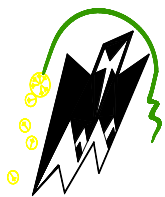


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique



Université Mouloud Mammeri de Tizi ouzou
Faculté du génie de la construction
Département du génie civil

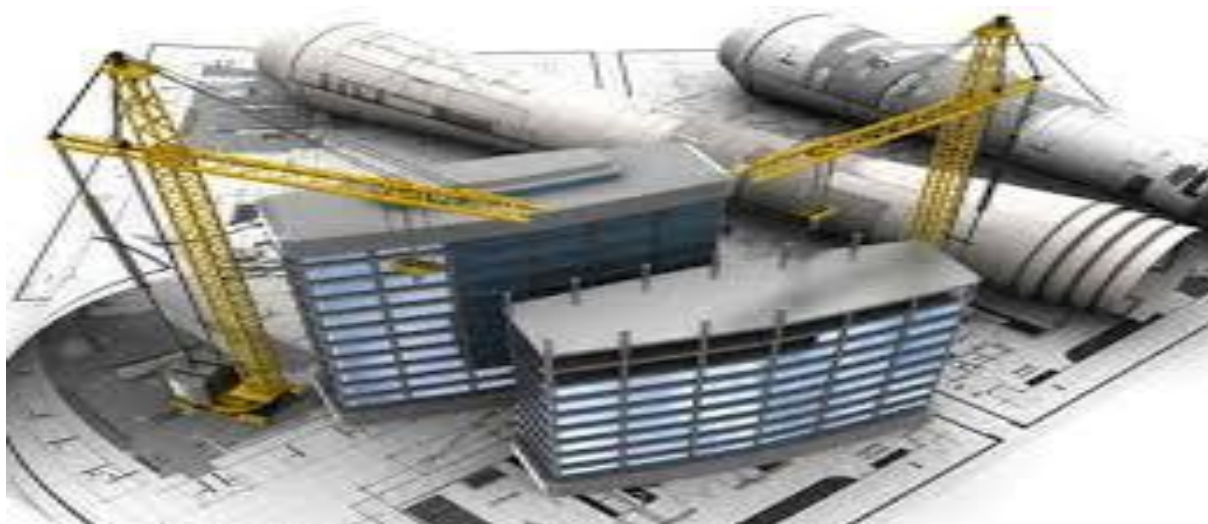


MÉMOIRE DE FIN D'ÉTUDE

En vue de l'Obtention du Diplôme de Master en Génie Civil
Option : Construction Civile et Industrielle

Thème :

*Etude d'un bâtiment R+5 +S-SOL à usage
d'habitation et commercial contreventé par
voiles*



Étudié par :

Mme : **ATLAOUI Yasmina**

épouse : **KHATTAOUI**

Dirigé par : Mme **LARABI**

Promotion : 2017/2018

REMERCIEMENTS

Au terme de ce travail, je tiens à remercier avant tout dieu de m'avoir donné la force, la patience et le courage pour mener ce projet à terme.

Mes remerciements vont aussi à mes parents et familles respectives, pour le courage et la force qu'ils m'ont transmis constamment chaque jour.

Je tiens à remercier tous les enseignants de GENIE CIVIL qui ont contribué à notre formation

*Je tiens à remercier ma promotrice **M^m : LARABI***

Mes remerciements les plus vifs vont également aux membres du jury qui nous feront l'honneur de juger mon travail.

Et sans oublier de remercier toute personne ayant contribué, de près ou de loin, à la réalisation de ce travail.

Enfin je tiens à remercier sincèrement l'ensemble du corps enseignant de l'université MOULOUD MAMMARI - faculté de génie de construction

MERCI A TOUS

Dédicace

Pour que ma réussite soit complète je tiens à la partager avec les gens que j'aime, je dédie ce modeste travail qui est le fruit de mon efforts :

À mes très chers parents (Hocine et Doudja) qui par leurs amour, affection ont toujours étaient là pour moi.

À mon cher mari pour leur soutien et leur patience.

À toute la famille Atlaoui et Khattooui
À ma chère sœur OUAHIBA.

À mes chers frères walid et abdennour.

À mes oncles Rabah, Mohamed et leurs épouses Zohra et hakima.

À mes chers cousins Karima, Lyes, Fateh, Lamia, Abderrahim et Itissen

Sans oublier tous mes chers amis : Ouarda, Kahina, Tinhinane, Houria, Meriem et toutes ses familles.

SOMMAIRE

Introduction générale.

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage.

1-Introduction.....	p 1
-Description de l'ouvrage	p 1-9
-Caractéristique géométrique - Règlements utilisée et normes de conception	
- les éléments de l'ouvrage	
- principes de justifications	
-caractéristique mécaniques des matériaux utilisés	
• Le béton.	
• L'acier .	

Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments.

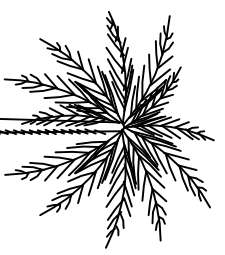
1-Introduction.....	p 10
2-Les planchers	p 10-11
3-Les poutres.....	p 11-13
4-Les voiles	p 13-15
5-Les poteaux.....	p15-18
6-Déterminations des charges et surcharges.....	p18-20
7-Descente des charges	p20-23

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

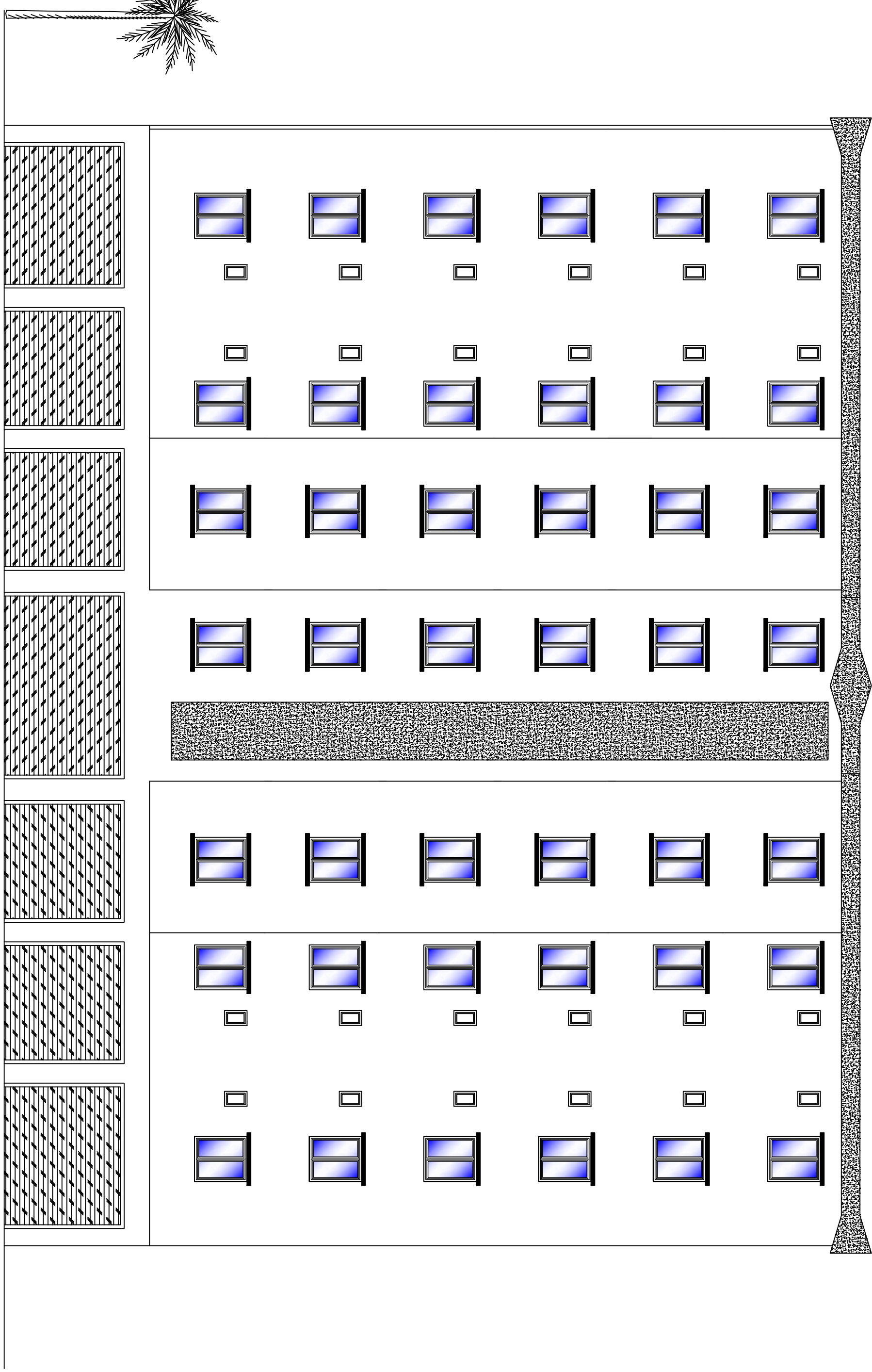
Introduction.....	p 24
I-Etude de l'acrotère.....	p24 -31
II- Escaliers	p32-45
III- la poutre palière	p46-55
VI- Plancher	p 56-69
v-La salle machine.....	p70-78
VI- Poutre de chainage.....	p79-86

SOMMAIRE

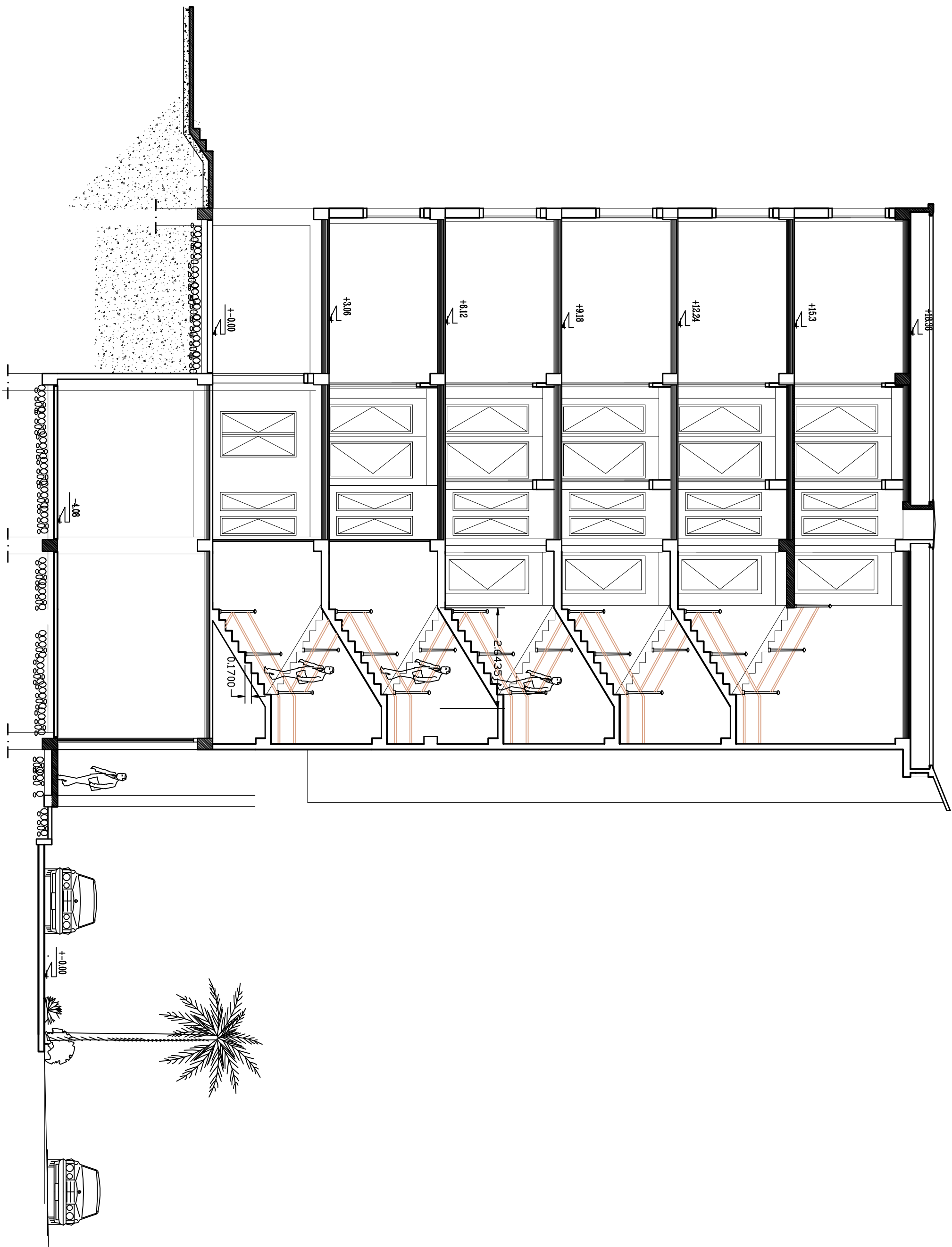
Chapitre IV : Modalisation de la Structure	p 87-105
Chapitre V : Vérification aux exigences du RPA.....	p 106-117
Chapitre VI : Ferrailages des éléments structuraux	
I- les poutres	p 118-128
II-les poteaux	p129-140
III-Les voiles	p176-185
Chapitre VII-Etude de l'infrastructure.....	p 186-217
Chapitre VIII-Etude du mur plaque	p 218-223
Conclusion générale.	
Bibliographie.	

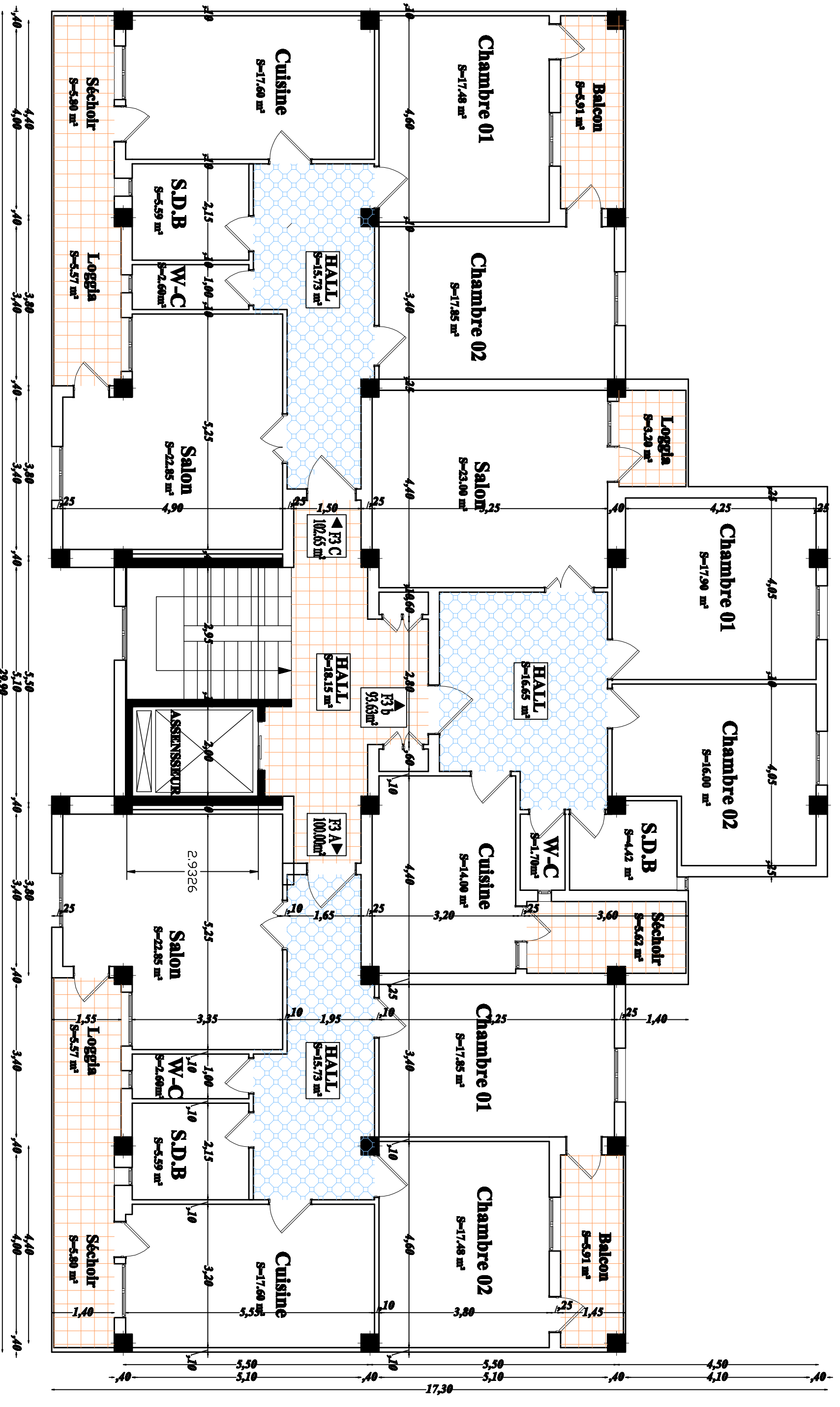


FACADE PRINCIPALE ; ECH 1/50

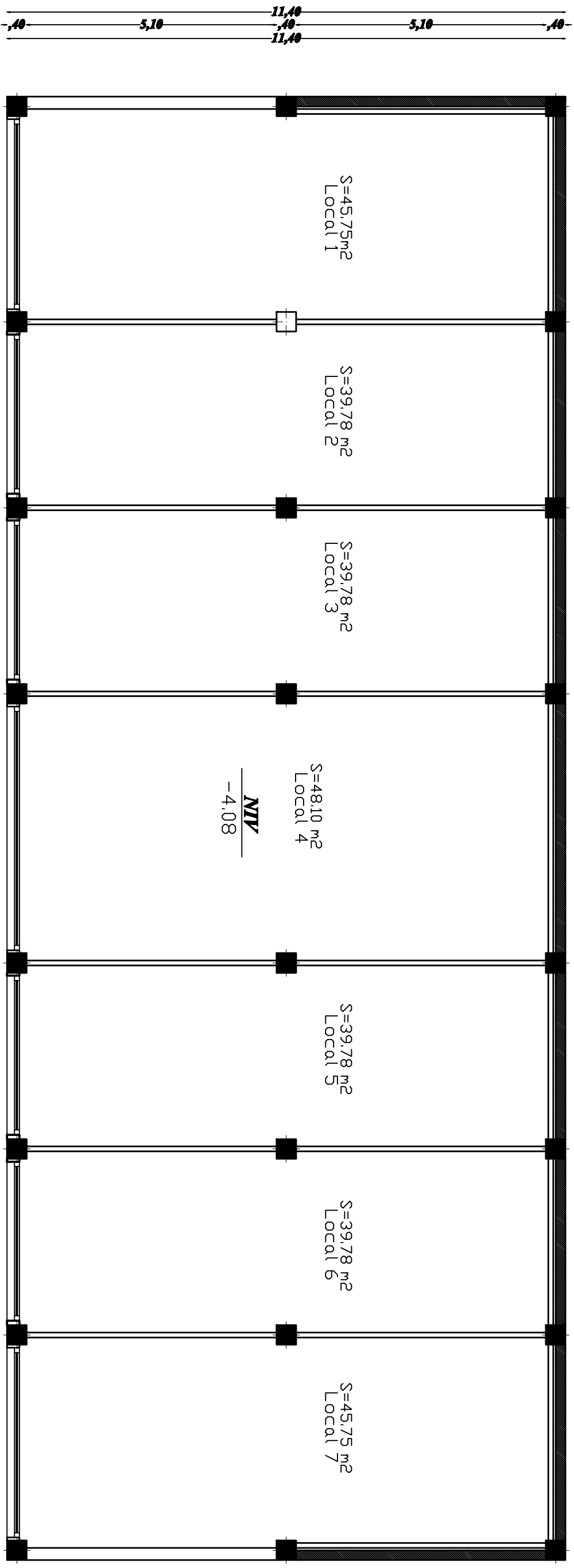


COUPE A-A

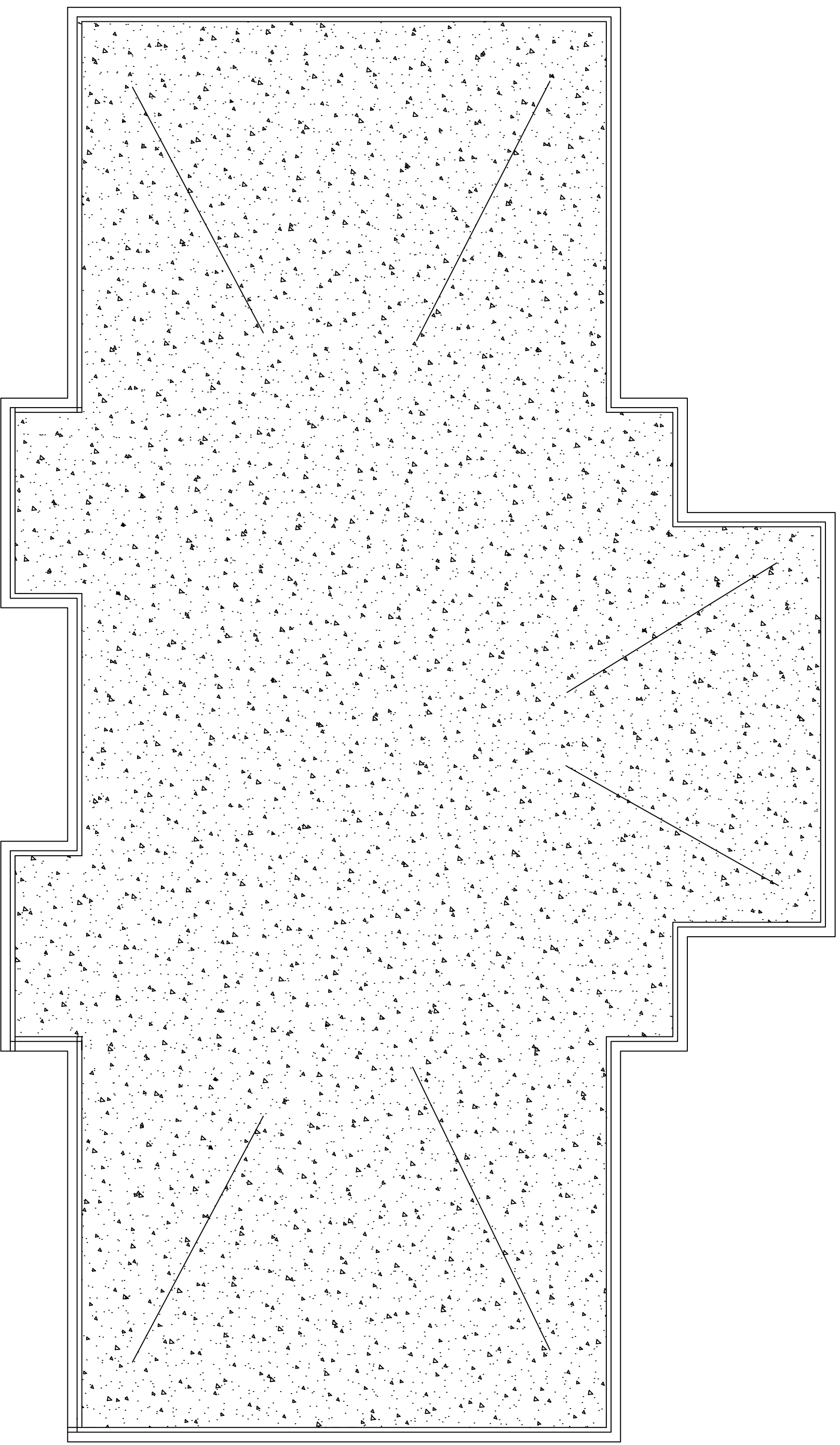




PLAN ETAGE COURANT ; ECH 1/50



PLAN DU SOUS SOL ; ECH 1/50



PLAN DE TOITURE ; ECH 1/50

Introduction :

Le Génie Civil est l'ensemble des techniques concernant tous les types de constructions. Les ingénieurs civils s'occupent de la conception, de la réalisation, de l'exploitation et de la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures urbaines dont ils assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant la sécurité du public et la protection de l'environnement.

L'analyse approfondie des ouvrages touchés par le séisme nous renvoi souvent aux mêmes causes, dont les principales sont dues à de mauvaises dispositions constructives ou des malfaçons d'exécutions généralement criardes. Pour cela nous ne devons pas appliquer uniquement les règlements, mais nous devons impérativement comprendre les facteurs déterminant le comportement dynamique de la structure afin de mieux prévoir sa réponse sismique.

Les différentes études et règlements préconisent divers systèmes de contreventement visant à minimiser les déplacements et à limiter les risques de torsion tout en assurant une bonne dissipation des efforts.

Le choix d'un système de contreventement est fonction de certaines considérations à savoir la hauteur du bâtiment, son usage, ainsi que la capacité portante du sol.

Les ingénieurs disposent actuellement de divers outils informatiques et de logiciels de calculs rapides et précis permettant la maîtrise de la technique des éléments finis adoptée au Génie Civil, ainsi que le calcul de diverses structures en un moindre temps.

Dans notre projet d'étude d'un bâtiment R+5+s-sol contreventé par voile porteur, en plus du calcul statique qui fait l'objet des trois premiers chapitres, la structure est soumise au spectre de calcul du règlement parasismique Algérien RPA99/version 2003, et sa réponse est calculée en utilisant le logiciel ETABS.

CHAPITRE I

Présentation de l'ouvrage.



I.1) INTRODUCTION :

Le projet à étudier, comme tout ouvrage en Génie Civil doit être calculé de façon à assurer sa stabilité qui est fonction de la résistance des différents éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles...) aux différentes sollicitations (compression, flexion...) dont la résistance de ces éléments en fonction du type de matériaux utilisés et de leurs dimensions et caractéristiques; et d'assurer la sécurité des usagers. Pour le calcul des éléments constituant un ouvrage, nous nous baserons sur des règlements (BAEL91, RPA99/modifiée2003) et des méthodes connues qui s'appuient sur la connaissance des matériaux (béton et acier) et le dimensionnement et ferrailage des éléments résistants de la structure.

I.2.1) Présentation de l'ouvrage :

Le projet que nous avons l'honneur d'étudier nous a été confié par un bureau d'étude.

Il consiste à l'étude et le calcul de l'élément résistant d'un bâtiment (**R+5+SOUS SOL**) avec une terrasse inaccessible à usage d'habitation et commercial à ossature mixte (portiques et voiles).

Ce premier chapitre porte sur la présentation globale de l'ouvrage avec ses différentes caractéristiques, ses éléments constitutifs et leurs caractéristiques mécaniques, ainsi que les règlements utilisés.

I.2.2) Description de l'ouvrage :

Ce bâtiment classé comme ouvrage d'importance moyenne (groupe d'usage 2) sera implanté à la wilaya de TIZI OUZOU, qui est selon le RPA99 modifié en 2003 une zone de moyenne sismicité (zone IIa).

Le bâtiment est composé de :

- Sous-sol à usage commercial.
- Un RDC ; et 05 étages courant à usage d'habitation.
- une cage d'escalier.
- Une cage d'ascenseur.
- Une terrasse inaccessible.
- Un acrotère.

I.2.3) Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

❖ En plan :

- ✓ Longueur totale $L = 29,90$ m
- ✓ Largeur totale $l = 17,30$ m

❖ En élévation :

- ✓ Hauteur totale de bâtiment $H_T = 22,44$ m
- ✓ Hauteur de sous-sol $H_s = 4,08$ m
- ✓ Hauteur de RDCH $H_r = 3,06$ m
- ✓ Hauteur de l'étage courant $H_E = 3,06$ m
- ✓ Hauteur de l'acrotère $H_A = 0,6$ m

I.3) Les éléments constitutifs de l'ouvrage :

I.3.1) L'ossature :

Ce bâtiment est en ossature mixte composée de portiques transversaux et longitudinaux et d'un ensemble de voiles porteurs.

a. 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.

b. Portiques :

Ils sont en béton armé, sont constitués de poutres et de poteaux. Ils sont capables de reprendre essentiellement les charges et surcharges verticales.

I.3.2) Les planchers :

Les planchers : sont des aires planes limitant les étages et supportant les revêtements chargés et surchargés. Ils assurent deux fonctions principales :

- **Fonction de résistance mécanique :** ils supportent et transmettent les charges et les surcharges aux éléments porteurs de la structure.

- **Fonction d'isolation :** ils isolent thermiquement et acoustiquement les différents étages.

Dans notre bâtiment nous avons :

- Les planchers des étages courants sont en corps creux, les balcons sont aussi réalisés en corps creux.

- Le plancher terrasse est inaccessible avec un complexe d'étanchéité et une forme de pente de 1,5 % pour faciliter l'écoulement des eaux pluviales.

I.3.3) Les escaliers :

Le bâtiment est muni d'un caged'escalier qui relie tous les différents étages. Cesontdesescaliersàdeuxvolées en béton armé (paliers et paillasse), coulés sur place.

I.3.4) Caged'ascenseur:

Le bâtiment comporte une caged'ascenseur réalisée en béton armé.

I.3.5) La maçonnerie:

a) Murs extérieurs: les façades sont en double cloison de briques creuses d'épaisseur de 10cm (cloison extérieure de 10cm et intérieure de 10cm) avec une lame d'air de 5cm d'épaisseur afin d'assurer l'isolation thermique et phonique.

b) Murs intérieurs: sont des murs de séparation réalisés en briques creuses de 10cm d'épaisseur.

I.3.6) Les revêtements :

- Enduit en ciment pour les façades extérieures et les cloisons ;
- Enduit en plâtre pour les plafonds ;
- Revêtement à Carrelage pour les planchers et escaliers ;
- Céramique pour les cuisines et salles d'eaux.
- Le plancher terrasse inaccessible sera recouvert par une étanchéité multicouche imperméable évitant la pénétration des eaux pluviales.

❖ Acrotère :

La terrasse sera entourée d'un acrotère de 0.60 [m] de hauteur, réalisé en béton armé coulé sur place ; il joue un rôle de sécurité et de garde du corps.

I.3.7) Fondations :

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

Le choix du type des fondations dépend de la nature du sol d'implantation et de l'importance de l'ouvrage.

I.3.8) Etude géotechnique du sol :

Dans notre étude on a considéré que le sol d'assise de la construction est un sol meuble et par conséquent on a adopté : $\sigma_{sol} = 2,5 \text{ bars}$

I.4) Caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés :

I.4.1) Le béton :

Le béton est un mélange optimal de liants (ciments artificiels), granulats (sables, gravillons, graviers...), eau de gâchage et éventuellement des adjuvants (entraîneur d'air, plastifiant, hydrofuge,...).

La composition du béton doit être conforme aux règles du **BAEL 91 et le RPA 2003**, elle sera déterminée en laboratoire en tenant compte des caractéristiques des matériaux et de leurs provenances de façon à avoir une résistance caractéristique qui convient. Le béton armé est obtenu en introduisant dans le béton des aciers (armatures) disposés de manière à équilibrer les efforts de traction et de cisaillement.

Le béton est défini du point de vue mécanique par sa :

I.4.1.a) Résistance caractéristique à la compression :

Le béton est défini par sa résistance caractéristique à la compression à 28 jours d'âge noté f_{c28} .

La résistance à la compression varie avec l'âge du béton pour $j \leq 28$ jours, elle est calculée comme suit :

$$f_{cj} = \frac{j}{(4.76 + 0.83j)} \times f_{c28} \quad \text{pour : } f_{c28} < 40 \text{ MPa}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{(1.40 + 0.95j)} \times f_{c28} \quad \text{pour : } f_{c28} > 40 \text{ MPa}$$

(BAEL91/A.2.1,11)

Pour le présent projet, on adoptera une valeur de $f_{c28}=25 \text{ MPa}$

I.4.1.b) Résistance caractéristique à la traction :

La résistance caractéristique du béton à la traction à j jours ; noté f_{ij} ; est donnée conventionnellement en fonction de la résistance caractéristique à la compression par la relation suivante :

$$f_{ij} = 0.6 + 0.06 \times f_{cj} \rightarrow \text{(BAEL91/Art. 2. 1, 12).}$$

Dans notre cas : $f_{c28} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$.

Cette formule est valable pour les valeurs de $f_{cj} \leq 60 \text{ MPa}$.

I.4.2) Module de déformation longitudinale du béton :

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

I.4.2.a) Module de déformation longitudinal instantanée:

Il est utilisé pour les calculs sous chargement vertical de durée inférieure à 24 heures.

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

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

Nous avons : $E_{i28} = 32164.2 \text{ MPa}$

I.4.2.b) Module de déformation longitudinal différé:

Il est utilisé pour les chargements de longue durée.

Le module de Young du béton dépend de sa résistance caractéristique à la compression, nous prenons un module égal à :

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

Pour notre cas : $f_{c28} = 25 \text{ [MPa]} \Rightarrow E_{v28} = 10819 \text{ [MPa]}$.

I.4.3) Module de déformation transversale :

Qui est noté G, il caractérise la déformation du matériau sous l'effet de l'effort tranchant. Il est donné par la relation suivante :

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

Avec E : module de Young.

ν : coefficient de poisson.

I.4.4) Coefficient de poisson :

c'est le rapport entre la déformation relative transversale et longitudinale : $\nu = \frac{\Delta d/d}{\Delta L/l}$

Avec $\Delta d/d$: déformation relative transversale

$\Delta L/L$: déformation relative longitudinale

Il est pris égal à : $v = 0$ à l'ELU, pour le calcul des sollicitations.
 $v = 0.2$ à l'ELS, pour le calcul des déformations.
 (Art A. 2.1. 3, BAEL 91)

I.4.5) Etat limite de contrainte de béton :

Tous les calculs qui vont suivre au cours de cette étude seront basés sur la théorie des états limites. Un état limite est un état au-delà duquel une structure ou un de ses éléments constitutifs cesseront de remplir les fonctions pour lesquelles ils sont conçus. On les a donc classés en état limite ultime (ELU) et état limite de service (ELS).

▪ **Etats limites ultimes (E.L.U) :**

Sont associés à l'effondrement de la bâtisse. Cet état de ruine de la structure peut mettre en danger la sécurité de la population.

La valeur de calcul de la résistance à la compression du béton est donnée par :

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{cj}}{\theta \cdot \gamma_b} \text{ (Art A.4.3,41/BAEL 91)}$$

γ_b : Coefficient de sécurité $\gamma_b = 1.5 \mapsto$ situation courante,
 $\gamma_b = 1.15 \mapsto$ situation accidentelle.

θ : Coefficient de durée d'application des actions considérées

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

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

$\theta = 0.85$: si la durée d'application est inférieure à une heure (1h)

▪ Pour $\gamma_b = 1.5$ et $\theta = 1$, nous aurons $f_{bu} = 14.2$ [MPa]

▪ Pour $\gamma_b = 1.15$ et $\theta = 1$, nous aurons $f_{bu} = 18.48$ [MPa]

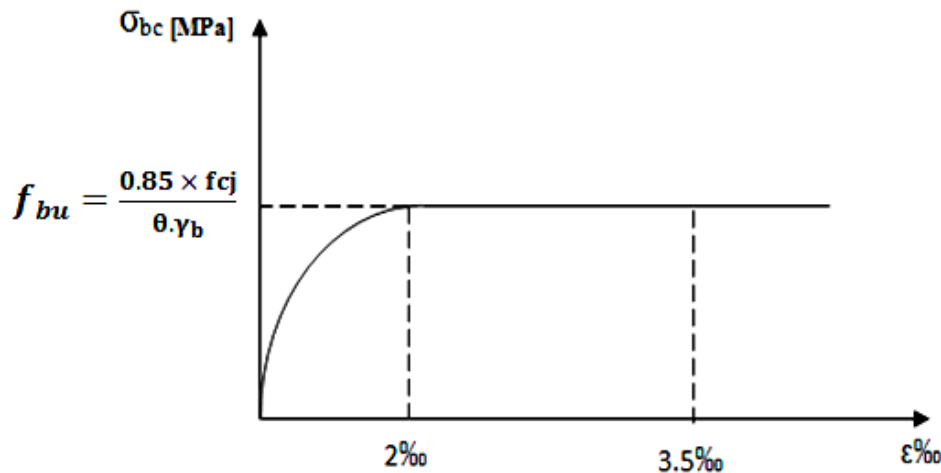


Figure I-1- diagramme des contraintes de déformation à l'ELU

▪ **Etats limites de services (E.L.S) :**

Ils correspondent aux états au-delà desquels les conditions normales d'exploitation et de durabilité qui comprennent les états limites de fissuration ne sont plus satisfaites.

▪ La contrainte admissible du béton à la compression est donnée par :

$$\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} \text{ [MPa] Art (A.4.5, 2/ BAEL 91)}$$

Pour $f_{c28}=25\text{MPa}$ $\rightarrow \sigma_{bc}=15\text{MPa}$ à l'ELS.

■ **La contrainte de cisaillement ultime :**

$$\tau_u = \min \frac{0.13 f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \rightarrow \text{fissuration peu nuisible}$$

$$\tau_u = \min \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \rightarrow \text{fissuration préjudiciable ou très préjudiciable}$$

(Art 5.1,2.11/BAEL 91)

- La masse volumique du béton est égale à 25kN/m^3 .

Le béton est considéré comme élastique et linéaire, la relation contrainte-déformation est illustrée dans la figure I-2

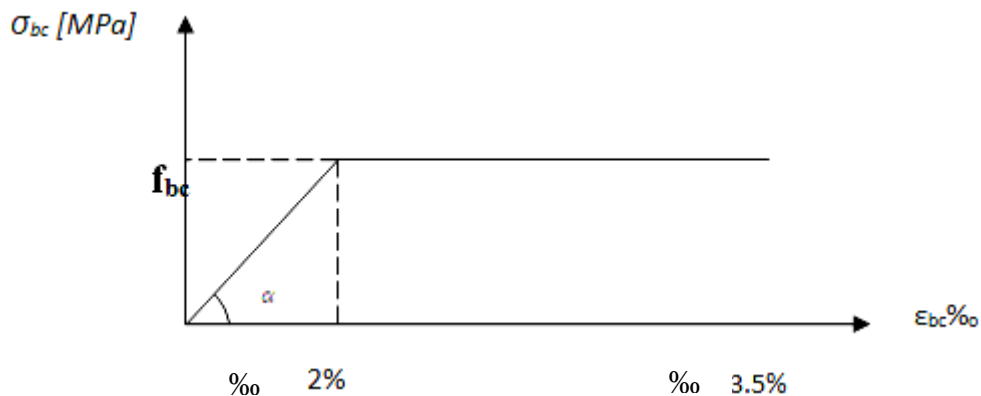


Figure I-2- diagramme des contraintes-déformation à l'ELS

I.5) Acier :

Les armatures du béton armé sont des aciers qui se distinguent par leurs nuances et leurs états de surface

L'acier est un matériau qui présente une très bonne résistance à la traction (et aussi à la compression pour des structures faiblement élancées), de l'ordre de 520 MPa.

Les aciers sont souvent associés au béton pour reprendre les efforts de tractions. Ils se distinguent par leurs nuances et leurs états de surfaces extérieures à savoir :

- Barres lisses.
- Barres à haute adhérence (HA).
- Treillis soudé.

I.5.1) Caractéristiques des aciers utilisés :

Type d'acier	Nomination	Symbolique	Limite d'élasticité Fe[MPa]	Allongement relatif à la rupture	Coefficient de fissuration (η)	Coefficient de scellement (Ψ)

Aciers en barre	Haute adhérence	HA	400	14	1.6	1.5
Aciers en treillis	Treillisou dé (TS)TL52	TS	520	8	1.3	1

Tel que : f_e :est la limite d'élasticité de l'acier.

Nous définissons les aciers par:

I.5.2) Module d'élasticité longitudinale :

À l'ELS, nous supposons que les aciers travaillent dans le domaine élastique. tous les types d'aciers ont le même comportement élastique, donc le même module de Young :

$E_s = 2.10^5$ MPa. Art (A.2.2,1 BAEL 91).

I.5.3) coefficient de poisson des aciers:

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

I.5.4) Contrainte limite ultime des aciers :

Elle est définie par la formule suivante : $\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$

- σ_{st} : Contrainte admissible d'élasticité de l'acier
- f_e : Limite d'élasticité garantie.
- γ_s : coefficient de sécurité
 - $\gamma_s = 1,15$ } pour les situations durables.
 - $\gamma_s = 1$ } pour les situations accidentelles

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

Tableau I-1 : Limites d'élasticité des aciers utilisés

I.5.5) Contrainte ultime de service des aciers :

❖ Afin de réduire le risque d'application des fissures pour diminuer l'importance de leurs ouvertures dans le béton, on a été amené à limiter les contraintes des armatures tendues. D'après les règles BAEL 91 modifié 99, on distingue trois cas de fissurations :

➤ **Fissuration peu nuisible** : dans ce cas l'élément se trouve dans les locaux couverts, il n'est soumis à aucune condensation. Il n'est pas nécessaire de limiter les contraintes dans les aciers.

$$\bar{\sigma}_{st} = f_e \text{ Art. (A.4.5, 32 BAEL91).}$$

➤ **Fissuration préjudiciable** : lorsque les éléments en cause sont soumis à des condensations et exposés aux intempéries, la contrainte admissible de la traction dans les aciers est égale à :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta} f_{ij} \right) \text{ Art. (A.4.5, 33 BAEL91).}$$

➤ **Fissuration très préjudiciable** : cas des éléments exposés à un milieu agressif (eau de mer).

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{1}{2} f_e ; 90 \sqrt{\eta} f_{ij} \right) \text{ Art. (A.4.5, 34 BAEL91).}$$

Avec:

f_{ij} : résistance caractéristique du béton à la traction

Avec η : Coefficient de fissuration

$\eta = 1,6$ { pour $\eta = 1$ pour les ronds lisses
 { pour les HA ($\varphi \geq 6 \text{ mm}$)
 $\eta = 1,3$ { pour les HA ($\varphi < 6 \text{ mm}$)

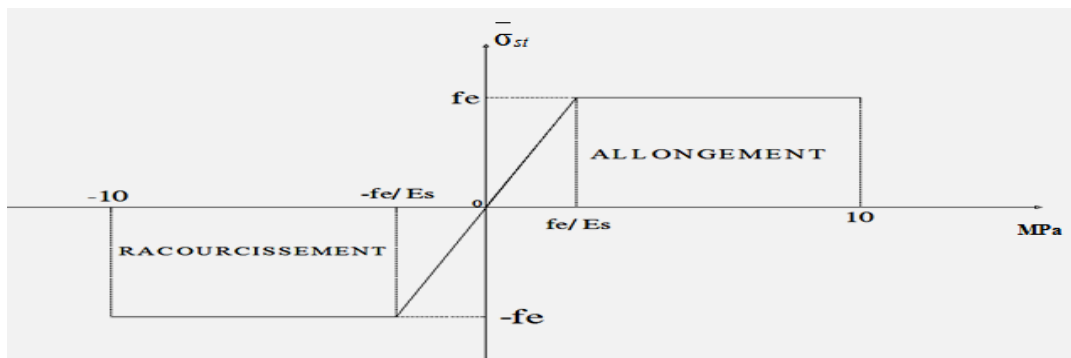


Figure I-3- Diagramme de calcul de contrainte – déformation de l'acier à L'E.L.S

I.6) Protection des Armatures (Art A.7.1/BAEL91) :

Afin d'éviter les problèmes de corrosion des aciers, il convient de les enrober par une épaisseur de béton suffisante. Cette épaisseur, l'enrobage, dépend des conditions d'exposition de l'ouvrage. On adopte les valeurs suivantes [Art A.7.1 /BAEL91 modifiées 99]:

- **C = 5 cm** : pour des ouvrages exposés à la mer, aux embruns ou aux tout autre atmosphères très agressives tel les industries chimique ;

- **C= 3cm** : pour des parois soumises à des actions agressives ; des intempéries ou à des condensations ;
- **C= 1cm** : pour les parois situées dans un local couvert et clos et qui ne sont pas exposées aux condensations.

CHAPITRE II

Pré dimensionnement Des éléments



II. INTRODUCTION :

Après avoir déterminé les caractéristiques de notre ouvrage ainsi que les divers matériaux de construction, nous procédons au prédimensionnement de notre projet.

Le prédimensionnement des éléments de construction a pour but de pré dimensionner des sections des différents éléments résistants et aussi de trouver le meilleur compromis entre coût et sécurité. Il sera fait selon les règles du BAEL 91 et le RPA 99 modifié 2003.

Cette étape représente le point de départ et la base de la justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage aux sollicitations verticales et horizontales.

II.1) pré dimensionnement des planchers :

Ils sont constitués d'une dalle de compression ferrillée et de corps creux reposant sur des poutrelles préfabriquées disposées suivant la petite portée.

Afin de limiter la flèche, l'épaisseur minimum des planchers doit satisfaire la condition suivante :

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22,5}$$

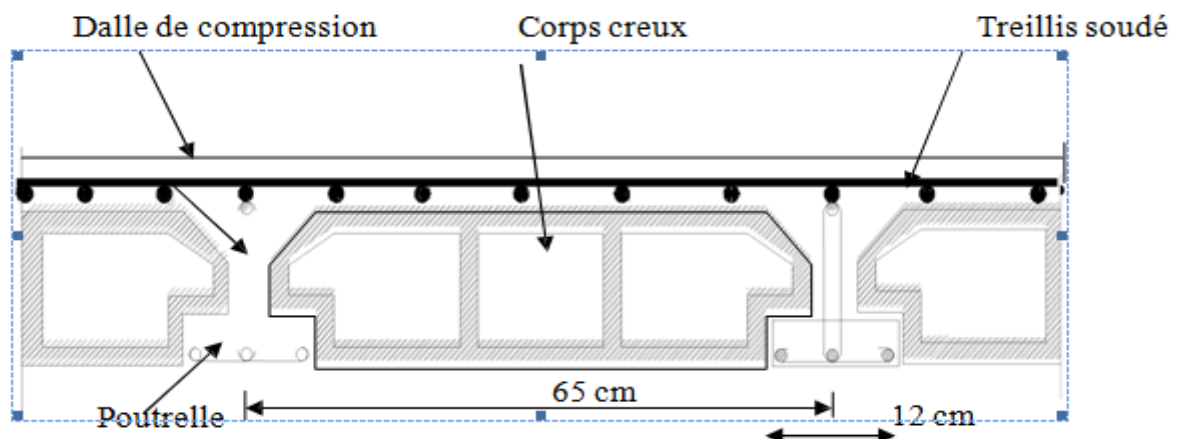
Avec : $-L_{\max}$: la plus grande portée entre nus d'appuis dans le sens des poutrelles.

$-h_t$: Epaisseur de la dalle (hauteur totale du plancher).

Dans notre cas : $L = 550 - 25 = 525 \text{ cm}$

$$\text{Nous aurons donc : } ht \geq \frac{525}{22.5} = 23.33 \text{ cm}$$

Nous adopterons un plancher de 25 cm d'épaisseur, composé d'un corps creux de 20 cm et d'une dalle de compression de 5 cm.



II.1.2) DALLES PLEINES :

Ce sont des plaques minces dont l'épaisseur est moins importante comparé aux autres dimensions. Leur épaisseur est déterminée selon leurs portées ainsi que les conditions suivantes :

- ✓ La résistance à la flexion.
- ✓ L'isolation acoustique.

✓ La résistance au feu.

• Condition de résistance à la flexion :

L'épaisseur de la dalle des balcons est donnée par la formule : $e_p \geq L_0 / 10$

L_0 : portée libre ; e : épaisseur de la dalle.

$$L_0 = 1.40 \text{ m}$$

$$e_p \geq 1.40/10 = 0.14 \text{ m}$$

$$e_p = 14 \text{ cm}$$

• Résistance au feu :

Selon le classement des planchers, les normes en vigueur nous donnent les épaisseurs suivantes :

$e_p = 11 \text{ cm}$ Pour les planchers présentant un risque particulier contre l'incendie.

• Isolation acoustique :

D'après la loi de la masse, l'isolation acoustique est proportionnelle au logarithme de la masse surfacique du plancher.

Donc : pour assurer un minimum d'isolation acoustique, il est exigé une masse surfacique minimale $M_{Dp} = 350 \text{ kg/m}^2$

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

$$\text{On a : } M_{Dp} = \rho_{\text{béton}} \times e_p$$

$$e_p = \frac{M_{Dp}}{\rho_{\text{béton}}}$$

ρ : Masse volumique du béton , tel que : $\rho = 2500 \text{ Kg/m}^3$

$$e_p = \frac{350}{2500} = 0.14 \text{ m}$$

$$e_p = 14 \text{ cm}$$

Donc : $e = \max (14, 11, 14) = 14 \text{ cm}$.

Conclusion :

Afin de satisfaire aux conditions citées ci-dessous, on adopte pour les dalles pleines une épaisseur $e = 15 \text{ cm}$.

II.2) PRE DIMENSIONNEMENT DES POUTRES :

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

On distingue :

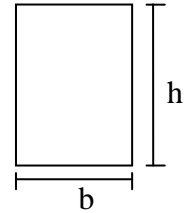
- les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles.
- les poutres secondaires qui assurent le chaînage.

