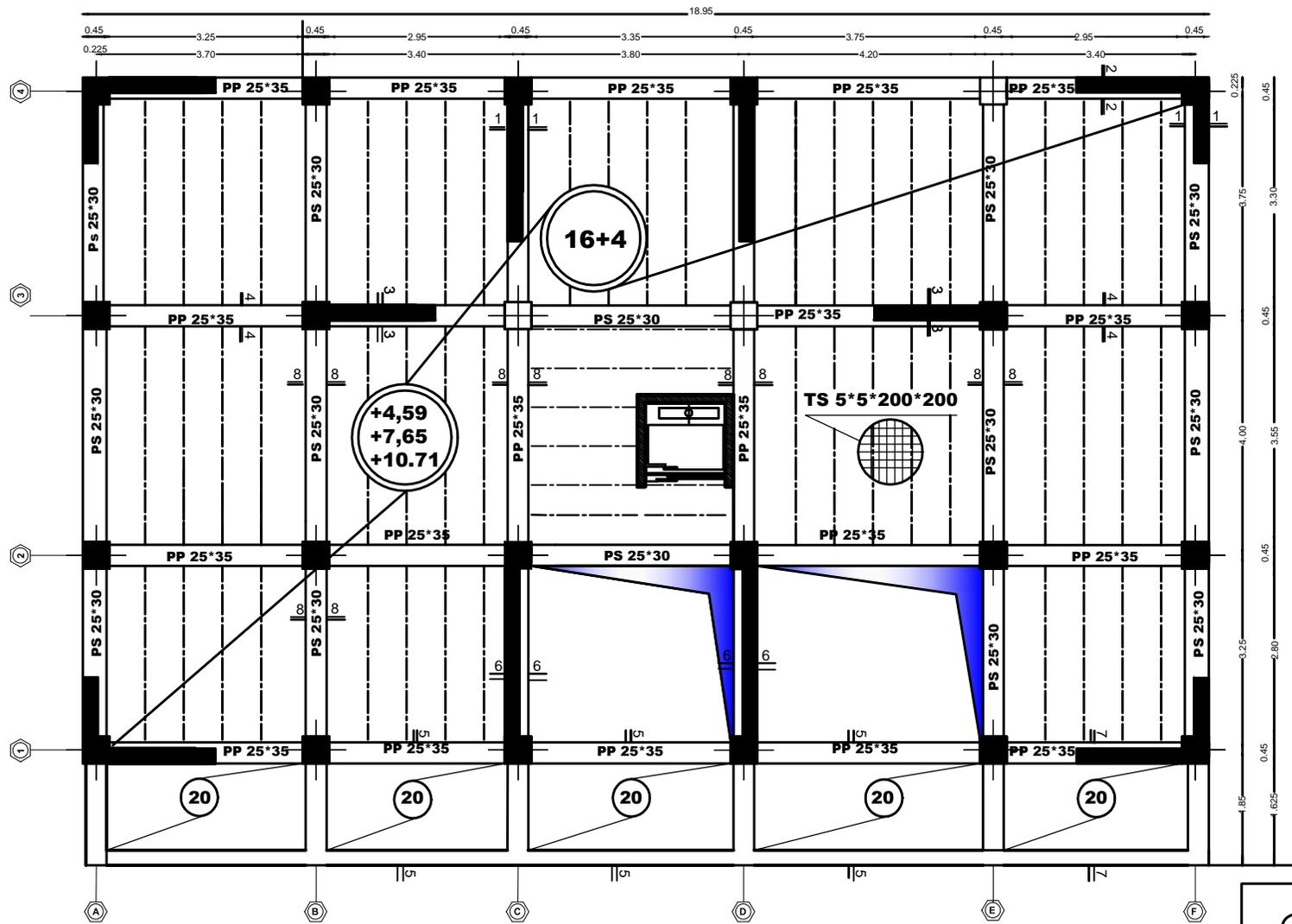


COUPE 8-8



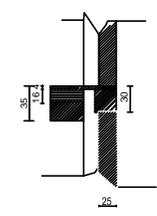
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 UNIVERSITE MOULoud MAMMERI DE TIZI-OUZOU
 FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

TITRE: PLAN DE COFFRAGE DU PLANCHER	ETUDIE PAR: Mr:OUENDI AHCENE Mr:KACI SMAIL
NIN -3.06	DIRIGE PAR: Mme:MOBAREK
PLANCHE N° 07	PROMOTION 2017