Selon BAEL91 la dimension de la poutre h et b sont déterminé comme suit :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$$

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

- h : hauteur de la poutre.
- b : largeur de la poutre.
- L : portée maximum entre nus d'appuis.



Ainsi que le RPA 99 modifié en 2003, exige que les dimensions des poutres pour les constructions implantées dans la zone sismique (IIa) doivent satisfaire aux conditions suivantes :

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

A. Poutres principales :

➤ Hauteur :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \quad L_{\max} = 550 - 25 = 525 \text{ cm}$$

$$\frac{525}{15} \leq h \leq \frac{525}{10} \quad 35 \leq h \leq 52.5$$

La hauteur de la poutre principale sera donc : h = 45 cm

➤ Largeur :

$$0.4h \leq b \leq 0.7h \quad 0.4 (45) \leq b \leq 0.7 (45)$$

$$18 \leq b \leq 31.5 \text{ cm}$$

La largeur de la poutre principale sera donc : b = 30 cm

La section des poutres principales est : b x h = 30x45 cm²

B. Poutres secondaires :

➤ Hauteur :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \quad L_{\max} = 550 - 25 = 525 \text{ cm}$$

$$\frac{525}{15} \leq h \leq \frac{525}{10} \quad 35 \leq h \leq 52.5 \text{ cm}$$

La hauteur de la poutre secondaire sera donc : h = 40 cm

➤ **Largeur :**

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

$$0,4 (40) \leq b \leq 0,7 (40)$$

$$16 \leq b \leq 28$$

La largeur de la poutre secondaire sera donc : $b = 30 \text{ cm}$
 La section des poutres secondaires est : $b \times h = 30 \times 40 \text{ cm}^2$

Vérification des conditions de RPA 99 version 2003 :

Conditions	Poutres principales	Poutres secondaires	vérifications
$h \geq 30 \text{ cm}$	45 cm	40 cm	vérifiée
$b \geq 20 \text{ cm}$	30 cm	30 cm	vérifiée
$h / b \leq 4$	1.5	1.33	vérifiée

Tableau II- 1 : vérification aux exigences du RPA

➤ **Section des poutres adoptées :**

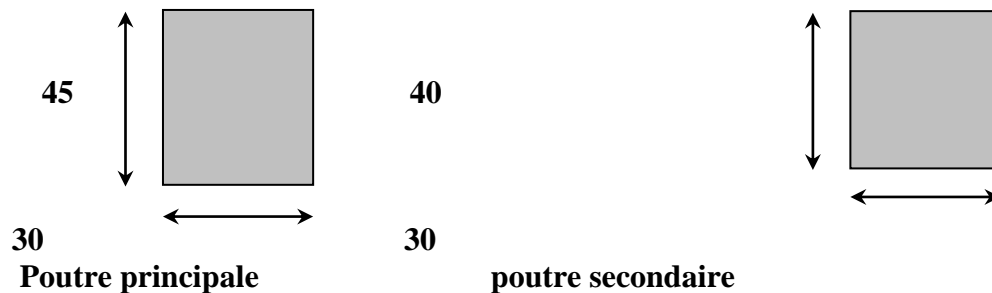


Figure II-2 : Poutre Principales et Secondaires

II.3) Pré dimensionnement des voiles : (Art 7.7.1/ RPA 99 version 2003)

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulé sur place qui ont pour fonction principale est d'assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des efforts horizontaux. Le pré dimensionnement des voiles se fera conformément à (l'Article 7.7.1. du RPA99 version 2003) qui définit ces éléments en satisfaisant la condition suivante :

$$L \geq 4 a$$

Avec a : épaisseur des voiles.

L : longueur min des voiles.

L'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités, avec $a_{\min} = 15 \text{ cm}$.

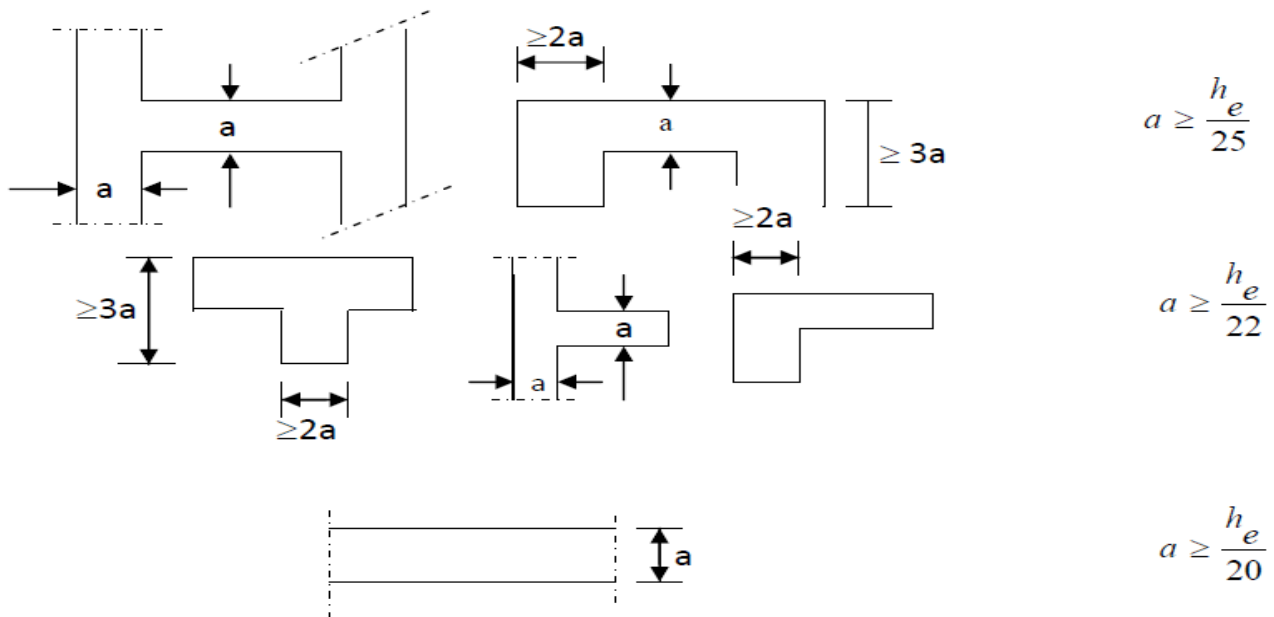


Figure II-3 : Coupe des voiles en plan

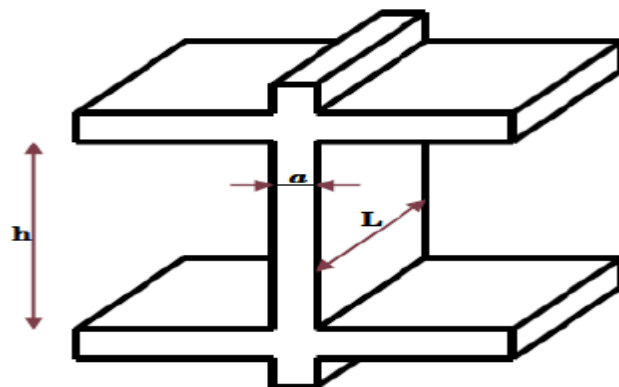


Figure II-4 : Coupe du voile en élévation

$a \geq h_e / 20$ Avec: $h_e = h - e_p$.

Dans notre cas :

a) Pour le sous-sol:

$$h_e = h - e_p = 408 - 25 = 383 \text{ cm}$$

$$a \geq \frac{h_e}{20} = \frac{383}{20} = 19.15 \text{ cm}$$

b) Etage courant:

$$h_e = 3.06 - 0.25 = 2.81 \text{ m}$$

$$a \geq \frac{h_e}{20} = \frac{281}{20} = 14.05 \text{ cm}$$

On prend $a = 20 \text{ cm}$ pour tout les voiles.

Pour qu'un voile puisse assurer un contreventement, sa longueur(L) doit être au moins égale à 4 fois son épaisseur :

❖ Vérification des exigences du RPA 99 (Art 7.7.1)

Ne sont considérées comme voiles de contreventement que les éléments satisfaisant la condition suivante :

$$L \geq 4a \Rightarrow L \geq 4 \times 20 \Rightarrow L \geq 80 \text{ cm} \quad \text{condition vérifiée.}$$

II.4) : Les poteaux :

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

En plus des armatures longitudinales (verticales) qui ajoutent à la résistance du béton à la compression, on dispose aussi des armatures transversales qui relient les armatures longitudinales entre elles et évitent le flambement des poteaux.

Le RPA nous impose qu'en zone IIa la section minimale est de $(25 \times 25) \text{ cm}^2$.

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

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

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

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

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

Remarque :

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

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

II.5) : Détermination des charges permanentes et surcharges d'exploitation :

A. Les charges permanentes :

1) Les planchers :

Nous possédons deux types de planchers :

a. Plancher terrasse :

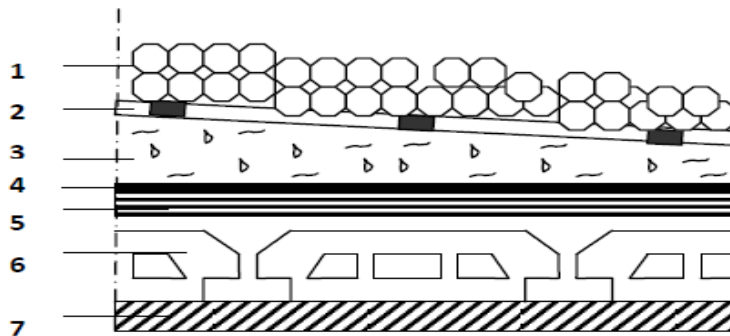
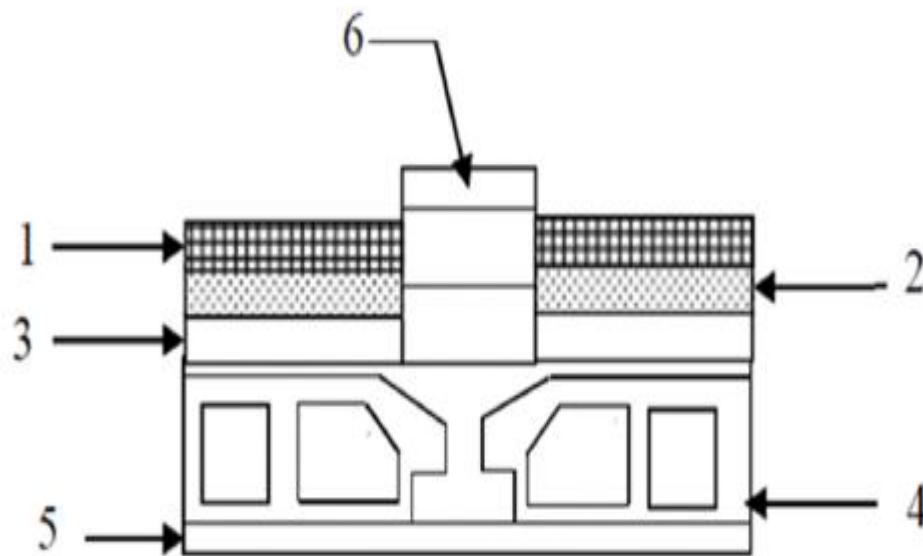


figure II-5 : coupe transversale du plancher terrasse inaccessible

N°	désignation	Epaisseur e(m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charges Gi (KN/m ²)
1	Couche de gravillon	0.05	20	1.00
2	Etanchéité	0.02	06	0.12
3	Forme de pente en béton	0.07	22	1.54
4	Feuilleplyane	--	0.01	0.01
5	Isolation thermique	0.04	04	0.16
6	Plancher à corps creux	0.25	14	3.5
7	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
	totale	/	/	6.53

Tableau II.2 : Poids des différents éléments constituant le plancher d'étage courant

b. Plancher étage courant :



FigureII-6 : Coupe verticale du plancher d'étage courant

N°	designation	Epaisseur e(m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charges Gi (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	Plancher en corps creux	0.25	14	3.5
5	Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
6	Cloison intérieurs	0.10	09	0.90
	Charge totale	/	/	6.26

Tableau II.2 : Poids des différents éléments constituant le plancher d'étage courant

2) Maçonnerie : Il y a deux types de murs, murs extérieurs et murs intérieurs :

a. Murs extérieurs :

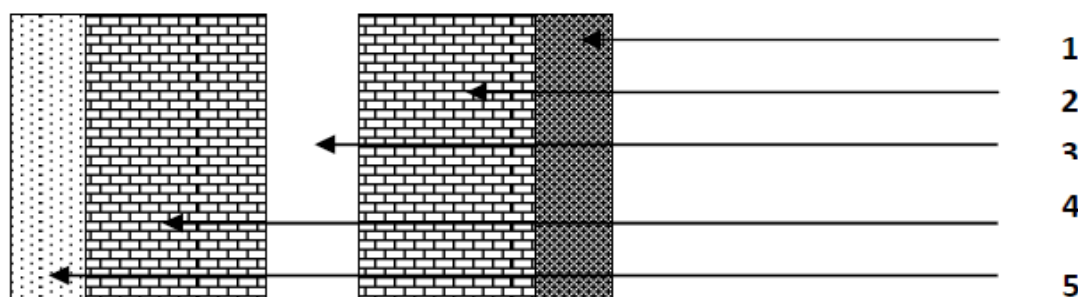


Figure II-7 : Coupe verticale d'un mur extérieur Elles se résument dans le tableau suivant :

N°	designation	Epaisseur e(m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charges Gi (KN/m ²)
1	Mortier de ciment	0.02	18	0.36
2	Briques creuses	0.10	09	0.90
3	lame d'air	0.1	00	0.00
4	Briques creuses	0.10	09	0.90
5	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
	Charge totale	/	/	2.36

Tableau II.3 : Poids des différents éléments constituant le mur extérieur

b. Murs intérieurs :

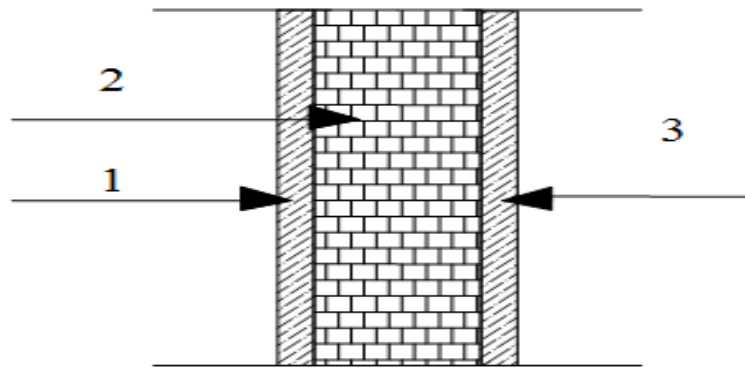


figure II.8 : Coupe transversale d'un mur intérieur

N°	designation	Epaisseur e(m)	Poids volumique e (KN/m ³)	Charges Gi (KN/m ²)
1	Enduit de platre	0.02	10	0.20
2	Brique creuse	0.1	09	0.90
3	Enduit de platre	0.02	10	0.20
	Charge totale	/	/	1.30

Tableau II.5 : poids des différents éléments constituant le mur intérieur

3) L'acrotère :

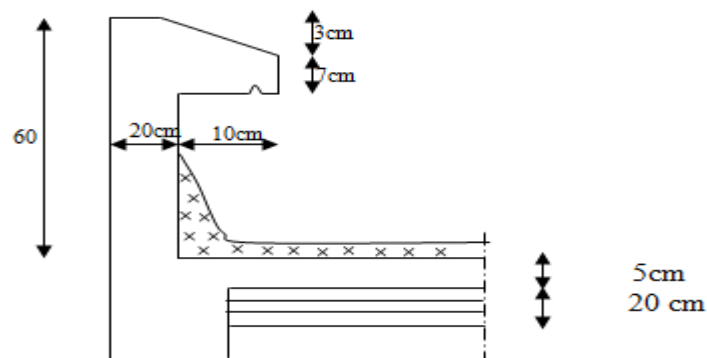


Figure II.9 : Dimensionnement de l'acrotère

$G = S \times \rho_{\text{béton}}$

S : surface de l'acrotère

$\rho_{\text{béton}}$: poids volumique du béton.

$$G = [(0,6 \times 0,2) + (0,07 \times 0,1) + (0,03 \times 0,1)/2] \times 25$$

$$G = 3,212 \text{ KN/ml}$$

B. Les surcharge d'exploitation:

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

- Plancher terrasse..... Q =1,00 kN/m²
- Plancher étage courant : à usage d'habitation..... Q =1,50 kN/m²
- Plancher étage commercial..... Q =2,5 kN/m²
- Plancher du RDC à usage d'habitation Q=1,50 kN/m²
- L'acrotère..... Q=1,00 kN/ml
- L'escalier..... Q=2,50 kN/m²
- Balcons..... Q=3,50 kN/m²

II.6) Descente de charge :

(Détermination de l'effort « N » revenant au poteau le plus sollicité)

II.6.1) Charges et surcharges revenant au poteau B₂:

a) Surface d'influence

Surface du plancher revenant au Poteau le plus sollicité:

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

$$S_1 = S_4 = 2.55 \times 1.70 = 4.335 \text{ m}^2$$

$$S_2 = S_3 = 2.55 \times 2.00 = 5.10 \text{ m}^2$$

$$S = 2 \times 4.335 + 2 \times 5.10 = 18.87 \text{ m}^2$$

$$\text{Donc } S_{\text{tot}} = 18.87 \text{ m}^2$$

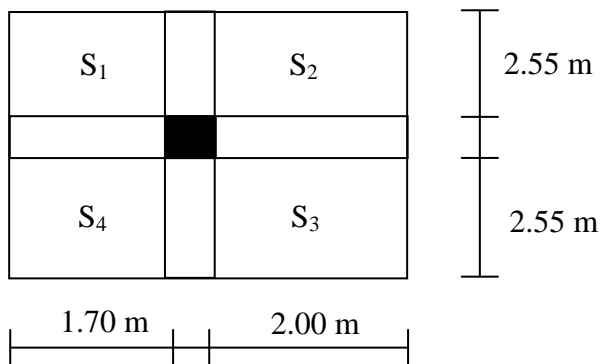


Figure II.9 : Surface d'influence au Poteau B₂

b) Les charges permanentes revenant à chaque plancher:

- Plancher terrasse

$$G = 6,53 \text{ kN/m}^2$$

- Plancher étage courant

$$G = 6,26 \text{ kN/m}^2$$

- Plancher rez-de-chaussée

$$G = 6,26 \text{ kN/m}^2$$

c) Poids revenant à chaque plancher :

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

Plancher terrasse :

$$P = 6,53 \times 18,87 = 123,22 \text{ KN}$$

Plancher étage :

$$P = 6,26 \times 18,87 = 118,13 \text{ KN}$$

d) Poids revenant à chaque poutre :

Poutres principales :

$$P = (2,55 + 2,55 + 0,25) \times 0,30 \times 0,45 \times 25 = 18,06 \text{ kN}$$

Poutres secondaires :

$$P = (1,70+2,0) \times 0,30 \times 0,40 \times 25 = 11,10 \text{ KN}$$

D'ou le poids total $P = 18,06 + 11,10$

Ce qui donne : $P = 29,16 \text{ kN}$

• **Poids des poteaux :**

- Etage courant : $p_p = 0,4 \times 0,4 \times 3,06 \times 25 = 12,24 \text{ KN}$
- Etage commercial : $P_p = 0,4 \times 0,4 \times 4,08 \times 25 = 16,32 \text{ KN}$

e) Surcharges d'exploitation :

- plancher terrasse $Q_0 = 1,00 \times 18,87 = 18,87 \text{ kN}$
- plancher d'étage courant $Q_1 = Q_2 = Q_3 = \dots = Q_n = 1,50 \times 18,87 = 28,305 \text{ kN}$
- plancher de sous sol $Q = 2,5 \times 18,87 = 47,175 \text{ KN}$

II.7). Loi de dégression des surcharges :

Les règles BAEL nous imposent une dégression des surcharges d'exploitation et ceci pour tenir compte de la non simultanété du chargement sur tous les planchers.

La loi de dégression est : $Q_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n} \sum_{i=1}^n Q_i$ pour $n \geq 5$.

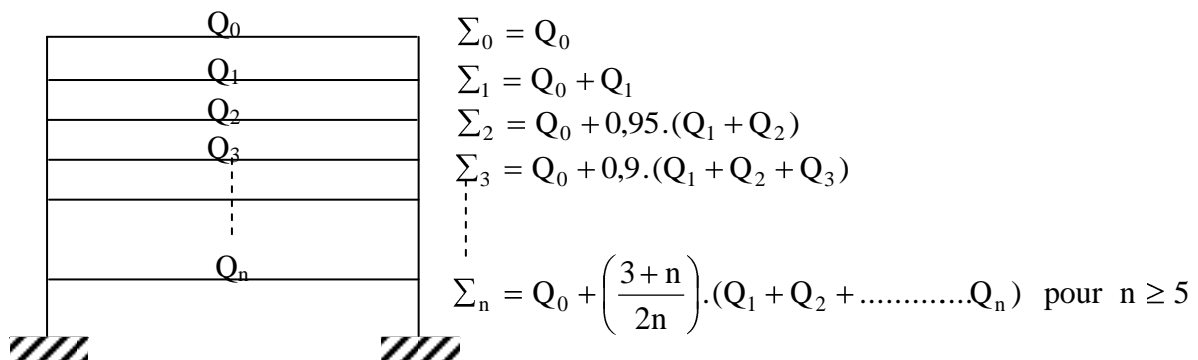
Car les niveaux ne sont pas chargés de la même manière.

Q_0 : surcharge d'exploitation à la terrasse.

Q_i : surcharge d'exploitation de l'étage i .

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

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



❖ **Coefficients de dégression de surcharges :**

Niveau	5	4	3	2	1	RDC	Sous-sol
Coeff	1	1	0,95	0,90	0,85	0,80	0,75

Tableau II.6: Les valeurs du coefficient $(3+n / 2n)$

II.7.1) Calcul des surcharges d'exploitations selon la loi de dégression

Niv 5) $Q_0=18,87 \text{ KN}$

Niv4) $Q_0+ Q_1 =18,87+28.305= 47,175 \text{ KN}$

Niv3) $Q_0+ 0,95(Q_1 + Q_2)= 18,87+ 0,95(2 \times 28,305)=72,649 \text{ KN}$

Niv2) $Q_0+ 0,90(Q_1 + Q_2+Q_3) = 18, 87+ 0,90(3 \times 28,305)=95,293 \text{ KN}$

Niv 1) $Q_0+ 0,85(Q_1 + Q_2 +Q_3 + Q_4)= 18,87+ 0,85(4 \times 28,305)=115,107 \text{ KN}$

RDC) $Q_0+ 0,80(Q_1 + Q_2 +Q_3 + Q_4 + Q_5)= 18,87+ 0,80(5 \times 28.305)=132,09 \text{ KN}$

Sous_sol) $Q_0+ 0,75(Q_1 + Q_2 +Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)= 18,87+ 0,75(6 \times 28,305)=146,242 \text{ KN}$

NIVEAU	Charges permanentes [KN]				Surcharges 'exploitation [kN]			Efforts normaux $N=G_c+Q_c$ [kN]	Section du poteau [cm ²]	
	Poids des planchers	Poids des poutres	Poids des poteaux	G_{totale}	$G_{cumulée}$	Q_i	Q_c		Section trouvée	Section adoptée
5	123.22	29.16	0	152.38	152.38	18.87	18.87	171.25	114.17	30×30
4	118.13	29.16	12.24	159.53	311.91	28.305	47.175	359.085	239.39	30×30
3	118.13	29.16	12.24	159.53	471.44	28.305	75.48	546.92	364.61	30×30
2	118.13	29.16	12.24	159.53	630.97	28.305	103.785	734.755	489.84	30×30
1	118.13	29.16	12.24	159.53	790.5	28.305	132.09	922.59	615.06	35×35
RDC	118.13	29.16	12.24	159.53	950.03	28.305	160.395	1110.42	740.28	35×35
S-S	118.13	29.16	16.32	163.61	1113.64	47.175	207.57	1321.21	880.81	35×35

Tableau II.7 : Récapitulatif de la descente de charge.

II.7.2) Vérification des sections des poteaux aux recommandations du RPA :

Poteaux	Conditions exigées par RPA	Valeur calculée et vérification	Observation
30x30	$Min (b, h) \geq 25 \text{ cm}$	$Min (b, h)=30 \geq 25 \text{ cm}$	Condition vérifiée
	$Min (b, h) \geq \frac{h_e}{20}$	$\frac{h_e}{20} = \frac{306 - 20}{20} 14,3 \text{ cm} \leq 30 \text{ cm}$	Condition vérifiée
	$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4$	$\frac{1}{4} < \frac{30}{30} < 4 \Rightarrow \frac{1}{4} < 1,00 < 4$	Condition vérifiée
35x35	$Min (b, h) \geq 25 \text{ cm}$	$Min (b, h)=35 \geq 25 \text{ cm}$	Condition vérifiée
	$Min (b, h) \geq \frac{h_e}{20}$	$\frac{h_e}{20} = \frac{306 - 20}{20} 14,3 \text{ cm} \leq 35 \text{ cm}$	Condition vérifiée
	$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4$	$\frac{1}{4} < \frac{35}{35} < 4 \Rightarrow \frac{1}{4} < 1,00 < 4$	Condition vérifiée

II.4.3. Vérification des poteaux au flambement :

Le flambement est un phénomène d'instabilité de la forme qui peut survenir dans les éléments comprimés des structures, lorsque ces derniers sont élancés suite à l'influence défavorable des sollicitations.

Il faut vérifier l'élancement λ des poteaux : $\lambda = \frac{l_f}{i} \leq 50$

Avec : l_f : longueur de flambement ($l_f = 0,7l_0$)

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

l_0 : hauteur libre du poteau.

S : section transversale du poteau ($b \times h$). I : moment d'inertie ($I = \frac{b \cdot h^3}{12}$).

$$\lambda = \frac{L_f}{\sqrt{\frac{I_{yy}}{S}}} = \frac{0,7L_0}{\sqrt{\frac{b^2}{12}}} = 0,7L_0 \frac{\sqrt{12}}{b}$$

1- Poteaux sous-sol , RDC, 1^{er} et 2^{eme} étage :

$$\lambda = \frac{\sqrt{12} \times L_f}{b} = \frac{\sqrt{12} \times 0,7 \times 261}{35} = 18,08$$

$\lambda < 50$ condition vérifiée

2-Poteaux de 3^{eme} ,4^{eme} ,5^{eme} étage:

$$\lambda = \frac{\sqrt{12} \times L_f}{b} = \frac{\sqrt{12} \times 0,7 \times 261}{30} = 21,10$$

$\lambda < 50$ condition vérifiée

Tous les poteaux sont vérifiés vis-à-vis du flambement.

CONCLUSION:

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

Hauteur du plancher en corps creux		$h_t = 25\text{cm} (20+5)$
Epaisseur de la dalle pleine		$e = 15\text{cm}$
Epaisseur des voiles		$a = 20\text{cm}$
Sections des poutres	Poutre principale	$(30 \times 45) \text{ cm}^2$
	Poutre secondaire	$(30 \times 40) \text{ cm}^2$
	s-sol ,RDC ,1 ^{er} et 2 ^{éme}	$(35 \times 35) \text{ cm}^2$
	3 ^{éme} et 4 ^{éme} et 5 ^{éme} étage	$(30 \times 30) \text{ cm}^2$

Tableau II-14 : Récapitulatif des résultats

Ces résultats nous serviront de base dans la suite de nos calculs dans les chapitres qui suivent.

CHAPITRE III

Calcul des éléments Secondaires



III.) Introduction :

Dans ce chapitre, on fera l'étude des éléments du bâtiment qui, contrairement aux poutres, poteaux et voiles qui participent à la fois à l'ensemble de la structure, peuvent être isolés et calculés séparément sous l'effet des seules charges qui leurs reviennent. Le calcul sera fait conformément au règlement BAEL 91 modifié 99.

III.1) Calcul de l'acrotère :

L'acrotère est un élément destiné à assurer la sécurité au niveau de la terrasse, il forme un écran évitant toute chute, elle sera calculée comme console encastrée au niveau de la poutre du plancher.

Le calcul des armatures se fera à l'ELU et la vérification à l'ELS pour une bande de 1 m de largeur soumise à la flexion composée due au poids propre de l'acrotère « N » et d'une poussée latérale « Q » due à la main courante provoquant un moment de renversement « Mr ».

L'acrotère est exposé aux intempéries donc les fissurations sont préjudiciables.

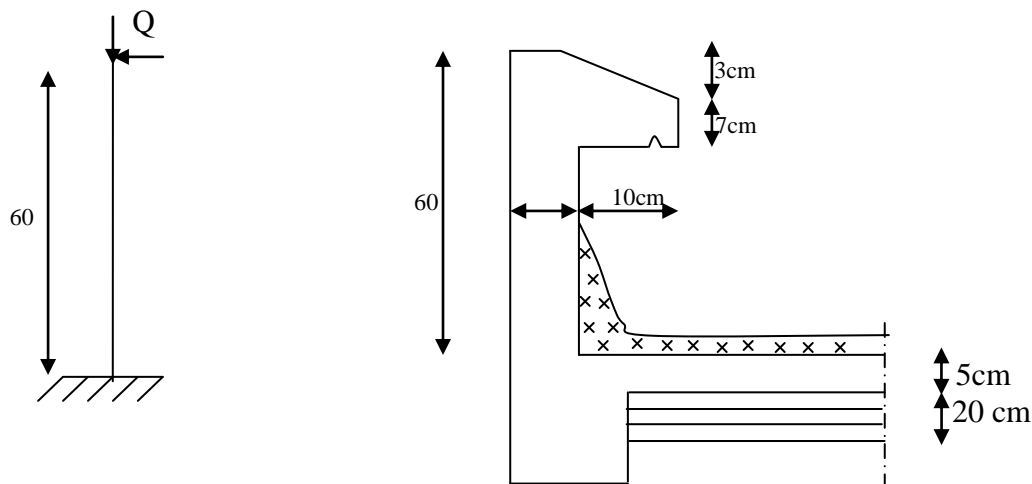


Schéma statique **Fig.III.1** Coupe verticale de l'acrotère

III.1.1) Calcul des sollicitations :

➤ Effort normal dû au poids propre : $G = S \times \rho$

Avec : ρ : Masse volumique du béton.

S : Section transversale de l'acrotère

$$G = \left[0,6 \times 0,2 + 0,07 \times 0,1 + \left(\frac{0,03 \times 0,1}{2} \right) \right] \times 25$$

$$G = 3,212 \text{ KN/ml}$$

- Effort normal dû au poids propre: $G = 3,212 \text{ kN/ml}$

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

- Moment de renversement M dû à la surcharge Q :

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

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

➤ Effort normal dû au poids propre G : $N = G \times 1 \text{ ml} = 3,212 \text{ KN}$

Combinaison de charge

A l'ELU:

$$\begin{cases} N_u = 1,35G = 1,35 \times 3,212 = 4,336 \text{ kN} \\ M_u = 1,5M_Q = 1,5 \times 0,6 = 0,9 \text{ kN.m} \\ T_u = 1,5Q = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ kN/ml} \end{cases}$$

A l'ELS:

$$\begin{cases} N_s = G = 3,212 \text{ kN} \\ M_s = M_Q = 0,6 \text{ kN.m} \\ T_s = Q = 1 \text{ kN/ml} \end{cases}$$

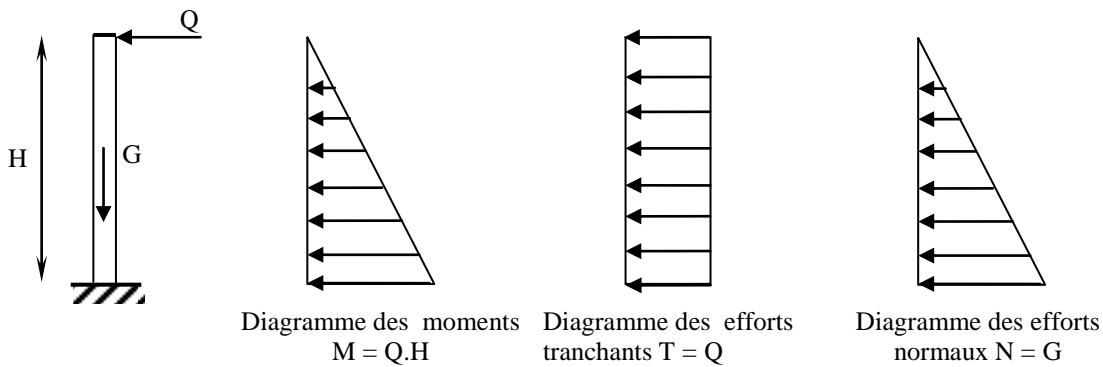


Figure. III.2: Schéma statique de l'acrotère

III-1.2) Ferrailage de l'acrotère:

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 un effort latéral Q dû à la main courante engendrant en un mouvement de renversons. M dans la section d'encastrement. Le ferrailage sera déterminé en flexion composée pour une bande de 1 m de largeur.

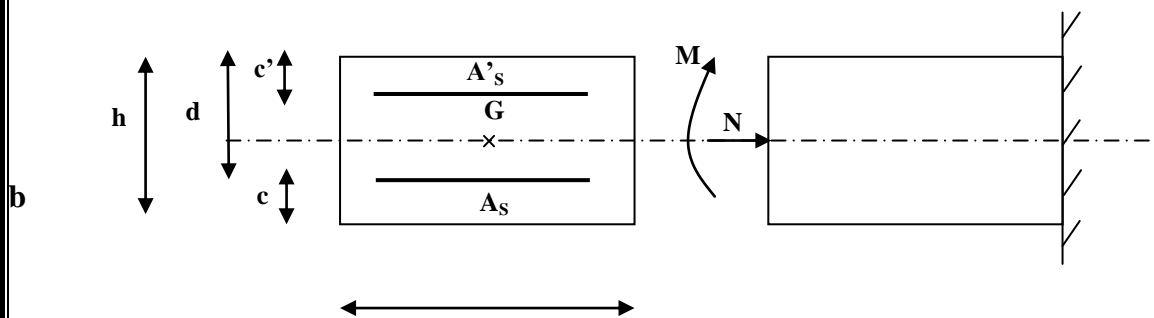


Fig.III.3) section rectangulaire soumise à la flexion composé

h: Épaisseur de la section.

c et c' : Enrobage.

d = h - c : Hauteur utile

M_f: Moment fictif calculé par rapport au CDG des armatures tendues

a) Calcul de l'excentricité à l'ELU:

$$e_n = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,9}{4,336} = 0,27 \text{ m} = 27 \text{ cm}$$

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

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures. Nest un effort de compression. Donc la section est partiellement comprimée, elle sera calculée en flexion simple sous l'effet l'effet d'un moment fictif puis se ramène à la flexion composé.

III.1.2.1) Calcul des armatures en flexion simple ; section fictive

➤ Calcul du moment fictif :

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

$$M_f = 0,9 + 4,336 \times 0,03 = 1,03 \text{ KN.m}$$

$$M_f = 1,03 \text{ KN.m}$$

- Calcul de μ :

$$\mu_b = \frac{M_f}{b \times d^2 \times f_{bc}} \quad \text{Avec :} \quad f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\mu_b = \frac{1,03 \times 10^3}{100 \times (8)^2 \times 14,2} = 0,0113 \quad f_{bu} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 14,2 \text{ Mpa}$$

$\mu_b = 0,0113 < \mu_R = 0,392 \Rightarrow$ La section est simplement armée.

$$\mu_b = 0,0113 \Rightarrow \beta = 0,994$$

➤ Calcul des armatures fictives :

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$$
$$= \frac{1,03 \times 10^3}{0,994 \times 8 \times 348} = 0,372 \text{ cm}^2$$

$$\text{Avec : } \delta_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 0,3478 \approx 348 \text{ Mpa}$$

III.1.2.2) Calcul des armatures en flexion composée :

Les armatures réelles

$$A = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s}$$

$$A = 0,372 - \frac{4,336 \times 10}{348} = 0,247 \text{ cm}^2$$

III.1.2.3) Condition de non fragilité du béton:..... (BAEL91/ Art 4.2.1)

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

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

Avec :

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0,6}{3,212} = 0,187 \text{ m} = 18,7 \text{ cm}$$

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

D'où :

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times 100 \times 8 \times 2,1}{400} \times \left[\frac{18,7 - 0,455 \times 8}{18,7 - 0,185 \times 8} \right] = 0,845 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,845 \text{ cm}^2 > A \Rightarrow \text{La section n'est pas vérifiée}$$

• Armatures principales

Donc on adopte une section : $A = A_{\min} = 0,845 \text{ cm}^2$

Soit : 4HA8 $\Rightarrow A = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec un espacement $S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$

Soit $S_t = 25 \text{ cm}$

• Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,5025 \text{ cm}^2$$

Soit : 4 HA6 $\Rightarrow A_r = 1,13 \text{ cm}^2/\text{mL}$ avec un espacement $S_t = 15 \text{ cm}$

III.1.3) Vérification a l'ELU :

➤ Vérification au cisaillement

$$\tau = \frac{V_u}{bd} = \frac{1,5}{100 \times 8} = 0,00187 \text{ KN} / \text{cm}^2$$

$$\text{Avec : } V_u = T_u = 1,5 \times Q = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ KN}$$

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

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,15 \times 25}{1,5} ; 4 \text{ MPa} \right)$$

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

$$\bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$$

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

Donc le béton seul peut reprendre l'effort de cisaillement ; les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

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

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28} \quad \text{Avec : } \Psi_s : \text{Coefficient de scellement}$$

$$\text{Acier HA} \Rightarrow \Psi = 1,5 \Rightarrow \bar{\tau}_{se} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

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

Avec :

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

$$\sum U_i = \pi \times n \times \phi = 3,14 \times 4 \times 0,8 = 10,05 \text{ cm}$$

n : Nombre de barres

D'où :

$$\tau_{se} = \frac{1,5 \times 10}{0,9 \times 8 \times 10,05} = 0,207 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0,207 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{La section est vérifiée.}$$

➤ **Ancrage des barres :**

La longueur de scellement droit est :

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_{su}}$$

$$\tau_{su} = 0,6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

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

Longueur de scellement droit (BAEL 91 1.2.2)

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

Les barres étant comprimées, un scellement d'une longueur de $0,6L_s = 20 \text{ cm}$ et un crochet normal suffiraient largement pour garantir son ancrage.

➤ vérification d'espacement des barres

- **Armatures principales:** $S_t = 25 \text{ cm} < \min \{3h; 33 \text{ cm}\} = 30 \text{ cm}$.
- **Armatures de répartition:** $S_t = 15 \text{ cm} < \min \{3h; 33 \text{ cm}\} = 30 \text{ cm}$.

Condition \rightarrow vérifiée.

III.1.4) Vérification à L'ELS :

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

- La contrainte dans les aciers $\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$

- La contrainte dans le béton $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

σ_{bc} : Contrainte dans le béton comprimé.

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

σ_{st} : Contrainte dans les aciers tendus.

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

➤ Dans l'acier

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

Avec : $\eta = 1,6$ pour les barres HA (coefficient de fissuration)

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400, 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \right\} = \min \left\{ 266,6, 201,63 \right\}$$

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

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

$$\text{On a : } \rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 8} = 0,251$$

$$\rho_1 = 0,251 \Rightarrow \beta_1 = 0,920$$

$$\text{D'où : } \sigma_{st} = \frac{0,6 \times 10^3}{0,920 \times 8 \times 2,01} = 40,56 \text{ MPa}$$

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

➤ Dans le béton

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

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} \quad K = \frac{\alpha}{15 \left(-\alpha \right)}$$

$$\text{Avec : } \alpha = 3 \left(-\beta \right) = 3 \left(-0,920 \right) = 0,24$$

$$K = \frac{0,24}{15 \left(-0,24 \right)} = 0,021$$

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

$$\sigma_{bc} = 0,021 \times 40,56 = 0,85 \text{ MPa}$$

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

Vérification de l'acrotère au séisme : (Art 6.2.3 RPA99)

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

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

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone, dans notre cas (zone IIa, groupe d'usage 2) $\Rightarrow A = 0,15$ (RPA 99, art 4.2.3 tableau 4-1).

C_p : Facteur de force horizontale variant entre 0,3 et 0,8.

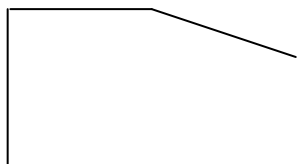
w_p : Poids de l'élément considéré (acrotère) = 3,212KN.

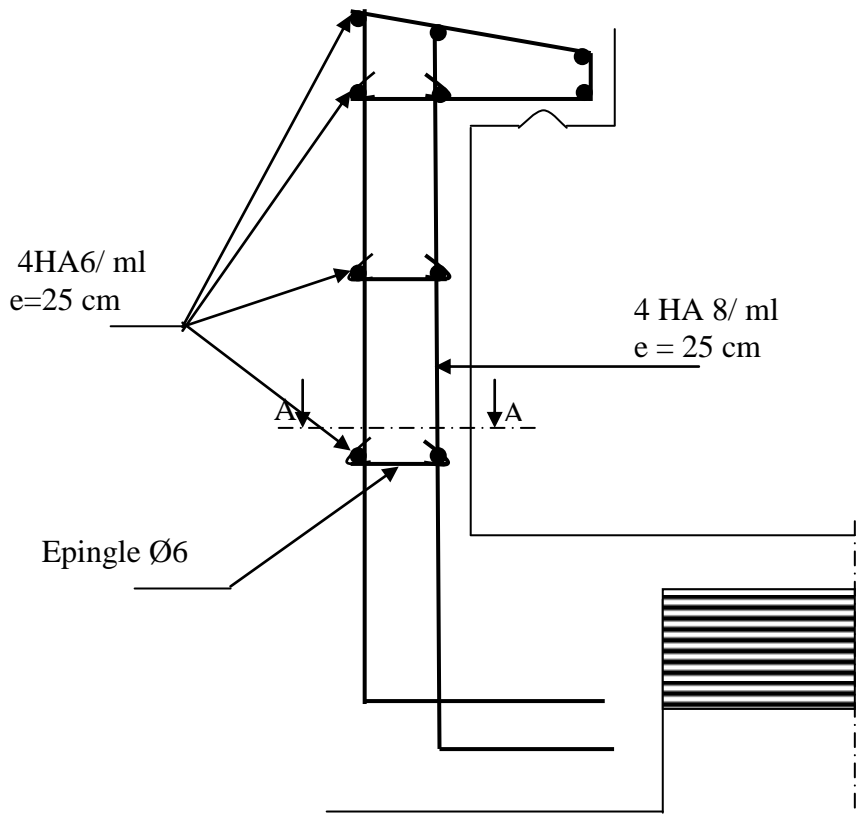
$$\text{D'où : } F_p = 4 \times 0,15 \times 0,3 \times 3,212 = 0,578 \text{ KN} < Q = 1 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion :

Condition vérifiée, donc l'acrotère est calculé avec un effort horizontal $Q = 1 \text{ KN/ml}$ supérieur à la force sismique, d'où le calcul au séisme est inutile. On adopte donc pour le ferrailage celui choisi précédemment.

- Armatures principales : 4HA8 avec : st = 25 cm
- Armatures de répartitions : 4HA6 avec : st = 15 cm.





Coupe en élévation

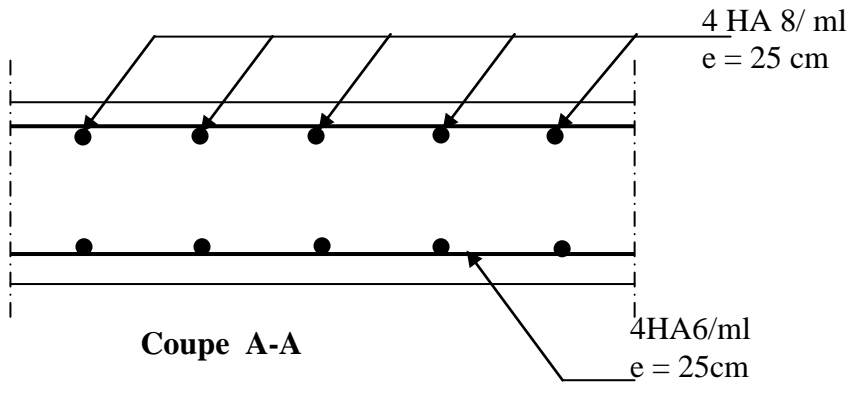


Fig.III.1.5 Schéma de ferrailage de l'acrotère

III.2. Calcul des escaliers :

III.2.1. Définition :

Un escalier est un ouvrage constitué d'une suite de degrés horizontaux (marches et paliers) permettant de passer à pied d'un niveau à l'autre d'une construction. Ses caractéristiques dimensionnelles sont fixées par des normes, des DTU, des décrets en fonction du nombre d'utilisateurs et du type du bâtiment. Notre structure comporte un escalier à deux volées; il est constitué de paillasse, palier de repos et d'un palier d'étage courant.

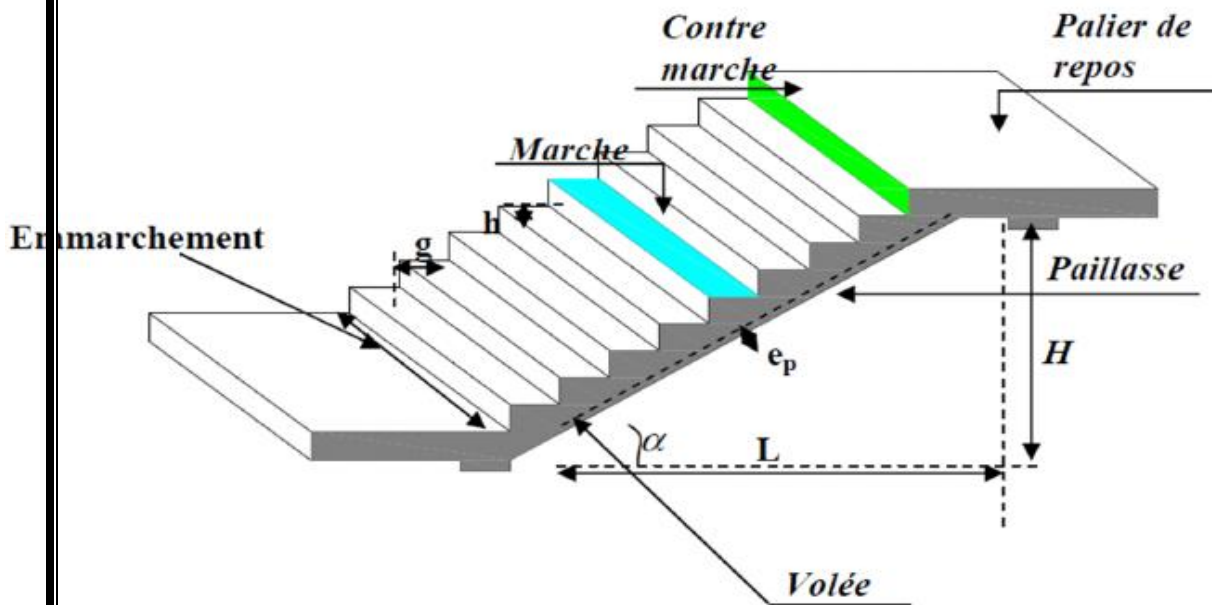


Figure 1.1 : coupe verticale de l'escalier

III. 2.2. Terminologie :

Marche :

Marche : c'est la partie horizontale qui reçoit la charge verticale; sa forme en plan peut être rectangulaire, trapézoïdale, arrondie, etc.

Le nombre de marches est pris comme suit : $m = n - 1$.

Contre marche : c'est la partie verticale entre deux marches; l'intersection de la marche et la contre marche nommée nez de marche est parfois saillie sur la contre marche.

n : nombre de contre marches donné par : $n = H/h$.

Avec : H : hauteur entre deux niveaux consécutifs.

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

la plus courant varie de 14 à 20 cm (17 cm en moyenne).

Giron « g » : c'est la distance en plan mesurée sur la ligne de foulée, séparant deux contre marches ;

$22 \text{ cm} \leq g \leq 33 \text{ cm}$.

La volée : est l'ensemble des marches (25 au maximum) compris entre deux paliers consécutifs.

Le palier : est la plate forme constituant un repos entre deux volées intermédiaires et/ou à chaque étage.

L'embranchement : représente la largeur de la marche.

Dans un immeuble collectif, l'embranchement doit être : $L \geq 120 \text{ cm}$. Ou $L \geq 3g$.

Le rapport ($r = h/g$) est appelé raideur de l'escalier.

❖ Calcul de l'escalier:

Dans notre structure, on a un seul type d'escalier.

1- Pré dimensionnement : Le dimensionnement des marches et contre marches se fera par la

formule de " BLONDEL" $59 \leq g + 2h \leq 66$ [cm]

On prend compte de ce qui suit :

➤ pour un bâtiment recevant du public :

$$59 \leq g + 2h \leq 64(\text{cm})$$

$$14 \leq h \leq 17(\text{cm})$$

$$28 \leq g \leq 36(\text{cm})$$

$$\text{Avec : } h = \frac{H}{n}; g = \frac{L_1}{n-1}$$

n : nombre de contremarches.

n-1 : nombre de marches.

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

$$\text{donc : } h = \frac{H}{n} = \frac{153}{9} = 17\text{cm}$$

$$\text{et : } g = \frac{L_1}{n-1} = \frac{260}{8} = 32,5\text{cm}$$

$$\rightarrow \text{Nombre de contre marche : } n = \frac{153}{17} = 9$$

On prend : n = 9 contres marches.

On aura alors : n-1 = 8 marches réparties sur une seule volée.

On prend g = 30 cm

• Vérification de la loi de BLONDEL

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

$$g+2h = 2 \times 17 + 30 = 64 \text{ cm} < 66 \text{ cm} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

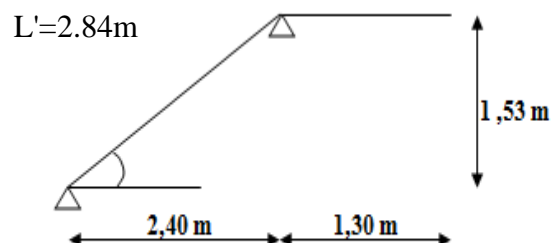
2-dimensionnement de la pailasse :

$$\text{tg } \alpha = \frac{H}{L} = \frac{153}{240} = 0.6375 \quad \Rightarrow \alpha = 32.52^\circ$$

$$\text{Cos } \alpha = \frac{L}{L_1} \quad \Rightarrow L' = \frac{L}{\cos \alpha} = \frac{240}{\cos 32.52} = 284.63 \text{ cm}$$

$$L_0 = L_1 + L_2 = 284.63 + 130 = 414.63 \text{ cm}$$

D'où l'épaisseur de la pailasse :



FigIII.2 : schéma statique.

$$\frac{414.63}{30} \leq e_p \leq \frac{414.63}{20}$$

$$13.82 \leq e_p \leq 20.73 \text{ cm}$$

On opte pour $e_p = 15 \text{ cm}$

3-Détermination des sollicitations

Le calcul se fera pour une bande de 1m de projection horizontale et on considérant une poutre simplement appuyée en flexion simple.

a. Charges permanentes :

➤ Palier

designation	Epaisseur(m)	$\rho(\text{KN/m}^3)$	G(KN/ml)
Enduitciment	0.02	18	0.36
carrelage	0.02	22	0.44
Mortier de pose	0.02	20	0.40
Lit de sable	0.02	18	0.36
Dalle en beton	0.15	25	3.75
$G_{\text{ptotal}}=5.31 \text{ KN/ml}$			

Tableau III.1 charges permanente du palier

➤ volée

designation	Epaisseur(m)	$\rho(\text{KN/m}^3)$	G(KN/ml)
Enduitciment	0.02	18	0.36
carrelage	0.02	22	0.44
Mortier de pose	0.02	20	0.40
Lit de sable	0.02	18	0.36
marches	$0.17/2=0.085$	25	2.125
Garde du corps	0.1	/	0.2
paillasse	$\frac{e_p}{\cos \alpha} = \frac{0.15}{\cos 32.52} = 0.178$	25	4.45
$G_v \text{ Total}=8.335 \text{ KN/ml}$			

Tableau III.2 Charge permanente de la volée

b. Surcharge d'exploitation :

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

$$Q = 2,5 \times 1 \text{ m} = 2,5 \text{ KN/ml}$$

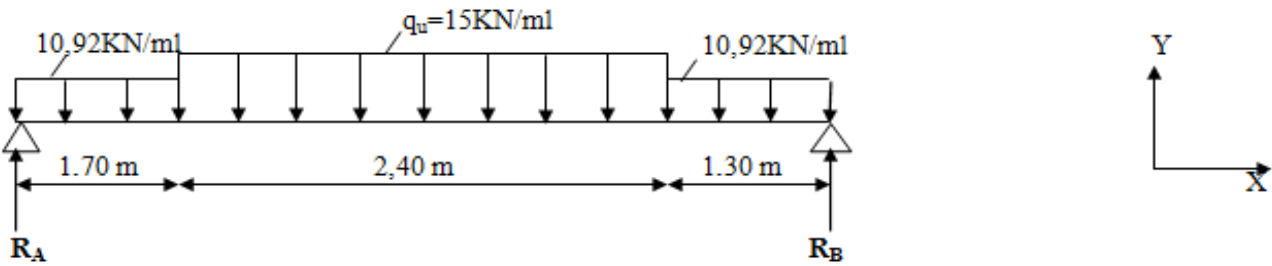
III.2.2.1) Calcul a l'ELU :

✓ Combinaison de charges :

$$\text{Palier : } q_u^p = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35 \times 5,31 + 1,5 \times 2,5 = 10,92 \text{ KN/ml.}$$

$$\text{Volée : } q_u^v = 1,35 \times G + 1,5 \times Q = 1,35 \times 8,335 + 1,5 \times 2,5 = 15 \text{ KN/m}$$

➤ **Calcul des efforts internes :**



FigIII.3 schéma statique du chargement de l'escalier à l'ELU.

➤ **Réactions d'appuis:**

D'après les formules de la RDM :

$$\sum F = 0 \implies R_A + R_B = 10,92 \times 1,70 + 15 \times 2,40 + 10,92 \times 1,3 = 68,76 \text{ KN.}$$

$$\sum M/A = 0 \implies R_B \times (1,7 + 2,4 + 1,3) - 10,92 \times 1,3 \left(\frac{1,3}{2} + 2,4 + 1,7 \right) - 15 \times 2,4 \left(\frac{2,4}{2} + 1,7 \right) - 10,92 \times 1,7 \left(\frac{1,7}{2} \right) = 0$$

$$R_B \times 5,4 = 187,61 \text{ KN} \implies R_B = 34,74 \text{ KN}$$

$$\left. \begin{array}{l} R_B = 34,74 \text{ KN} \\ R_A + R_B = 68,76 \text{ KN} \end{array} \right\} R_A = 34,02 \text{ KN}$$

❖ **Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant :**

a) **Efforts tranchants:**

Tronçon	Expression	X (m)	T(x) (KN)	Schéma statique à l'ELU
$0 \leq x \leq 1.70$	$-T(x) + 34.02 - 10.92x = 0$	$x = 0$	$T(0) = 34.02$	
	$T(x) = -10.92x + 34.02$	$x = 1.7$	$T(1.7) = 15.46$	

1.75	$x \leq 4.1$	$-T(x)+34.02-10.92(1.7)$ $-15(x-1.7)=0$	$x=1.7$	$T(1.7) = 15.46$	
		$T(x) = -15(x-1.7) + 15.46$	$x=4.1$	$T(4.1) = -20.54$	
		$x=2.73$	$T(2.73) = 0$		
0	$x \leq 1.3$	$T(x)+34.74-10.92x=0$	$x=0$	$T(0) = -34.74$	
		$T(x) = 10.92x - 34.74$	$x=1.3$	$T(1.3) = -20.54$	

b) Le moment fléchissant :

Tronçon	Expression	X (m)	M(x) (KN.m)
$0 \leq x \leq 1.70$	$M(x)-34.02x+10.92x^2/2=0$	$x=0$	$M(0) = 0$
	$M(x) = 34.02 x - 10.92x^2/2$	$x=1.7$	$M(1.7) = 42.05$
$1.7 \leq x \leq 4.1$	$M(x)-34.02x+10.92 \times 1.7(x-1.7/2)$ $+\frac{15}{2}(x-1.7)^2=0$	$x=1.7$	$M(1.7) = 42.05$
	$M(x)=34.02x-10.92 \times 1.7(x-1.7/2)$ $-\frac{15}{2}(x-1.7)^2=0$	$x=4.1$	$M(4.1) = 35.95$
		$x=2.73$	$M(2.73) = 50.02$
$0 \leq x \leq 1.3$	$M(x)-34.74x+10.92x^2/2=0$	$x=0$	$M(0) = 0$
	$M(x) = 34.74 x - 10.92x^2/2$	$x=1.3$	$M(1.3) = 35.93$

❖ Remarque :

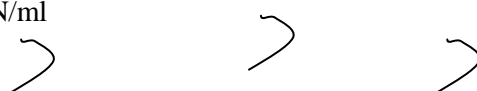
En tenant compte des semi encastrement les moments max entravée et en appuis sont

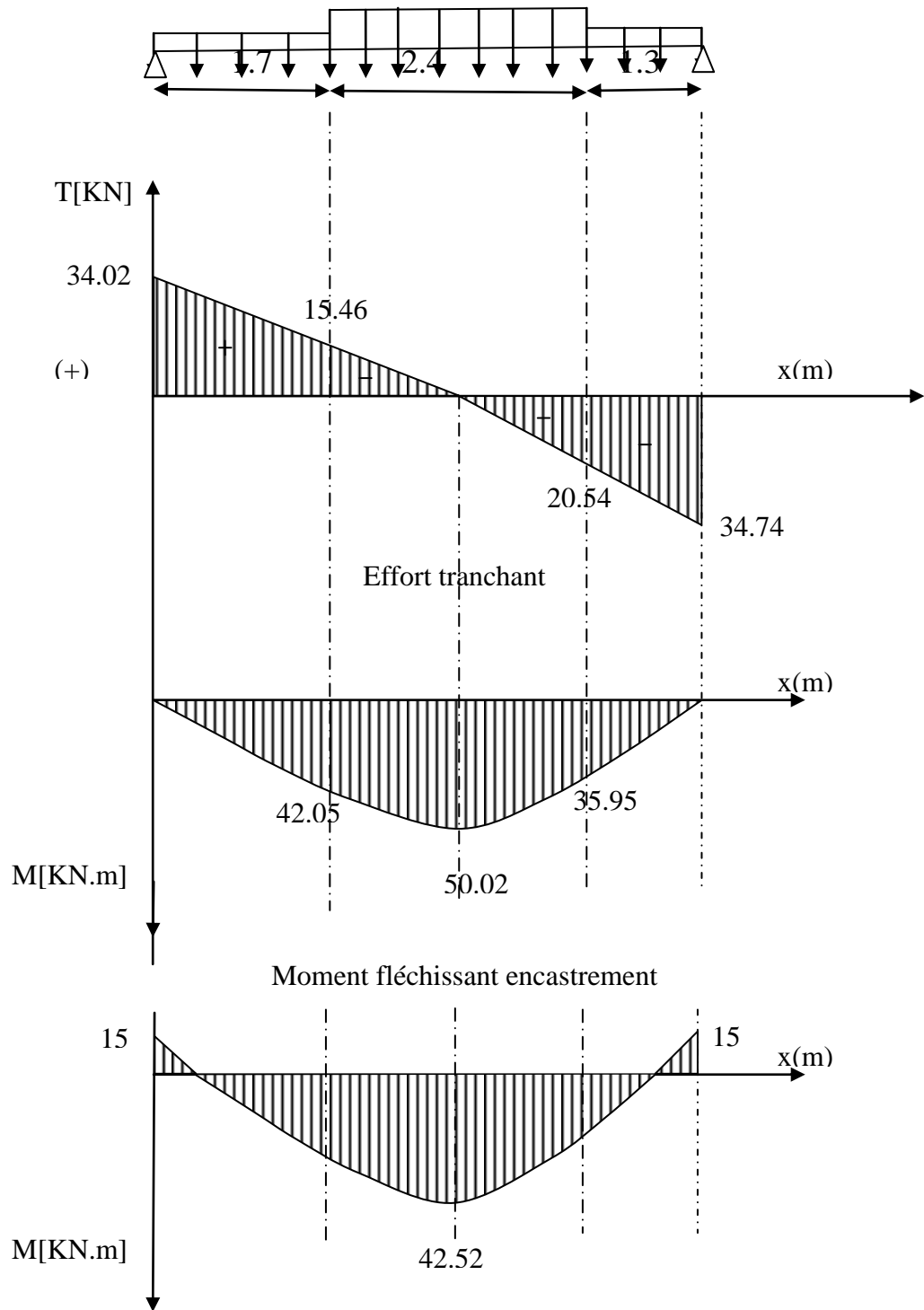
affectés des coefficients réducteur 0.85 et 0.3 respectivement.

$$M_{\text{travée}} = 0.85 \times 50.02 = 42.52 \text{ KN/m}$$

$$M_{\text{appuis}} = -0.3 \times 50.02 = -15 \text{ KN/m}$$

10.92KN/ml 15KN/ml 10.92KN/ml





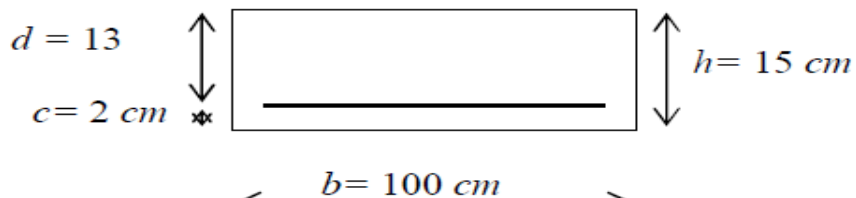
4- Ferrailage :

Moment fléchissant en tenant compte du semi encastrement

a) En travées :

a.1) Armatures principales :

Calcul des armatures en flexion simple pour une bonde de 1m, $d = 13\text{cm}$



Le calcul s'effectuera pour une bande de 1 m d'embranchement et une bande de 1 m de projection horizontale de la volée, tout en considérant une poutre simplement appuyée en flexion simple.

- **Moment réduit μ_b :**

$$\mu = \frac{M_t}{b d^2 f_{bu}} = \frac{42.52 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.177 < 0.392 \Rightarrow SSA$$

$$\mu = 0.177 \Rightarrow \beta = 0.901$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta d \sigma_s} = \frac{42.52 \times 10^3}{0.901 \times 13 \times 348} = 10.43 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section 7HA14 = 10.77 cm² avec e = 15cm

M : moment supporté par la section.

f_{bu} : Contrainte limite de compression dans le béton.

bet d : dimensions de la section.

a) **aux appuis :**

Ma = 15 KN.m

a.2) Armature de répartition :

$$\text{Entravée : } A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{10.77}{4} = 2.69 \text{ cm}^2$$

$$\text{Aux appuis : } A_r = \frac{A_a}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section 4HA10/m1 = 3.14 cm² avec e=25 cm.

III-2.2.2) Vérification à L'ELU

- **Condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = 0,23 \times 100 \times 13 \times \frac{2,1}{400} = 1.57 \text{ cm}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} A_t = 10.7 \text{ cm}^2 > 1.57 \text{ cm}^2 \\ A_a = 4.52 \text{ cm}^2 > 1.57 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Conditions vérifiés.}$$

- **Répartition des barres:**

✓ **Armatures principales:**

$$St < \min(3h; 33) = \min(45; 33) = 33 \text{ cm.}$$

$$St = \{10\text{cm}; 25 \text{ cm}\} < 33 \text{ cm} \text{ Condition vérifiée.}$$

✓ **Armatures de répartition :**

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

$$St = \{25 \text{ cm}; 25 \text{ cm}\} < 45 \text{ cm} \text{ Condition vérifiée.}$$

• **Vérification de la contrainte d'adhérence:**

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,13 f_{c28}; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = \frac{T_{U \max}}{b \times d} = \frac{34,74 \times 10^3}{1000 \times 150} = 0,23 \text{ MPa}$$

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

• **Influence de l'effort tranchant sur le béton :(BAEL 91-Art-A5-1-3-2-1)**

$$T_{U \max} = 34,74 \text{ KN}$$

$$\bar{T}_U = \frac{0,4 \times f_{c28} \times b \times 0,9d}{\gamma_b}$$

$$\bar{T}_U = \frac{0,4 \times 25 \times 10^{-1} \times 0,9 \times 13 \times 100}{1,5} = 780 \text{ KN}$$

$$T_{U \max} = 34,74 \text{ KN} < \bar{T}_U = 780 \text{ KN}$$

• **Influence de l'effort tranchant sur les armatures :**

On doit vérifier que:

$$A_s \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(T_{\max} + \frac{M^a_u}{0,9 \times d} \right)$$

$$\frac{\gamma_s}{f_e} \left(T_{\max} + \frac{M^a_u}{0,9 \times d} \right) = \frac{1,15}{400} \left(34,74 \times 10^3 - \frac{42,52 \times 10^6}{0,9 \times 130} \right) = -944,95 \text{ mm}^2 = -9,45 \text{ cm}^2 < 0$$

Donc il n'y a pas lieu de vérifier les armatures longitudinales.

• **Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement : (BAEL 91)**

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

Appuis:

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

$$\sum U_i = \sum n \times \pi \times \phi = 4 \times 3,14 \times 12 = 150,72 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{34,74 \times 10^3}{0,9 \times 130 \times 150,72} = 1,97$$

$$\tau_{se} = 1,97 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa}$$

⇒ Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales.

⇒ **Condition vérifiée.**

• **Ancrages des barres : (BAEL 91 Art A6-1-2-1)**

$$\tau_s = 0,6 \times \psi^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

-La longueur de scellement droit :

$$l_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{su}}$$

$$l_s = \frac{400 \times \phi}{4 \times 2,835} = 35,27\phi \Rightarrow l_s = 42,32 \text{ cm}$$

La longueur d'ancrage est mesurée hors crochets est de :

$$l_a = 0,4 \times l_s \Rightarrow l_a = 16,93 \text{ cm} \approx 17 \text{ cm}$$

III .2.3-1) Calcul des efforts internes à l'ELS :

a) Combinaison de charges :

Palier : $q_s = G + Q = 5.31 + 2.5 = 7.81 \text{ KN/ml}$

Volée : $q_s = G + Q = 8.335 + 2.5 = 10.835 \text{ KN/ml}$

b) Calculs des efforts internes :

❖ **les réactions d'appuis :**

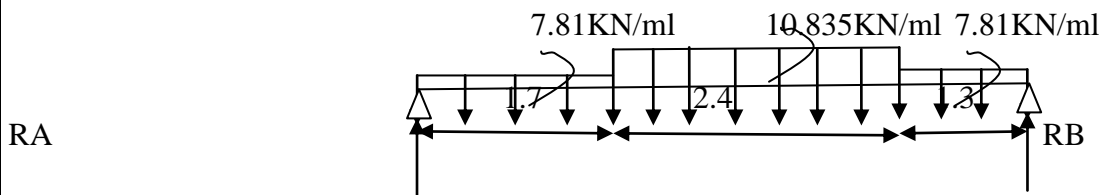


Fig : schéma statique du chargement d'escalier à l'ELS

$$\Sigma F = 0 \Rightarrow R_A + R_B = 7,81 \times 1,70 + 10,835 \times 2,40 + 7,81 \times 1,3 = 49,43 \text{ KN.}$$

$$\Sigma M/A = 0 \Rightarrow R_B \times (1,7+2,4+1,3) - 7,81 \times 1,3 \left(\frac{1,3}{2} + 2,4 + 1,7 \right) - 10,835 \times 2,4 \left(\frac{2,4}{2} + 1,7 \right) - 7,81 \times 1,7 \left(\frac{1,7}{2} \right) = 0$$

$$R_B \times 5,4 = 134,92 \text{ KN} \Rightarrow R_B = 24,98 \text{ KN}$$

$$R_A = 24,45 \text{ KN}$$

❖ **Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant :**

1) Efforts tranchants :

Tronçon	Expression	X (m)	T(x) (KN)	Schéma statique à l'ELU
$0 \leq x \leq 1.70$	$-T(x) + 24.45 - 7.81x = 0$	$x = 0$	$T(0) = 24.45$	

	$T(x) = -7.81x + 24.45$	$x = 1.7$	$T(1.7) = 11.173$	
$1.7 \leq x \leq 4.1$	$-T(x) + 24.45 - 7.81(1.7) - 10.835(x-1.7) = 0$	$x = 1.7$	$T(1.7) = 11.173$	
	$T(x) = -10.835(x-1.7) + 11.173$	$x = 4.1$	$T(4.1) = -14.83$	
	$T(x) = -10.835(x-1.7) + 11.173$	$x = 2.73$	$T(2.73) = 0$	
$0 \leq x \leq 1.3$	$T(x) + 24.98 - 7.81x = 0$	$x = 0$	$T(0) = -24.98$	
	$T(x) = 7.81x - 24.98$	$x = 1.3$	$T(1.3) = -14.83$	

2) Le moment fléchissant :

Tronçon	Expression	X (m)	M(x) (KN.m)
$0 \leq x \leq 1.70$	$M(x) - 24.45x + 7.81x^2/2 = 0$	$x = 0$	$M(0) = 0$
	$M(x) = 24.45x - 7.81x^2/2$	$x = 1.7$	$M(1.7) = 30.28$
$1.7 \leq x \leq 4.1$	$M(x) - 24.45x + 7.81 \times 1.7(x-1.7/2) + \frac{10.835}{2}(x-1.7)^2 = 0$	$x = 1.7$	$M(1.7) = 30.28$
	$M(x) = 24.45x - 7.81 \times 1.7(x-1.7/2) - \frac{10.835}{2}(x-1.7)^2 = 0$	$x = 4.1$	$M(4.1) = 25.88$
		$x = 2.73$	$M(2.73) = 36.04$
$0 \leq x \leq 1.3$	$M(x) - 24.98x + 7.81x^2/2 = 0$	$x = 0$	$M(0) = 0$

$$M(x) = 24.98x - 7.81x^2/2$$

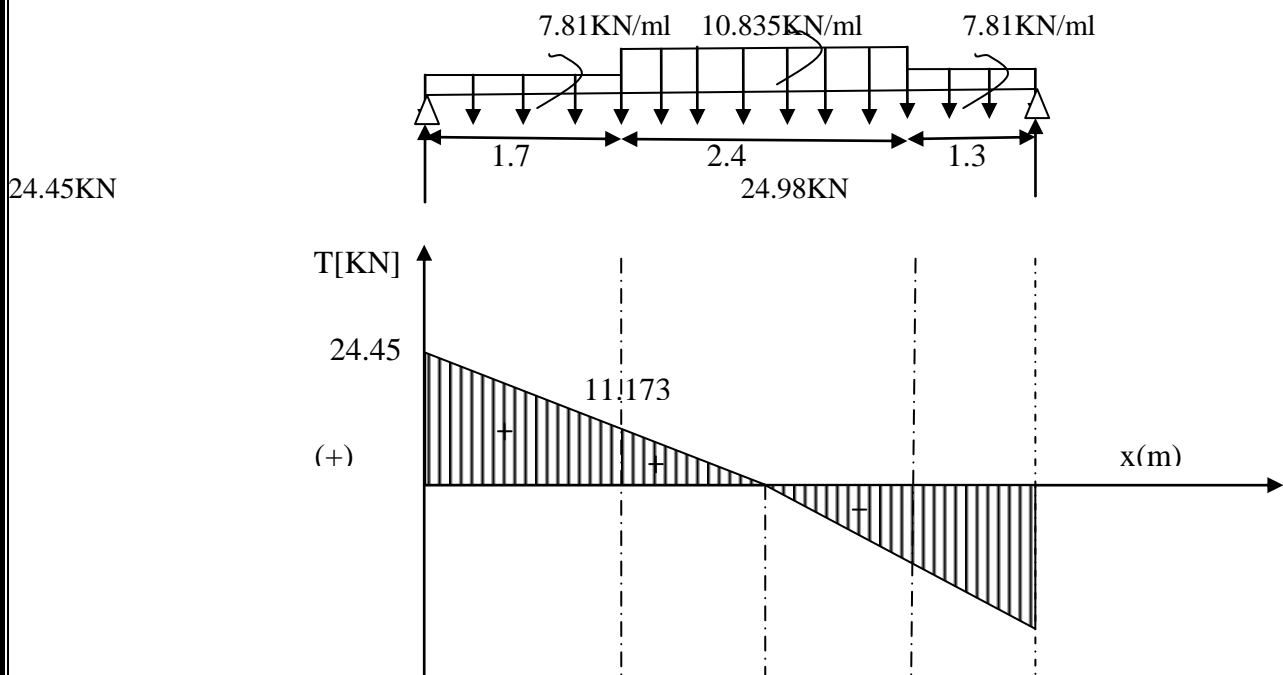
$$x=1.3$$

$$M(1.3) = 25.88$$

En tenant compte des semi encastrement les moments max entravée et en appuis sont affectés des coefficients réducteur 0.85 et 0.3 respectivement.

$$M_{travée} = 0.85 \times 36.04 = 30.634 \text{ KN/m}$$

$$M_{appui} = -0.3 \times 36.04 = -10.812 \text{ KN/m}$$



$$\sigma_{bc} = K \sigma_s = 286,77 \times 0,0402 = 11,53 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 10,77 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

❖ Aux appuis :

$$M_{s_a}^{\max} = 10,812 \text{ KN et } A_a = 4,52 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{b \times d} = \frac{100 \times 4,52}{100 \times 13} = 0,348$$

$$\sigma_s = \frac{M_{s_a}^{\max}}{\beta_1 d A_a} = \frac{10,812 \times 10^3}{0,908 \times 13 \times 4,52} = 202,65 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_s = 0,025 \times 202,65 = 5,10 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

✓ **Etat limite d'ouverture des fissures** : BAEL 91 Art A5.3.4

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

✓ **Etat limite de déformation** :

Vérification de la flèche :

Nous pouvons disposer du calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont vérifiées :

$$1) \frac{h}{L} \succ \frac{1}{16}$$

$$2) \frac{h}{L} \succ \frac{M_t}{10 \cdot M_0}$$

$$3) \frac{A}{b \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

$$❖ \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0,15}{5,40} = 0,028 < \frac{1}{16} = 0,0625 \Rightarrow \text{condition non vérifiée}$$

Vu que la condition n'est pas vérifiée, on passe au calcul de la flèche.

✓ **Calcul de la flèche**

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{q_s \times L^4}{E_v \times I} < \bar{f} = \frac{L}{500}$$

Avec : $q_s = 10,835 \text{ KN/ml}$.

E_v : Module de déformation différé.

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,86 \text{ MPa} ; f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

I_{fv} : moment d'inertie de la section homogène par rapport au centre de gravité.

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

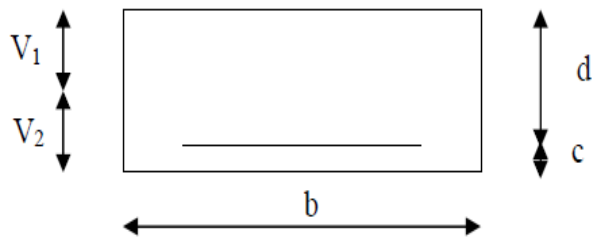
$$V_1 = \frac{S_{xx'}}{B_0}$$

$S_{xx'}$: Moment statique de la section homogène.

$$S_{xx'} = \frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_t \times d = \frac{100 \times (5)^2}{2} + (5 \times 11,31 \times 13) = 13455,45 \text{ cm}^3$$

B_0 : surface de la section homogène.

$$B_0 = b \times h + 15 \times A_t = (100 \times 15) + (5 \times 11,31) = 1669,65 \text{ cm}^2$$



$$\Rightarrow V_1 = \frac{13455.45}{1669.65} = 8.06 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 15 - 8.06 = 6.94 \text{ cm.}$$

Donc, le moment d'inertie de la section homogène :

$$I_0 = 32735.470 \text{ cm}^4.$$

$$I_0 = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15 \times A \times (V_2 - c)^2 = 32735.470 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5 \times 10.835 \times 5.4^4}{384 \times 10818.86 \times 10^3 \times 32735.470 \times 10^{-8}}$$

$$f = 0.03$$

$$\frac{540}{500} = 1.08$$

$f < 1.08 \Rightarrow$ condition vérifiée.

✚ **Conclusion :** Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

III.3) Calcul de la poutre palière :

Introduction :

Les paliers intermédiaires de l'escalier reposent sur une poutre palière destinée à supporter son poids propre et la réaction de la paillasse, semi encastrée à ses extrémités dans les poteaux. Sa portée est de 2.95 m (entre nus d'appuis).

1) Pré dimensionnement :

On dimensionne la poutre palière par la formule suivante :

$$L / 15 \leq h_t \leq L / 10 \quad 0.4 h_t \leq b \leq 0.7 h_t$$

L : portée libre de la poutre

H_t : hauteur de la portée

b : largeur de la poutre.

Hauteur de la poutre

$$295 / 15 \leq h_t \leq 295 / 10 \quad \rightarrow \quad 19.67 \text{ cm} \leq h_t \leq 29.5 \text{ cm}$$

On adopte h_t = 30 cm

Largeur de la poutre

$0.4 \times 30 \leq b \leq 0.7 \times 30 \rightarrow 12\text{cm} \leq b \leq 21\text{cm}.$
On prend $b = 25\text{ cm}$

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

- $b \geq 20\text{ cm} \dots\dots\dots 25 \geq 20\text{ cm}$ la condition est Vérifiée.
- $h_t \geq 30\text{cm} \dots\dots\dots 30 \geq 30\text{cm}$ la condition est Vérifiée.
- $h_t / b \leq 4 \dots\dots\dots 30/25 = 1,2 \leq 4$ la condition est Vérifiée.

2) Détermination des charges :

- Poids propre de la poutre :..... $G_p = 25 \times 0,25 \times 0,3 = 1,875\text{ KN/ml}$
- poids du mur extérieur $2.36(3.06-0.25) = 6.632\text{KN/ml}$
- Réaction du palier à l'ELU : = $34,74\text{ KN}$
- Réaction du palier à l'ELS : = $24,98\text{ KN}$

Combinaison de charge :

$$q_u = 1.35 G_p + 2R_B/L$$

$$q_u = 1.35 \times (1.875 + 6.632) + \frac{2 \times 34.74}{2.95} = 35.04\text{ KN/ml}$$

$$q_u = 35.04\text{ KN/ml}$$

$$q_s = G + \frac{2R_B}{L}$$

$$q_s = 1.875 + 6.632 + \frac{2 \times 24.98}{2.95}$$

$$q_s = 25.44\text{ KN/ml}$$

❖ Calcul à l'ELU :

➤ Réaction d'appuis

$$R_A = R_B = \frac{q_u L}{2} = \frac{35.04 \times 2.95}{2} = 51.684\text{ KN}.$$

✓ Calcul des moments isostatique

$$M_0 = M_{\max} = \frac{q_u \cdot \ell^2}{8} = \frac{35.04 \times 2.95^2}{8} = 38.117\text{ KN.m}.$$

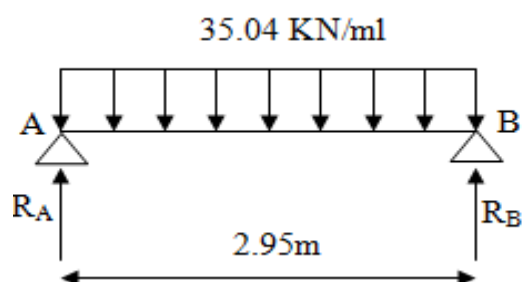
✓ Effort tranchant

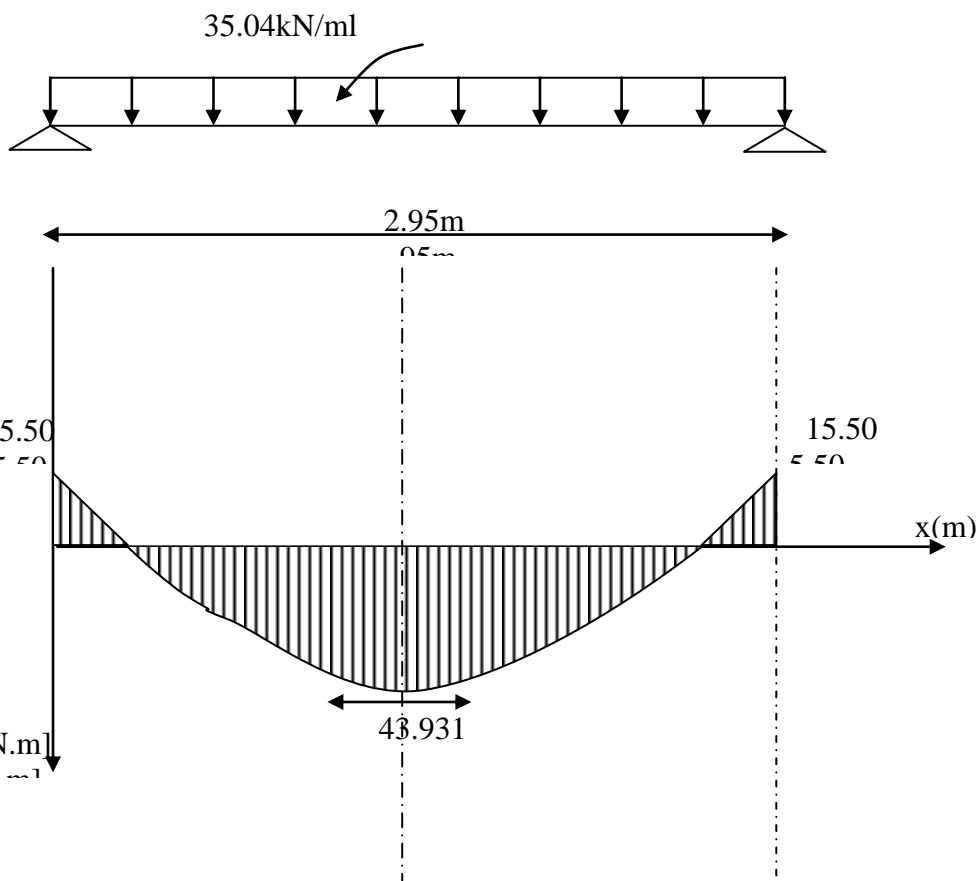
$$T = R_A = R_B = \frac{q_u \cdot \ell}{2} = 51.684\text{ KN}.$$

En considérant l'effet du semi-encastrement, les moments corrigés sont :

$$M_{u \text{ trav}} = 0.85 M_0 = 43.931\text{ KN.m}$$

$$M_{u \text{ app}} = -0.03 M_0 = -15.50\text{ KN.m}$$





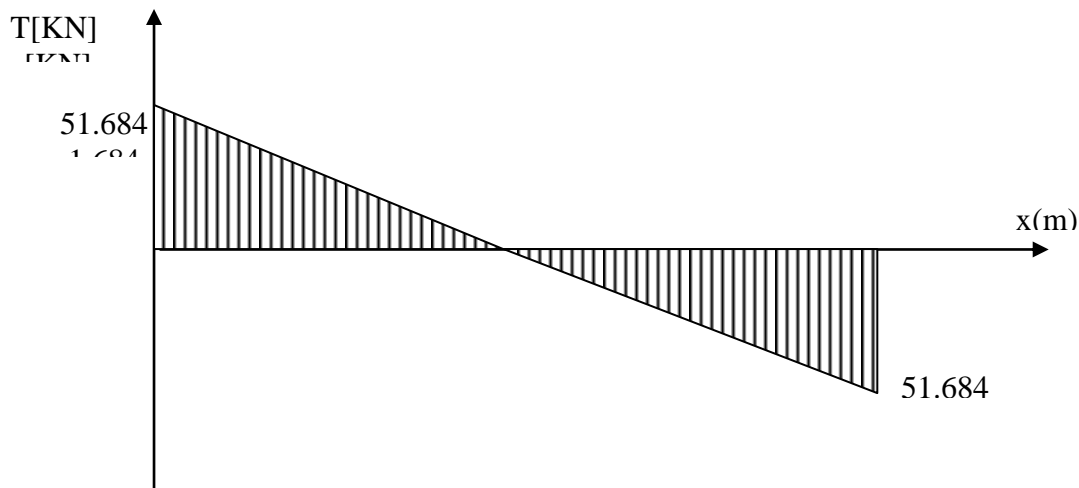


Fig :Diagramme du moment et de l'effort tranchant à l'ELU

Ferrailage à l'ELU:

En travées : $h = 30 \text{ cm}$; $d = 28 \text{ cm}$; $c = 2 \text{ cm}$

$$\mu_t = \frac{M_{ut}}{b.d^2.f_{bu}} = \frac{43.931 \times 10^3}{25 \times 28^2 \times 14.2} = 0.158$$

$\mu_t = 0.158 < \mu_r = 0.392 \Rightarrow$ la section est simplement armée.

$$\mu_t = 0.158 \Rightarrow \beta = 0.914$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}}{\beta .d.\sigma_{st}} = \frac{43.931 \times 10^3}{0.914 \times 28 \times 348} = 4.93 \text{ cm}^2$$

Soit 1HA16 et 2HA14 : $A_{ut} = 5.09 \text{ cm}^2$

Aux appuis :

$$\mu_a = \frac{M_a}{b.d^2.f_{bu}} = \frac{15.50 \times 10^3}{25 \times 28^2 \times 14.2} = 0.056$$

$\mu_t = 0.056 < \mu_r = 0.392 \Rightarrow$ la section est simplement armée

$$\mu_t = 0.056 \Rightarrow \beta_1 = 0.971$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta .d.\sigma_{st}} = \frac{15.50 \times 10^3}{0.971 \times 28 \times 348} = 1.638 \text{ cm}^2$$

On prend : $A_a = 3 \text{ HA } 10 = 2.35 \text{ cm}^2$

Vérification à l'ELU :

✓ **Vérification de condition de non fragilité :**

❖ **En travée :**

$$A_{\min} = 0,23b.d \frac{ft_{28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = 0,23 \times 25 \times 28 \times \frac{2,1}{400}$$

$$A_{\min} = 0,845 \text{cm}^2 < A_{\text{adopte}} = 5,34 \text{cm}^2 \Rightarrow C.V$$

❖ **Auxappuis :**

$$A_{\min} = 0,845 \text{cm}^2 < A_{\text{adopte}} = 2,35 \text{cm}^2 \Rightarrow C.V$$

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

Fissuration peu nuisible :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec T_u : effort tranchant max

$$T_u = 51,684 \text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{51,684 \times 10^3}{250 \times 280} = 0,738 \text{MPa}$$

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

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,2 \frac{25}{1,5}; 5 \text{MPa} \right\} = 3,33 \text{MPa}$$

$$\tau_u = 0,738 \text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{MPa} \Rightarrow C.V$$

✓ **Influence de l'effort tranchant sur le béton :**

$$T_u \leq 0,4b \times a \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec:

$$a = 0,9d$$

$$T_u^{\max} = 0,4 \times 0,25 \times 0,9 \times 0,28 \frac{25 \times 10^3}{1,5}$$

$$T_u^{\max} = 420 \text{KN}$$

$$T_u = 1,684 \text{KN} < T_u^{\max} = 420 \text{KN} \Rightarrow C.V$$

✓ **Influence de l'effort tranchant sur les armatures:**

$$A_a \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(T_u + \frac{M_a}{0.9d} \right) = \frac{57,89 \times 10^3 - \frac{23,16 \times 10^6}{0,9 \times 280}}{348} = -97,77 \text{ mm}^2 = -0,97 \text{ cm}^2$$

$$A_a \geq \frac{1.15}{400 \times 10^2} \left(51.684 \times 10^3 + \frac{-15.50 \times 10^5}{0.9 \times 28} \right)$$

$$A_a \geq -0.28 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 2.35 \text{ cm}^2 \geq -0.28 \text{ cm}^2 \Rightarrow C.V$$

✓ **Vérification de la contrainte d'adhérence acier béton :**

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}^{se}$$

$$\bar{\tau}^{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} \text{ avec } \bar{\tau}_u = \Psi_s = 1.5 \text{ pour HA}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9 \cdot d \cdot \sum U_i} \text{ avec } U_i \text{ périmètres utiles des aciers}$$

$$\sum u_i = n \times 2\pi R = 3 \times 2 \times 3,14 \times 5$$

$$\sum u_i = 94.2 \text{ mm} = 9.42 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{51.684 \times 10^3}{0,9 \times 280 \times 94.2} = 2.177 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}^{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 2.177 \text{ MPa} < \bar{\tau}^{se} = 3,15 \text{ MPa} \Rightarrow C.V$$

Il n'y a pas risque d'entraînement des barres.

➤ **Longueur de scellement :**

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{su}}$$

$$\tau_{su} = 0.6 \times \Psi^2 \times f_{t28}$$

$$\tau_{su} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2.835} = 35.273 \text{ cm}$$

$$\text{Donc } L_s = 40\phi = 40 \text{ cm}$$

➤ **Armatures transversales :**

Les diamètres des armatures transversales doivent être tel que :

$$\Phi_t \leq \min \left\{ \Phi_L ; \frac{b}{10} ; \frac{h}{35} \right\}$$

$$\Phi_t \leq \min \left\{ 14 ; \frac{250}{10} ; \frac{300}{35} \right\}$$

$$\Phi_t \leq \{14 ; 25 ; 8.57\}$$

On choisit un cadre et un étrier en HA8.

✓ L'Espacement :

➤ Aux appuis :

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\Phi \right\}$$

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{30}{4} ; 12 \times 1 \right\} = 7.5 \text{ cm}$$

Soit: $S_t = 6 \text{ cm}$

➤ En travée :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{30}{2} = 15 \text{ cm}$$

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

Remarque : les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

🔧 Calcul à l'ELS :

✓ Réaction d'appuis :

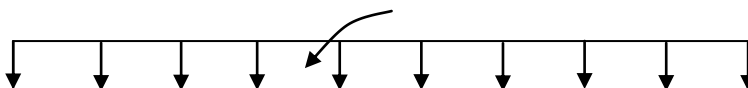
$$R_A = R_B = \frac{q_s L}{2} = \frac{12.58 \times 3}{2} = 18.87 \text{ KN.}$$

$$\sum F = 0 \Rightarrow R_A + R_B = 75.05$$

$$\sum M /_B = 0 \Rightarrow R_A = 37.52 \text{ KN}$$

$$R_B = 37.52 \text{ KN}$$

25.44kN/ml





$$R_A = 37.52 \text{ KN } l = 2.95 \text{ m } R_B = 37.52 \text{ KN}$$

✓ **Le moment isostatique :**

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

$$M_0 = \frac{25.44 \times 2.95^2}{8} \text{ KN}$$

$$M_0 = 27.67 \text{ KN.m}$$

✓ **L'effort tranchant :**

$$T_s = \frac{q_s l}{2}$$

$$T_s = \frac{25.44 \times 2.95}{2}$$

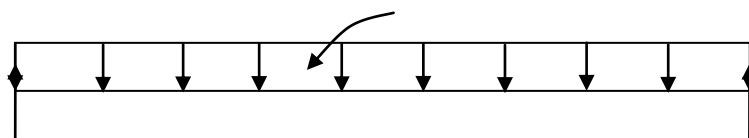
$$T_s = 37.52 \text{ KN}$$

En considérant l'effort de semi encastrement, les moments corrigés seront comme suit :

$$M_{\text{trav}} = 0.85 M_0 = 23.52 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{uapp}} = -0.3 M_0 = -8.3 \text{ KN.m}$$

25.44kN/ml



$l = 2.95 \text{ m}$

$$R_A = 37.52 \text{ KN } R_B = 37.52 \text{ KN}$$

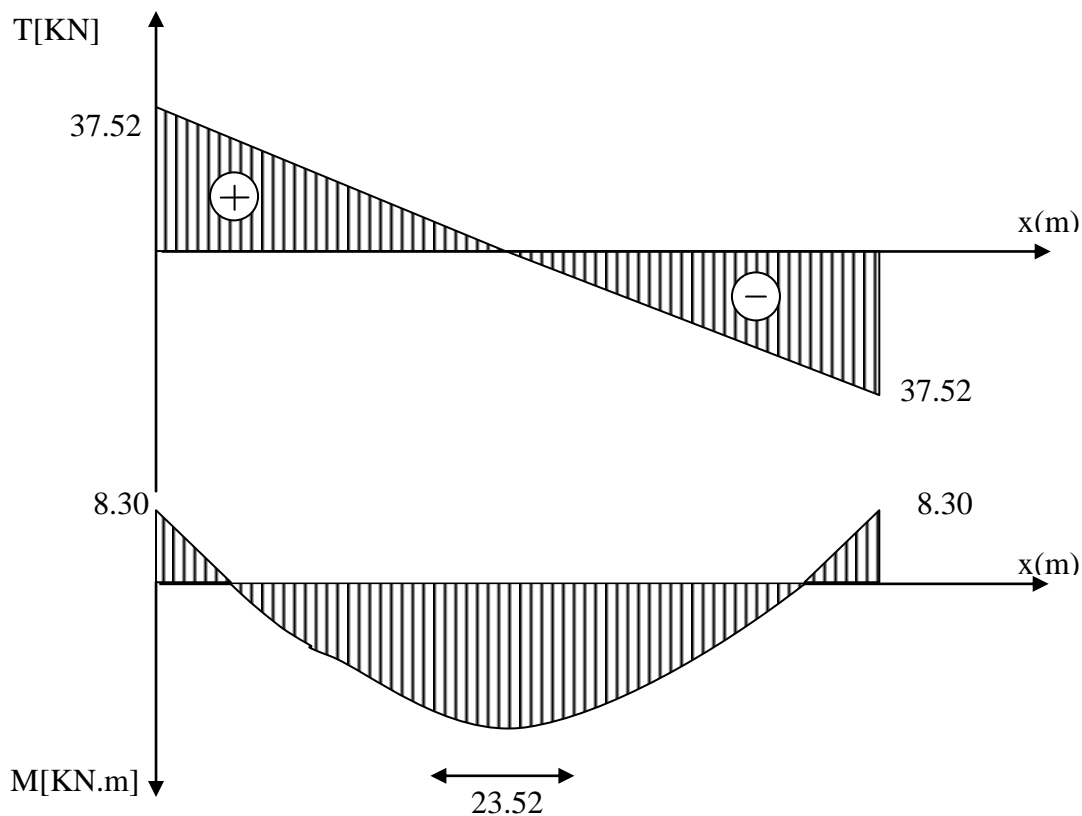


Diagramme du moment et de l'effort tranchant à l'ELS

Vérification à l'ELS :

✓ Etat limite d'ouverture des fissures :

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

✓ Etat limite de résistance de béton à la compression :

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

• Aux appuis :

Dans l'acier :

$$\rho_1 = \frac{100.A_{ap}}{b.d} = \frac{100 \times 2.35}{25 \times 28} = 0,335$$

$$\rho_1 = 0,335 \Rightarrow \beta_1 = 0,909 \Rightarrow K_1 = 40.255$$

$$\sigma_s = \frac{M_{sap}}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{ap}} = \frac{8.30 \times 10^6}{0,909 \times 280 \times 2.35 \times 10^2} = 138.77 \text{ MPa}$$

$\sigma_s = 138.77 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \Rightarrow$ Condition vérifiée.

Dans le béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{138.77}{40.255}$$

$\sigma_{bc} = 3.447 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow$ Condition vérifiée.

- **En travée :**

Dans l'acier :

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_a}{b \cdot d} = \frac{100 \times 5.09}{25 \times 28} = 0,727$$

$\Rightarrow \rho_1 = 0,727 \Rightarrow \beta_1 = 0,877 \Rightarrow K_1 = 25.48$

$$\sigma_s = \frac{M_{sa}}{\beta_1 \cdot d \cdot A_a} = \frac{37.52 \times 10^6}{0,877 \times 280 \times 5.09 \times 10^2} = 300.184 \text{ MPa}$$

$\sigma_s = 300.184 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \Rightarrow$ Condition vérifiée.

Dans le béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{300.184}{25.48}$$

$\sigma_{bc} = 11.781 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow$ Condition vérifiée.

✓ **Vérification de la flèche :**

Nous pouvons disposer du calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont vérifiées :

a) $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0,30}{2,95} = 0,102 > \frac{1}{16} = 0,0625 \Rightarrow$ condition vérifiée

b) $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \cdot \frac{M_{st}}{M_{so}} \Rightarrow \frac{0,30}{2,95} = 0,102 > \frac{23,52}{10 \times 27.67} = 0,085 \Rightarrow$ condition vérifiée

c) $\frac{A_t}{b \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{5,09}{25 \times 28} = 0,0073 < \frac{4,2}{400} = 0,0105 \Rightarrow$ condition vérifiée

Les trois conditions sont vérifiées, donc il n'y a pas lieu de vérifier la flèche, donc les armatures calculés à l'ELU sont suffisantes.