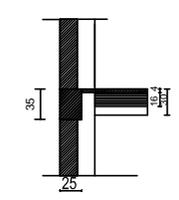


PLAN DU RDC ETAGE DU SERVICE 1 ET 2

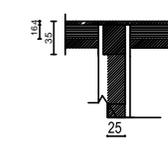
COUPE 1-1



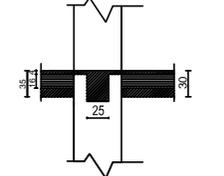
COUPE 2-2



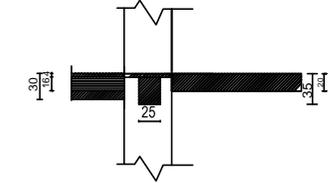
COUPE 3-3



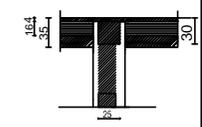
COUPE 4-4



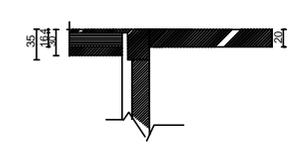
COUPE 5-5



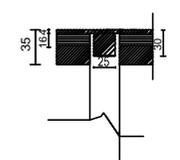
COUPE 6-6



COUPE 7-7

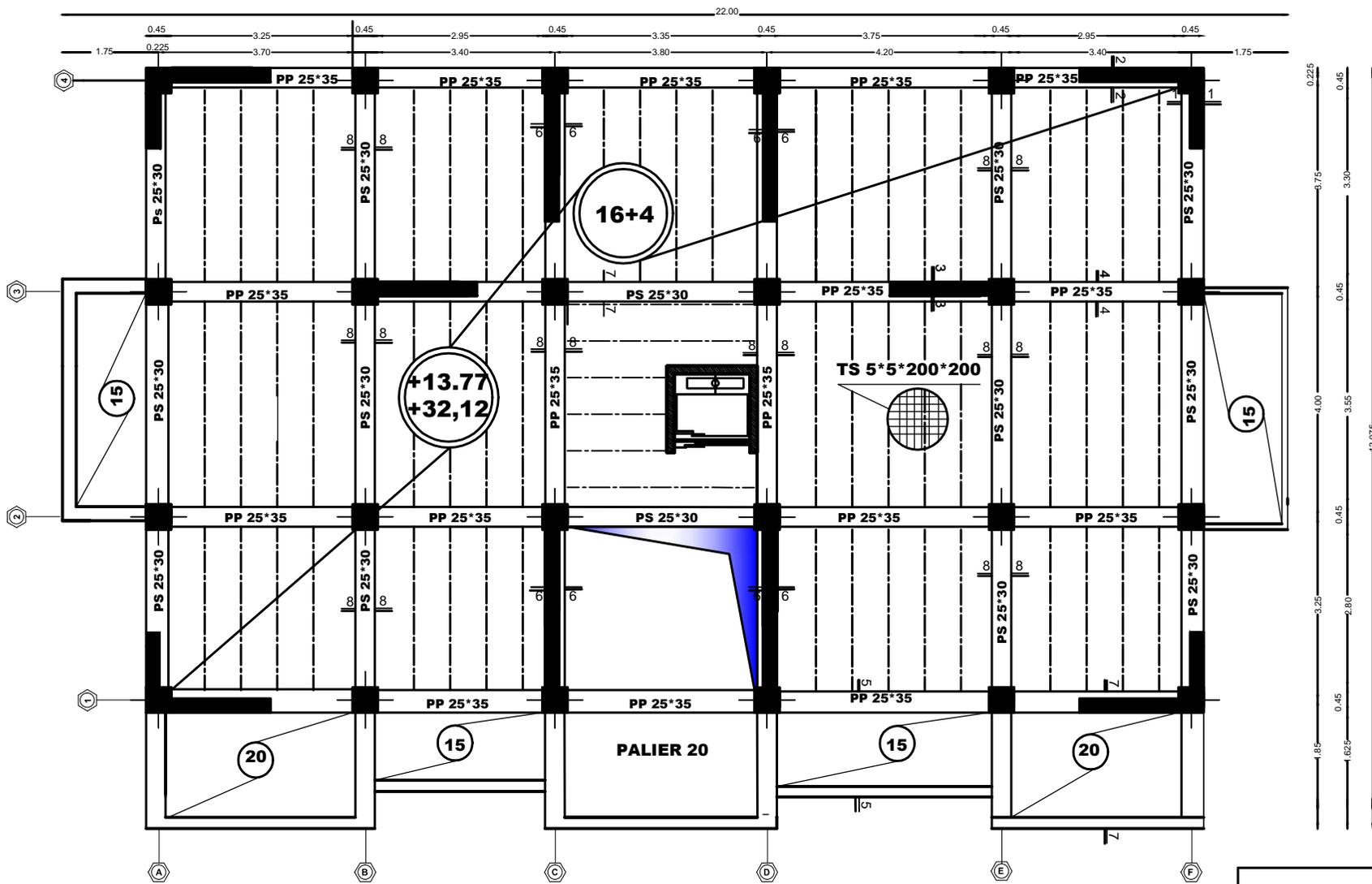


COUPE 8-8

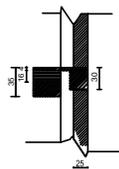


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 UNIVERSITE MOULoud MAMMERI DE TIZI-OUZOU
 FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

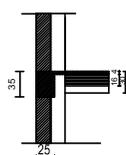
TITRE: PLAN COFFRAGE DU PLANCHER RDC ETAGE SERVICE 1 ET 2	ETUDIE PAR: Mr:OUENDI AHCENE Mr:KACI SMAIL
	DIRIGE PAR: Mme:MOBAREK
PLANCHE N° 07	PROMOTION 2017



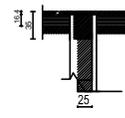
COUPE 1-1



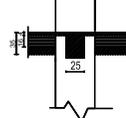
COUPE 2-2



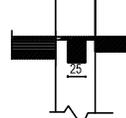
COUPE 3-3



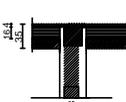
COUPE 4-4



COUPE 5-5



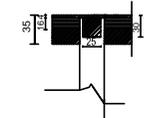
COUPE 6-6



COUPE 7-7



COUPE 8-8



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

TITRE:
**PLAN COFFRAGE DU PLANCHER
 ETAGE DE 3 A 9**

PLANCHE N° 07

ETUDE PAR :
 Mr. OUENDI AHCENE
 Mr. KACI SMAIL

DIRIGE PAR :
 Mme. MOBAREK

PROMOTION 2017

Bibliographie

- ✂ *Document technique réglementaire (D.T.R BC 2.2),
Charges permanentes et surcharges d'exploitation*
- ✂ *Cours de béton armé (BAEL91 et DTU associer).*
- ✂ *Règles BAEL91 modifié 99*
- ✂ *Règlement Parasismique Algérien (R.P.A 99 modifié
2003).*
- ✂ *Cours et TD des années de spécialité.*
- ✂ *Thèses de l'université Mouloud MAMERI.*