Conclusion :

Le ferrailage de la poutre palière est comme suit :

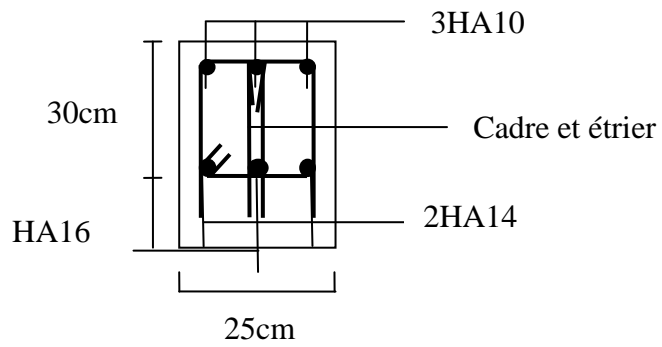
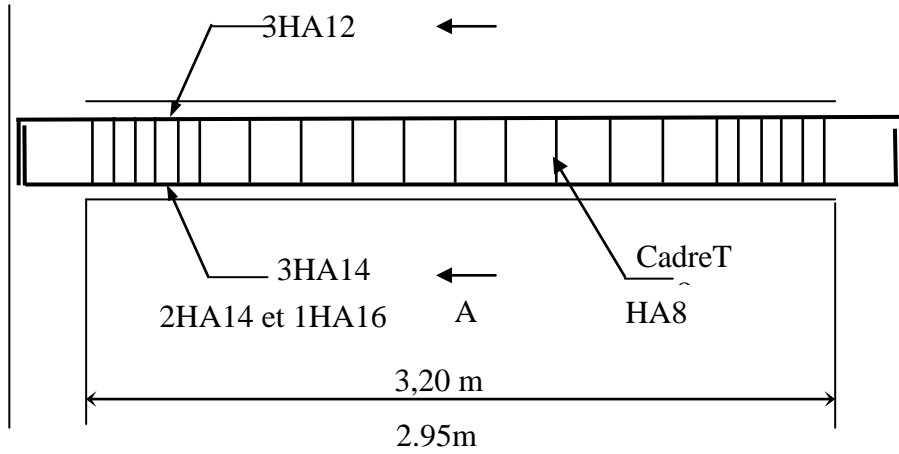
-Appuis : 3HA10 (2,35cm²)

-Travée : 1HA16 et 2HA14 (5,09cm²)

-Cadre et étrier : HA8

A

3HA10



Ferrailage de la poutre palière

Poutre de chaînage :

Dimensionnement :

$$L_{\max} = 550 - 25 = 225$$

$$\frac{L_{\max}}{15} < hp < \frac{L_{\max}}{10}$$

$$\frac{525}{15} \leq hp \leq \frac{525}{10}$$

$$35 \leq hp \leq 52.5$$

$$hp = 40\text{cm}$$

La largeur de la poutre :

$$0.4h < b < 0.7h$$

$$0.4 \times 40 < b < 0.7 \times 40$$

$$16 < b < 28$$

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

Vérification de la condition :

$$b = 30\text{cm} \geq 20\text{cm}$$

$$h = 40\text{cm} \geq 30\text{cm}$$

$$\frac{h}{b} = 1.33 \leq 4$$

Section adoptée : $(40 \times 30)\text{cm}^2$

III-4) Calcul des planchers :

Introduction :

Le calcul se fera pour le plancher le plus sollicité, le plancher à corps creux est d'épaisseur (20 + 5) avec une dalle de compression de 5cm.

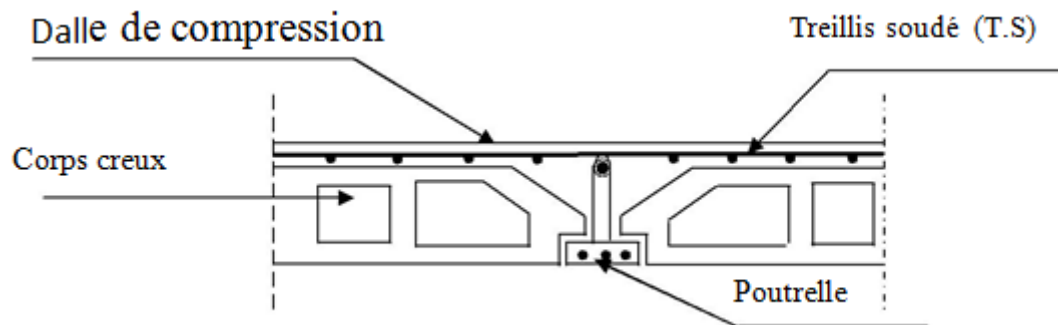
Le plancher à corps creux est constitué de :

- **Remplissage en corps creux**; sont utilisés comme coffrage perdu et comme isolant phonique, sa hauteur est de 20cm.

- **Une dalle de compression** en béton de 5cm d'épaisseur, elle est armée d'un quadrillage d'armatures ayant pour but :

- **Nervures** : appelées poutrelles de section en T, elles assurent la fonction de portance; la distance entre axes des poutrelles est de 65 cm.

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



III.4.1) Calcul de la dalle de compression :

La dalle de compression est coulée sur place en béton armé. Elle est d'une épaisseur de 5cm, armée d'un quadrillage de treillis soudé de nuance (TLE520).

Les dimensions des mailles de treillis soudé ne doivent pas dépasser les valeurs suivantes, données par le **B.A.E.L 91** (Art B.6.8.423) :

- ✓ 20 cm pour les barres perpendiculaire aux poutrelles.
- ✓ 33 cm pour les barres parallèle aux poutrelles.

a) Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

$$A_{\perp} = \frac{4 \times L}{f_e} = \frac{4 \times 65}{520} = 0,5 \text{ cm}^2 / mL$$

Avec L : Entre axe des poutrelles (50 cm ≤ L ≤ 80 cm)

Soit : $A_{\perp} = 5 T6 = 1,41 \text{ cm}^2 / ml$; e = 20 cm

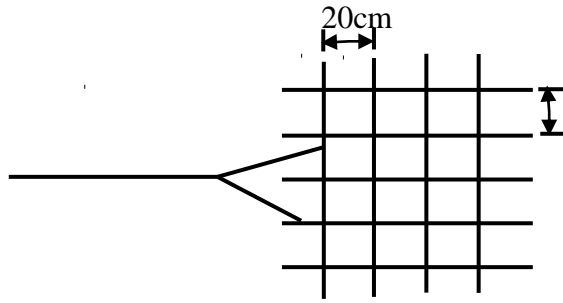


Figure III.2.1 : Treillis soudé de 20x20cm²

➤ **Armatures // aux nervures :**

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0170}{2} = 0,850 \text{ cm}^2 / \text{mL}$$

Soit : $A_{//} = 5T6 = 1,41 \text{ cm}^2/\text{ml}$; $e = 20 \text{ cm}$

III.4.2) Etude de la poutrelle Avant coulage de la dalle de compression :

La poutrelle est considérée comme une poutre de section (12 x 4) cm², simplement appuyée sur ses deux extrémités. Elle est sollicitée par une charge uniformément répartie dont la largeur est déterminée par l'entre axes des deux poutrelles.

▪ **Poids propre de la poutrelle :** $G_1 = 0,12 \times 0,04 \times 25 = 0,12 \text{ KN/mL}$

▪ **Poids du corps creux :** $G_2 = 0,65 \times 0,95 = 0,62 \text{ KN/mL}$

$G = G_1 + G_2 = 0,74 \text{ KN/mL}$

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

✓ **combinaison des charges à l'ELU:**

$q_u = 1,35 G + 1,5 Q$

$q_u = 1,35(3,74) + 1,5 \times 1$

$q_u = 2,5 \text{ KN/ml}$

▪ **Calcul du moment en travée :**

$$M_u = q_u \times \frac{L^2}{8} = 2,5 \times \frac{6,50^2}{8} = 9,45 \text{ KN.m}$$

▪ **Calcul de l'effort tranchant :**

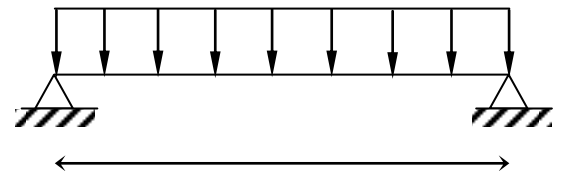
$$V_u = \frac{q_u l}{2} = 2,5 \times \frac{5,5}{2} = 6,875 \text{ KN}$$

▪ **ferraillage de la poutrelle**

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

$$\mu = \frac{M_0}{bd^2 f_{bu}} = \frac{9,45 \times 10^3}{12 \times 2^2 \times 14,2} = 13,86 > \mu_l = 0,392$$

$\mu_b > \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{S.D.A}$



Comme la section de la poutrelle est très réduite, on prévoit des étais intermédiaires pour l'aider à supporter les charges auxquelles elle est soumise avant le coulage de la dalle de compression (espacement entre étais est compris entre 80 et 120 cm).

III.2.2) Etude de la poutrelle Après coulage de la dalle de compression :

Après coulage de la dalle de compression, la poutrelle étant de celle-ci, elle sera calculée comme une poutre en T qui repose sur plusieurs appuis.

- **Dimensionnement de la poutrelle :**

$h = 20 + 5$ cm, hauteur de la poutrelle
 $h_0 = 5$ cm, hauteur de la dalle de compression

$b_0 = 12$ cm, largeur de la nervure

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

L_0 : Distance entre deux poutrelles

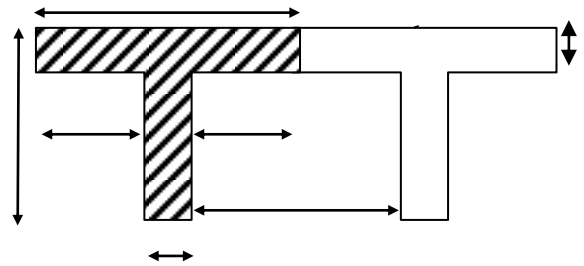
$$L_0 = 65 - 12 = 53 \text{ cm}$$

L: Largeur de la plus grande travée

$$L = 5,50 \text{ m}$$

$$\text{D'où: } b_1 \leq \min \{ 26,5; 55; 32 \} \Rightarrow b_1 = 26,5 \text{ cm}$$

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



- **Charges et surcharges :**

- ❖ **Plancher d'étage courant :**

Poids de plancher : $G = 5,56 \times 0,65 = 3,614 \text{ KN/ml}$

Surcharges d'exploitation $Q = 1,5 \times 0,65 = 0,975 \text{ KN/ml}$

Les charges supportées par les poutres sont :

$$\begin{cases} Q = 0,975 \text{ KN/ml} \\ G = 3,614 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

Combinaison de charges :

ELU : $q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35 \times 3,614 + 1,5 \times 0,975 = 6,34 \text{ KN/ml}$

ELS : $q_s = G + Q = 3,614 + 0,975 = 4,589 \text{ KN/ml}$

➤ **Choix de la méthode de calcul :**

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

- ✓ Méthode forfaitaire.
- ✓ Méthode des trois moments.
- ✓ Méthode de Caquot.

1) vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :

1. $Q \leq \max \{ 2G; 5 \text{ KN/m}^2 \}$

$$2G = 2 \times 3,614 = 7,228 \text{ KN/m}^2$$

$$Q \leq \max \{ 7,228 \text{ KN/m}^2; 5 \text{ KN/m}^2 \} \text{ condition vérifiée}$$

2. les moments d'inerties des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées en continuité **condition vérifiée**

3. la fissuration est considérée comme non préjudiciable à la tenue du béton armé ainsi qu'à ces revêtements. **Condition vérifiée**

4. les portées libres successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25 :

$$0,8 = L_i / L_{i+1} = 1,25$$

$$\frac{440}{380} = 1.16 \text{ Condition vérifiée}$$

$$\frac{380}{380} = 1 \text{ Condition vérifiée}$$

$$\frac{380}{550} = 0.69 \text{ Condition non vérifiée.}$$

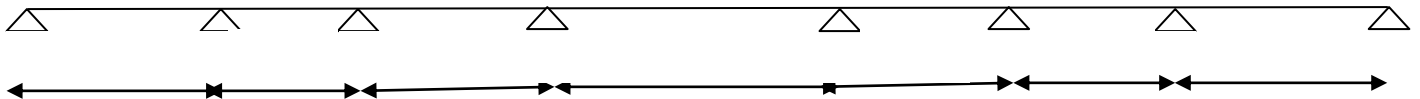
$$\frac{550}{380} = 1.45 \text{ Condition non vérifiée.}$$

$$\frac{380}{380} = 1 \text{ Condition vérifiée}$$

$$\frac{380}{440} = 0.86 \text{ Condition vérifiée}$$

Conclusion :

La 4^{ème} condition n'est pas vérifiée, donc la méthode forfaitaire n'est pas applicable, pour cela on doit appliquer la méthode des trois moments.



2) Rappel sur la méthode des trois moments :

➤ **Moment aux appuis :**

$$M_{i-1} \cdot l_i + 2M_i(l_i + l_{i+1}) + M_{i+1} \cdot l_{i+1} = -(q_i \cdot l_i^3 / 4 + q_{i+1} \cdot l_{i+1}^3 / 4)$$

Avec :

Avec : **M_{i-1}, M_i et M_{i+1}** : Sont respectivement les moments en valeurs algébriques sur les appuis « i-1 », « i » et « i+1 ».

l_i : Portée de la travée à gauche de l'appui i.

l_{i+1} : Portée de la travée à droite de l'appui i.

q_i : Charge répartie à gauche de l'appui i.

q_{i+1} : Charge répartie à droite de l'appui i.

on a une symétrie parfaite alors : **M₁=M₈ ; M₂=M₇ ; M₃=M₆ ; M₄=M₅**

3) Calcul des moments :

❖ **Moments aux appuis :**

• **Appui i=1** : $8.8 M_1 + 4.4 M_2 = -135.02$ (1).

• **Appui i=2** : $4.4 M_1 + 16.4 M_2 + 3.8 M_3 = -221.99$ (2).

• **Appui i=3** : $3.8 M_2 + 15.2 M_3 + 3.8 M_4 = -173.94$ (3).

• **Appui i=4** : $3.8 M_3 + 24.1 M_4 = -350.68$ (4).

La résolution du système d'équations nous donne les résultats suivants :

M₁ = M₈ = -10.61 KN.m

M₂ = M₇ = -9.46 KN.m

M₃ = M₆ = -5.30 KN.m

M₄ = M₅ = -13.72 KN.m

➤ **En travée :**

$$M(x) = \frac{ql}{2}x - \frac{q}{2}x^2 + M_i(1-x/l_i) + M_{i+1} \cdot x/l_i$$

- Calcul la position ou le moment est maximal :

$$x = \frac{L}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{q_u \times L}$$

Travée	Longueur (m)	Abscisse x(m)	Mmax
1-2	4.4	2.24	5.31
2-3	3.8	2.07	4.16
3-4	3.8	1.55	2.32
4-5	5.5	2.75	10.25
5-6	3.8	1.55	2.32
6-7	3.8	2.07	4.16
7-8	4.4	2.24	5.31

Tableau récapitulatif

Remarque :

La méthode des 3 moments surestime les moments sur appuis à l'encontre de ceux en travées pour cela on réduit les moments aux appuis de 1/3 des valeurs trouvées ainsi qu'on augmente les moments en travée de 1/3 des valeurs trouvées, de plus on considère un semi encastrement au niveau des appuis de rive. On obtient les valeurs suivantes :

➤ **Calcul des moments corrigés aux appuis :**

✓ $M_a = M_a - \frac{1}{3} M_a$

$$M_1 = M_8 = -10.61 + \frac{1}{3} \times 10.61 = -7.07 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = M_7 = -9.46 + \frac{1}{3} \times 9.46 = -6.31 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = M_6 = -5.30 + \frac{1}{3} \times 5.30 = -3.53 \text{ KN.m}$$

$$M_4 = M_5 = -13.72 + \frac{1}{3} \times 13.72 = -9.15 \text{ KN.m}$$

➤ **Calcul des moments corrigés en travée :**

✓ $M_t = M_t + \frac{1}{3} M_t$

$$M_{1-2} = M_{7-8} = 5.31 + \frac{1}{3} \times 5.31 = 7.08 \text{ KN.m}$$

$$M_{2-3} = M_{6-7} = 4.16 + \frac{1}{3} \times 4.16 = 5.55 \text{ KN.m}$$

$$M_{3-4} = M_{5-6} = 2.32 + \frac{1}{3} \times 2.32 = 3.09 \text{ KN.m}$$

$$M_{4-5} = 10.25 + \frac{1}{3} \times 10.25 = 13.67 \text{ KN.m}$$

➤ **Résumer les résultats :**

Aux appuis

$$M_1 = M_8 = -7.07 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = M_7 = -6.31 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = M_6 = -3.53 \text{ KN.m}$$

$$M_4 = M_5 = -9.15 \text{ KN.m}$$

en travée

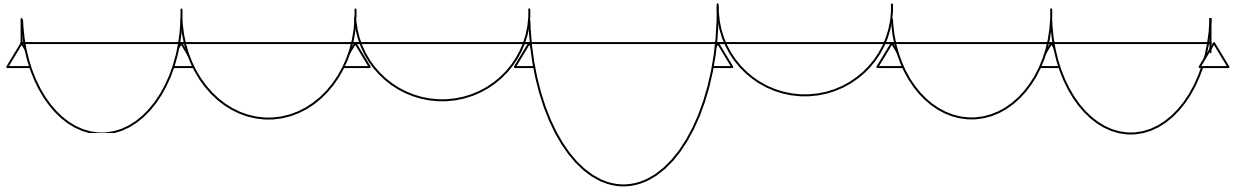
$$M_{1-2} = M_{7-8} = 7.08 \text{ KN.m}$$

$$M_{2-3} = M_{6-7} = 5.55 \text{ KN.m}$$

$$M_{3-4} = M_{5-6} = 3.09 \text{ KN.m}$$

$$M_{4-5} = 13.67 \text{ KN.m}$$

Diagramme des moments fléchissant :



e) Calcul des efforts tranchants

$$T_u(x) = \frac{q_u \ell_i}{2} - q_u x + \frac{M_{i+1} - M_i}{\ell_i}$$

Pour $x=i$

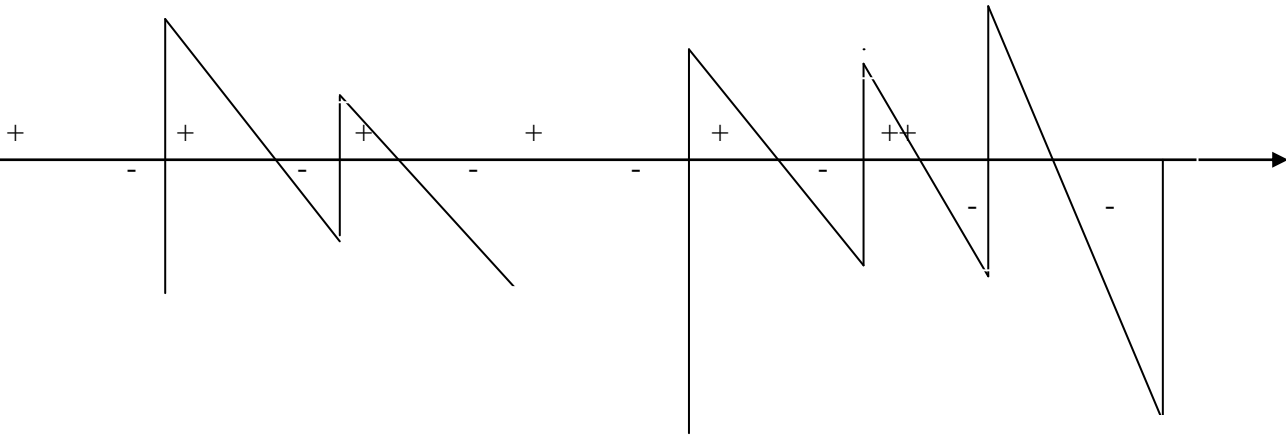
$$T_u(i) = \frac{q_u \ell_i}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{\ell_i}$$

Pour $x=i+1$

$$T_u(i+1) = -\frac{q_u \ell_i}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{\ell_i}$$

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

Travée	Longueur (m)	qu (KN/ml)	M _i (KN.m)	M _{i+1} (KN.m)	T(x) (m)	
					T _i	T _{i+1}
1-2	4.4	6.34	-7.07	-6.31	14.12	-13.77
2-3	3.8	6.34	-6.31	-3.53	12.77	-11.31
3-4	3.8	6.34	-3.53	-9.15	10.57	-13.52
4-5	5.5	6.34	-9.15	-9.15	17.44	-17.44
5-6	3.8	6.34	-9.15	-3.53	13.52	-10.57
6-7	3.8	6.34	-3.53	-6.31	11.31	-12.77
7-8	4.4	6.34	-6.31	-7.07	13.77	-14.12



Conclusion :

$$M_{st \max} = 13.67 \text{ KN.m}$$

$$M_{sa \max} = 9.15 \text{ KN.m}$$

$$V_{a \max} = 17.44 \text{ KN}$$

❖ Calcul des armatures :

• Calcul à ELU

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

a) Armatures longitudinales :

➤ En travées :

Le moment maximal en travée

$$M_{\max}^t = 13.67 \text{ KN.m}$$

Le moment équilibré par la table de compression :

$$M_0 = b x h_0 x \left(d - \frac{h_0}{2} \right) x f_{bu} = 0.65 x 0.05 x (0.23 - 0.05/2) x 14.2 x 1000 = 94.61 \text{ KN.m}$$

$$M_0 = 94.61 \text{ KNm}$$

$$M_{\max}^t \leq M_0 \Rightarrow \text{l'axe neutre est dans la table de compression}$$

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

$$\mu_b = \frac{M_{\max}^t}{b d^2 f_{bu}} = \frac{13.67 x 10^6}{650 x 230^2 x 14.2} = 0.028 < 0.392$$

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

$$\mu_b = 0.028 \Rightarrow \beta = 0.986$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa} \text{ Donc :}$$

$$A_{st} = \frac{M_{t_{max}}}{\beta d (f_e / \gamma_s)} = \frac{13.67 \times 10^6}{0,986 \times 230 \times 348} = 1.73 \text{ cm}^2$$

Soit :

$$A_{st} = 3 \text{ HA10} = 2.35 \text{ cm}^2$$

➤ **Aux appuis**

Le moment max aux appuis :

$$M_a^{\max} = 9.15 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_a^{\max}}{b_0 d^2 f_{bu}} = \frac{9.15 \times 10^6}{120 \times 230^2 \times 14,2} = 0.102 < 0.392$$

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

$$\mu_b = 0,102 \Rightarrow \beta = 0,946$$

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

$$A_a = \frac{M_a^{\max}}{\beta d (f_e / \gamma_s)} = \frac{9.15 \times 10^6}{0,946 \times 230 \times 348} = 1.21 \text{ cm}^2$$

Soit :

$$A_a = 1 \text{ HA14} = 1.54 \text{ cm}^2$$

b) Armatures transversales :

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

$$\Phi \leq \min \left\{ \frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \phi_l^{\max} \right\} = \min \left\{ \frac{25}{35}, \frac{12}{10}, 1.4 \right\} = 0,71 \text{ cm}$$

Φ^{\max}_l : Diamètre maximal des armatures longitudinales

On choisit un cadre de $\phi = 8 \text{ mm}$ avec $A_t = 2 \text{ HA8} = 1 \text{ cm}^2$

• **L'espacement des armatures :**

$$St \leq \min(0.9 d; 40 \text{ cm}) = \min(0.9 \times 23; 40 \text{ cm}) = 20.7 \text{ cm}$$

Soit un espacement $St = 20 \text{ cm}$

❖ **Vérification à l'ELU :**

1) Vérification de la condition de non fragilité (BAEL 91, A 4.2.1) :

$$A_{\min} = 0,23 b_0 d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 12 \times 23 \frac{2,1}{400} = 1.81 \text{ cm}^2$$

En travée :

$$A_t = 2.35 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.81 \text{ cm}^2 \quad \text{«Condition vérifiée»}$$

Aux appuis :

$$A_a = 1.54 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.81 \text{ cm}^2 \quad \text{«Condition vérifiée»}$$

2) Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b_0 \times d} = \frac{17.44 \times 10^3}{120 \times 230} = 0.632 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible :

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

$\tau_u = 0.632 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$la Condition est vérifiée.

3) Vérification de la contrainte d'adhérence :

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

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

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

En travée :

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0,9d \sum U_i} = \frac{17.44 \times 10^3}{0,9 \times 230 \times 3 \times \pi \times 10} = 0.894 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{la condition est vérifiée.}$$

Aux appuis :

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0,9d \sum U_i} = \frac{17.44 \times 10^3}{0,9 \times 230 \times 1 \times \pi \times 14} = 1.92 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{la condition est vérifiée.}$$

4) Calcul de la longueur de scellement

Elle correspond à la longueur d'aciers nécessaire pour que l'effort de traction ou de compression demandé à la barre puisse être mobilisée .

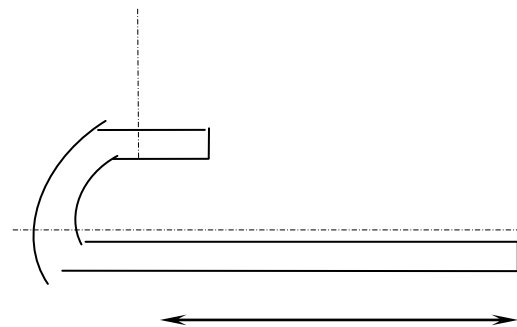
$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_s} \text{ avec : } \tau_{su} = 0,6 \Psi_s^2 f_{t28}$$

$$\tau_{su} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ et Fe400

$$\text{D'où } L_s = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,835} = 49,38 \text{ cm}$$

On prend $L_s = 50 \text{ cm}$



Remarque :

La longueur de scellement dépasse la largeur de la poutre à laquelle les barres seront ancrées, alors les règles de BAEL91(art.A6.1) admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la portée ancrée hors crochet est au moins égale à $0,4L_s$ pour les aciers HA.

$$L_a = 0,4 \times 50 = 20 \text{ cm}$$

Avec : L_a : Longueur hors crochets normaux adoptés.

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

On doit vérifier que :

$$V_u^{\max} \leq 0,4b_0(0,9d) \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,4 \times 120 \times 0,9 \times 25 \times 230}{1,5} = 165,6 \text{KN.}$$

$$V_u^{\max} \leq 165,6 \text{KN}$$

➤ **Appuis de rive :**

$$V_{\max} = 13,77 \text{ KN} < 165,6 \text{KN}$$

«condition vérifiée»

➤ **Appuis intermédiaires :**

$$V_{\max} = 17,44 \text{ KN} < 165,6 \text{KN}$$

«condition vérifiée»

On constate que l'effort tranchant n'a pas d'influence sur les armatures inférieures.

6) Influence de l'effort tranchant sur les armatures

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

Appuis de rive :

$$A \geq \frac{1,15}{400} (13,77 - \frac{9,15 \times 10^6}{0,9 \times 230})$$

$$A = 1,54 \text{cm}^2 \geq -1,27 \text{cm}^2$$

«Condition vérifiée»

Appuis intermédiaires :

$$A \geq \frac{1,15}{400} (17,44 - \frac{9,15 \times 10^6}{0,9 \times 230})$$

$$A = 1,54 \text{cm}^2 \geq -0,77 \text{cm}^2$$

«Condition vérifiée»

Donc l'effort tranchant n'a pas d'influence sur les armatures inférieures.

❖ Calcul à L'ELS:

Lorsque la charge est la même sur toutes les travées de la poutre, ce qui est le cas pour nos poutrelles, Pour obtenir les valeurs à l'ELS, il suffit de multiplier les résultats de calcul à l'ELU par le coefficient q_s/q_u

$$q_s = G+Q = 4,589 \text{ KN/ml}$$

$$q_u = 6,34 \text{ KN/mL}$$

$$\frac{q_s}{q_u} = 0,72$$

Calcul les moments aux appuis :

$$M(a) = 0,723 M_a$$

$$M_1 = M_8 = -0,723 \times 7,07 = -5,11 \text{KN.m}$$

$$M_2 = M_7 = -6,31 \times 0,723 = -4,56 \text{KN.m}$$

$$M_3 = M_6 = -3,53 \times 0,723 = -2,55 \text{KN.m}$$

$$M_4 = M_5 = -9,15 \times 0,723 = -6,62 \text{KN.m}$$

Calcul les moments en travée :

$$M(t) = 0.723 Mt$$

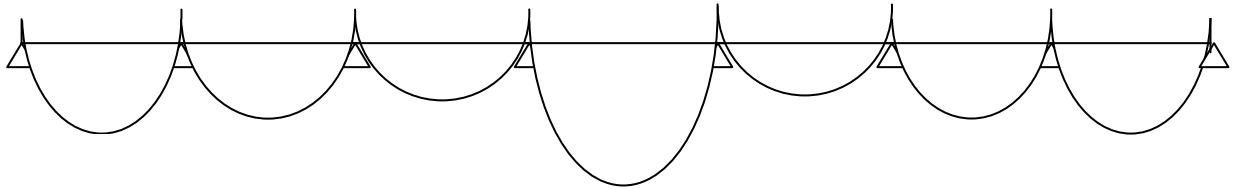
$$M_{1-2} = M_{7-8} = 0.723 \times 7.08 = 5.12 \text{ KN.m}$$

$$M_{2-3} = M_{6-7} = 5.55 \times 0.723 = 4.01 \text{ KN.m}$$

$$M_{3-4} = M_{5-6} = 3.09 \times 0.723 = 2.23 \text{ KN.m}$$

$$M_{4-5} = 13.67 \times 0.723 = 9.88 \text{ KN.m}$$

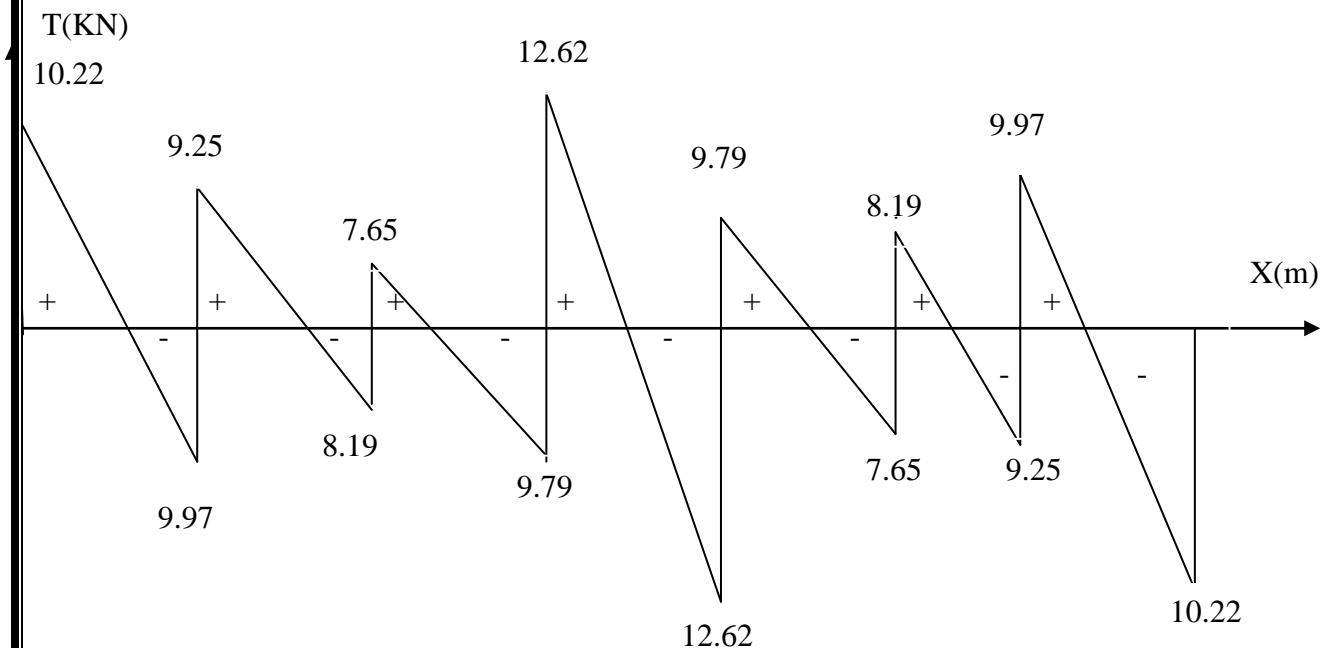
Diagramme des moments fléchissant :



Calcul des efforts tranchants :

$$T_S = 0.723 T_U$$

Travée	Longueur (m)	qu (KN/ml)	M_i (KN.m)	M_{i+1} (KN.m)	T(x) (m)	
					T_i	T_{i+1}
1-2	4.4	4.589	-5.11	-4.56	10.22	-9.97
2-3	3.8	4.589	-4.56	-2.55	9.25	-8.19
3-4	3.8	4.589	-2.55	-6.62	7.65	-9.79
4-5	5.5	4.589	-6.62	-6.62	12.62	-12.62
5-6	3.8	4.589	-6.62	-2.55	9.79	-7.65
6-7	3.8	4.589	-2.55	-4.56	8.19	-9.25
7-8	4.4	4.589	-4.56	-5.11	9.97	-10.22



Conclusion :

$M_{st \max} = 13.67 \text{ KN.m}$

$M_{sa \max} = 9.15 \text{ KN.m}$

$V_{a \max} = 17.44 \text{ KN}$

Vérification à l'ELS :

a) Etat limite de résistance du béton en compression :

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

➤ **En travées :** $A_t = 2.35 \text{ cm}^2$

$M_t^s = 9.88 \text{ KN.m}$

$\rho = \frac{100.A_t}{b.d} = \frac{100 \times 2.35}{12 \times 23} = 0.851$

$\rho = 0.851 \Rightarrow \beta_1 = 0.9505 \quad K_1 = 86$

$\sigma_{st} = \frac{M_t}{A_t \cdot \beta d} = \frac{9.88 \times 10^3}{2.35 \times 0.9505 \times 23} = 192.31 \text{ MPa}$

$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{192.31}{86} = 2.23 \text{ MPa}$

$\sigma_{bc} = 2.23 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ La condition est vérifiée.

➤ **Aux appuis :** $A_a = 1.54 \text{ cm}^2$

$M_a^s = 6.62 \text{ KN.m}$

$\rho = \frac{100.A_a}{b.d} = \frac{100 \times 1.54}{12 \times 23} = 0.558$

$\rho = 0.558 \Rightarrow \beta_1 = 0.8885 \quad K_1 = 29.84$

$\sigma_{st} = \frac{M_a}{A_s \cdot \beta d} = \frac{6.62 \times 10^3}{1.54 \times 0.8885 \times 23} = 210.35 \text{ MPa}$

$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{210.35}{29.84} = 7.05 \text{ MPa}$

$\sigma_{bc} = 7.05 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ La condition est vérifiée.

Conclusion : Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

a) Etat limite d'ouverture des fissures :

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

b) Etat limite de déformation (vérification de la flèche BAEL91 A.3.6.51) :

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.

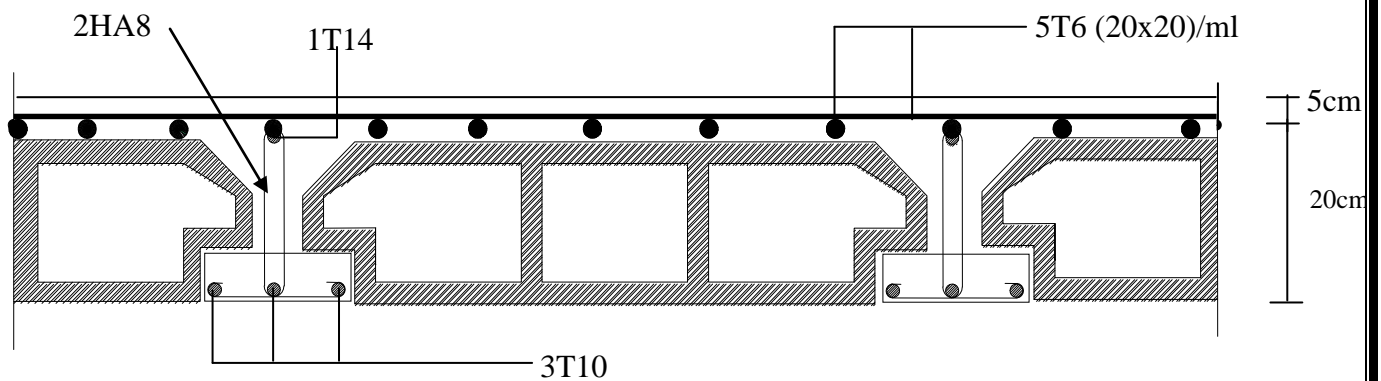
Les règles du BAEL.91 (article B.5.6.1), précisent qu'on peut se dispenser de vérifier l'ELS les poutres associées aux hourdis si les conditions suivantes sont satisfaites :

a) $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{22,5} \Rightarrow \frac{25}{550} = 0,0455 > \frac{1}{22,5} = 0,044 \Rightarrow$ condition vérifiée

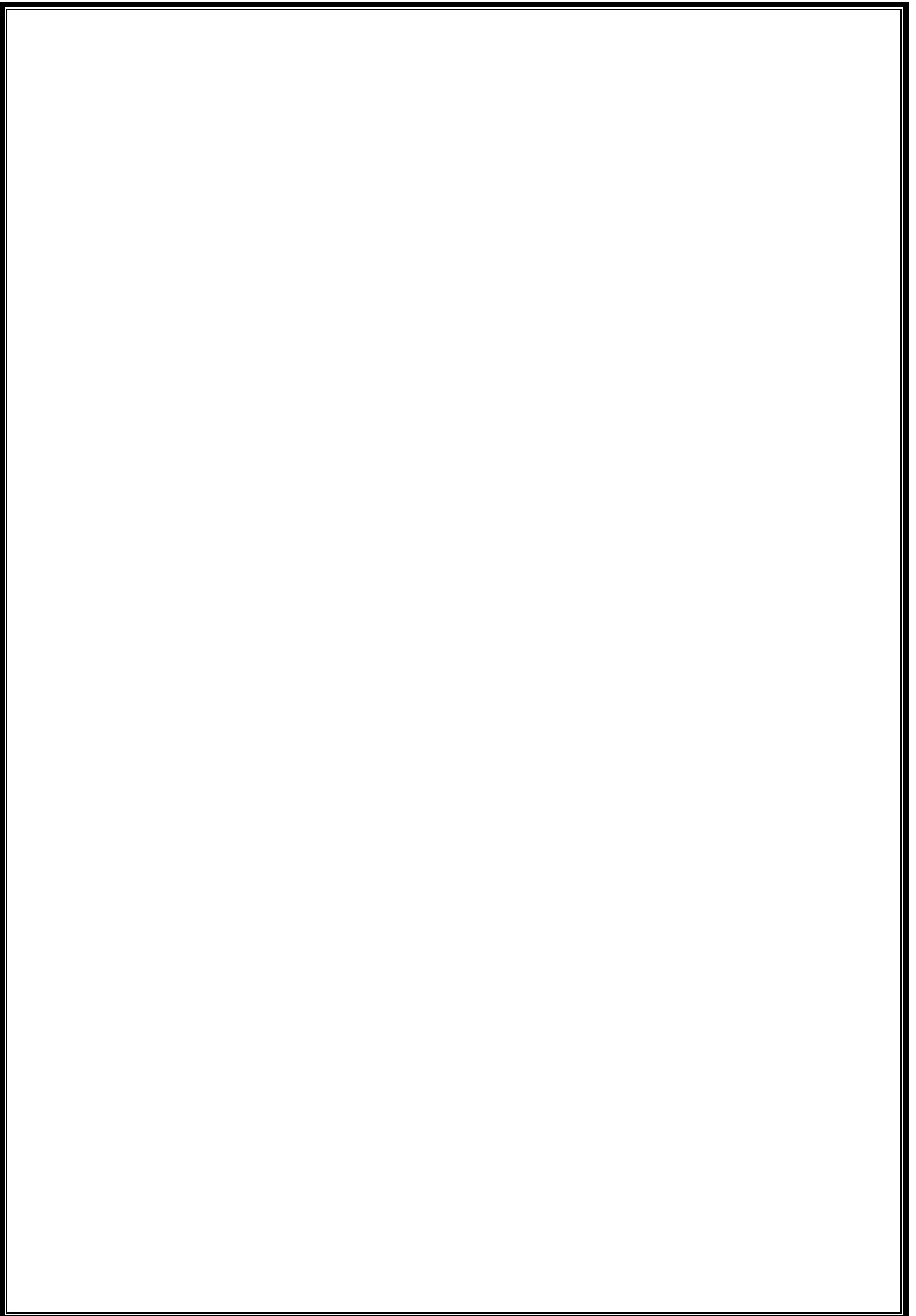
b) $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{15} \cdot \frac{M_{st}}{M_{so}} \Rightarrow \frac{25}{550} = 0,0455 > \frac{9,88}{15 \times 17,35} = 0,038 \Rightarrow$ condition vérifiée

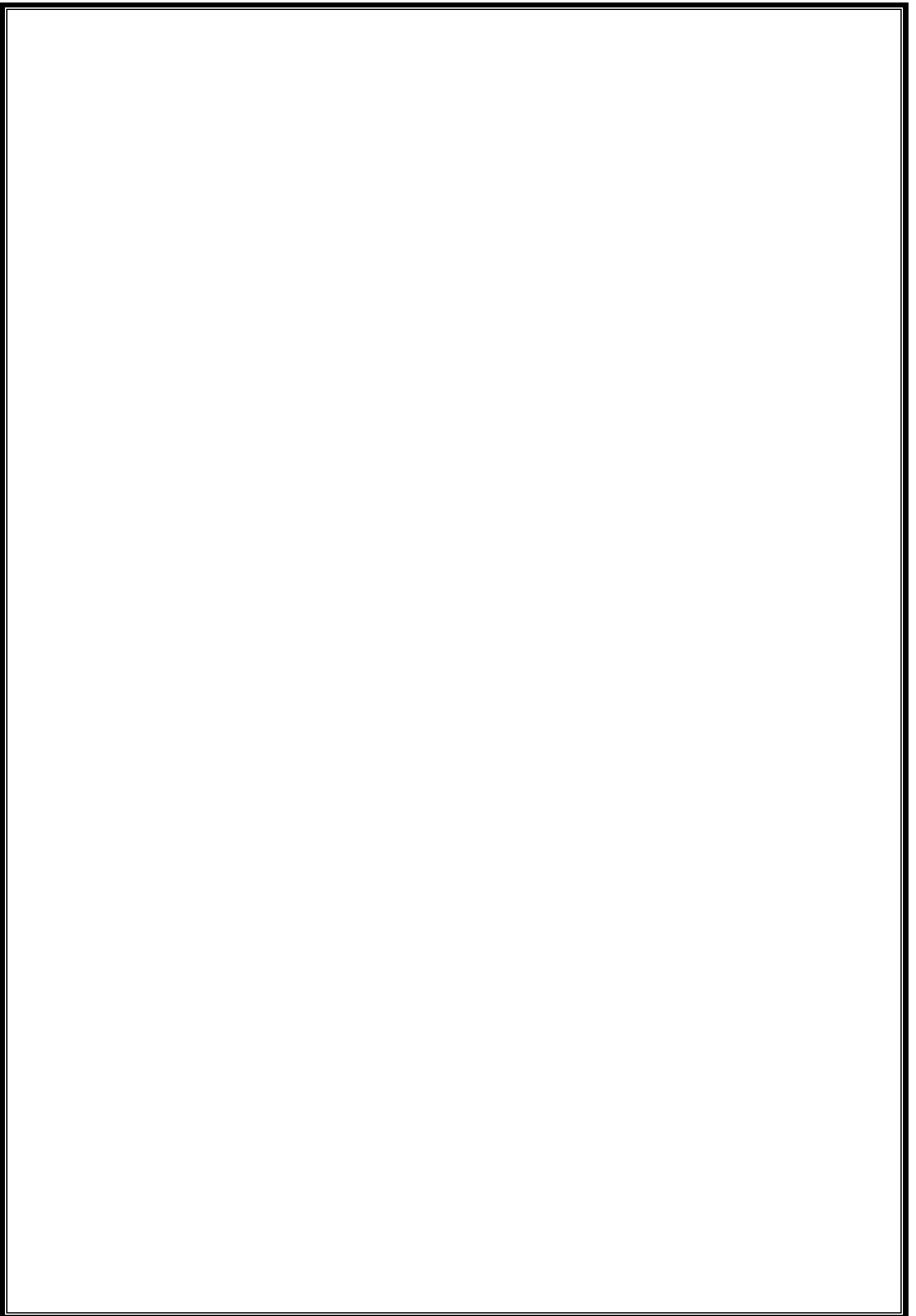
c) $\frac{A_t}{b_0 \cdot d} \leq \frac{3,6}{fe} \Rightarrow \frac{2,35}{12 \times 23} = 0,0085 < \frac{3,6}{400} = 0,009 \Rightarrow$ condition vérifiée

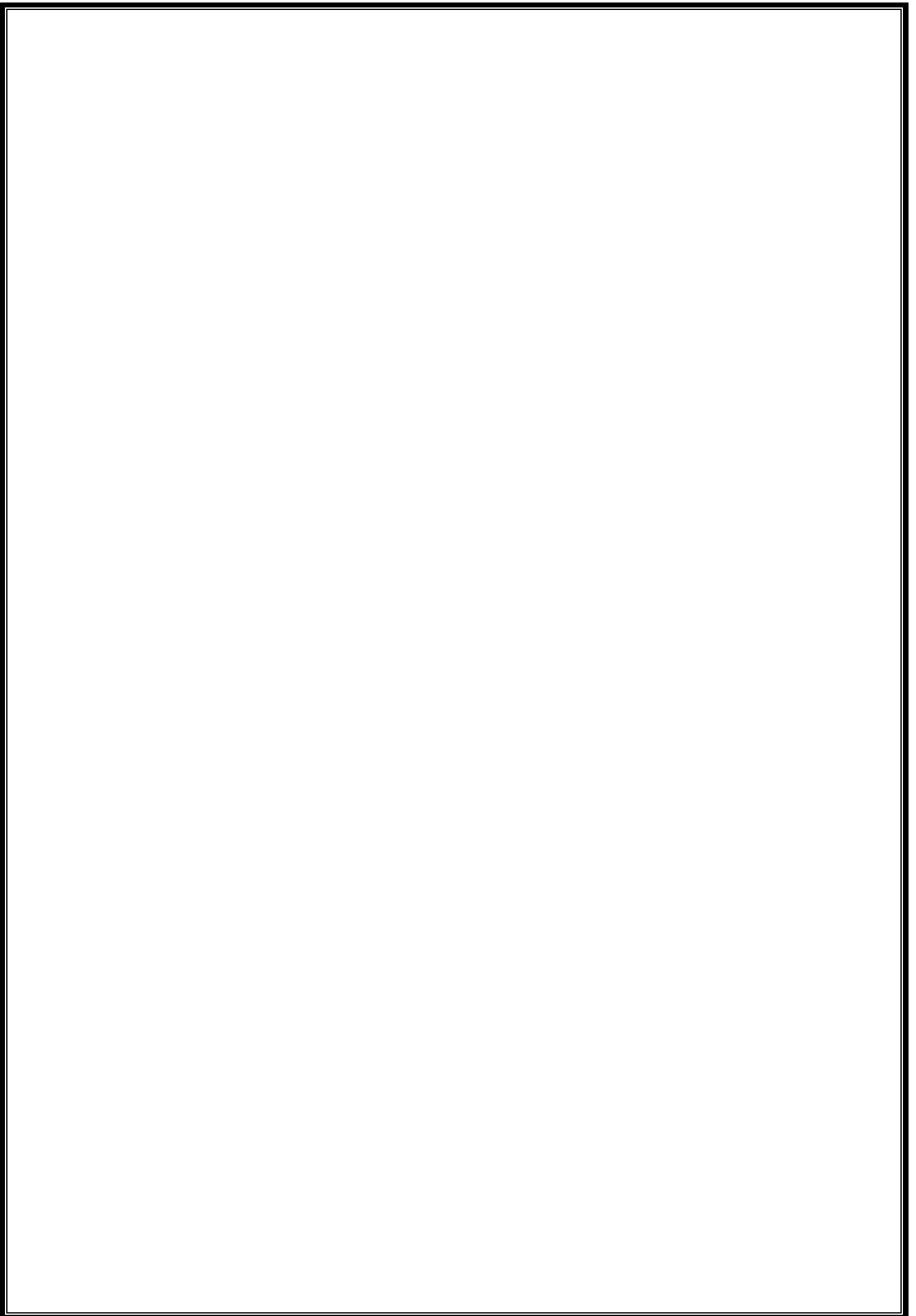
-NB : Les 3 conditions sont vérifiées donc il n'y a pas lieu de vérifier la flèche.

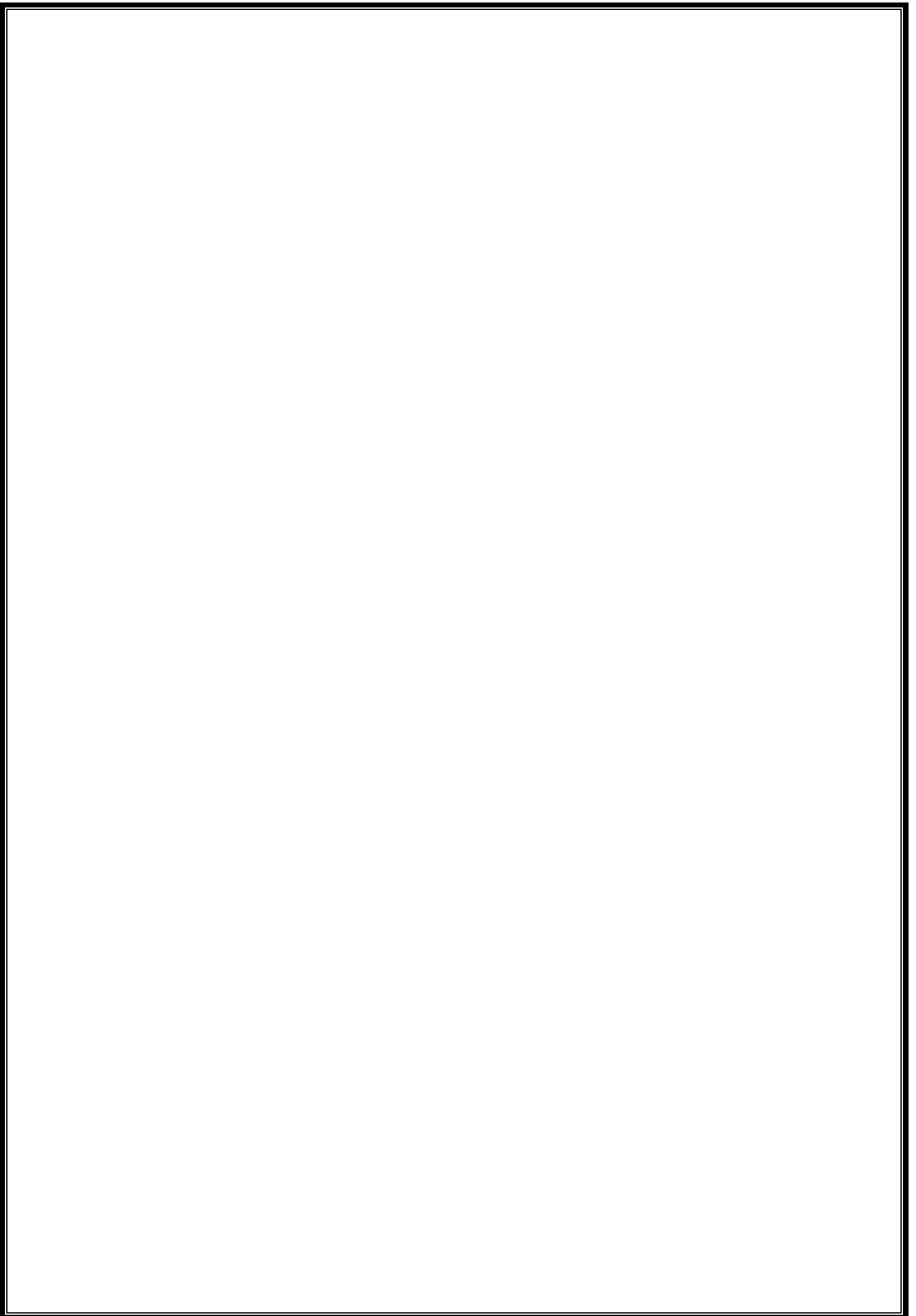


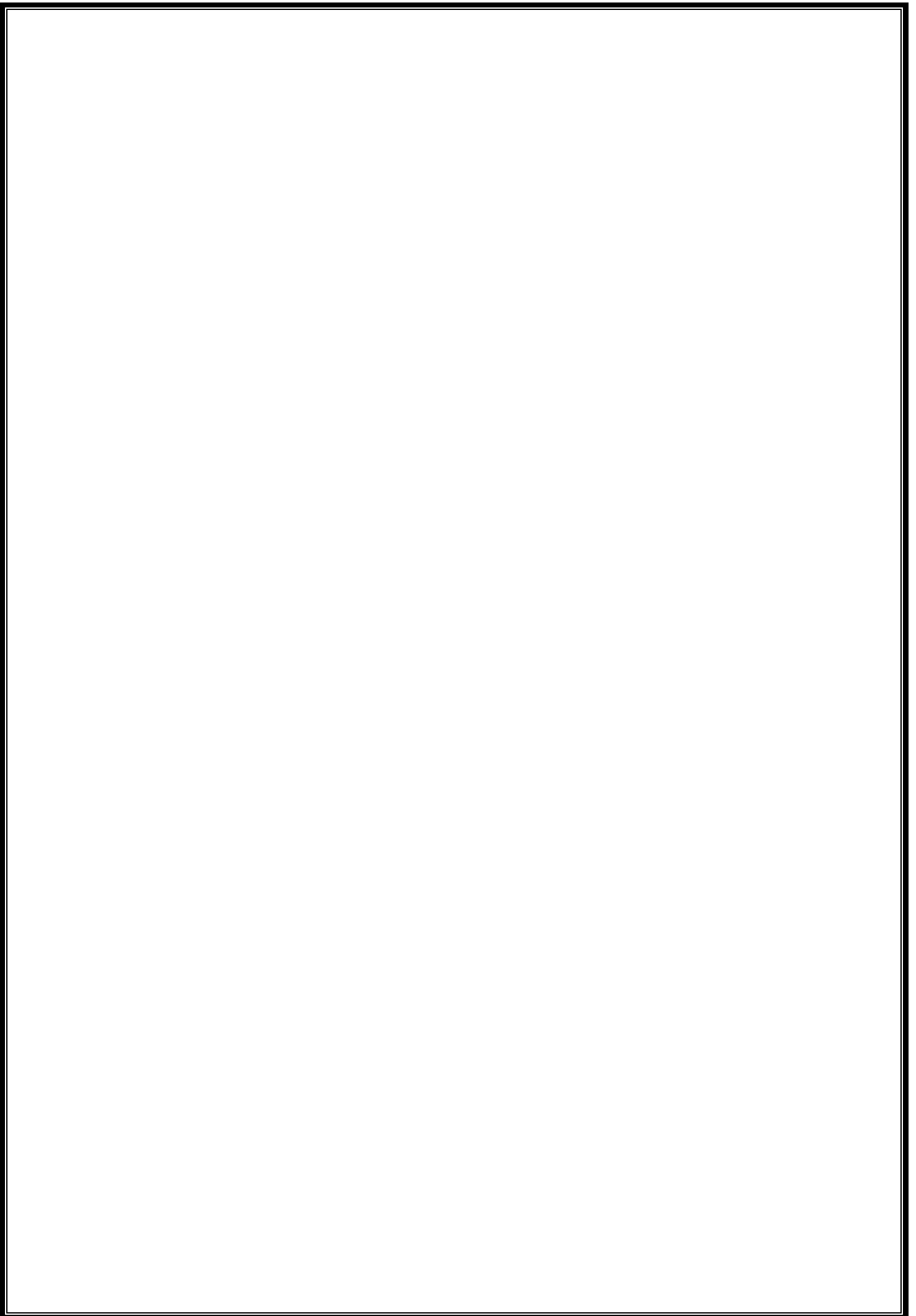
PLAN DE FERRAILAGE DU PLANCHER

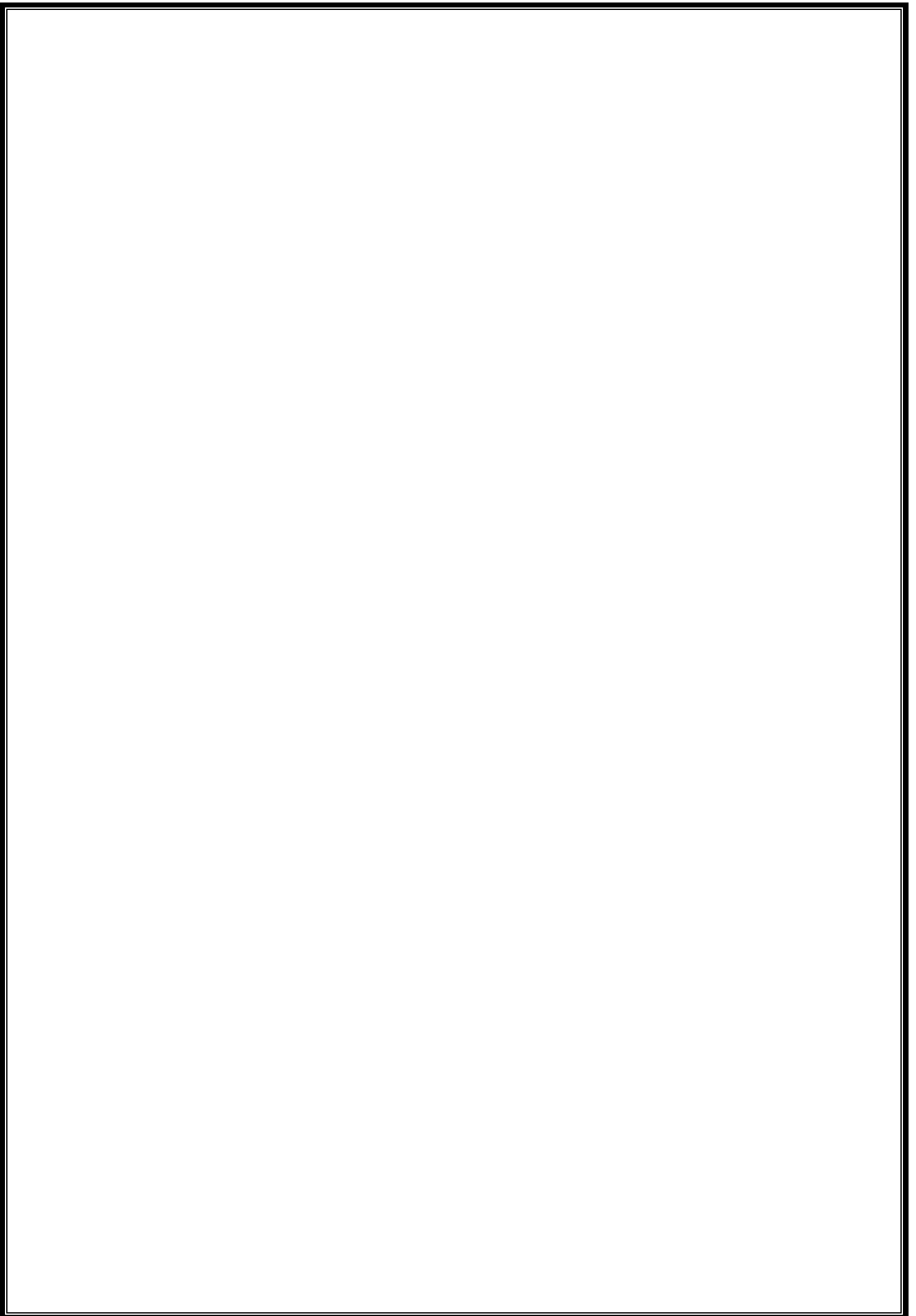


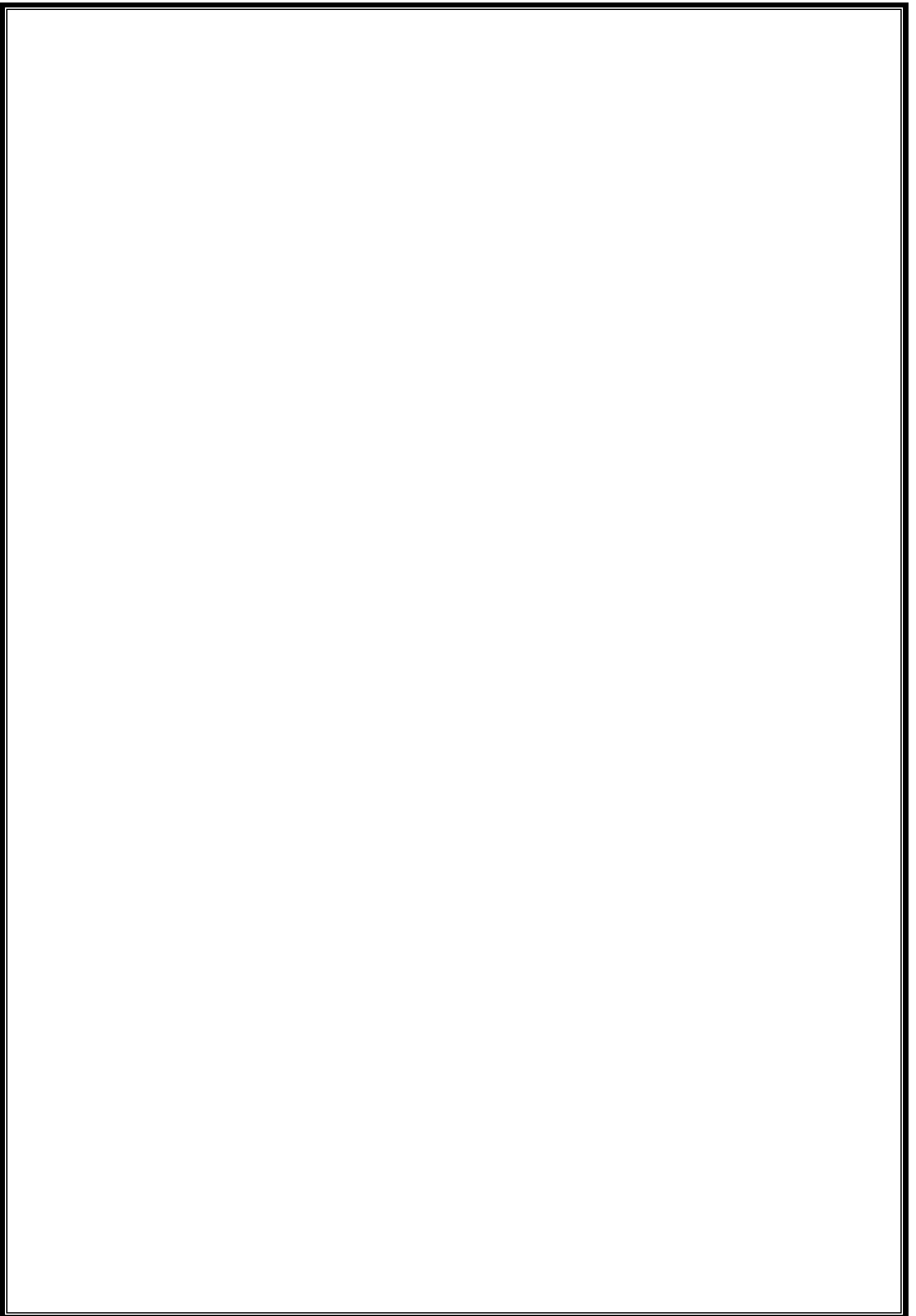


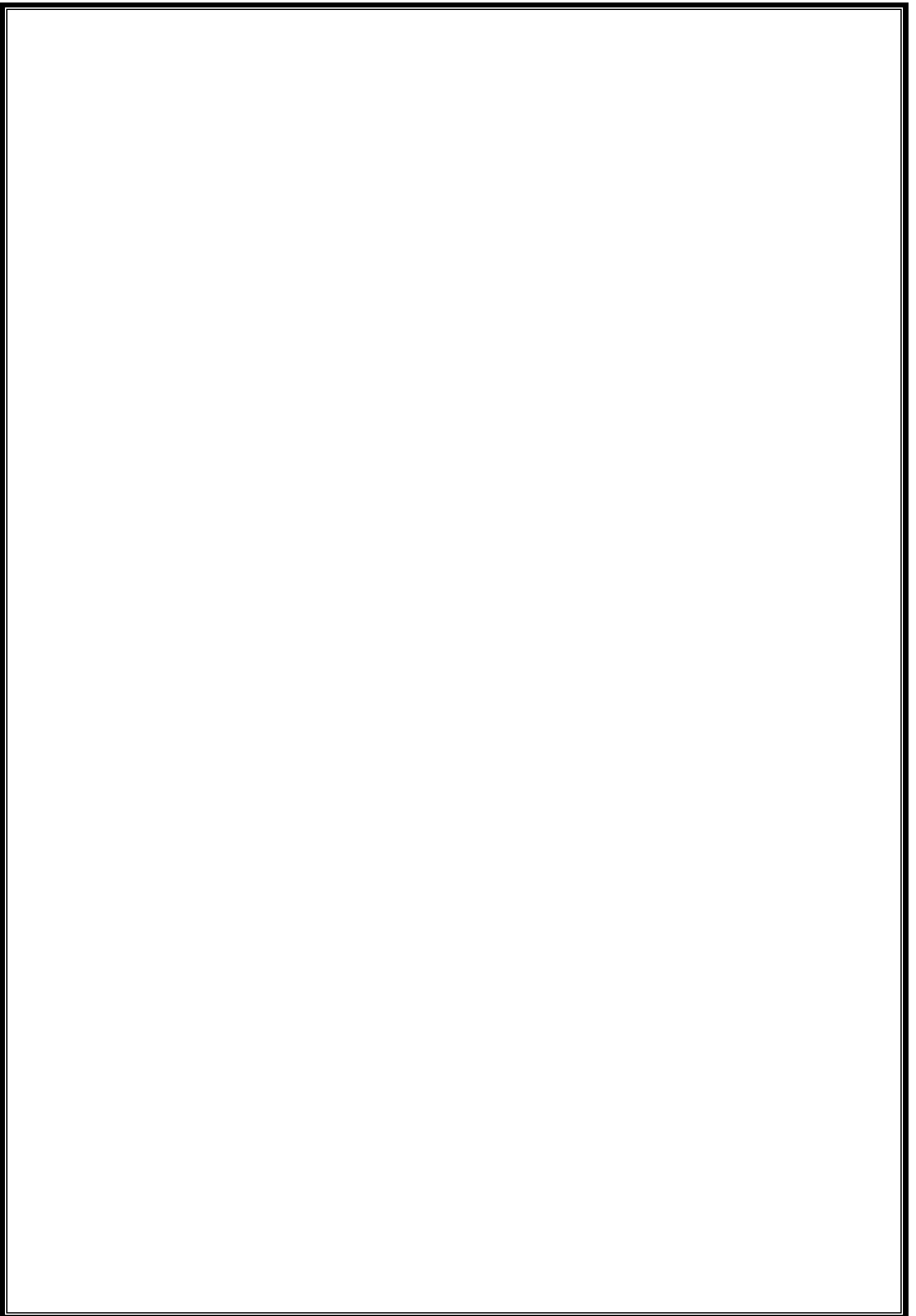


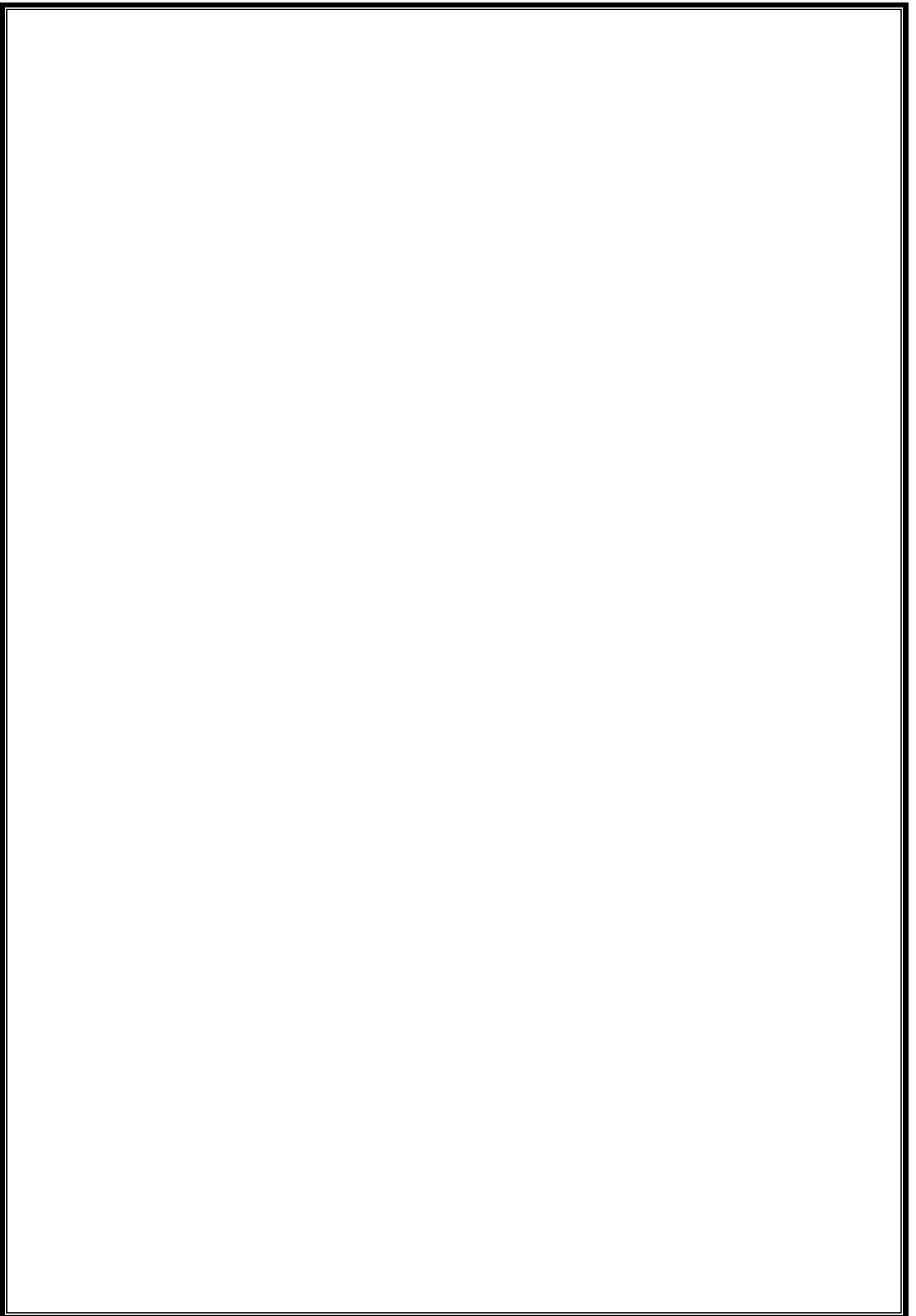


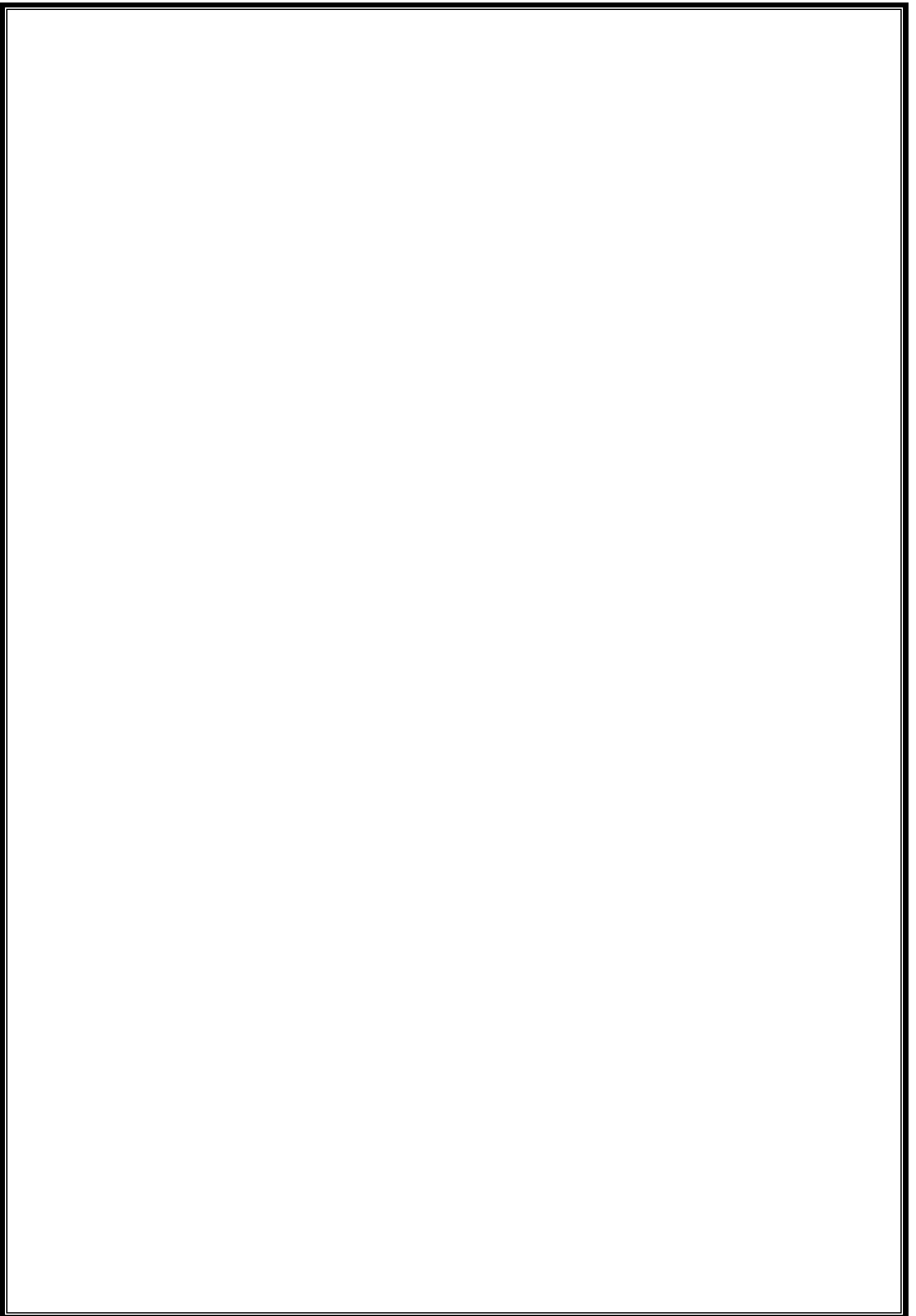


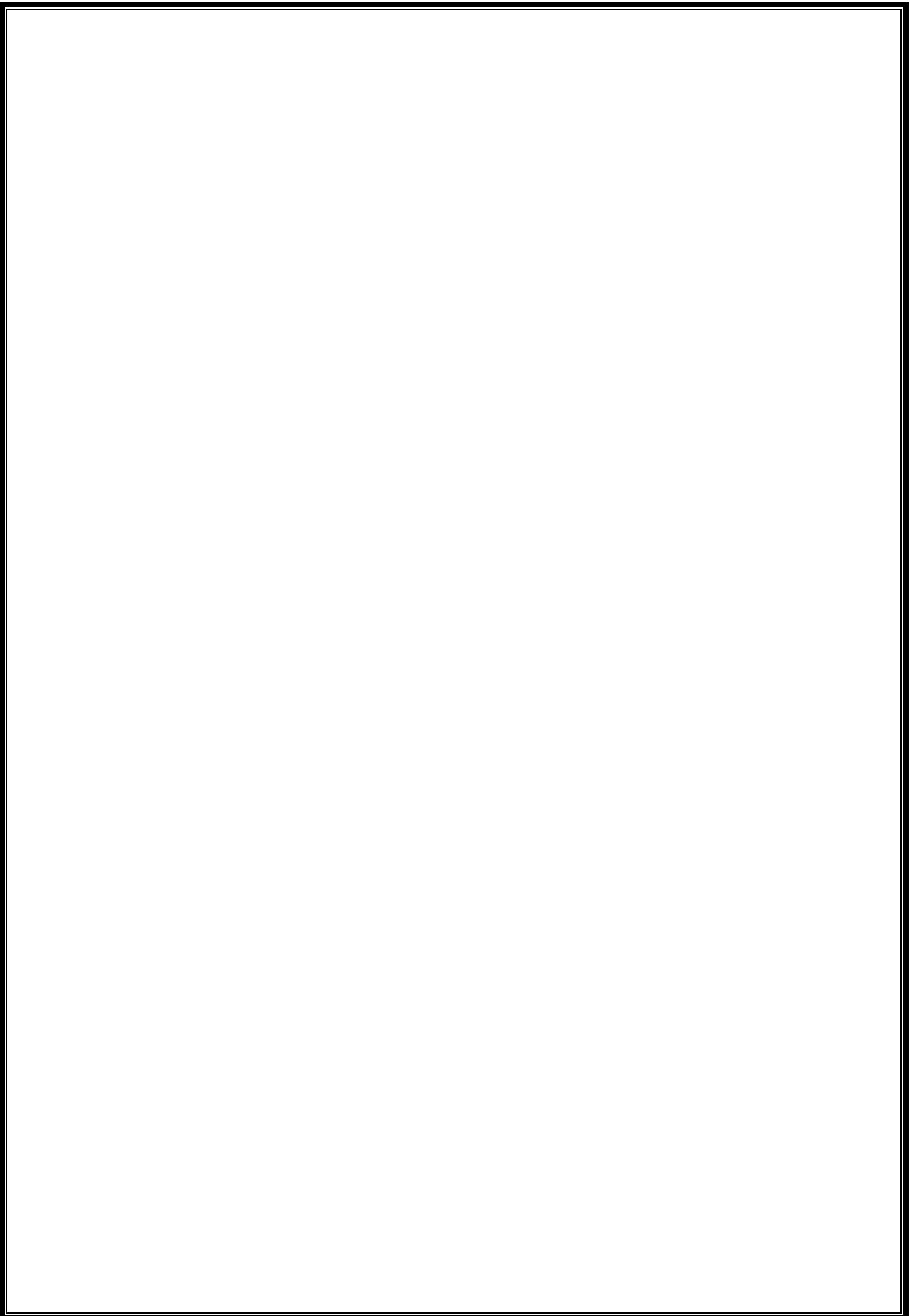


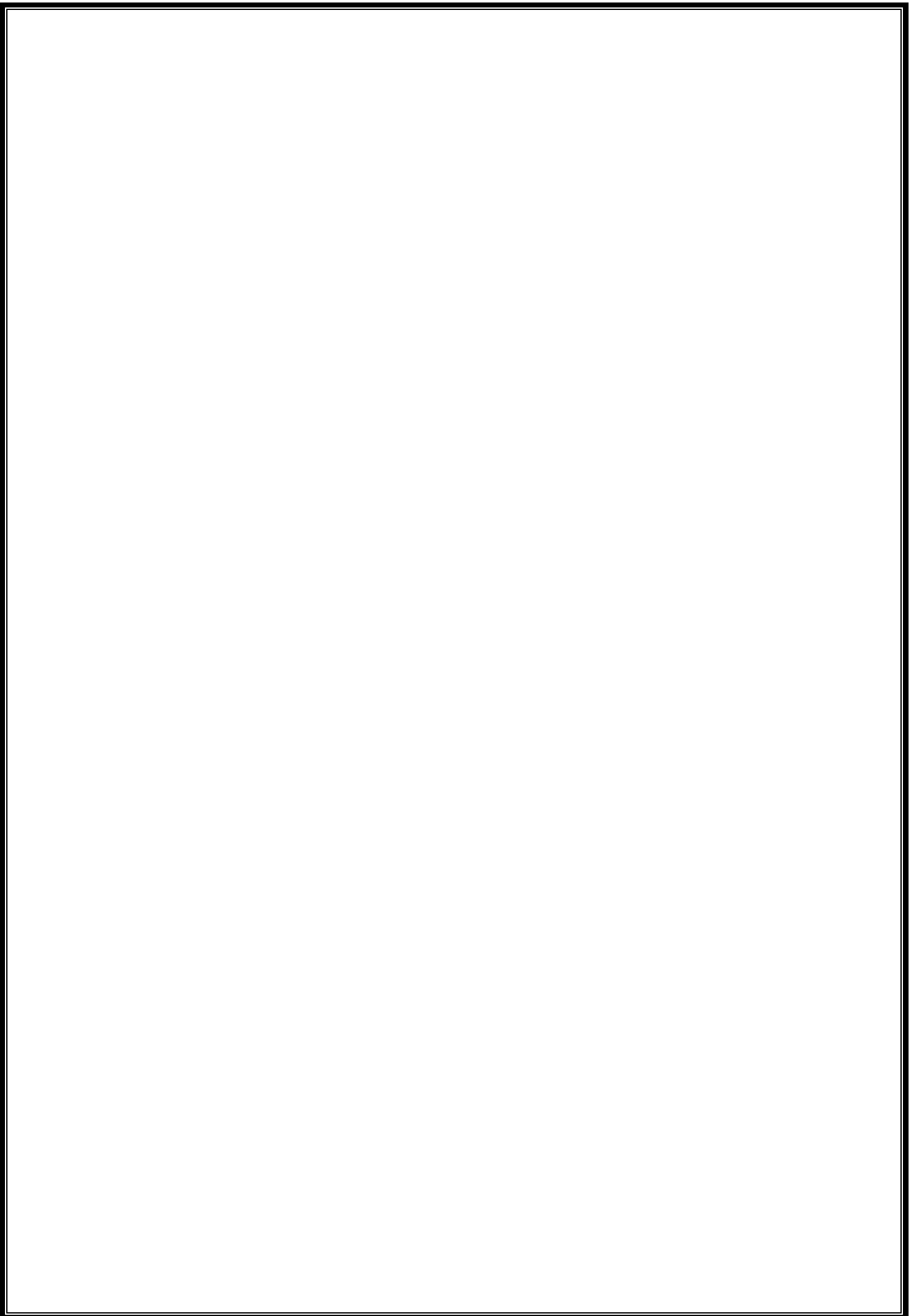


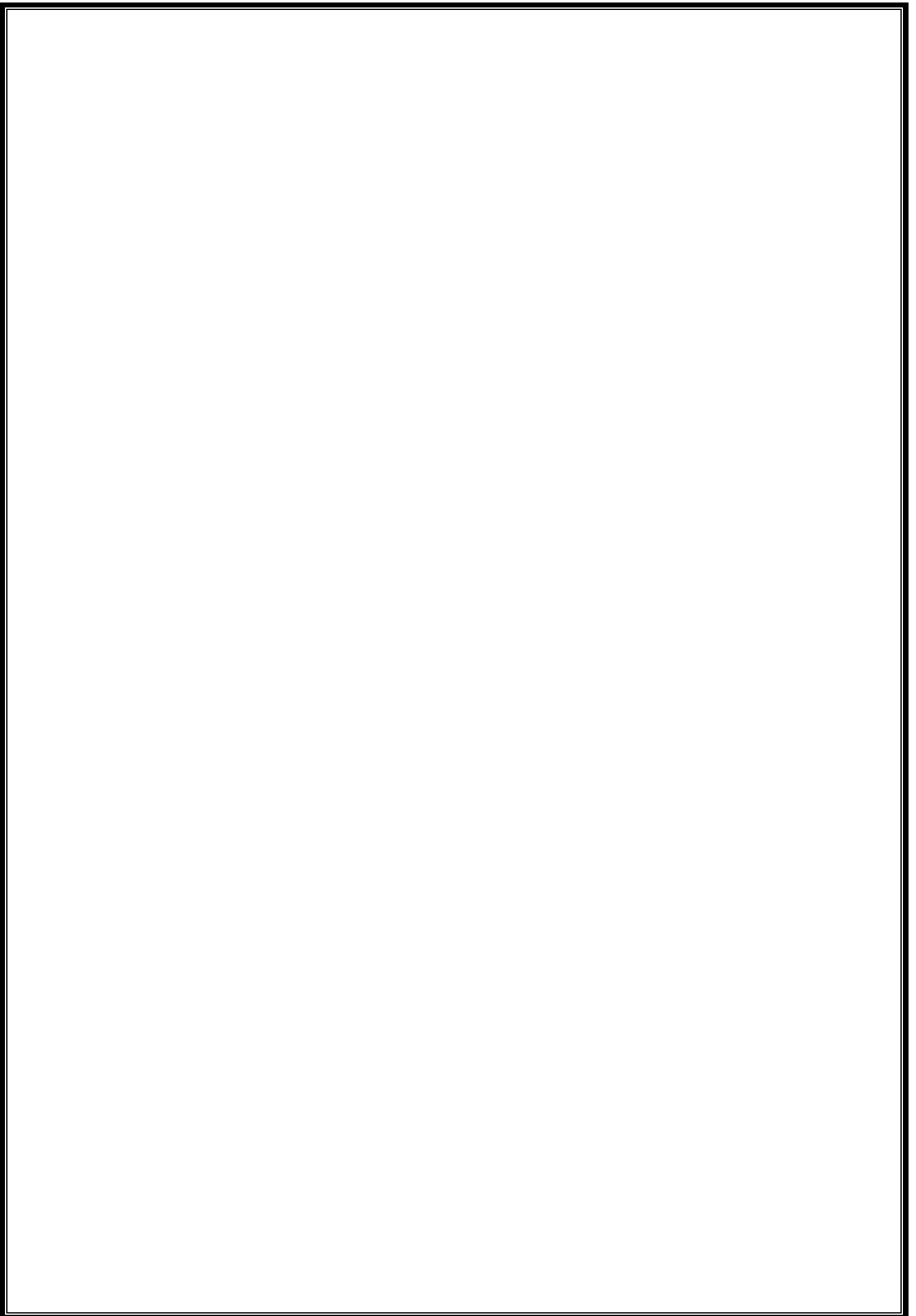


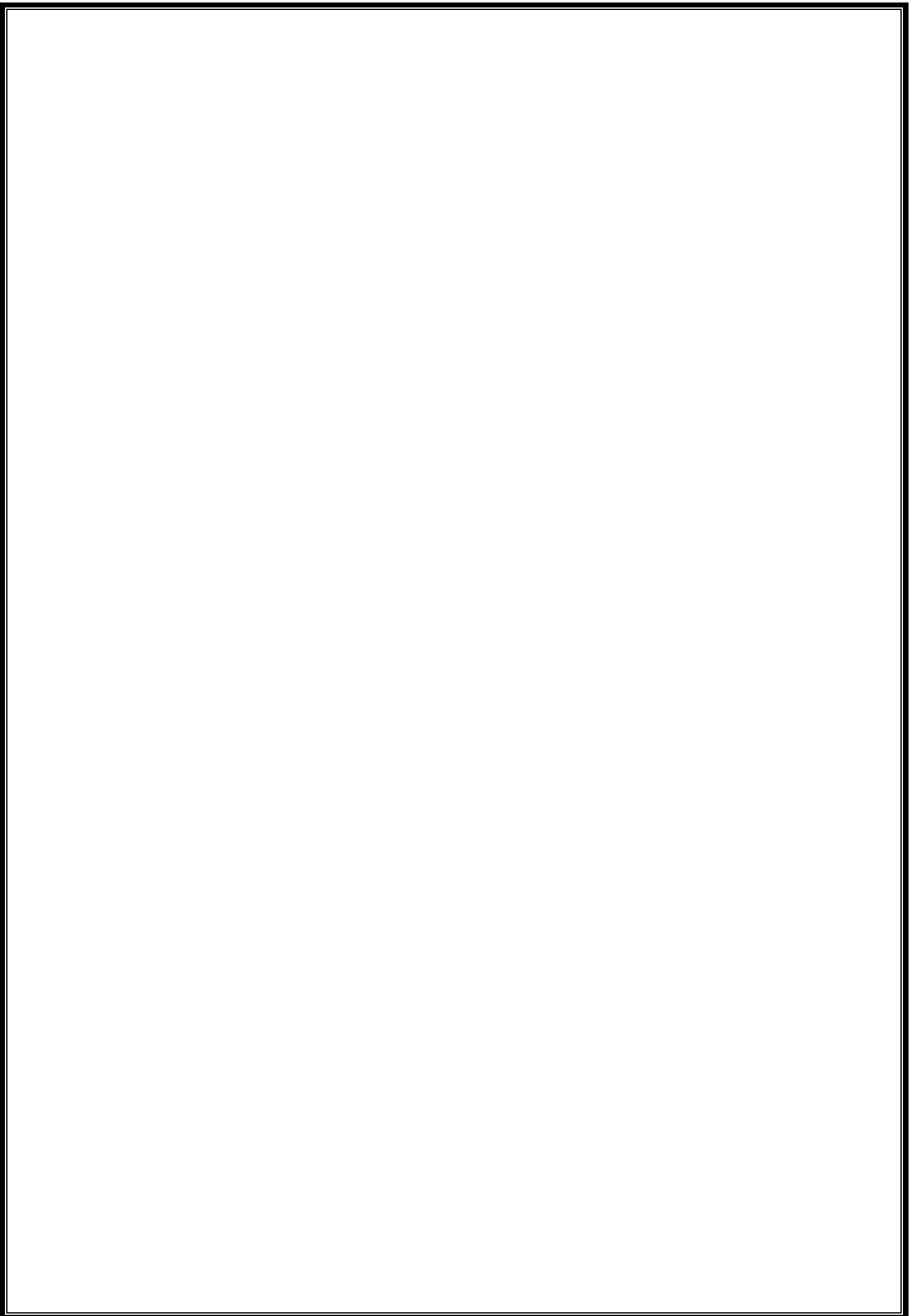


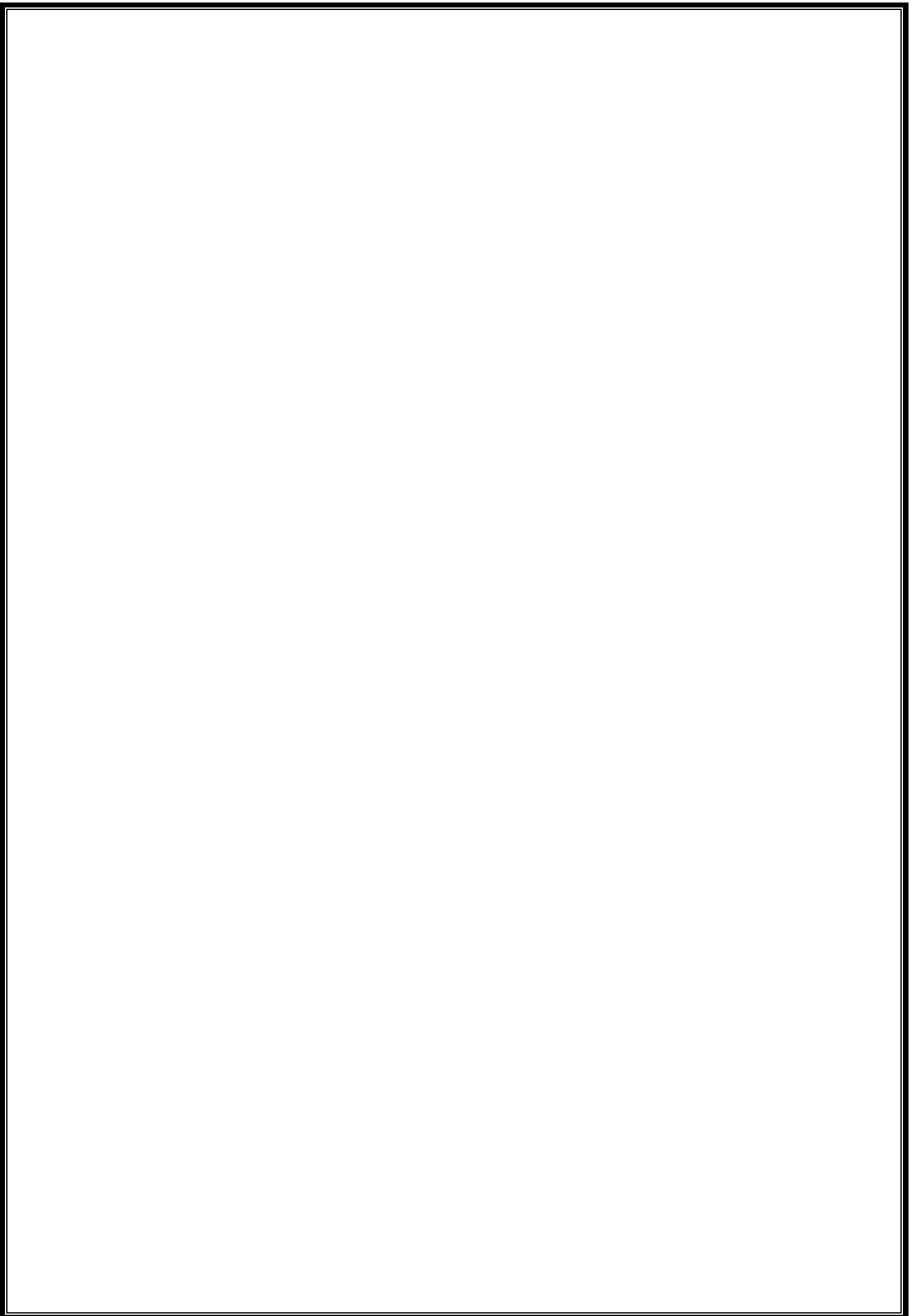


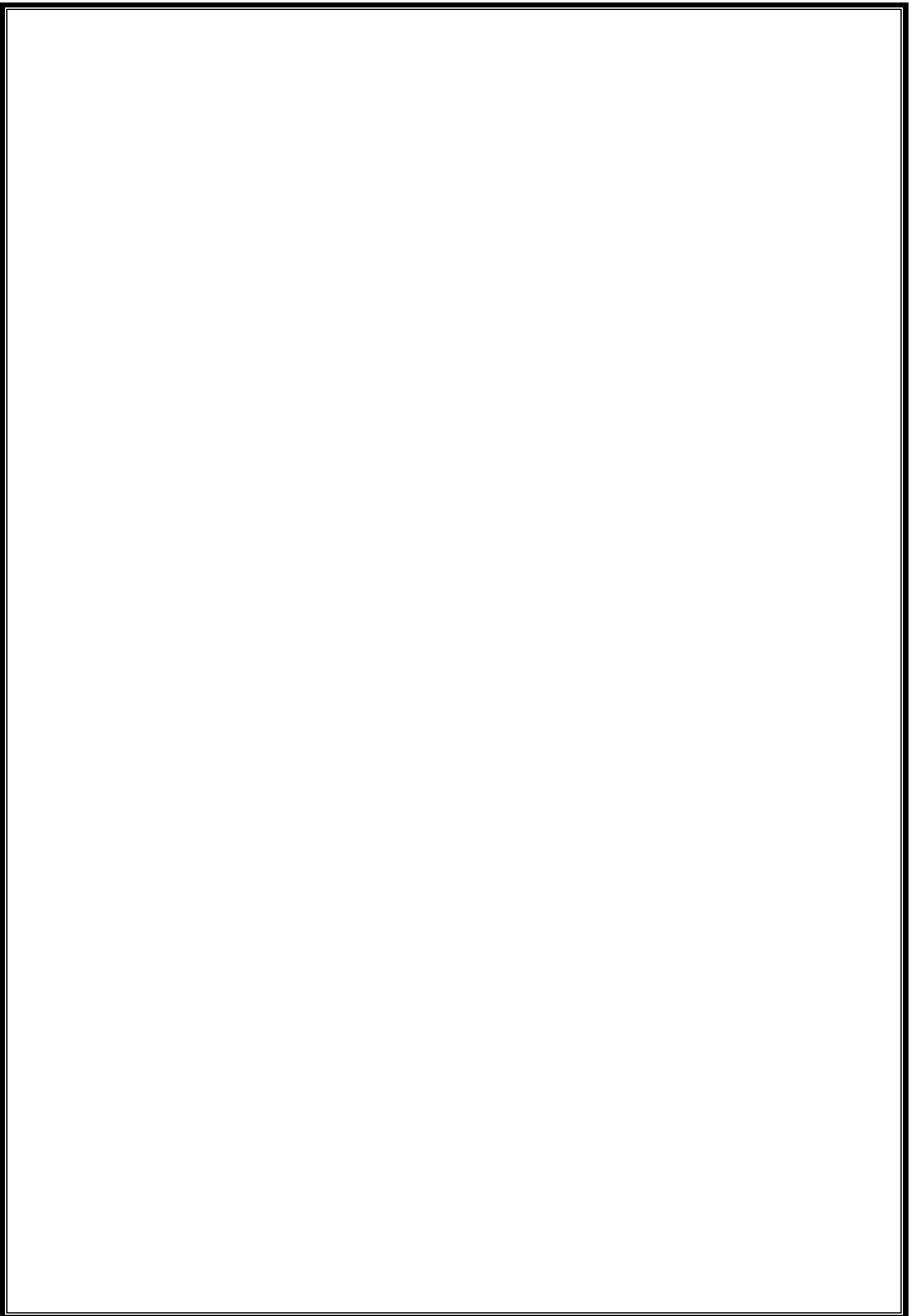


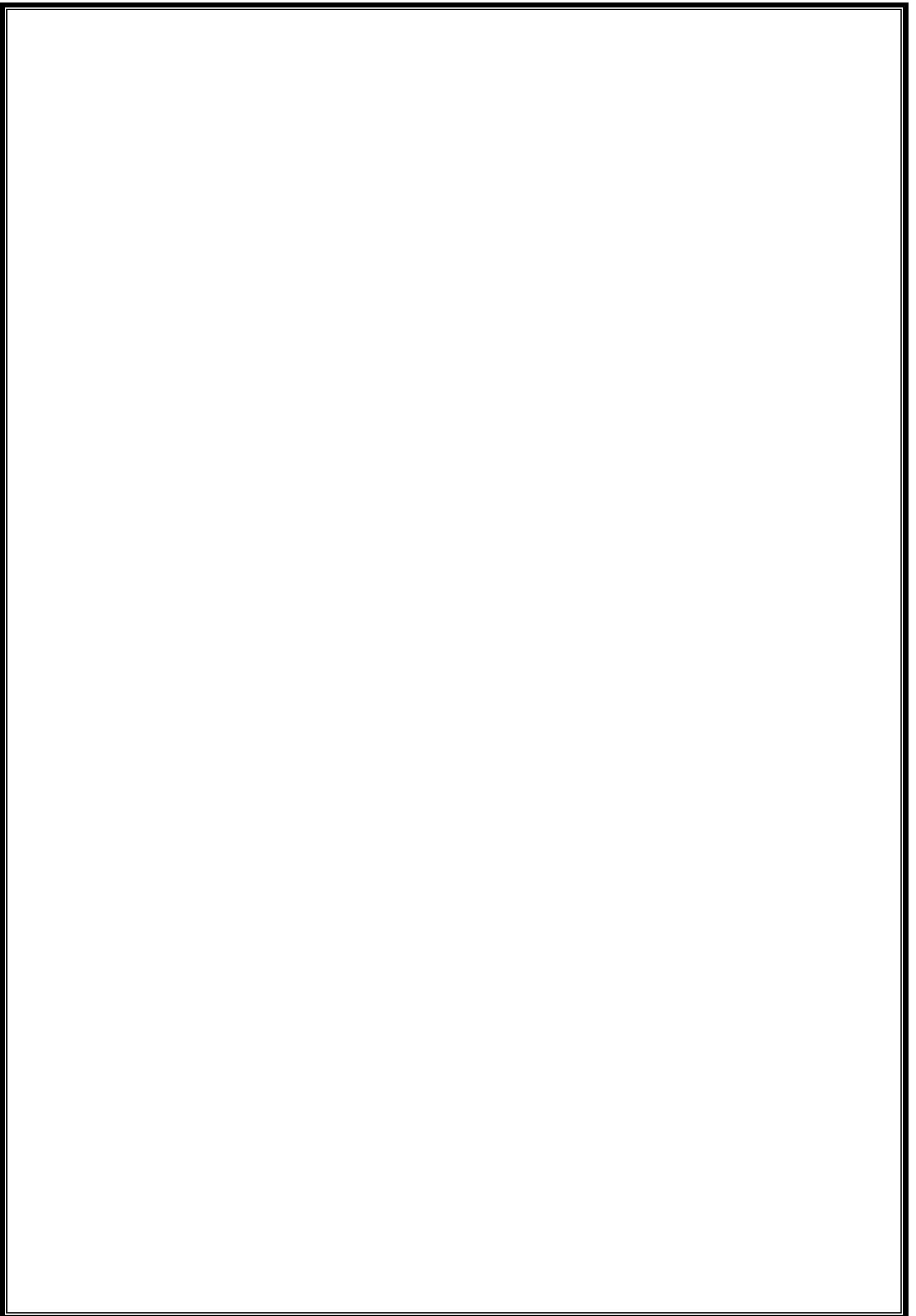


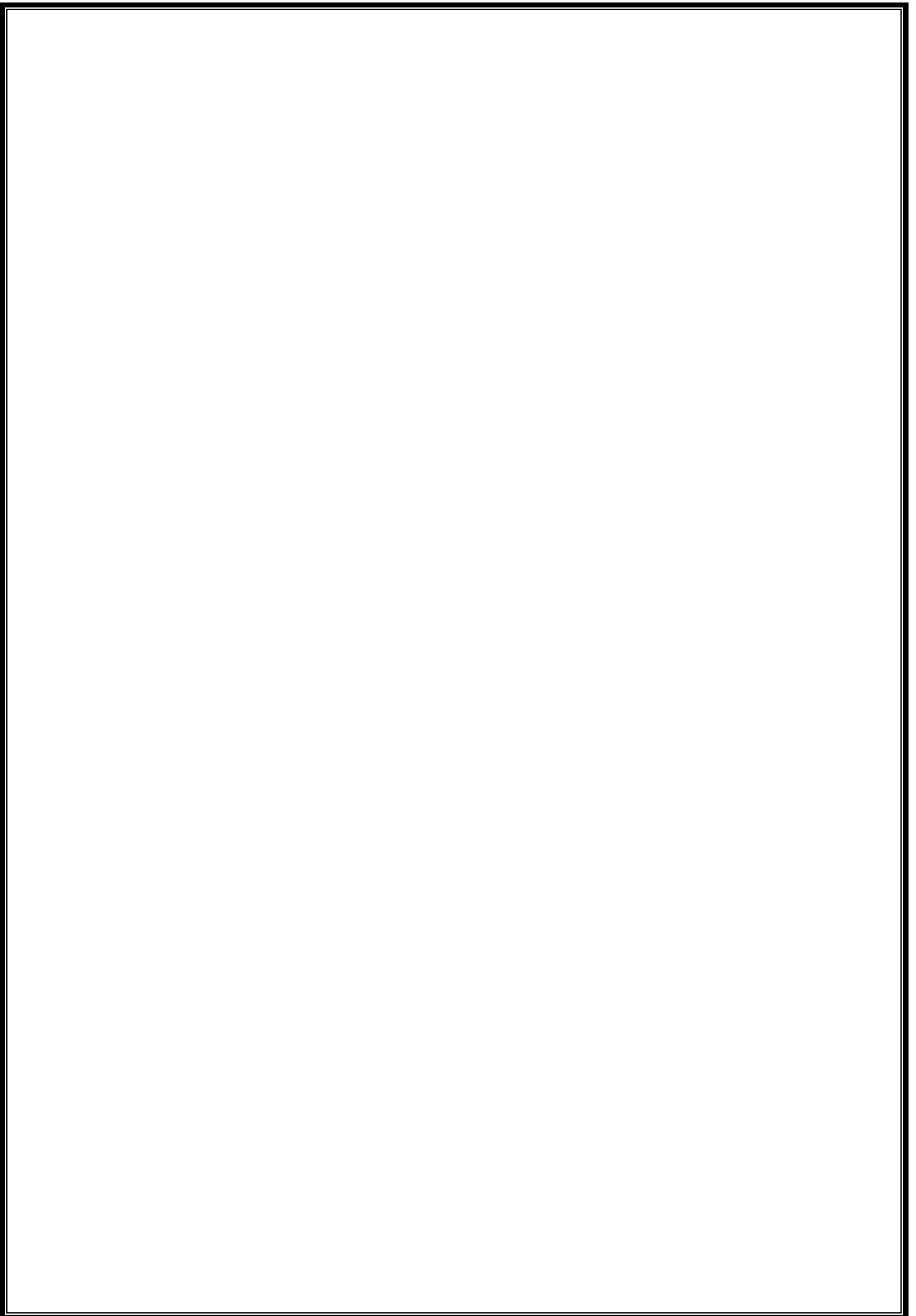


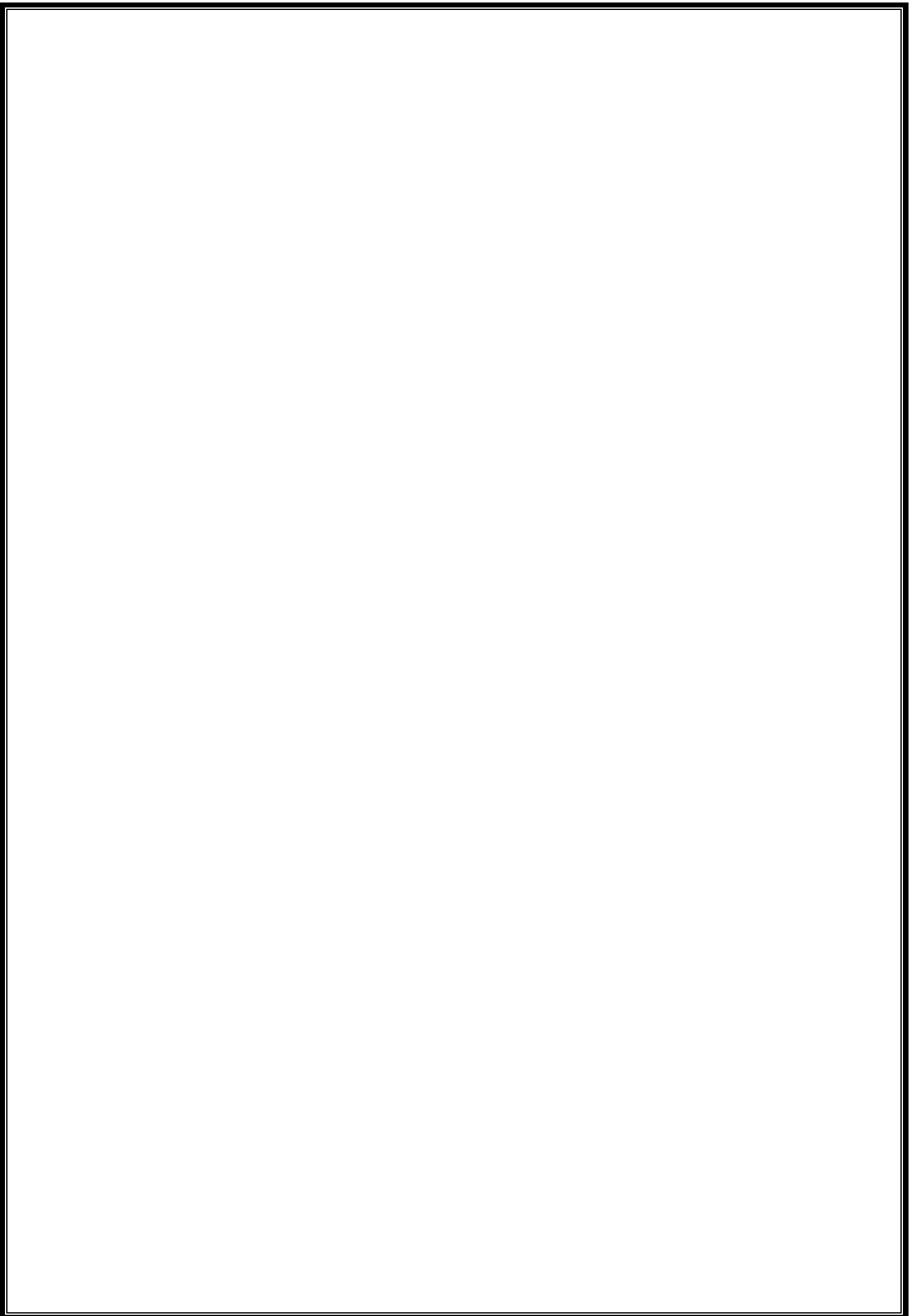


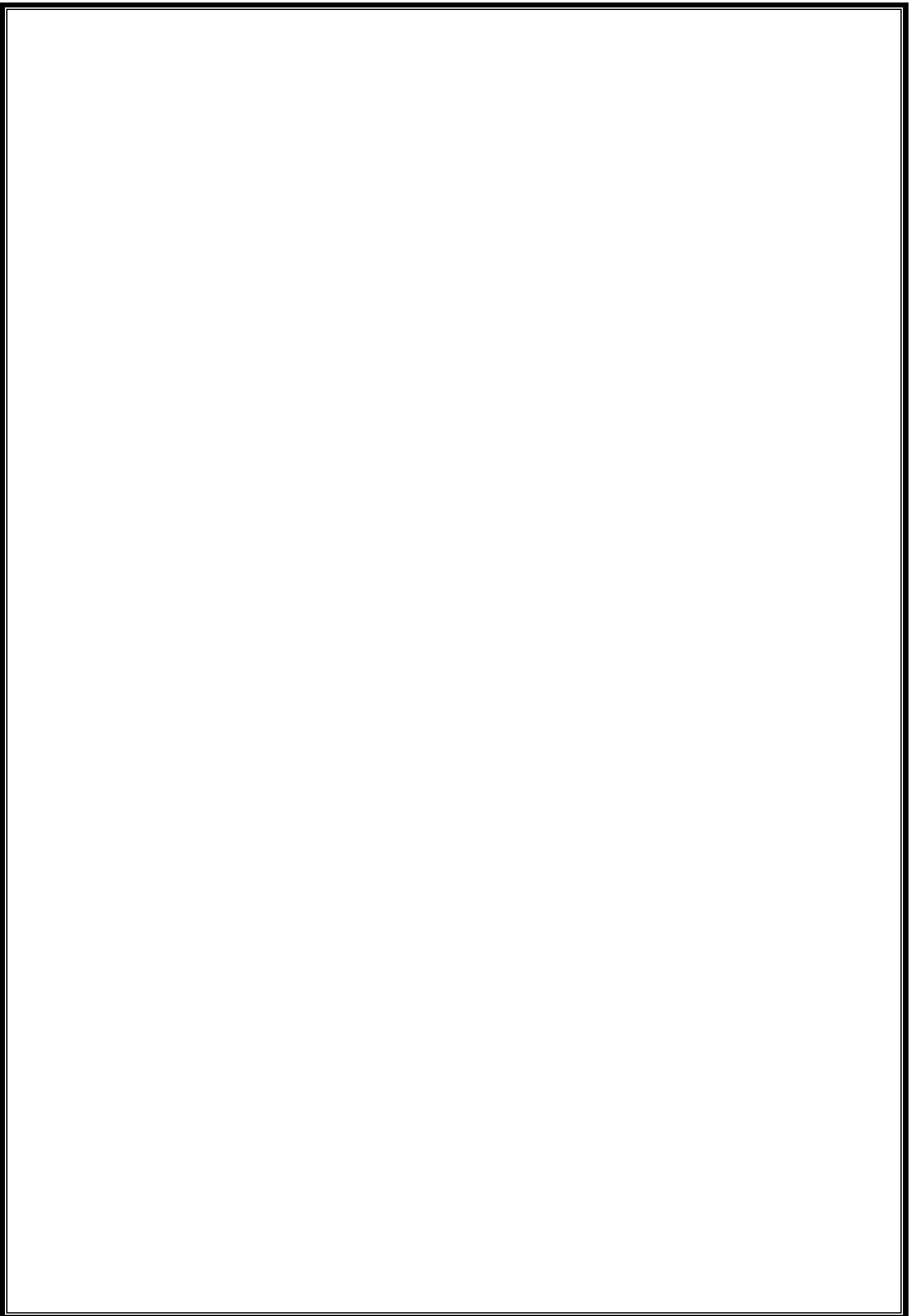


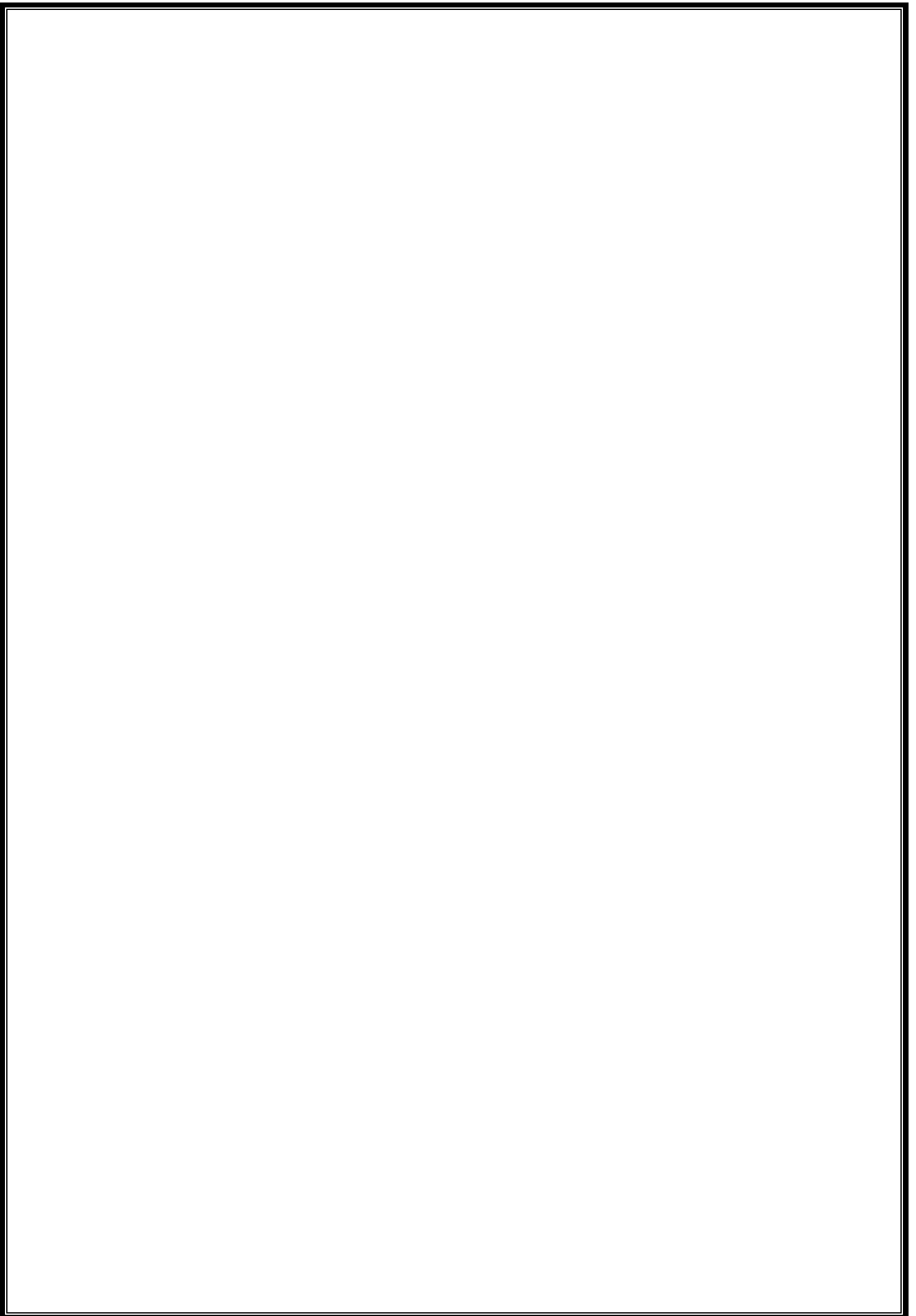












III.3. Calcul de la salle machine :

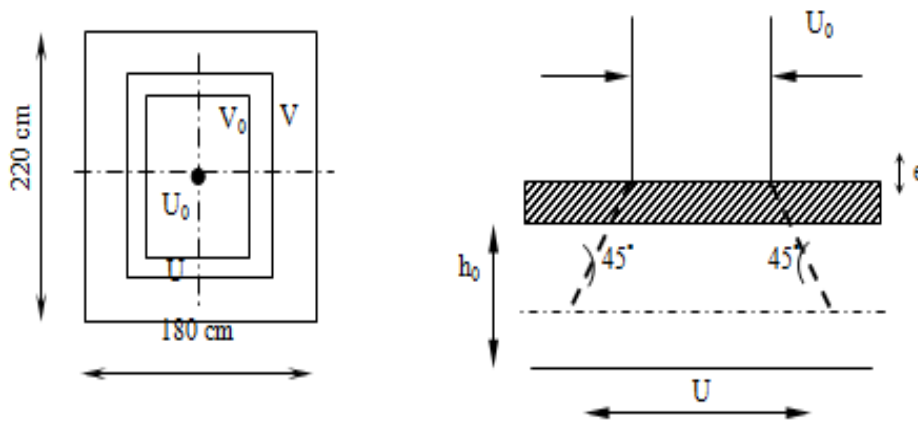
Introduction :

Notre immeuble est constitué de deux cages d'ascenseurs de caractéristiques identiques, de surface $(1.80 \times 2.20) m^2$, de vitesse d'entraînement $V = (1 m/s)$, pouvant charger 8 personnes de $6.3 KN$, la charge totale que transmet le système de levage avec la cabine chargée est de 5 tonnes.

III.3.1) Calcul de la dalle pleine de la salle machine :

L'étude des dalles reposants librement sur leurs pourtours et soumises à des charges localisées s'effectue au moyen des abaques de PIGEAUD qui fournissent des coefficients qui permettent de calculer les moments engendrés par ces charges suivant la petite et la grande portée.

Pour ce qui suivra on étudiera le cas d'une charge localisée concentrique. la dalle reposant sur ses 4 cotés avec $L_x = 1,80 m$ et $L_y = 2,20 m$



➤ Dimensionnement

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{180}{220} = 0.82$$

$0,4 \leq \rho \leq 1 \Rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens.

✓ Epaisseur de la dalle

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{30}$$

$$h_t \geq \frac{220}{30} = 7,33 \text{ cm}$$

Nous avons la limite de RPA minimal qui est de 12 cm , et pour nous on opte pour $e_p = 15 \text{ cm}$

$$\text{On a: } U = u_0 + k \cdot e + h_0$$

$$V = v_0 + k \cdot e + h_0$$

Avec :

h_0 : épaisseur de la dalle ($h_0 = 15 \text{ cm}$).

e : Epaisseur du revêtement ($e = 5 \text{ cm}$)

$u_0 = v_0 = 80 \text{ cm}$ (Coté du rectangle dans lequel q est concentrée)

$$u = 80 + (2 \times 5) + 15 = 105 \text{ cm}$$

$$v = 80 + (2 \times 5) + 15 = 105 \text{ cm}$$

❖ **Evaluation du moment M_x et M_y dus au système de levage :**

$$M_x = q \cdot (M_1 + \nu \cdot M_2)$$

$$M_y = q \cdot (M_2 + \nu \cdot M_1)$$

Avec : ν : Coefficient de Poisson

M_1 et M_2 : Coefficients déterminés à partir des rapports (U/L_x) ; (V/L_y) dans les abaques de Pigeaud

Après l'interpolation

$$\left. \begin{aligned} \rho = \frac{l_x}{l_y} = 0,8 \\ \frac{U}{l_x} = \frac{105}{180} = 0,6 \\ \frac{V}{l_y} = \frac{105}{220} = 0,5 \end{aligned} \right\} M_1 = 0,095 \text{ et } M_2 = 0,067$$

A l'ELU

$$M_{x1} = q M_1$$

$$M_{y1} = q M_2$$

Avec

$$q = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 50 + 1,5 \times 0 = 67,5 \text{ KN/ml}$$

$$M_{x1} = 67,5 \times 0,095 = 12,825 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = 67,5 \times 0,067 = 9,045 \text{ KN.m}$$

➤ **Evaluation des moments M_x et M_y dus au poids propre de la dalle :**

$$\rho = 0,82 \xrightarrow{\text{tableau}} \mu_x = 0,0542$$

$$\mu_y = 0,631$$

Poids propre de la dalle : ($G = 25 \times 0,15 = 3,75 \text{ KN/ml}$)

$$q_u = G + Q = 1,35 \times 3,75 + 1,5 \times 0,5 = 6,562 \text{ KN.m}$$

$$\left\{ \begin{aligned} M_{x2} &= \mu_x q l x^2 \\ M_{y2} &= \mu_y M_{x2} \end{aligned} \right.$$

$$\left\{ \begin{aligned} M_{x2} &= 0,0542 \times 6,562 \times 1,80^2 = 1,152 \text{ KN.m} \\ M_{y2} &= 0,631 \times 1,152 = 0,727 \text{ KN.m} \end{aligned} \right.$$

$$\left\{ \begin{aligned} M_{x2} &= 0,0542 \times 6,562 \times 1,80^2 = 1,152 \text{ KN.m} \\ M_{y2} &= 0,631 \times 1,152 = 0,727 \text{ KN.m} \end{aligned} \right.$$

$$\left\{ \begin{aligned} M_{x2} &= 0,0542 \times 6,562 \times 1,80^2 = 1,152 \text{ KN.m} \\ M_{y2} &= 0,631 \times 1,152 = 0,727 \text{ KN.m} \end{aligned} \right.$$

• **superposition des moments**

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 12,825 + 1,152 = 13,977 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 9,045 + 0,727 = 9,772 \text{ KN.m}$$

Remarque:

A fin de tenir compte de semi encastrement de la dalle au niveau des voiles, les moments calculés seront munies en leur effectuant le coefficient 0,85 en travée et 0,3 aux appuis.

- **Les moments en travée :**

$$M_x^t = 0,85M_x = 0,85 \times 13,977 = 11,880 \text{ KN.m .}$$

$$M_y^t = 0,85M_y = 0,85 \times 9,772 = 8,306 \text{ KN.m .}$$

- **Les moments aux appuis :**

$$M_x^a = 0,3 M_x = - 0,3 \times 13,977 = - 4,193 \text{ KN.m.}$$

$$M_y^a = 0,3 M_y = - 0,3 \times 9,772 = - 2,932 \text{ KN.m .}$$

III.3.2) ferrailage à l'ELU:

$$b=100 \text{ cm} ; \quad h=15\text{cm} ; \quad c=2\text{cm} ; \quad d=13\text{cm}$$

➤ **Aux appuis:**

Sens l_x :

$$\mu_b = \frac{Ma}{bd^2 fbc} = \frac{4,193 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,017 < \mu_R = 0,392$$

⇒ La section est simplement armée.

$$\mu_b = 0,017 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,991$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{4,193 \times 10^3}{0,991 \times 13 \times 348} = 0,935 \text{ cm}^2$$

Soit 4HA8=2.01 cm² avec S_t=25 cm

Sens l_y :

$$\mu_b = \frac{Ma}{bd^2 fbc} = \frac{2,932 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,012 < \mu_R = 0,392$$

⇒ La section est simplement armée.

$$\mu_b = 0,012 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,994$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{2,932 \times 10^3}{0,994 \times 13 \times 348} = 0,652 \text{ cm}^2$$

Soit 4HA8=2.01 cm² avec S_t=25 cm

➤ **En travée :**

Sens l_x :

$$\mu_b = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{11,880 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,049 < \mu_R = 0,392$$

⇒ La section est simplement armée.

$$\mu_b = 0,049 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,974$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{11,880 \times 10^3}{0,974 \times 13 \times 348} = 2,70 \text{ cm}^2$$

Soit 4HA10=3.14 cm² avec S_t=25 cm

Sens l_y :

$$\mu_b = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{8,306 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,035 < \mu_R = 0,392$$

⇒ La section est simplement armée.

$$\mu_b = 0,035 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,982$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{8,306 \times 10^3}{0,982 \times 13 \times 348} = 1,87 \text{ cm}^2$$

Soit 4HA10=3.14 cm² avec S_t=25 cm

✓ **Condition de non fragilité (Art A.4.2.1 BAEL91)**

$$A_{\min} = \rho_0 \times b \times h_0 \times \frac{\alpha}{2} \quad \alpha = \frac{l_x}{l_y} = 0,82$$

Avec : ρ_0 : Taux d'armatures dans chaque direction ($\rho_0 = 0,8 \text{ ‰}$)

$$A_{\min} = 0,0008 \times 100 \times 15 \times \frac{0,82}{2} = 1,308 \text{ cm}^2$$

En appuis $A_a = 2,01 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 1,308 \text{ cm}^2$ C.V

En travée $A_t = 3,14 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 1,308 \text{ cm}^2$ C.V

Donc la condition de non fragilité est vérifiée dans les deux sens.

✓ **Ecartement des barres : [Art A.8.2.42 BAEL 91]**

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

(Charges concentrées)

- Direction la plus sollicitée : min (2h, 25 cm).

- Direction perpendiculaire : min (3h, 33 cm).

➤ **Sens x-x:**

- Armatures supérieures : $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(2h, 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$.

- Armatures inférieures : $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(2h, 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$.

➤ **Sens y-y:**

- Armatures supérieures : $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$.

- Armatures inférieures : $St = 25\text{cm} \leq \min(3h, 33\text{ cm}) = 33\text{ cm}$.

La condition est vérifiée.

✓ Condition de non poinçonnement :

La vérification requise si la condition suivante est satisfaite sachant que la charge G est éloignée de la dalle.

$$P_u \leq P_c = 0,045 U_c h_t \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad (\text{BAEL 91 Art5.2.42}).$$

Avec U_c : périmètre du contour de l'aire sur le quel agit la charge dans le plan de feuillet moyen telle que :

$$U_c = 2(U+V) = 2(105+105) = 420\text{cm} = 4,2\text{m}.$$

P_u : charge de calcul vis-à-vis de état ultime.

$$P_u = 67,5\text{ KN}.$$

$$P_u = 67,5\text{ KN} < P_c = 0,045 \times 0,15 \times \frac{25}{1,5} \times 10^3 \times 4,2 = 472,50\text{ KN} \Rightarrow \text{la condition est vérifiée.}$$

Aucune armature transversale n'est nécessaire.

c) Diamètre minimal des barres

On doit vérifier que : $\phi_{\max} \leq \frac{h}{10}$

$$\phi_{\max} = 10\text{ mm} \leq \frac{150}{10} = 15\text{ mm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

✓ Contraintetangentielle

Les efforts sont max au voisinage de la charge.

$$\text{Au milieu de } U : T_{\max} = V_u = \frac{P}{2U + V} = \frac{67,5}{2 \times 1,05 + 1,05} = 42,857\text{ KN}$$

$$\text{Au milieu de } V : T_{\max} = V_u = \frac{P}{2U + V} = \frac{67,5}{3 \times 1,05} = 42,857\text{ KN} \quad \text{On doit vérifier que}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau} = \min\left(\frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b}, 5\text{ MPa}\right); \text{ La fissuration est peu nuisible}$$

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

$$\tau_u = \frac{42,857 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0,329\text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,329\text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 3,33\text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

III.3.2) verification à l'ELS:

a) les moments engendrés par le système de levage :

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

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

$$q_s = G + Q = 50 \text{ KN/m}^2 \quad ; \quad \nu = 0,2 \quad \text{à ELS} :$$

$$M_{x1} = 50 (0,095 + 0,2 \times 0,067) \Rightarrow M_{x1} = 10,84 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = 50 (0,067 + 0,2 \times 0,095) \Rightarrow M_{y1} = 8,60 \text{ KN.m}$$

b) Les moments engendrés par le poids propre de la dalle :

$$q_s = G + Q = 3,75 + 0,5 = 4,75 \text{ KN/ml}$$

$$\rho = 0,82 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0610 \\ \mu_y = 0,737 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \times q \times L_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{x2} = 0,0610 \times 4,75 \times (1,8)^2 = 0,939 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = 0,737 \times 0,939 = 0,692 \text{ KN.m} \end{cases}$$

c) superposition des moments:

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 10,84 + 0,939 = 11,779 \text{ KN.m} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 8,60 + 0,692 = 9,292 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Remarque:

A fin de tenir compte de semi encastrement de la dalle au niveau des voiles, les moments calculés seront munies en leur effectuant le coefficient 0,85 en travée et 0,3 aux appuis.

• Les moments en travée :

$$M_x^t = 0,85 M_x = 0,85 \times 11,779 = 10,01 \text{ KN.m} .$$

$$M_y^t = 0,85 M_y = 0,85 \times 9,292 = 7,898 \text{ KN.m} .$$

• Les moments aux appuis :

$$M_x^a = 0,3 M_x = - 0,3 \times 11,779 = - 3,534 \text{ KN.m} .$$

$$M_y^a = 0,3 M_y = - 0,3 \times 9,292 = - 2,788 \text{ KN.m} .$$

❖ ferraillage:

$$b = 100 \text{ cm} \quad ; \quad h = 15 \text{ cm} \quad ; \quad c = 2 \text{ cm} \quad ; \quad d = 13 \text{ cm}$$

➤ Aux appuis:

Sens l_x :

$$\mu_b = \frac{Ma}{bd^2 fbc} = \frac{3,534 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,015 < \mu_R = 0,392$$

⇒ La section est simplement armée.

$$\mu_b = 0,015 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,992$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{3,534 \times 10^3}{0,992 \times 13 \times 348} = 0,787 \text{ cm}^2 < 2,01 \text{ cm}^2 \Rightarrow C.V$$

Sens l_y :

$$\mu_b = \frac{Ma}{bd^2 fbc} = \frac{2,788 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,012 < \mu_R = 0,392$$

⇒ La section est simplement armée.

$$\mu = 0,012 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,994$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{2,788 \times 10^3}{0,994 \times 13 \times 348} = 0,620 \text{ cm}^2 < 2,01 \text{ cm}^2 \Rightarrow C.V$$

➤ **En travée :**

Sens l_x :

$$\mu_b = \frac{M_t}{bd^2 fbc} = \frac{10,01 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,042 < \mu_R = 0,392$$

⇒ La section est simplement armée.

$$\mu_b = 0,042 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,979$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{10,01 \times 10^3}{0,979 \times 13 \times 348} = 2,26 \text{ cm}^2 < 2,01 \text{ cm}^2 \Rightarrow C.V$$

Sens l_y :

$$\mu_b = \frac{M_t}{bd^2 fbc} = \frac{7,898 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,033 < \mu_R = 0,392$$

⇒ La section est simplement armée.

$$\mu_b = 0,033 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,983$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{7,898 \times 10^3}{0,983 \times 13 \times 348} = 1,77 \text{ cm}^2 < 3,14 \text{ cm}^2 \Rightarrow C.V$$

Donc les armatures à l'ELU sont suffisantes.

✓ **Vérification des contraintes des compressions dans le béton :**

Sens l_x :

- **Aux appuis:**

$$M_a = 3,534 \text{ KN.m.}$$

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 f_c 28 = 15 \text{ MPa.}$$

$$\rho_1 = \frac{100 A_a}{b \times d} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 13} = 0,154 \Rightarrow K = 0,016 \text{ et } \beta_1 = 0,935$$

$$\sigma_s = \frac{M_a}{\beta_1 d A_a} = \frac{3,534 \times 10^6}{0,935 \times 130 \times 2,01 \times 10^2} = 144,649 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = K \sigma_s = 0,016 \times 144,649 = 2,314 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa}$$

\Rightarrow La condition est vérifiée.

- **En travée :**

$$M_t = 10,01 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times 3,14}{100 \times 13} = 0,241 \Rightarrow K = 0,020 \text{ et } \beta_1 = 0,921.$$

$$\sigma_s = \frac{10,01 \times 10^6}{0,921 \times 130 \times 3,14 \times 10^2} = 266,257 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = K \sigma_s = 0,020 \times 266,257 = 5,325 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa}$$

\Rightarrow La condition est vérifiée.

Sens l_y :

- **Aux appuis:**

$$M_a = 2,788 \text{ KN.m.}$$

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 f_c 28 = 15 \text{ MPa.}$$

$$\rho_1 = \frac{100 A_a}{b \times d} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 13} = 0,154 \Rightarrow K = 0,016 \text{ et } \beta_1 = 0,935$$

$$\sigma_s = \frac{M_a}{\beta_1 d A_a} = \frac{2,788 \times 10^6}{0,935 \times 130 \times 2,01 \times 10^2} = 114,114 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = K \sigma_s = 0,016 \times 114,114 = 1,826 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa}$$

\Rightarrow La condition est vérifiée.

- **En travée :**

$$M_t = 7,898 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times 3,14}{100 \times 13} = 0,241 \Rightarrow K = 0,020 \text{ et } \beta_1 = 0,921.$$

$$\sigma_s = \frac{7,898 \times 10^6}{0,921 \times 130 \times 3,14 \times 10^2} = 210,079 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = K \delta_s = 0,020 \times 210,079 = 4,201 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa}$$

⇒ **La condition est vérifiée.**

✓ **Etat limité de fissuration :**

La fissuration est peu préjudiciable, aucune vérification n'est nécessaire.

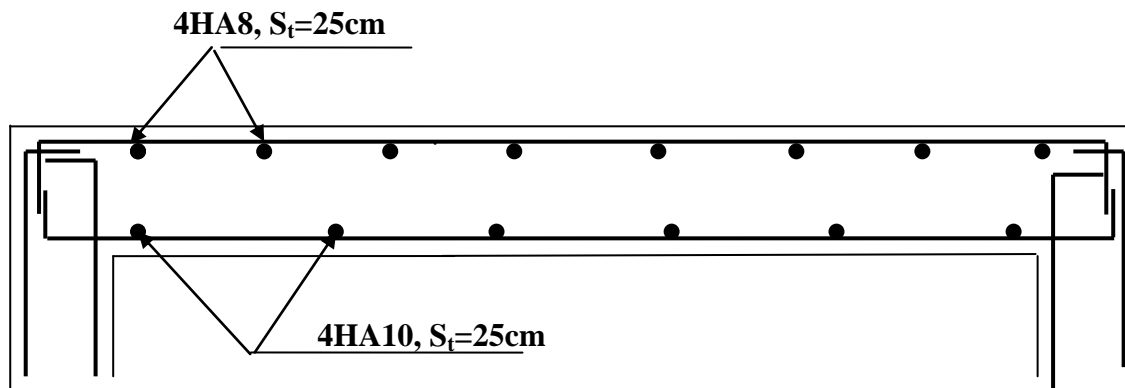


Schéma de ferrailage de la salle machine suivant x-x.

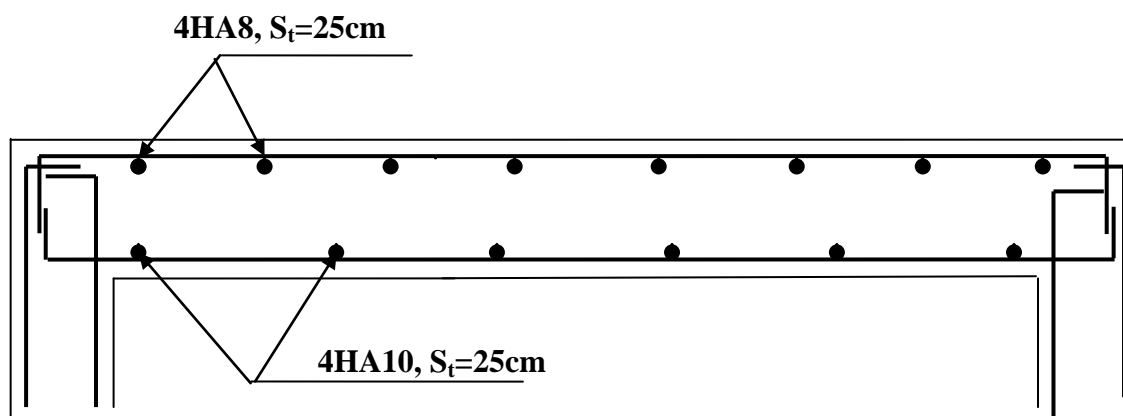


Schéma de ferrailage de la salle machine suivant y-y.

CHAPITRE IV

Modélisation de la structure



CHAPITRE IV : MODELISATION DE LA STRUCTURE

IV.1. Introduction :

Plusieurs programmes de calculs automatique sont fait afin de formuler le problème de calcul des structure et de le contrôle en un temps réduit et ils sont basés sur la méthode des éléments « finis (M.E.F), permettant le calcul automatique des diverses structures. Il est donc indispensable que tout ingénieur connaisse les bases de la (M.E.F), et comprenne également le processus de la phase de solution. Cette compétence ne peut être acquise que par l'étude analytique du concept de la (M.E.F) et la connaissance des techniques en rapport avec l'utilisation de ces outils de calcul.

Cette étude se fixe comme objectif la présentation des notions fondamentales du calcul automatique d'un point de vue essentiellement physique tout en considérant le code de calcul dans son efficacité opératoire, c.à.d. en tant qu'outil destiné à **l'utilisateur professionnel**.

Ce dernier pourra alors en tenant compte des considérations précédentes, formuler son problème de calcul des structures et contrôler presque sans effort les résultats fournis par l'ordinateur.

IV.2. Concept de base de la M.E.F

La méthode des éléments finis est une généralisation de la méthode de déformation pour Les cas de structures ayant des éléments plans ou volumineux. La méthode considère la structure comme un assemblage discret d'éléments finis, ces derniers sont connectés entre eux par des nœuds situés sur les limites de ces éléments.

La structure étant ainsi subdivisée, peut être analysée d'une manière similaire à celle utilisée dans « la théorie des poutres ». Pour chaque type d'élément, une (fonction de forme) fonction de déformation de forme polynomiale qui détermine la relation entre la déformation et la force nodale peut être dérivée sur la base de principe de l'énergie minimale, cette relation est connue sous le nom de la matrice de rigidité de l'élément. Un système d'équation algébrique linéaire peut être établi en imposant l'équilibre de chaque nœud, tout en considérant que les déformations aux niveaux des nœuds sont inconnues. La solution consiste donc à déterminer ces déformations, en suite les forces et les contraintes peuvent être calculées en utilisant les matrices de rigidité de chaque élément.

IV.3. Choix de la méthode de calcul:(Art 4.1.1 RPA99/mod2003)

En fonction de la forme, des dimensions et du type de la construction, le RPA99/ version 2003 prévoit d'utiliser une des trois méthodes :

- La méthode statique équivalente.
- La méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

CHAPITRE IV : MODELISATION DE LA STRUCTURE

1-Méthode statique équivalente :

- Définition :

Cette méthode consiste à remplacer l'ensemble des forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction par un système de forces fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Cette méthode ne peut être dissociée de l'application rigoureuse des dispositions constructives garantissant à la structure :

- une ductilité suffisante ;
- une capacité de dissiper l'énergie vibratoire transmise à la structure par des secousses sismiques majeures.

- Conditions d'application de la méthode statique équivalente : La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

a. Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation (chapitre III, paragraphe 3.5) avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et IIa et à 30m en zones IIb et III.

b. Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions de hauteur énoncées en a), les conditions complémentaires suivantes :

Zone I :

- tous groupes.

Zone IIa :

- groupe d'usage 3.
- groupes d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23 m.
- groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17 m.
- groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10 m.

Zone IIb et III :

- groupes d'usage 3 et 2, si hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17 m.
- groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10 m.
- groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 08 m.

2 - Les Méthodes Dynamiques :

- **La méthode d'analyse modale spectrale** : La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

- **La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes** : La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant les choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire.

Notre structure ne répond pas aux conditions exigées par le RPA99/version2003 pour pouvoir utiliser la méthode statique équivalente, donc le calcul sismique se fera par La méthode d'analyse modale spectrale. En utilisant le logiciel de calcul de structures (**ETABS Version 9.6.0**).

CHAPITRE IV : MODELISATION DE LA STRUCTURE

3-Méthode d'analyse modale spectrale :

- **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.

IV.4. Description de logiciel ETABS :(Extended Three Dimensions Analyses Building Systems).

L'ETABS est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénieries, particulièrement adaptée aux bâtiments. Il permet en un même environnement la saisie graphique des ouvrages avec une bibliothèque d'éléments autorisant l'approche du comportement de ces structures. L'ETABS offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures en béton armé et charpentes métalliques. Le post-processeur graphique facilite l'interprétation des résultats, en offrant notamment la possibilité de visualiser la déformée du système, les diagrammes des efforts et courbes enveloppes, les champs de contraintes, les modes propres de vibration.... Etc

-Rappel :(terminologie)

Grid line : ligne de grille

Joints : noeuds

Frame : portique (cadre)

Shell : voile

Element : élément

Restraintes : poids d'application de la charge

Loads : charges

Uniformed loads : charges uniformes

Define : définir

Material : matériaux

Concrete : béton

Steel : acier

Frame section : coffrage

Column : poteau

Beam : poutre

File : fichier

Copy :copier

Move : déplacer

Save : enregistrer

Save as : enregistrer sous

Add : ajouter

Delete : supprimer

Story : étage

Height : hauteur

CHAPITRE IV : MODELISATION DE LA STRUCTURE

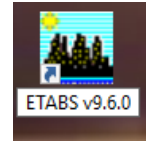
VI.5. Etapes à suivre pour la modélisation :

I-Première étape :

La première étape consiste à spécifier la géométrie de la structure à modéliser.

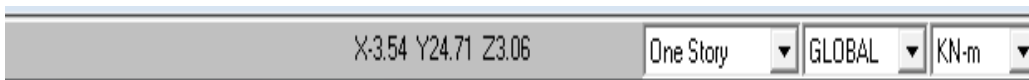
1- Manuel d'utilisation de L'ETABS :

Pour choisir l'application ETABS on clique sur l'icône d'ETABS :



2- Choix des unités :

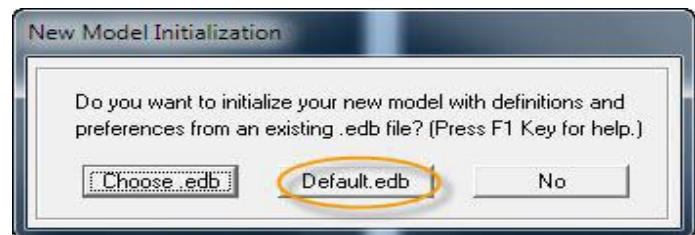
On doit choisir un système d'unités pour la saisie de données dans ETABS. Au bas de l'écran, on sélectionne **KN-m** comme unités de base pour les forces et déplacements :



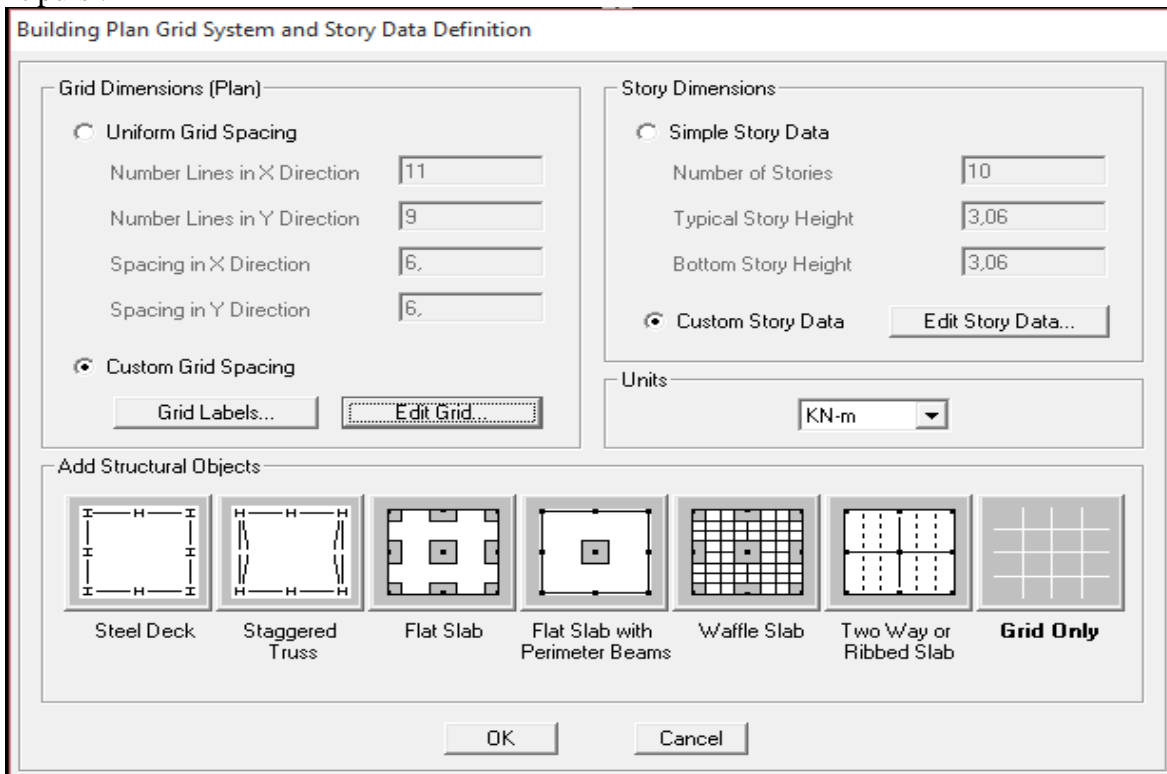
3-Géométrie de base :

Dans le menu déroulant en haut de l'écran on sélectionne **File** puis **New model**, cette option permet d'introduire :

- Le nombre de portiques suivant x-x.
- Le nombre de portique suivant y-y.
- Le nombre des étages.



Et puis :



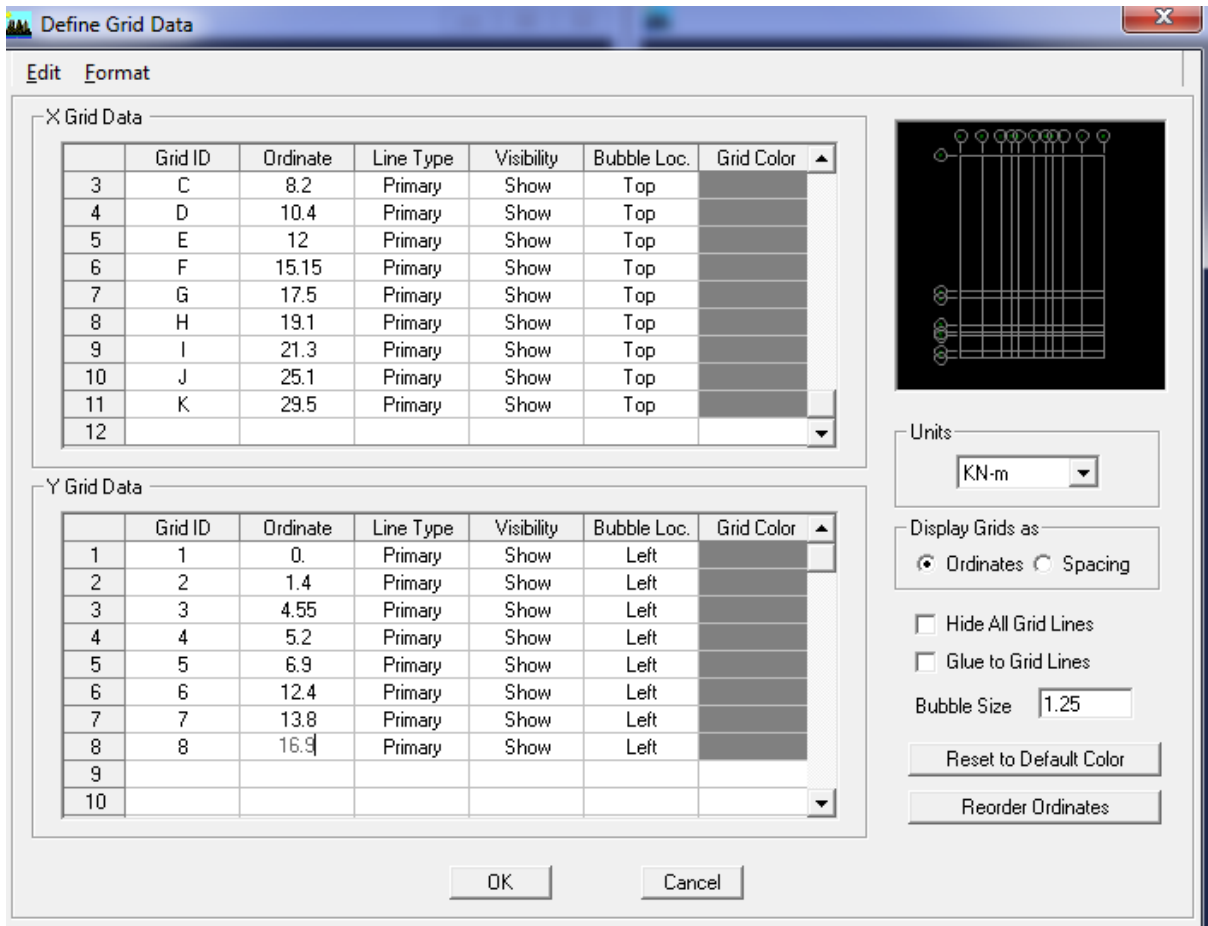
CHAPITRE IV : MODELISATION DE LA STRUCTURE

Après validation on aura deux fenêtres représentant la structure, l'une en 3D et l'autre a 2D suivant l'un des plans : **X-Y, X-Z, Y-Z**.

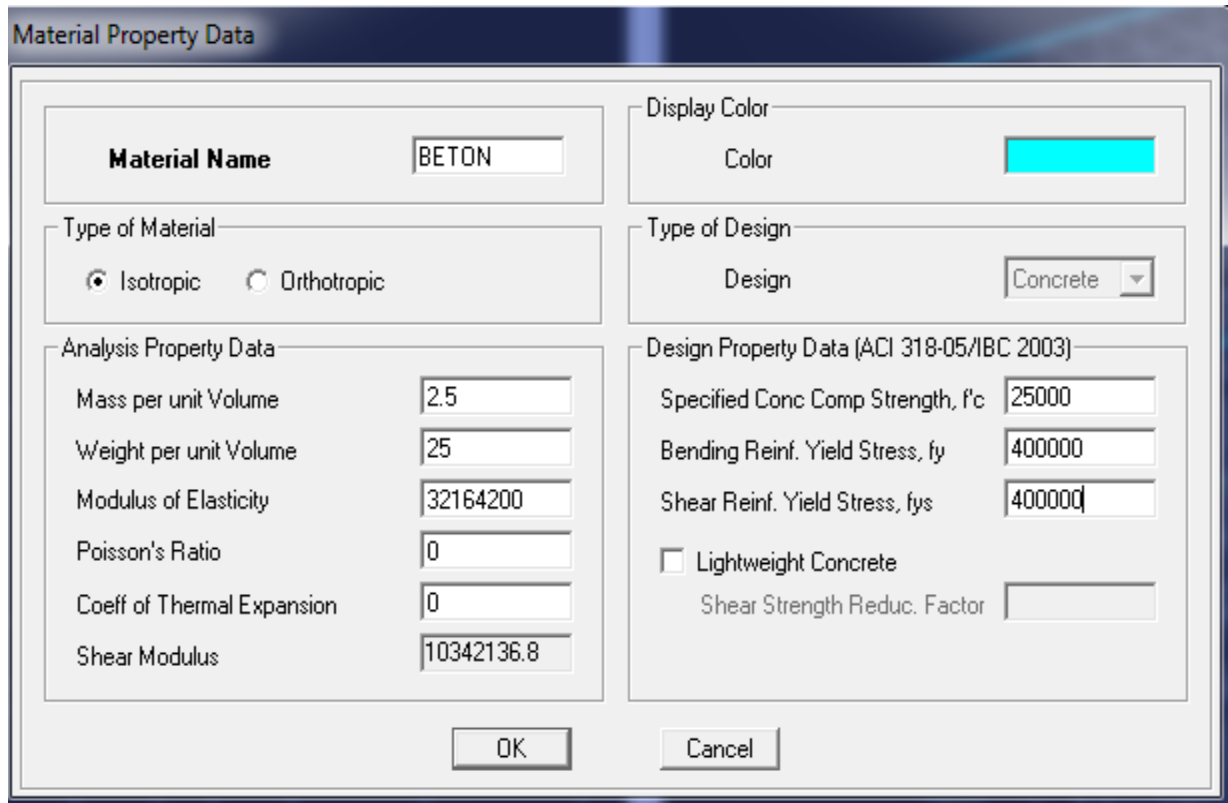
4-Modification de la géométrie de base :

Nous allons procéder à la modification des longueurs de trames et des hauteurs d'étage.

-On clique sur **Edit Gride** et introduire les distance cumulées puis on clique sur **ok**



CHAPITRE IV : MODELISATION DE LA STRUCTURE



The dialog box 'Material Property Data' is used to define the material properties for the structure. It is divided into several sections:

- Material Name:** A text field containing 'BETON'.
- Display Color:** A color selection field showing a cyan color.
- Type of Material:** Radio buttons for 'Isotropic' (selected) and 'Orthotropic'.
- Type of Design:** A dropdown menu for 'Design' set to 'Concrete'.
- Analysis Property Data:** A list of input fields for material properties:
 - Mass per unit Volume: 2.5
 - Weight per unit Volume: 25
 - Modulus of Elasticity: 32164200
 - Poisson's Ratio: 0
 - Coeff of Thermal Expansion: 0
 - Shear Modulus: 10342136.8
- Design Property Data (ACI 318-05/IBC 2003):** A list of input fields for design parameters:
 - Specified Conc Comp Strength, f'c: 25000
 - Bending Reinf. Yield Stress, fy: 400000
 - Shear Reinf. Yield Stress, fys: 400000
 - Lightweight Concrete
 - Shear Strength Reduc. Factor: (empty field)

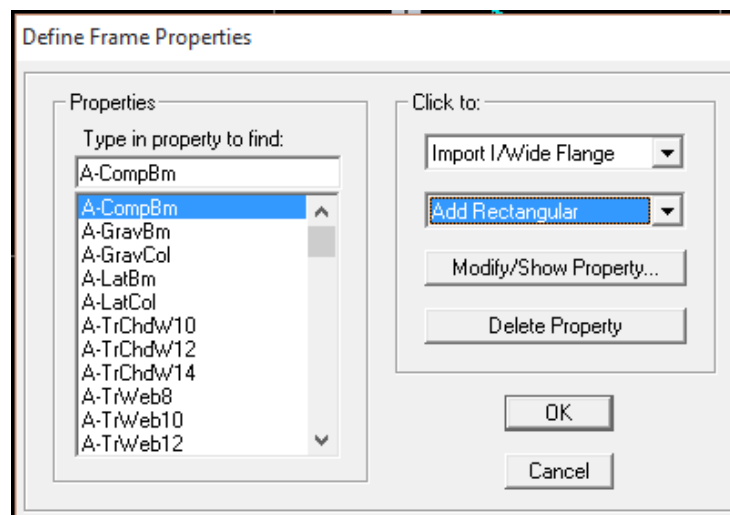
Buttons for 'OK' and 'Cancel' are located at the bottom.

III-Troisième étape :

La troisième étape consiste à l'affection des **propriétés géométriques** des éléments (poutre, poteaux, dalle, voile...)

- Nous commençons d'abord par affecter les sections des poutres principales(**PP**) , poutre secondaire (**PS**) et poutre de chaînage (**PCH**) ceci de la manière suivante :

Nous choisissons le menu **Define** puis **Frame sections**. On clique sur la liste d'ajout de sections et on sélectionne **Ad Rectangulaire** pour ajouter une section rectangulaire (les sections en béton armé du bâtiment à modéliser sont rectangulaires).

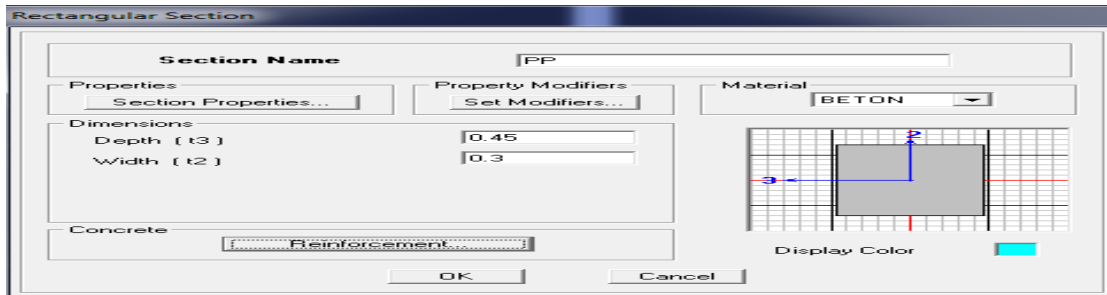


The 'Define Frame Properties' dialog box is used to select a frame section. It contains:

- Properties:** A list of section types with 'A-CompBm' selected. The list includes: A-CompBm, A-GravBm, A-GravCol, A-LatBm, A-LatCol, A-TrChdw10, A-TrChdw12, A-TrChdw14, A-TrWeb8, A-TrWeb10, and A-TrWeb12.
- Click to:** A dropdown menu set to 'Add Rectangular'. Other options include 'Import I/Wide Flange', 'Modify/Show Property...', and 'Delete Property'.

Buttons for 'OK' and 'Cancel' are at the bottom.

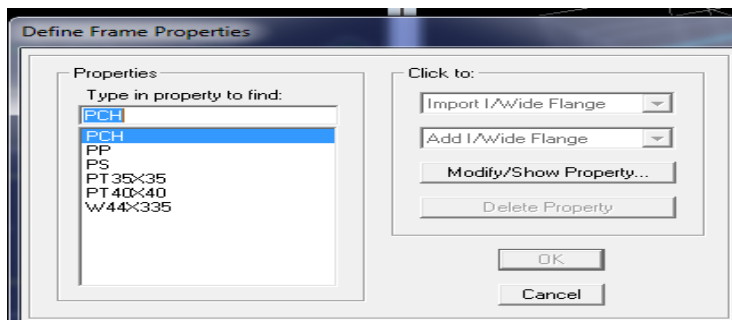
CHAPITRE IV : MODELISATION DE LA STRUCTURE



Le bouton **Reinforcement** conduit à une fenêtre qui permet de spécifier les propriétés des barres d'armatures.

Si on clique sur le bouton **Section propriétés** on peut voir l'aire, les moments d'inerties et d'autres propriétés calculés par ETABS.


- Nous procéderons de la même manière pour les autres éléments.
(PT35X35) ;(PT30X30) ; (PS40X30).



Affectation des sections aux éléments des portiques

Pour affecter les sections précédentes aux différents éléments

Sélectionner les éléments de même section en cliquant dessus avec la souris ou en utilisant

l'outil de sélection rapide dans la barre d'outil flottante  qui permet de sélectionner plusieurs éléments à la fois en traçant une droite avec la souris. Dans la barre d'outils nous cliquons sur





ou **Assign - Frame - Sections**

On aura une boîte de dialogue qui est celle de **Define Frame Sections** et dans la liste titrée par **Frame section - Name** : on choisit la section appropriée aux éléments sélectionnés et on valide avec **OK**. On refait le même travail jusqu'à dimensionner tous les éléments de l'ossature. Cliquer sur



ensuite sur une ligne de grille et un nouveau élément sera tracé entre deux croisements de lignes successifs horizontalement ou verticalement ça dépend de la ligne visée (une seule clique suffira pour le tracer).

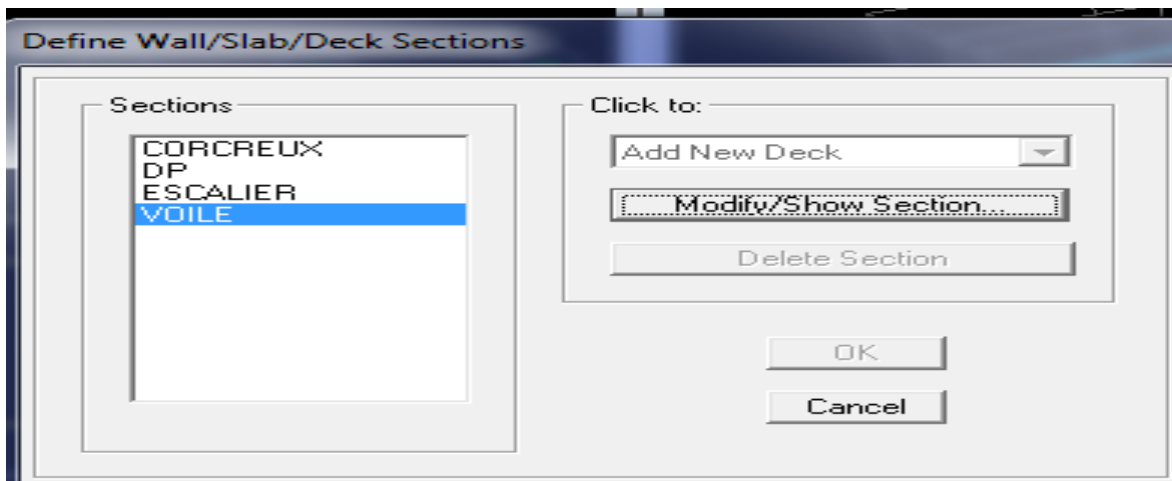
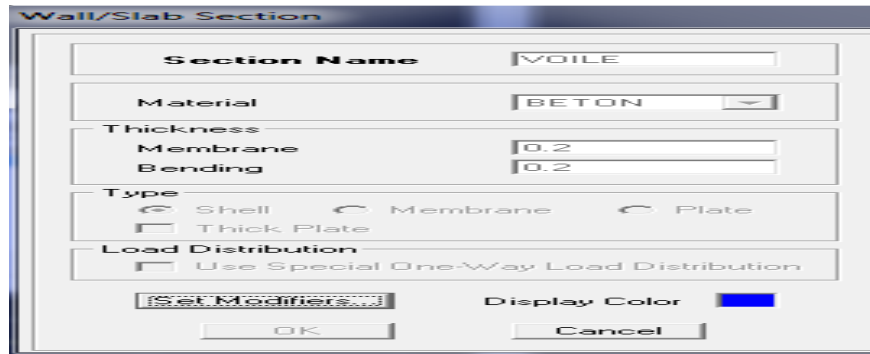
Pour tracer librement l'élément on choisit  et on clique sur le point de départ.


NB : pour se déplacer d'un niveau à un autre ou d'un portique à un autre on utilise les flèches qui se trouvent dans la barre d'outils  

- Après avoir fini de modéliser les éléments barres (poutres, poteaux), nous allons passer aux éléments plaques (voile).

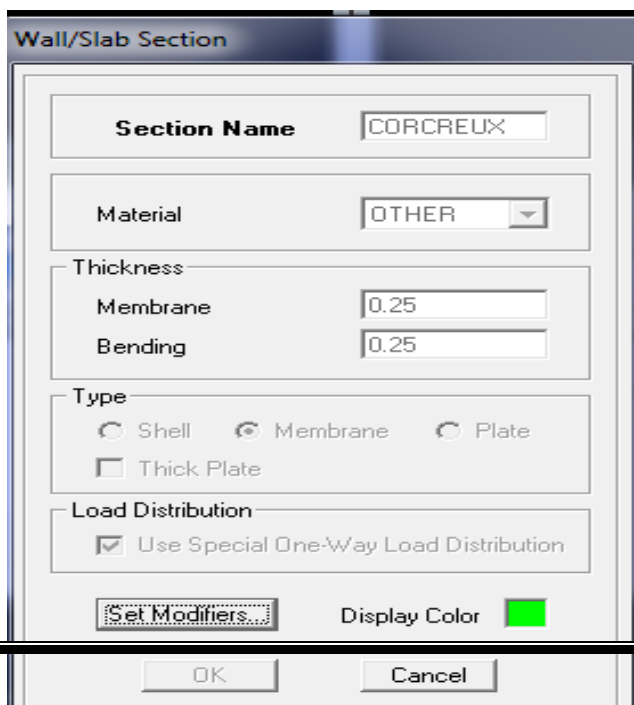
CHAPITRE IV : MODELISATION DE LA STRUCTURE

- On choisit le menu **Define et wall/slab**, on clique sur **Add new wall** et on spécifie le nom et l'épaisseur.



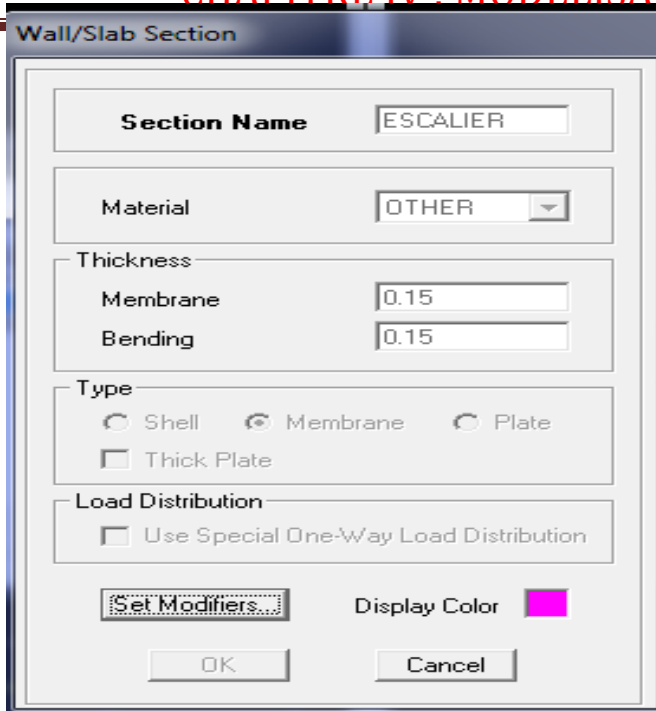
Cliquer sur  et cliquer entre les lignes de la grille et le voile aura Comme limite deux lignes successives Verticales et deux horizontales dans la Fenêtre de travail

- Pour tracer le voile librement on choisit .



➤ De la même façon on définit corps creux et les escaliers

CHAPITRE IV : MODELISATION DE LA STRUCTURE



IV- Quatrième étape :

Avant de charger la structure il faut d'abord définir les charges appliquées à la structure modélisée.

1-Charges statiques (G et Q) :

La structure est soumise a des charges permanentes (G), et a des surcharges d'exploitation Q, pour les définir on clique sur : → **Define** → **Static Load Cases**

❖ Charges permanentes :

Load Name (Nom de la charge): **G**

Type : **DEAD** (permanente)

Self weight multiplié (Coefficient interne poids propre) : **1**

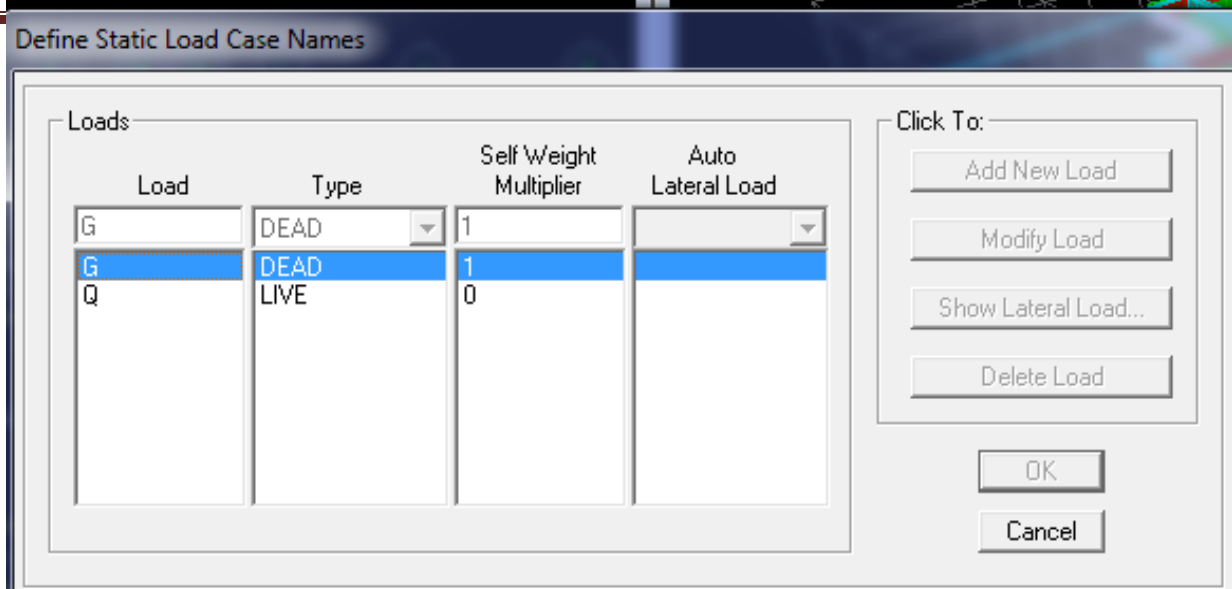
❖ Surcharges d'exploitation :

Load Name (Nom de la charge) : **Q**

Type : **LIVE** (exploitation)

Self weight multiplié (Coefficient interne poids propre) : **0**

CHAPITRE IV : MODELISATION DE LA STRUCTURE



2-Charge dynamique (E):

Pour le calcul dynamique de la structure on introduira un spectre de réponse conçu par le CGS. Ce spectre est une courbe de réponse maximal d'accélération (S_a/g) pour un système à un degré de liberté soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de périodes propres T .

- Données à introduire dans le logiciel :

- Zone : IIa (Zone à sismicité moyenne, voir Annexe 1 du RPA 2003)
- Groupe d'usage : 2 (bâtiments courants, voir chapitre 3.2 du RPA 2003)
- Coefficient de comportement : Mixte Portiques-Voiles avec interaction $R=5$
- Site : S3
- Facteur de qualité $Q=1+\sum p_q$

Dans notre cas on le prend égale : $Q=1,15$

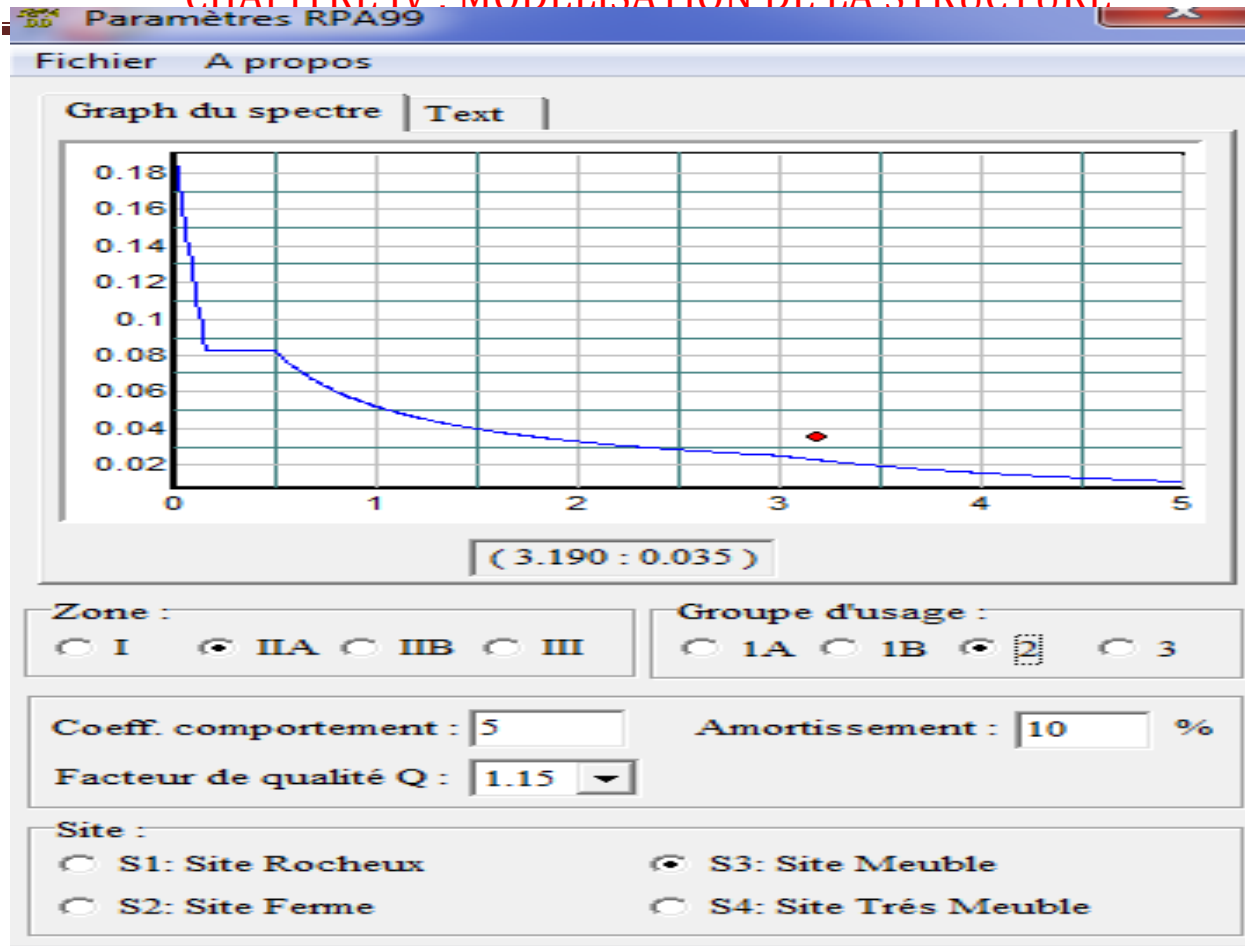
- Amortissement : 10%



-On ouvre le logiciel en cliquant sur l'icône.

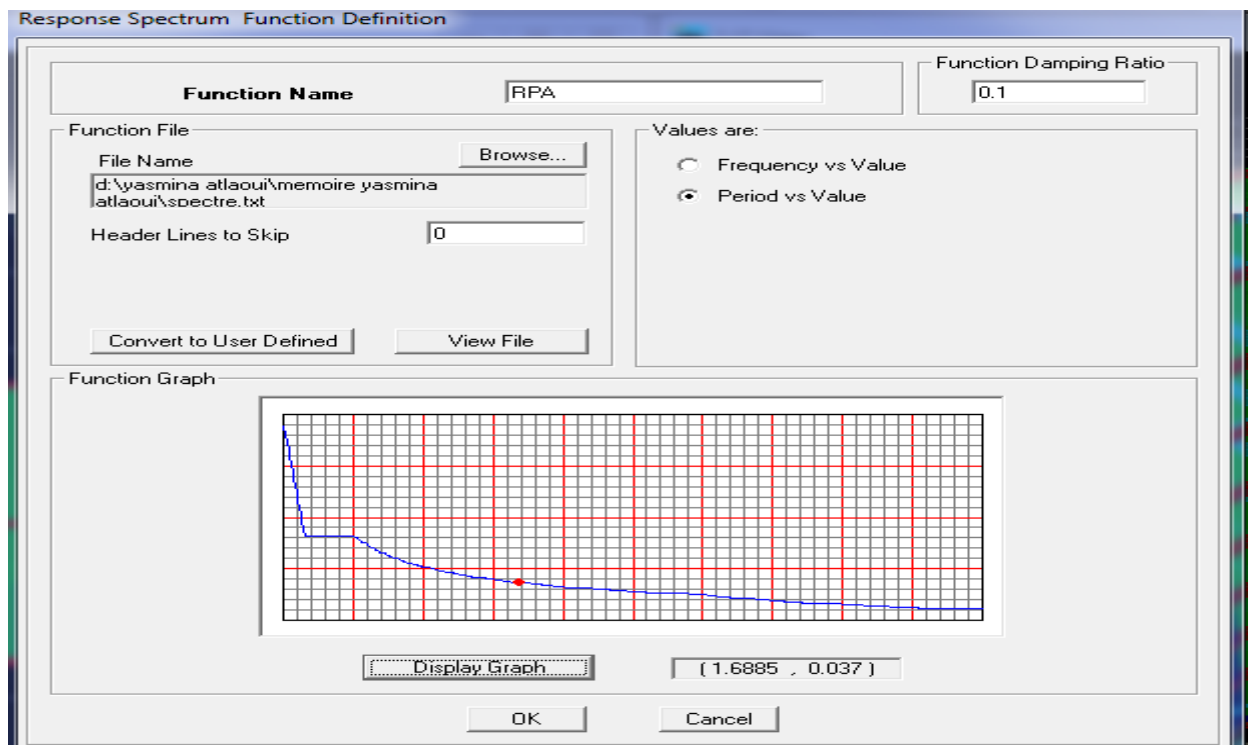
Après avoir introduit les données dans leurs cases respectives, on clique sur l'onglet **Text**.

CHAPITRE IV : MODELISATION DE LA STRUCTURE



Pour injecter le spectre dans le logiciel ETABS on clique sur :

Define Response → **Spectrum Functions** → **Spectrum from fil.**



CHAPITRE IV : MODELISATION DE LA STRUCTURE

Function Name (nom du spectre): **RPA**.

Le spectre étant introduit, nous allons passer à la prochaine étape qui consiste à la définition du chargement E (séisme), pour cela on clique sur :

Define → **Reponses spectrum cases** → **Add New Spectrum**

The dialog box 'Response Spectrum Case Data' for case 'EX' contains the following settings:

- Spectrum Case Name:** EX
- Structural and Function Damping:** Damping: 0.05
- Modal Combination:** CQC (selected), SRSS, ABS, GMC. f1, f2: empty
- Directional Combination:** SRSS (selected), ABS, Orthogonal SF, Modified SRSS (Chinese)
- Input Response Spectra:**

Direction	Function	Scale Factor
U1	RPA	9.81
U2		
UZ		

Excitation angle: 0.
- Eccentricity:** Ecc. Ratio (All Diaph.): 0.05, Override Diaph. Eccen.: Override...

The dialog box 'Response Spectrum Case Data' for case 'EY' contains the following settings:

- Spectrum Case Name:** EY
- Structural and Function Damping:** Damping: 0.05
- Modal Combination:** CQC (selected), SRSS, ABS, GMC. f1, f2: empty
- Directional Combination:** SRSS (selected), ABS, Orthogonal SF, Modified SRSS (Chinese)
- Input Response Spectra:**

Direction	Function	Scale Factor
U1		
U2	RPA	9.81
UZ		

Excitation angle: 0.
- Eccentricity:** Ecc. Ratio (All Diaph.): 0.05, Override Diaph. Eccen.: Override...

v- Cinquième étape :

La sixième étape consiste à spécifier les combinaisons des charges

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et déformations sont :

- Combinaisons aux états limites :

ELU : 1.35G+1.5Q

ELS : G+Q

- Combinaisons accidentelles du RPA :

GQE : G+Q±E

08GE : 0.8G±E

Pour introduire les combinaisons dans le logiciel on clique sur :

Define → **load Combinations** → **Add New Combo**

The dialog box 'Load Combination Data' for case 'ELU' contains the following settings:

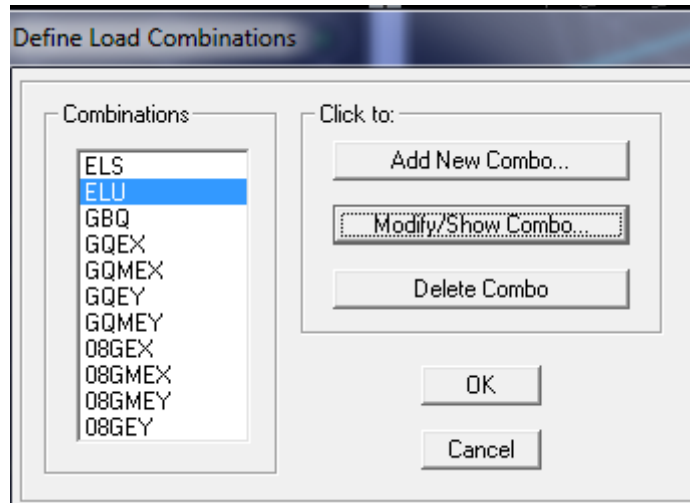
- Load Combination Name:** ELU
- Load Combination Type:** ADD
- Define Combination:**

Case Name	Scale Factor
G Static Load	1.35
G Static Load	1.35
Q Static Load	1.5

Buttons: Add, Modify, Delete.

CHAPITRE IV : MODELISATION DE LA STRUCTURE

On reprend les mêmes opérations pour introduire les autres combinaisons d'actions



VI-Sixième étape : Chargement de la structure

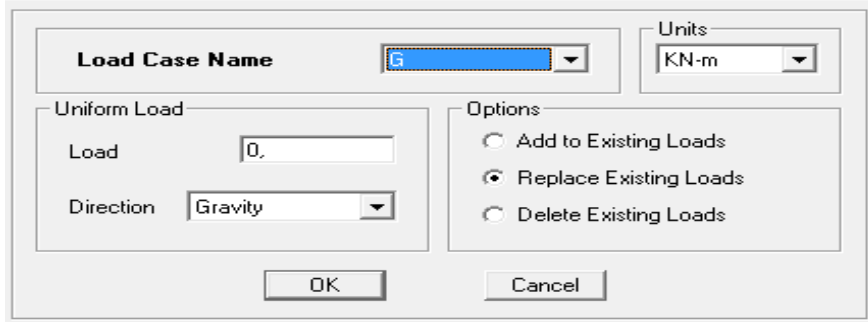
La sixième étape consiste à charger notre structure après créations des combinaisons de charge :

Pour charger la structure on suivre les étapes suivantes :

Assign → **Shell/Area loads** → **uniforme**

Puis introduire type de chargement et la charge.

Uniform Surface Loads



Les charges qu'on a introduites :

	G(kn/m ²)	Q(kn/m ²)
Plancher étage courant	6.26	1.50
Plancher terrasse	6.53	1
Les escaliers	8.335	2.5

CHAPITRE IV : MODELISATION DE LA STRUCTURE

La dalle de l'ascenseur	3.75	1
Plancher sous sol	6.26	2.50
L'acrotère	3.212	1

NB : le chargement de l'acrotère se fait par les étapes suivantes :

Assign → Frame/Line Loads → Distributed
 Puis introduire la charge dans la case **Load**

Frame Distributed Loads

Load Case Name G

Units: KN-m

Load Type and Direction

Forces Moments

Direction: Gravity

Options

Add to Existing Loads

Replace Existing Loads

Delete Existing Loads

Trapezoidal Loads

	1	2	3	4
Distance	0.	0,25	0,75	1.
Load	0.	0.	0.	0.

Relative Distance from End-I Absolute Distance from End-I

Uniform Load

Load 0.

OK Cancel

VII-Septième étape : Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes).

❖ **Diaphragme :**

Comme les planchers sont supposés infiniment rigides, on doit relier tous les nœuds d'un même plancher à leurs nœuds maîtres de telle sorte qu'ils puissent former un diaphragme, ceci a pour effet de réduire le nombre d'équations à résoudre par le logiciel.

On sélectionne les nœuds du premier plancher puis on clique sur :

Assign → Joint/point → Diaphragm **Add New Diaphragms.**

Assign Diaphragm

Diaphragms

D1

NONE

Click to:

Add New Diaphragm

Modify/Show Diaphragm

Delete Diaphragm

OK

Cancel

Disconnect from All Diaphragms

Diaphragm Data

Diaphragm D1

Rigidity

Rigid Semi Rigid

OK Cancel

CHAPITRE IV : MODELISATION DE LA STRUCTURE

On fait les même étapes pour les autre étage nous obtenons le chemin suivant pour chaque étage.

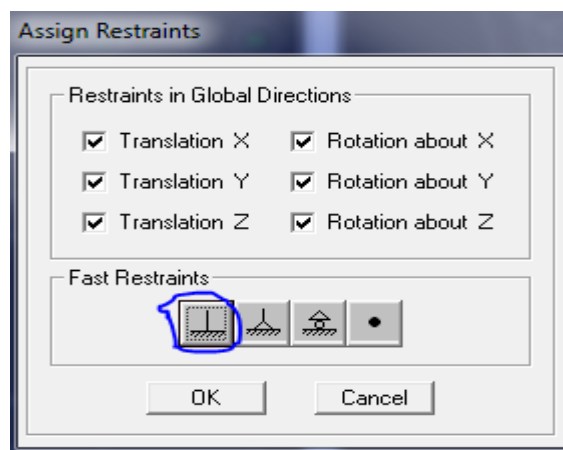


Après avoir introduit le nom du diaphragme dans la case Diaphragms on clique sur **OK** pour valider. On refait la même opération pour tous les autres planchers.

❖ Appuis :

Les poteaux sont supposés parfaitement encastré dans les fondations, pour modéliser cet encastrement on sélectionne les nœuds du RDC puis on clique sur :

Assign → **Joint/point** → **Restraints** 

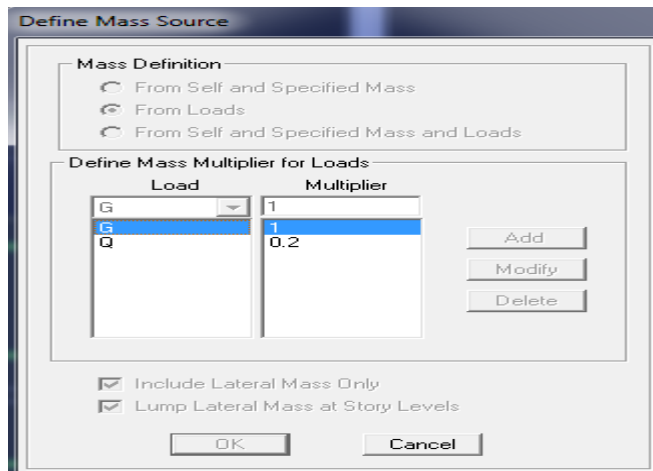


CHAPITRE IV : MODELISATION DE LA STRUCTURE

❖ Mass- Source :

Define → Mass source

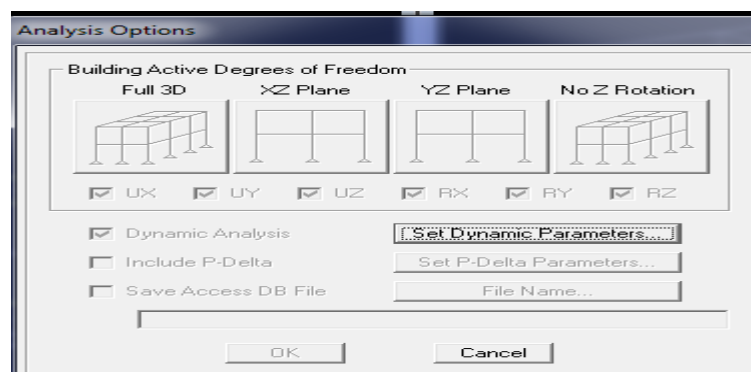
La masse des planchers est supposée concentrées en leurs centres de masse qui sont désignés par la notation de **Mass –Source**.



VIII-Huitième étape :

La huitième étape consiste à démarrer l'exécution du problème mais il ya lieu de spécifier le nombre de modes propre à prendre en considération

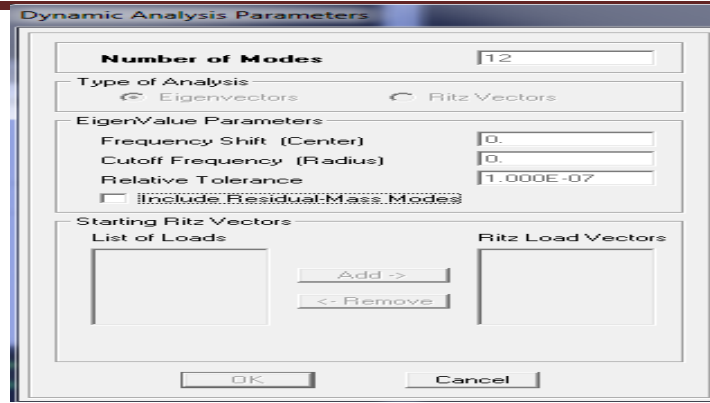
Analyze /Set analyz Options /Cocher Dynamic Analysis



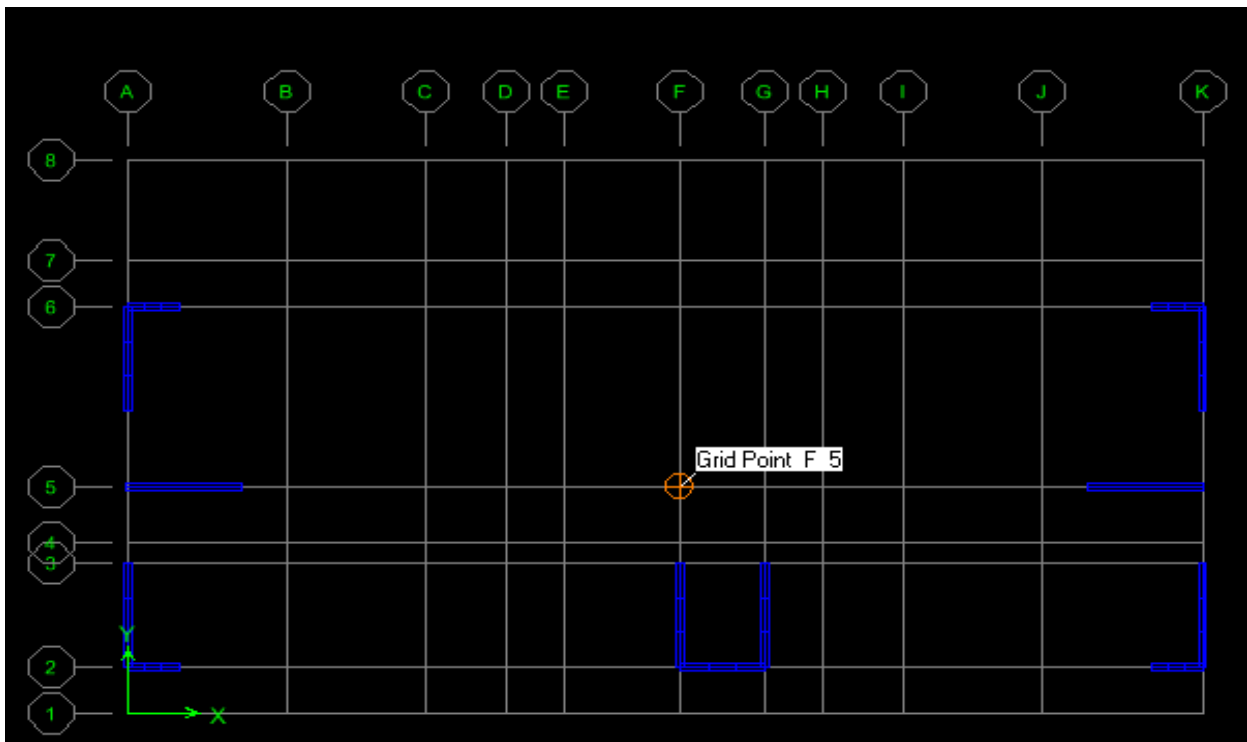
Cliquer sur **Set Dynamic Parameter**

On spécifie le nombre de modes à prendre en considération là où c' st écrit **Number of Modes** et on valide avec **OK**, valider une autre fois dans la fenêtre de Analysis option

CHAPITRE IV : MODELISATION DE LA STRUCTURE



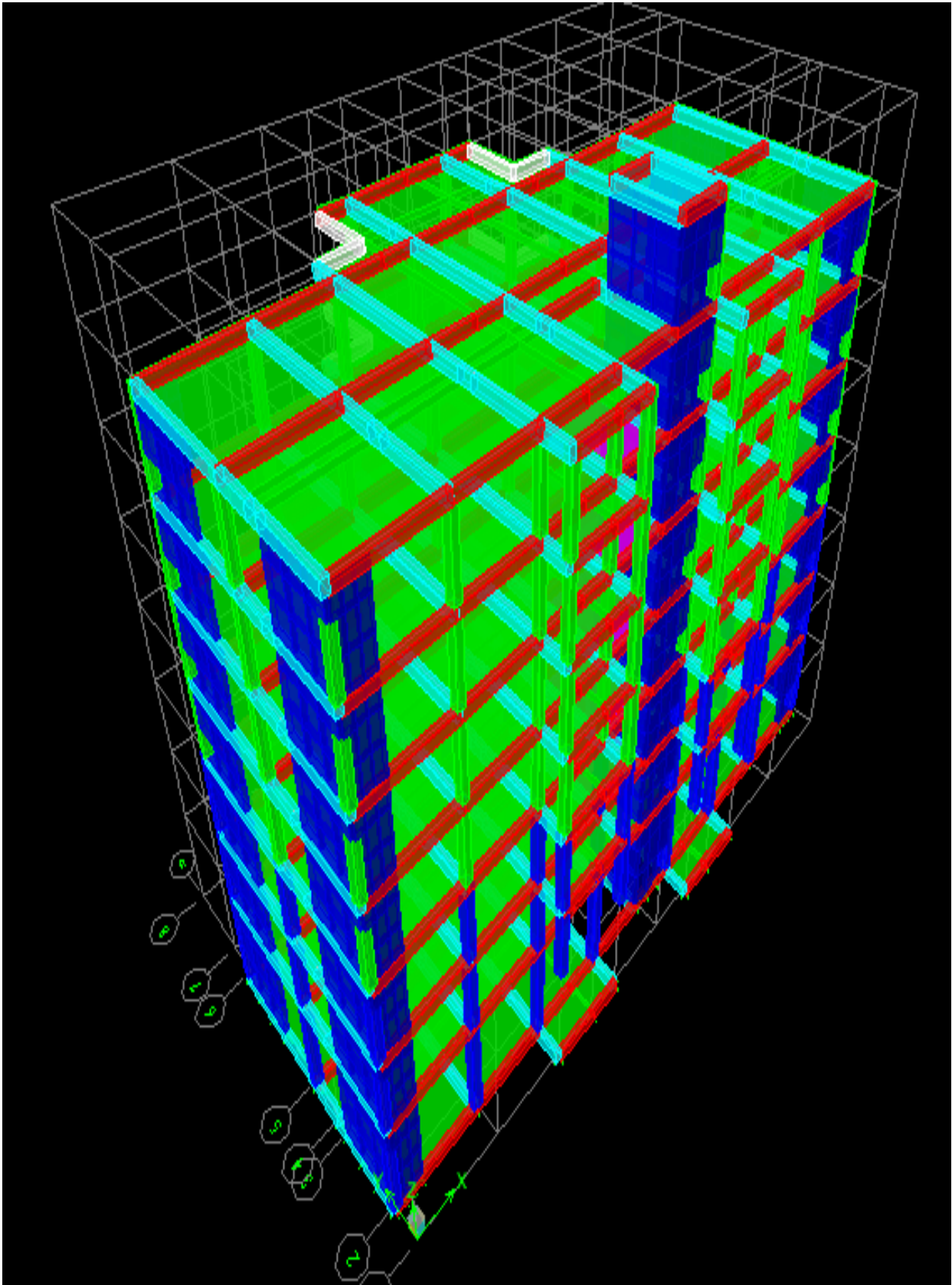
IX-Neuvième étape : Disposition des voiles



X-dixième étape : Analyse et visualisation des résultats :

Lancement de l'analyse :

Pour lancer l'analyse de la structure, on se positionne sur l'onglet **Analyze** et on sélectionne **Run Analysis** ou tout simplement sur la touche « F5 » du clavier. Et si le calcul se fait correctement sans erreurs, on passe directement à l'exploitation des résultats pour faire toutes les vérifications demandés par le RPA 99 version 2003. Et utilisé les résultats des efforts internes pour le ferrailage des éléments.



CHAPITRE IV : MODELISATION DE LA STRUCTURE

La structure après l'analyse

CHAPITRE V

Vérifications aux exigences du RPA99V2003



V.1.Introduction :

Le séisme peut être défini comme des mouvements transitoires et passagers qui provoquent une libération brutale d'énergies accumulées dans la région où il se manifeste. Ces mouvements s'effectuent généralement le long d'une faille préexistante affectant des roches de l'écorce terrestre et en fonction de leur intensité, peuvent provoquer des dommages importants et même la ruine des constructions, d'où la nécessité de protéger les vies humaines et leurs biens matériels en tenant compte de ce phénomène naturel dans la conception des constructions, le règlement parasismique algérien (**RPA99**) prévoit des mesures nécessaires à la conception et à la réalisation des constructions de manière à assurer un degré de protection acceptable.

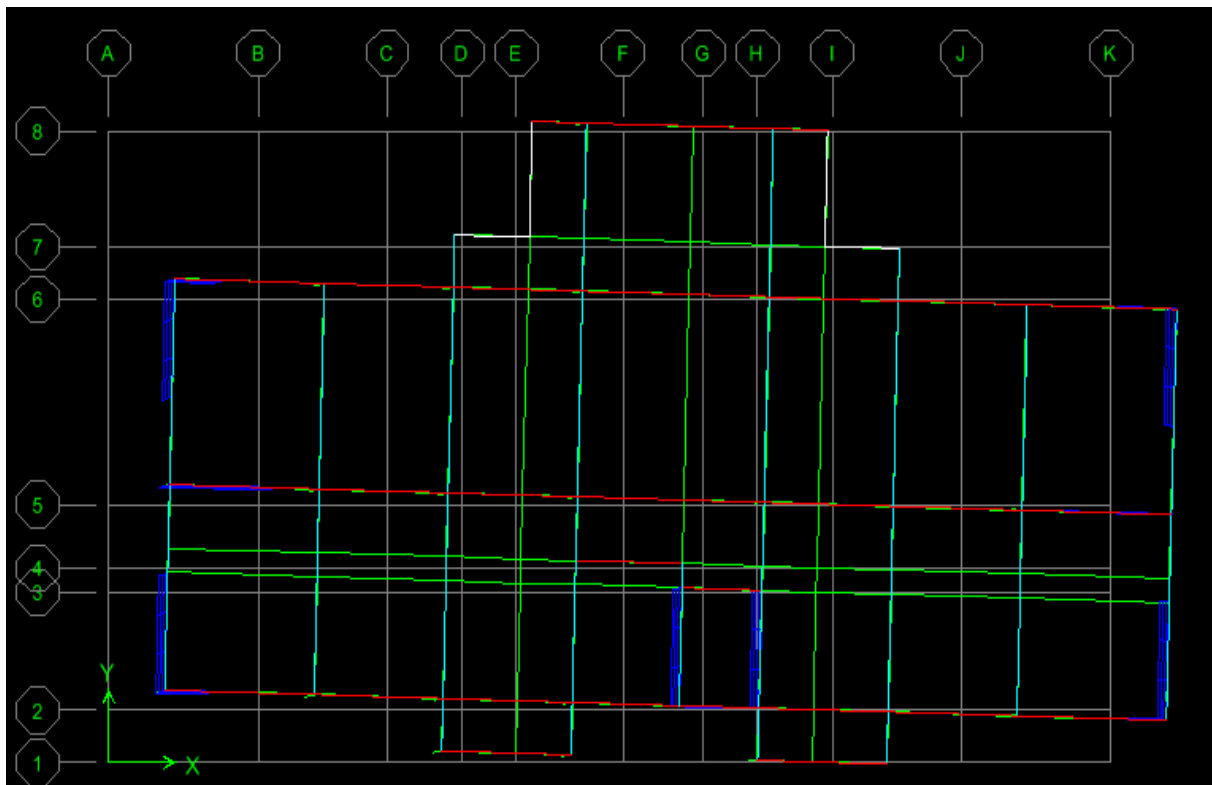
On doit vérifier les conditions suivantes :

- Le comportement de la structure.
- La période.
- Système de contreventement.
- Vérification spécifique pour les poteaux.
- Nombre de mode à considérer.
- Justification vis-à-vis des déformations.
- L'effet du 2^{ème} ordre (effet P- Δ).
- Le déplacement max.
- Vérification de l'effort tranchant à la base.

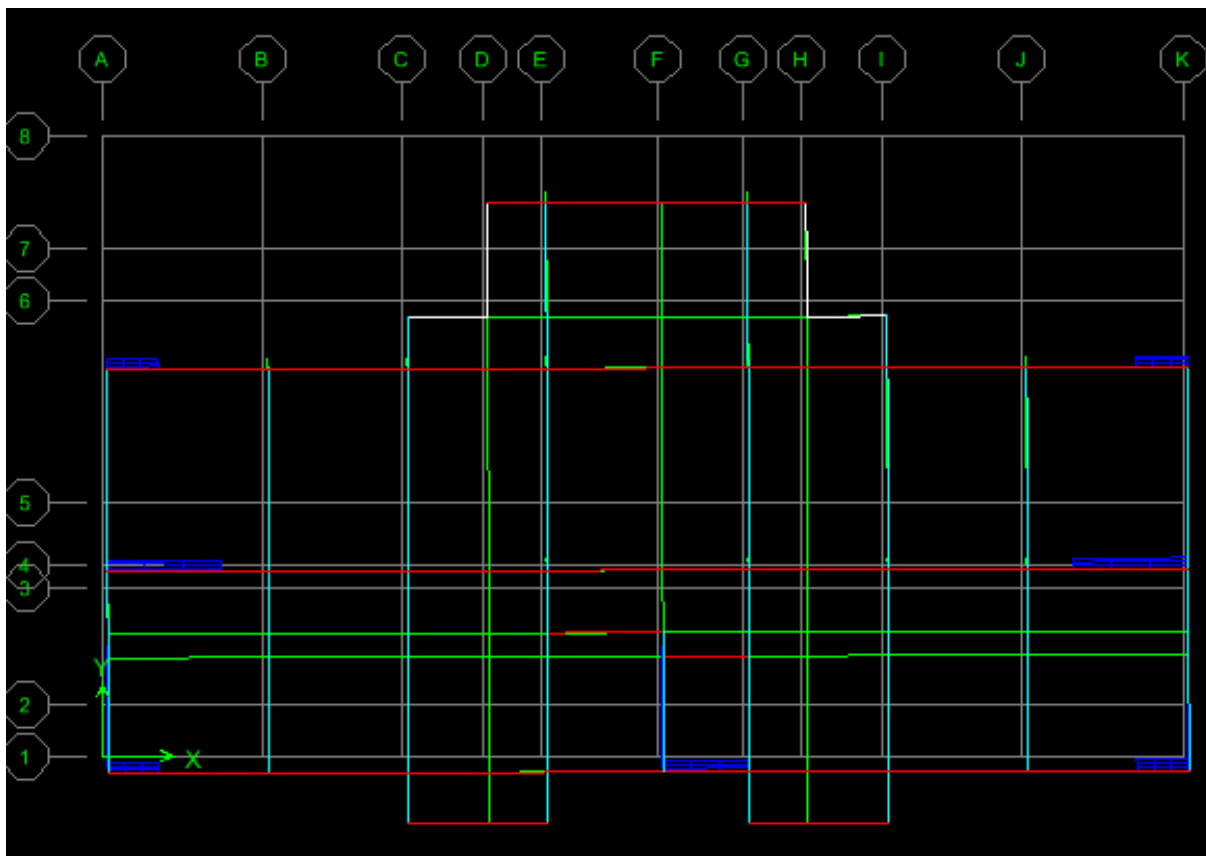
I-Le comportement de la structure :

Représentation des trois premiers modes de déformations

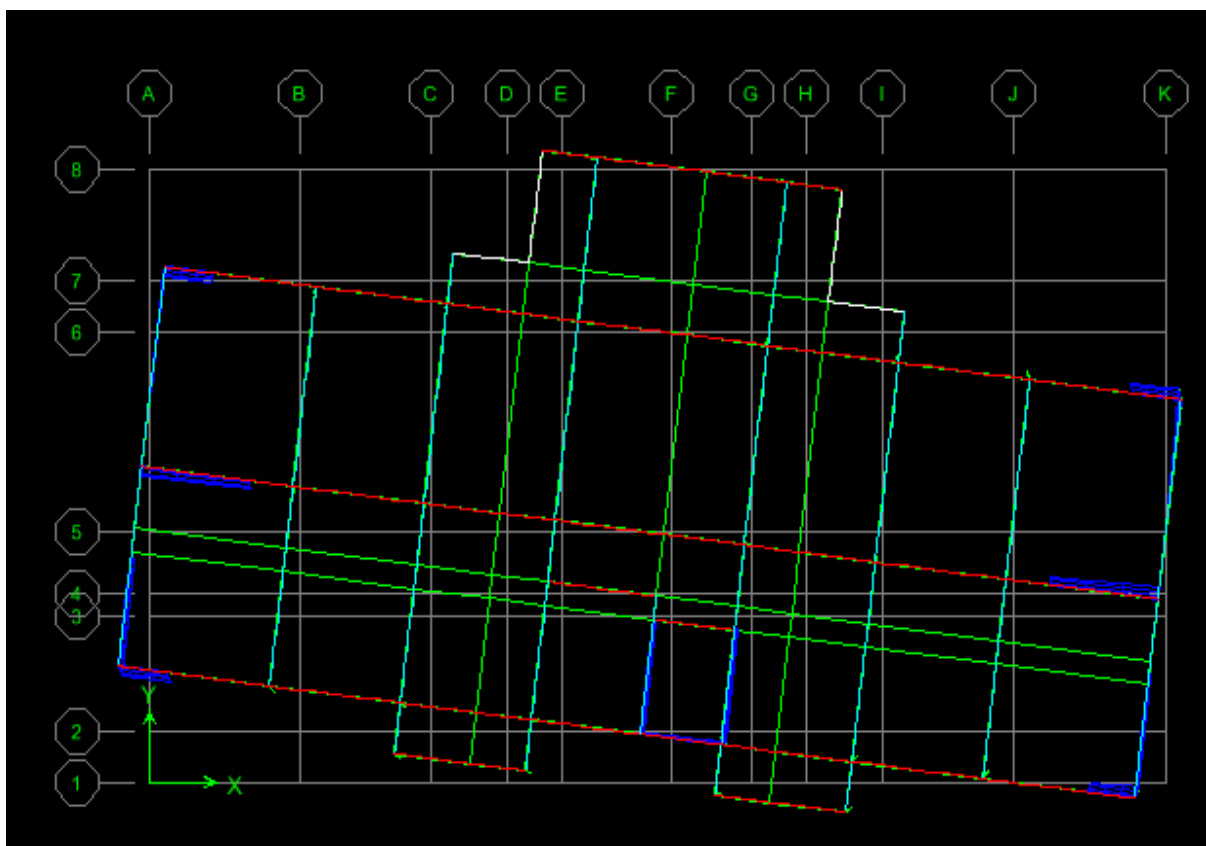
- **1^{er} mode : translation suivant X-X :**



- 2^{ème} mode : translation suivant Y-Y



- 3^{ème} mode : rotation :



Cette disposition nous permet d'éviter une torsion au premier mode (le premier mode est une translation dans le sens (X-X), le deuxième est aussi une translation dans le sens (Y-Y), et le troisième est une torsion autour de l'axe (z).

2- La période : (Art4.2.4 /RPA99 version 2003 page 45) :

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir des formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivant :

$$T = C_t h_N^{3/4} \quad (\text{Article 4-6 /RPA99, version 2003})$$

- h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

$$h_N = 25.5\text{m}$$

- C_t : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage. Il est donné par le tableau 4.6 (RPA 99)

Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en BA

$$C_t = 0.05$$

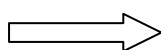
D'où : $T = 0,05 \cdot (25.5)^{3/4} = 0,58\text{sec}$

On doit vérifiée si : $T_{ETABS} < 1.3 T_{RPA} = 0.58 \times 1.3 = 0.75 \text{ s}$

1^{er} mode $T_1 = 0.58 \text{ s} < 0.75 \text{ s}$

2^{ème} mode $T_2 = 0.54 \text{ s} < 0.75 \text{ s}$

3^{ème} mode $T_3 = 0.39 \text{ s} < 0.75 \text{ s}$

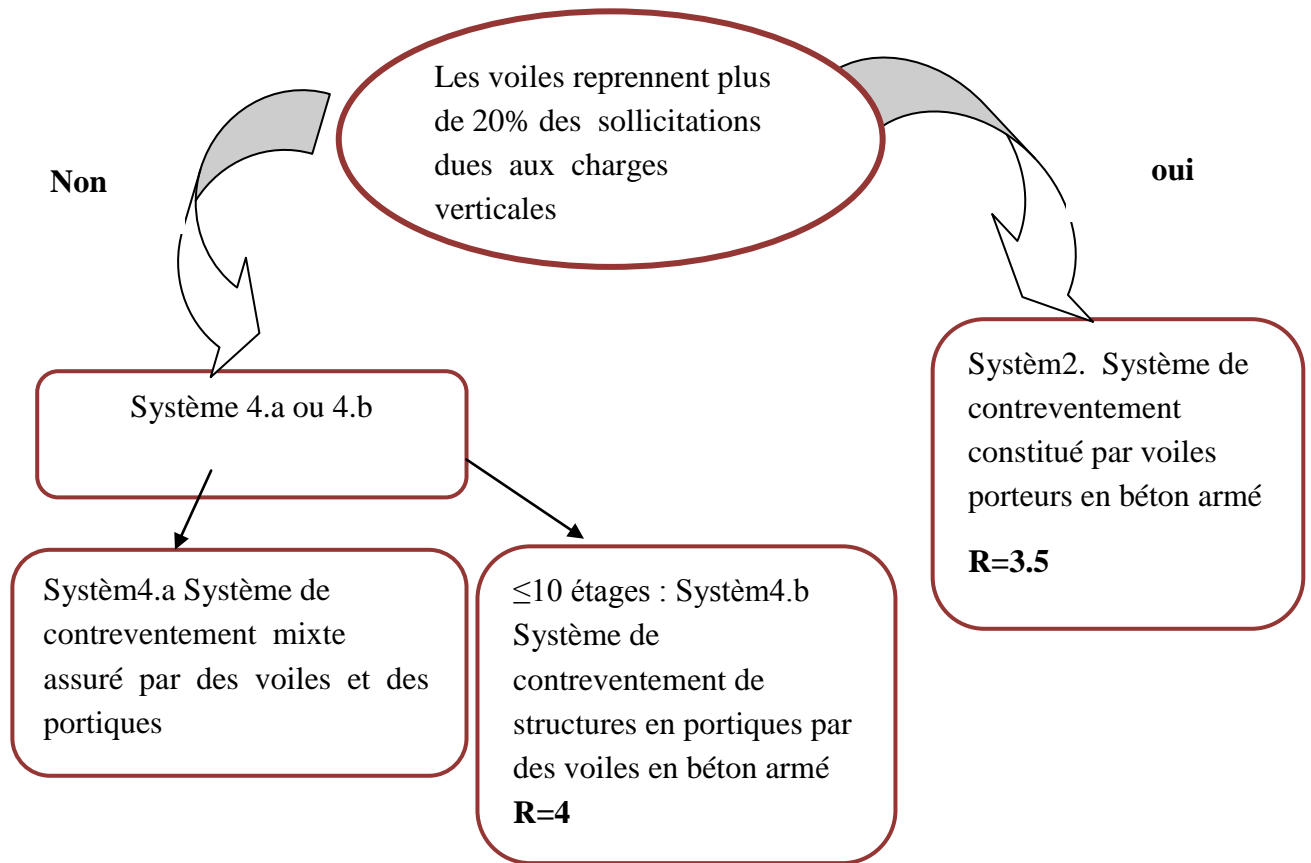


Condition Vérifiée

	Mode	Period
▶	1	0.581256
	2	0.545520
	3	0.389103
	4	0.153502
	5	0.125092
	6	0.092209
	7	0.075449
	8	0.072482
	9	0.072368
	10	0.072347
	11	0.072214
	12	0.070907

3- Système de contreventement : (Art 3.4/R.P.A 99version 2003)

La présente étude a pour but de déterminer les éléments de contreventement pour assurer une sécurité suffisante sous l'action des charges horizontales. La stabilité de la structure étudiée est assurée par des portiques, et un ensemble de voiles disposés dans les deux sens (longitudinal et transversal).



Conclusion : Dans notre cas on opte pour le système 2 ; Système de contreventement constitué par voiles porteurs en béton armé **R=3.5**.

➤ **Justification du système de contreventement :**

Les charges verticales revenant aux portiques et aux voiles sont tirées du logiciel suivant ces étapes

View → **Set 3d View**

Et à l'aide de l'option **Draw Section Cat. (Combinaison ELS)**.

On obtiendra la totalité portique +voile

Section Cut Stresses & Forces

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y
Start Point	-1,1156	0
End Point	30,4521	0

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	14,6683	1,0171	0,	0

Include Floors Beams Braces Columns Walls Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	0,	0,	0,	-0,565	2,2443	-30922,555
Moment	0,	0,	0,	-191142,16	3600,891	5,0333

Close Refresh

On tire celles des voiles : décoché **beams** et **columns** (représentes les portiques) :

Section Cut Stresses & Forces

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y
Start Point	-1,1156	0
End Point	30,4521	0

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	14,6683	1,0171	0,	0

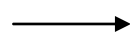
Include Floors Beams Braces Columns Walls Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	0,	0,	0,	-5,1255	-11,1765	-10517,935
Moment	0,	0,	0,	-50965,46	6231,1408	12,4419

Close Refresh

$$Z_{\text{totale}} = 30922.555\text{KN} \longrightarrow 100\%$$



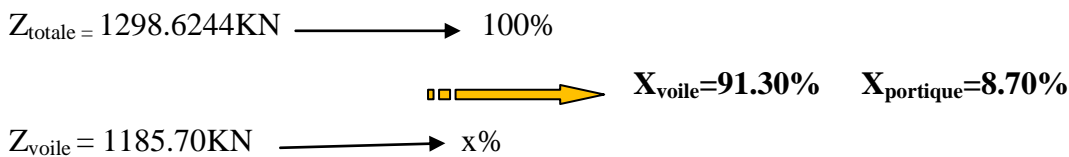
$$X_{\text{voile}} = 34.01\% \quad X_{\text{portique}} = 65.99\%$$

$$Z_{\text{voile}} = 10517.935\text{KN} \longrightarrow x\%$$

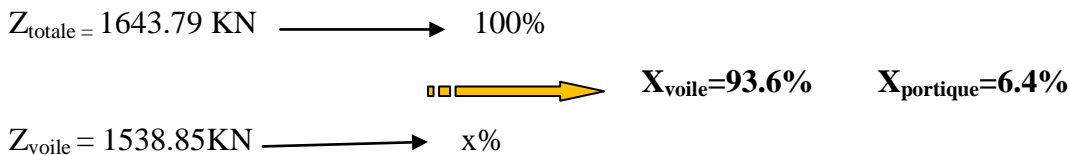
➤ Pour les charges horizontales :

De plus, Les efforts sismiques revenants aux portiques et aux voiles sont tirés du logiciel à l'aide de l'option « Section Cut ». (Combinaison E spectre)

Suivant Ex :



Suivant Ey :



Conclusion :

Les voiles reprennent plus de 20 % des sollicitations dues aux charges verticales et la quasi-totalité des sollicitations dues aux charges horizontales, donc d'après le **RPA99/2003** le système de contreventement est constitué par des voiles porteurs en béton armé.

Donc on doit changer le spectre avec changement de la valeur de coefficient de comportement on prend **R= 3.5**.

4. Vérification de l'effort tranchant à la base :

❖ Vérification spécifique pour les poteaux : (Art 7.4.3.1/R.P.A 99 version 2003).

Outre les vérifications prescrites par C.B.A et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compressions de calcul est limité par la condition suivante :

$$V = \frac{Nd}{\beta_c \times f_{c28}} \leq 0.3$$

Nd : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

β_c : est l'aire (section brute) de cette dernière.

f_{c28} : est la résistance caractéristique du béton.

- Pour les poteaux de (40x40) cm. : $Nd=74.59 \text{ kN}$ Condition vérifiée
 $V = \frac{74.59 \times 10^3}{400 \times 400 \times 25} = 0.02 < 0.3$
- Pour les poteaux de (35x35) cm. : $Nd=33.9 \text{ kN}$ Condition vérifiée
 $V = \frac{33.9 \times 10^3}{350 \times 350 \times 25} = 0.011 < 0.3$

5- Nombre de mode à considérer :

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que : La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure. 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.

SumRX	SumRY	SumRZ
0.5592	96.1988	1.8343
98.5407	96.8067	1.8540
98.6199	98.8992	73.2568
98.6224	99.7127	73.4546
99.7395	99.7179	73.4632
99.7406	99.7346	91.3653
99.7406	99.7346	91.3653
99.7406	99.7346	91.3653
99.7407	99.7407	91.3672
99.7408	99.7604	91.3728
99.7417	99.7610	91.3729
99.7417	99.7640	91.3737

La somme des masses modales dépasse **90%** de la masse totale du bâtiment et nombre de mode à considéré = **7 modes** > à 3 mode , d'où **la condition du RPA est vérifiée.**

6-Justification vis-à-vis des déformations. RPA 99/V 2003(Art 4.4.3 P44).

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, tel que :

$$\Delta K = \delta_K - \delta_{K-1} \leq 1\% \times h .$$

Avec :

- * $\delta_K = R \times \delta_{eK}$, $R = 3.5$
- * h : hauteur d'étage
- * δ_K : déplacement latérale au niveau K
- * δ_{K-1} : déplacement latérale au niveau K-1.

Les déplacements maximaux sont tirés du logiciel ETABS en suivant le chemin ci- dessous : **show table** → **displacements** → **displacements data** → **Diaphragm CM Displacement** .

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

	A	B	C	D	E	F	G	H	I
1	Story	UX	UY	R	SKX	SKY	dx	dy	1%h
2	STORY7-1	0.0133	0.0134	3.5	0.04655	0.0469	0.0035	0.00665	0.0306
3	STORY7	0.0123	0.0115	3.5	0.04305	0.04025	0.00665	0.00665	0.0306
4	STORY6	0.0104	0.0096	3.5	0.0364	0.0336	0.007	0.00665	0.0306
5	STORY5	0.0084	0.0077	3.5	0.0294	0.02695	0.007	0.007	0.0306
6	STORY4	0.0064	0.0057	3.5	0.0224	0.01995	0.00735	0.0063	0.0306
7	STORY3	0.0043	0.0039	3.5	0.01505	0.01365	0.0063	0.00595	0.0306
8	STORY2	0.0025	0.0022	3.5	0.00875	0.0077	0.00525	0.00455	0.0306
9	STORY1	0.001	0.0009	3.5	0.0035	0.00315	0.0035	0.00315	0.0408

Conclusion : Les déplacements relatifs de tous les niveaux et dans les deux sens sont inférieurs au déplacement admissible.

7- L'effet du 2ème ordre (effet P-Δ) :

Les effets du 2° ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_K}{V_k \times h_k} \leq 0.1$$

Avec :

* P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au dessus du niveau K ;

$$P_k = \sum_{i=K}^n (G_i + \beta W_{Qi})$$

* V_K : effort tranchant d'étage au niveau K

* Δ_K : déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau K-1

* h_K : hauteur de l'étage K

Poids de la structure est tirés du logiciel ETABS sous la combinaison $Q\beta Q$ en suivant le chemin ci- dessous : **Display** → **show tables** → **Building OutPut** → **Story Shears** → **ok**

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

H	I	J	K	L	M	N	O	P
dx	dy	P	VX	VY	H	tx	ty	
0.0035	0.00665	234.08	31.17	35.46	3.06	0.00858962	0.01434583	0.1
0.00665	0.00665	4590.46	581.54	711.74	3.06	0.01715445	0.01401635	0.1
0.007	0.00665	8584.46	987.75	1211.33	3.06	0.0198812	0.01540106	0.1
0.007	0.007	12578.47	1294.65	1580.59	3.06	0.02222553	0.01820477	0.1
0.00735	0.0063	16572.48	1543.16	1867.41	3.06	0.02579541	0.01827119	0.1
0.0063	0.00595	20652.54	1755.14	2097.16	3.06	0.02422595	0.01914862	0.1
0.00525	0.00455	24546.89	1894.6	2251.46	3.06	0.02222884	0.01621146	0.1
0.0035	0.00315	28370.95	1959.51	2321.44	4.08	0.01242036	0.00943554	0.1

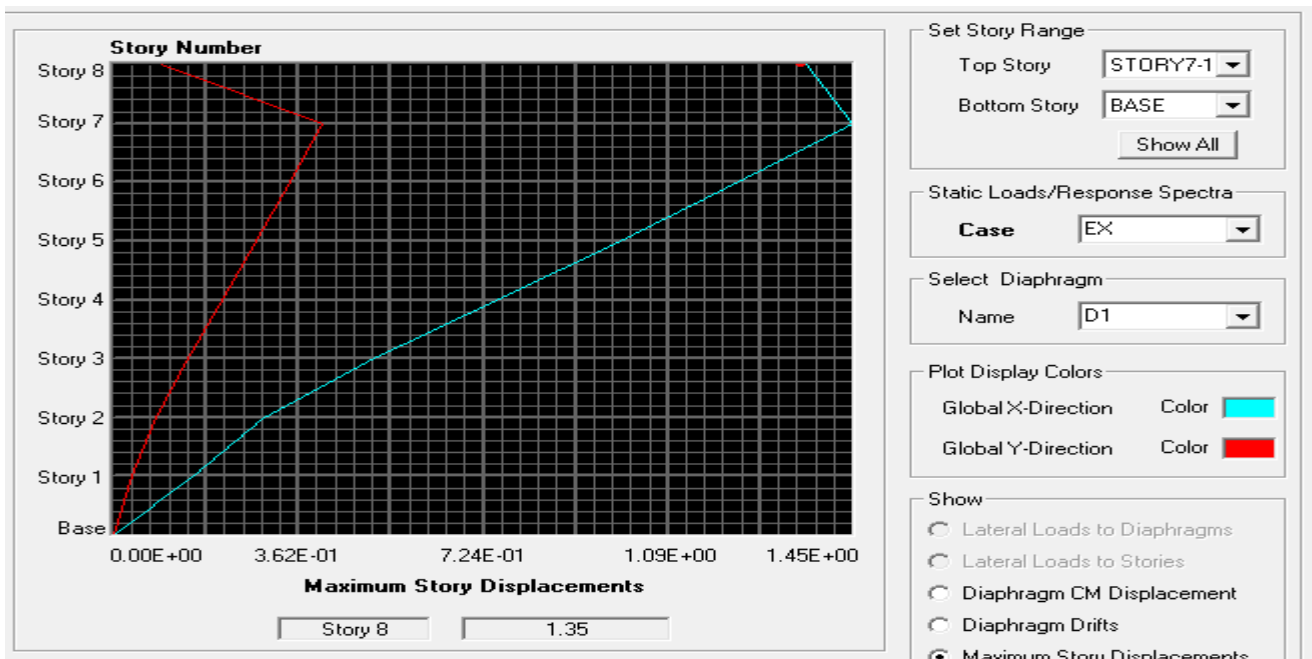
Condition est vérifiée, d'où Les effets du second ordre peuvent être négligés.

8-Le déplacement max :

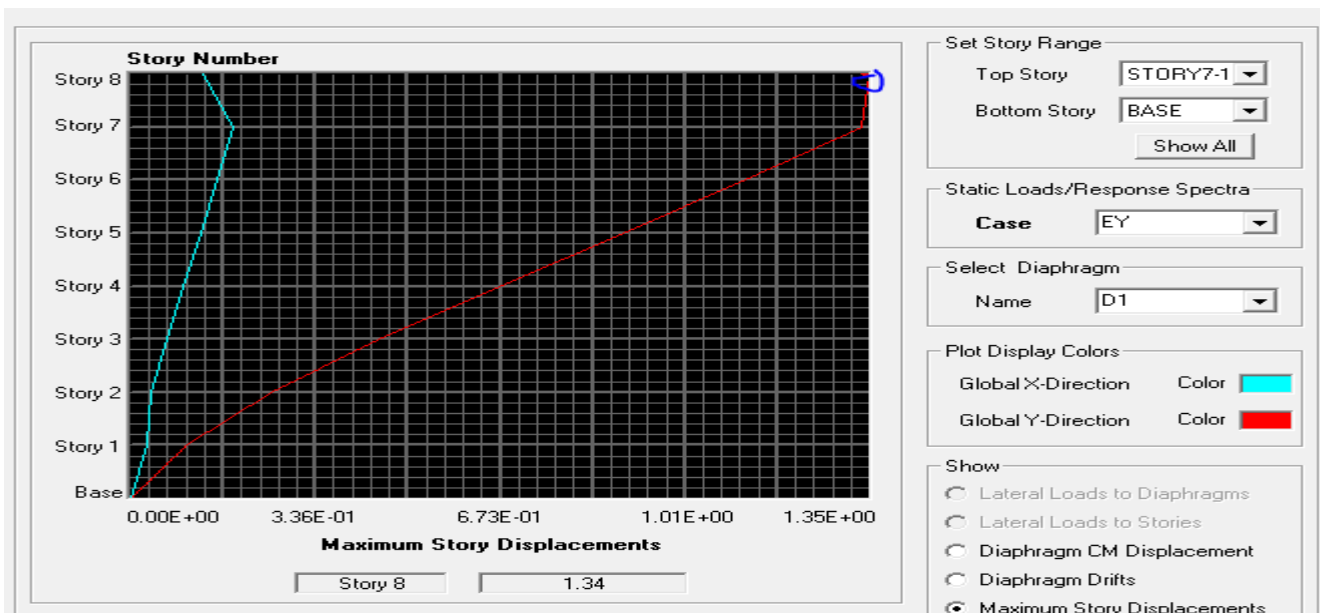
$$\delta_{max} \leq \frac{ht}{500} = \frac{25.5}{500} = 0.051m = 5.10cm$$

Le déplacement max de la structure est tirés du logiciel ETABS sous la combinaison **E** spectra en suivant le chemin ci- dessous : **Display** → **show story Response Plots** .

- **Déplacement max suivant X :**



- **Déplacement max suivant Y :**



9-Vérification de l'effort tranchant à la base :

La résultante des forces sismiques à la base V_{ETABS} obtenue par combinaison des valeurs modales, ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismique déterminée par la méthode statique équivalente V_{RPA}

V_{ETABS} : effort tranchant à la base obtenue par l'ETABS.

V_{RPA} : effort tranchant à la base obtenue par la méthode statique équivalente.

• **Calcul de l'effort tranchant avec la méthode statique équivalente :**

$$V_{RPA} = \frac{ADQ}{R} W$$

A = 0,15 (coefficient d'accélération de zone : zone IIa, groupe 2).

R = 3.5 (valeur du coefficient de comportement : structure constitué par voiles porteurs).

W = 44787.86 KN (poids total de la structure).

D : facteur d'amplification dynamique.

Q : facteur de qualité.

➤ **Calcul de facteur de qualité Q :** Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- La régularité en plan et en élévation.
- La redondance en plan et les conditions minimales sur les fils de contreventement.
- La qualité du contrôle de la construction.

- La valeur de Q est déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum_{q=1}^6 Pq$

P_q: pénalité à retenir selon le critère de qualité q "est observé ou non"

Dans notre cas : Q=1.15

➤ **Calcul de facteur d'amplification dynamique moyen D:** fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$\begin{cases} 2,5\eta & \text{si } 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & \text{si } T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & \text{si } T \geq 3,0s \end{cases}$$

T₂ période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le tableau 4.7 (RPA)

Site S3 donc **T₂=0.5**

η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \zeta}} \geq 0,7$$

Où ξ (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

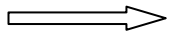
Tableau: Valeurs de ξ (%) (RPA Art 4-2)

	Portiques		Voiles ou murs
Remplissage	Béton armé	Acier	Béton armé/maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

Donc pour notre cas on prend $\xi = 10\%$.

$$D'où : \eta = \sqrt{\frac{7}{2+10}} = 0,76.$$

$$0.5s < T_{RPA} = 0.57s < 3s$$



$$D_L = 2,5 \cdot \eta \cdot \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} = 2.5 \times 0.76 \times \left(\frac{0.5}{0.57}\right)^{2/3} = 1.74$$

Application numérique :

$$V_{RPA} = \frac{0.15 \times 1.74 \times 1.15 \times 28370.95}{3.5}$$

$$V_{RPA} = 2433.01 \text{ KN}$$

$$0.8V_{RPA} = 1946.41 \text{ KN}$$

➤ L'effort tranchant à la base obtenu par ETABS :

Pour obtenir l'effort tranchant par ETABS on suit les étapes suivantes :

Display → Show tables → Model Information → Building Modal Information → Response Spectrum Base Reaction et choisir la combinaison E

Spec	Mode	Dir	F1	F2	F3	M1	M2	M3
EX	10	U1	23.93	2.12	0.00	-6.314	66.049	-160.11
EX	11	U1	0.74	-0.94	0.00	2.434	1.982	-20.22
EX	12	U1	4.11	0.21	0.00	-0.722	10.742	-30.97
EX	All	All	2204.70	137.23	0.00	2198.825	36456.660	15682.1
EY	1	U2	162.17	12.40	0.00	-210.853	2765.585	-1009.7
EY	2	U2	-174.58	2218.91	0.00	-38059.403	-2997.959	34085.2
EY	3	U2	9.28	1.71	0.00	-31.003	159.386	-3.20
EY	4	U2	32.82	2.00	0.00	-6.004	107.365	-209.5
EY	5	U2	-43.28	645.19	0.00	-2367.542	-161.670	9805.5
EY	6	U2	2.72	0.61	0.00	-2.446	9.395	4.488
EY	7	U2	0.00	0.00	0.00	0.000	0.000	0.000
EY	8	U2	0.00	0.00	0.00	0.000	0.001	-0.00
EY	9	U2	0.64	0.05	0.00	-0.165	1.732	-4.24
EY	10	U2	2.12	0.19	0.00	-0.559	5.847	-14.17
EY	11	U2	-0.94	1.21	0.00	-3.111	-2.533	25.84
EY	12	U2	0.21	0.01	0.00	-0.037	0.545	-1.57
EY	All	All	137.23	2321.44	0.00	38292.880	2202.696	34800.5

○ Global FX : dans le sens xx :

$$V_{etabs} = 2204.70 \text{ kN}$$

○ Global Fy : dans le sens yy :

$$V_{etabs} = 2321.44 \text{ kN}$$

- Vérification :

-Sens xx : $V_{etabs} = 2204.70 \text{ KN} > 80\% V_{RPA} = 1946.41 \text{ KN}$

Condition vérifiée.

-Sens yy : $V_{etabs} = 2321.44 \text{ KN} > 80\% V_{RPA} = 1946.41 \text{ KN}$

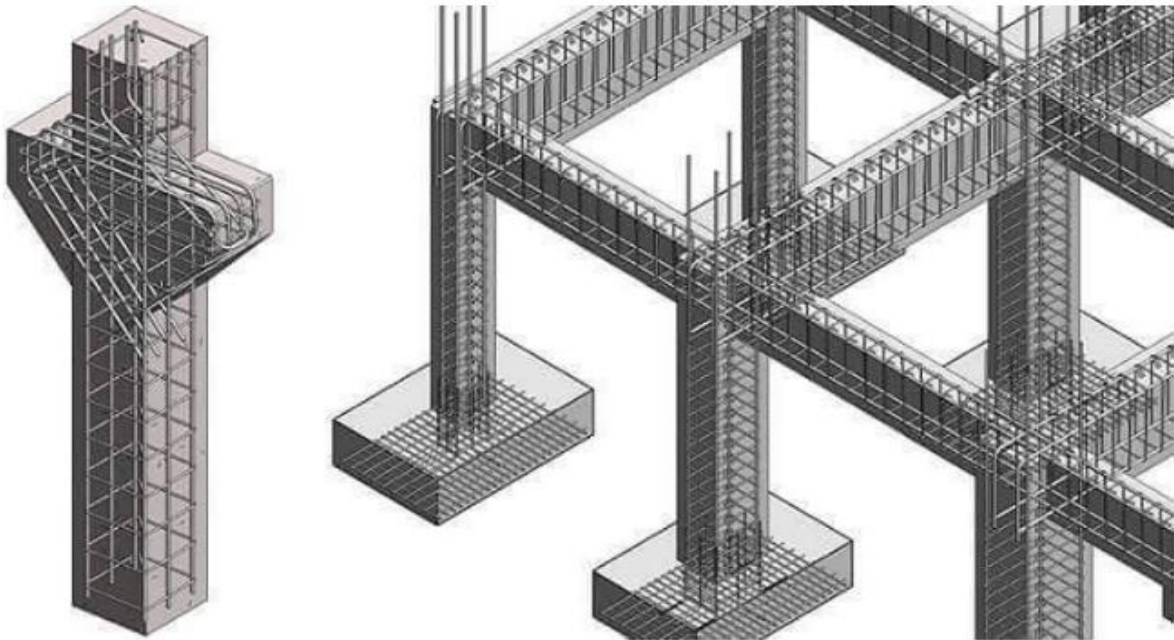
Condition vérifiée.

Conclusion :

La résultante des forces sismiques à la base **V_{etabs}** obtenue par combinaison des valeurs modales est inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V_{RPA} .

Chapitre VI

Ferraillage des éléments structuraux



CHAPITRE VI : FERRAILLAGE DE LA STRUCTURE

Introduction :

Ces chapitres qui sont avenir sont l'objectif principal de toute notre étude et dans lequel nous allons déterminer les sections d'armatures nécessaires dans chaque élément sous la sollicitation la plus défavorable issue du chapitre précédent. 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. Les poutres sont des éléments non exposée aux intempéries et sollicitées par des moments de flexion et des efforts tranchants, Donc le calcul se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables en considérant la fissuration comme étant peu nuisible.

VI.1) Ferrailage des poutres :

Les poutres sont ferrillées en flexion simple à L'ELU et vérifiées à L'ELS, les sollicitations maximales sont déterminées par les combinaisons suivantes :

- a- $1,35G + 1,5Q$: à L'ELU.
 $G + Q$: à L'ELS.
- b- $G + Q + E$: RPA99 révisé 2003.
 $0,8G \pm E$: RPA99 révisé 2003.

VI.2) Recommandations du RPA99 :

VI.2.1) Armatures longitudinales:

- Le pourcentage minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre 0,5% en toute section.
 - Poutre principales : $A_{\min} = 0,005 \times 45 \times 30 = 6,75 \text{ cm}^2$.
 - Poutre secondaire : $A_{\min} = 0,005 \times 30 \times 40 = 6 \text{ cm}^2$.

Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% en zone courante.
- 6% en zone de recouvrement.
- Poutres principales : $A_{\max} = 0,04 \times 40 \times 30 = 54 \text{ cm}^2$ (en zone courante).
 $A_{\max} = 0,06 \times 40 \times 30 = 81 \text{ cm}^2$ (en zone de recouvrement).
- Poutres secondaires : $A_{\max} = 0,04 \times 40 \times 30 = 48 \text{ cm}^2$. (en zone courante).
 $A_{\max} = 0,06 \times 40 \times 30 = 72 \text{ cm}^2$. (en zone de recouvrement).

Nous devons avoir un espacement maximum de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœud.

- La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ en zone Π_a .
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieure dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90° .

CHAPITRE VI : FERRAILLAGE DE LA STRUCTURE

VI.2.2) Armatures transversales:

• Les quantités minimale des armatures transversales est de :
 $A_t = 0,003 S_t b$

• L'espace maximum entre les armatures transversales est de :
 $S_t = \min \left(\frac{h}{4}, 12\Phi \right)$ en zone nodale.

$S_t \leq \frac{h}{2}$ en zone de recouvrement.

Avec :

Φ : Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures transversales

- Les premières armatures transversales doivent être disposée à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

VI.2.3) Etapes de calcul des armatures longitudinales :

Dans le cas d'une flexion simple, on a les étapes de calcul suivantes :

Soit:

- A_s : section inférieure tendue ou' la moins comprimée selon le cas.
 - A'_s : section supérieure la plus comprimée.
- Un moment de flexion M_u supporté par la section.

On calcul le moment réduit : $\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}}$

Situation courante :

$$f_{bc} = \frac{0,85f_{c28}}{\gamma_b \times \theta}, \gamma_b = 1,5 \rightarrow f_{bc} = 14,2 \text{MPa.}$$

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

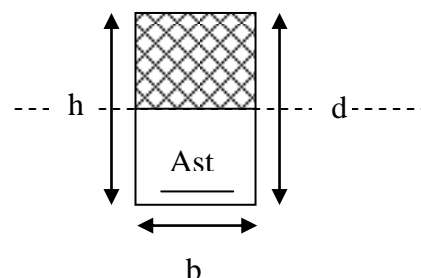
Situation accidentelle :

$$f_{bc} = \frac{0,85f_{c28}}{\gamma_b \times \theta}, \gamma_b = 1,15 \rightarrow f_{bc} = 21,74 \text{MPa.}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}, \gamma_s = 1 \rightarrow \sigma_{st} = 400 \text{MPa.}$$

- Si $\mu_b \leq \mu_\ell = 0,392$ la section est simplement armée (**SSA**) c-à-d la section ne comprendra que les aciers tendus alors :

$$A_s = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s}$$



CHAPITRE VI : FERRAILLAGE DE LA STRUCTURE

- Si $\mu_b \geq \mu_\ell = 0,392$ la section est doublement armée (SDA) c à d la section ne comprendra des aciers tendus ainsi que des aciers comprimés

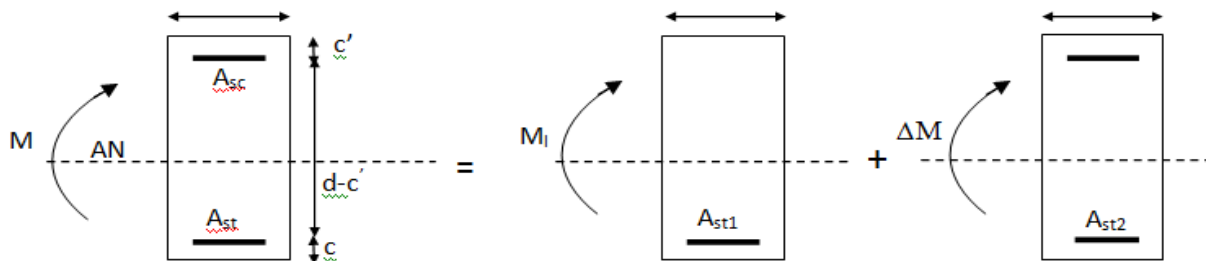
On calcul: $M_r = \mu_r b d^2 f_{bc}$
 $\Delta M = M_u - M_r$

Avec:

M_r : moment ultime pour une section simplement armée.

M_u : moment maximum à l'ELU dans les poutres.

- Armatures tendues : $A_s = \frac{M_r}{\beta_r d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(-c' \sigma_s)}$
- Armatures comprimées : $A'_s = \frac{\Delta M}{(-c' \sigma_s)}$



Remarque: une part du moment de flexion équilibrée par les armatures comprimées doit être inférieure à 40% du moment total c à d $\Delta M < 0,4 M_u$ (Art BAEL B66)

Ferraillages des poutres principales :

Le calcul se fait par les combinaisons suivantes : ELU et accidentelle (RPA) le ferrailage se fera suivant le moment max pour chaque zone.

Le calcul des sections d'armatures est donné par les tableaux récapitulatifs suivants :

Avec: **b=30, h=45, d= 43.**

➤ **Exemple de calcul :**

On se propose de calculer la section d'armatures de la poutre principale en travée pour

La zone I :

$$\mu_b = \frac{M_u}{b d^2 f_{bc}} \quad \Rightarrow \quad \mu_b = \frac{124.73 \times 10^6}{300 \times 430^2 \times 14.2} = 0.158 < 0.392$$

→ Section Simplement Armée (SSA)

$$\rightarrow \quad \mu = 0.158 \quad \beta = 0.914$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{124.73 \times 10^6}{0.914 \times 430 \times 348} = 7.93 \text{ cm}^2 \quad 120$$

CHAPITRE VI : FERRAILLAGE DE LA STRUCTURE

(Situation courante)

En refait les mêmes étapes pour chaque zone et pour chaque type de poutre.

Poutre principale (30x45)										
zone	M_{max} (kn.m)		Combinaisons	μ	obs	β	A_{st} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	Ferrailages	A adoptée (cm ²)
I	travée	124.73	ELU	0.158	SSA	0.914	9.11	6.75	3HA16+3HA14	10.65
	appuis	- 155.349		0.197	SSA	0.889	11.67		3HA16+3HA16	12.06
II	travée	100.838	ELU	0.128	SSA	0.931	7.23		3HA14+3HA12	8.01
	appuis	- 149.297		0.189	SSA	0.895	11.14		3HA16+3HA14	12.06

Fig1 : ferrailage des poutres principales

ferrillages des poutres secondaires :

H=40 cm b=30cm d=38cm

zone	M_{max} (kn.m)		combinaison	μ	obs	β	A_{st} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	Ferrailages	A adopter (cm ²)
I	travée	107.902	ELU	0.175	SSA	0.903	9.03	6.00	3HA16+3HA12	9.42
	appuis	- 103.588		0.168	SSA	0.907	8.63		3HA16+3HA12	9.42
II	travée	94.421	ELU	0.153	SSA	0.917	7.78		3HA14+3HA12	8.01
	appuis	- 110.568	08GEX (acce)	0.116	SSA	0.938	7.75		3HA14+3HA12	8.01

Fig2 : ferrailage des poutres secondaires

Vérification :

A-Vérifications des poutres à l'ELU :

1)La condition de non fragilité (Art A.4.2.1/BAEL91 modifiées 99) :

CHAPITRE VI : FERRAILLAGE DE LA STRUCTURE

$$A_s \geq A_{\min}$$

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

$$\text{PP} \rightarrow A_{\min} = 0.23 \times 30 \times 43 \times \frac{2.1}{400} \times = 1.56 \text{ cm}^2.$$

$$\text{PS} \rightarrow A_{\min} = 0.23 \times 30 \times 38 \times \frac{2.1}{400} \times = 1.38 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Pch} \rightarrow A_{\min} = 0.23 \times 30 \times 38 \times \frac{2.1}{400} \times = 1.38 \text{ cm}^2.$$

✚ La condition de non fragilité est vérifiée.

2) Justification sous sollicitation d'effort tranchant (Art A.5.1/BAEL91 modifiées 99) :

Les poutres soumises à des efforts tranchants sont justifiées vis-à-vis de l'état ultime, cette justification est conduite à partir de la contrainte tangente prise conventionnellement égale à :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.2 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right)$$

La fissuration est peu nuisible donc $\bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$

a- **Sens principal:** $V_u = 131.04 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{131.04 \times 10^{-3}}{0.30 \times 0.43} = 1.01 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

b- **Sens secondaire:** $V = 109.31 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{109.31 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.38} = 0.96 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

3)-Vérification de l'adhérence :

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 \cdot d \cdot \sum \mu_i} < \tau_{se-u} = \psi_s \cdot f_{t28} = 3.15 \text{ MPa}$$

$\sum U_i$: Sommes des périmètres utiles des barres

a- **Sens principal :** $V_u = 131.04 \text{ KN}$

CHAPITRE VI : FERRAILLAGE DE LA STRUCTURE

$$\sum U = 3 \times 3.14 \times 1.6 + 3 \times 3.14 \times 1.6 = 30.14 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{131.04 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.43 \times 0.3014} = 1.12 \text{ MPa}$$

⇒ Condition vérifiée, donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

b- Sens secondaire: $V_u = 109.31 \text{ KN}$

$$\sum U = 3 \times 3.14 \times 1.6 + 3 \times 3.14 \times 1.2 = 26.38 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{109.31 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.38 \times 0.2638} = 1.21 \text{ MPa}$$

⇒ Condition vérifiée, donc il n'a pas de risque d'entraînement des barres.

4)- Influence de l'effort tranchant :

a- Influence sur le béton (Art A.5.1.313 BAEL 91 modifié 99).

$$V_u^{\max} \leq \bar{V}_u = 0.4 \cdot a \cdot b \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, \quad a = 0.9 d$$

- Sens principal ⇒

$$V_u^{\max} = 131.04 \text{ KN} \leq 0.4 \times 0.9 \times 0.43 \times 0.30 \times \frac{25 \times 10^3}{1.5} = 774 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- Sens secondaire ⇒

$$V_u^{\max} = 109.31 \text{ KN} \leq 0.4 \times 0.9 \times 0.38 \times 0.3 \times \frac{25 \times 10^3}{1.5} = 684 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

b-Influence sur les armatures : (Art A.5.1.312 BAEL 91 MODIFIÉ 99).

$$A_a \geq \frac{1.15}{f_e} \left(V_u + \frac{M_u}{0.9 \cdot d} \right)$$

Si $\left(V_u + \frac{M_u}{0.9 \cdot d} \right) < 0$ La vérification n'est pas nécessaire.

➤ Poutres principales :

CHAPITRE VI : FERRAILLAGE DE LA STRUCTURE

Zones	M_u (KN.M)	V_u^{corr} (KN)	$0.9*d=$ $0.9*0.43$	$\left(V_u + \frac{M_u}{0,9d} \right)$
I	-155.349	131.04	0.387	-270.38
II	-145.297	119.89		-266.13

Tab3 : Influence de l'effort tranchant sur les armatures de la PP

Observation : tous les résultats sont **inférieure à 0** donc aucune vérification n'est nécessaire.

➤ **Poutres secondaires :**

Zones	M_u (KN.m)	V_u^{corr} (KN)	$0.9*d=$ $0.9*0.38$	$\left(V_u + \frac{M_u}{0,9d} \right)$
I	-103.902	92.84	0.342	-210.97
II	-110.568	109.31		-213.98

Tab4 : Influence de l'effort tranchant sur les armatures de la PS

Observation : tous les résultats sont **inférieure à 0** donc aucune vérification n'est nécessaire.

5)-Longueur de scellement droit (Art A.6.1 ,22/BAEL91) :

Elle correspond à la longueur d'acier ancrée dans le béton pour que l'effort de traction ou de compression puisse être repris.

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_{se}} \quad \text{avec} \quad \tau_{su} = 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa.}$$

- Pour les $\Phi 16$: $l_s = 56.44 \text{ cm.}$

Pour l'encrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égales à « $0.4 l_s$ » pour barre à haute adhérence.

- Pour les $\Phi 16$: $l_s = 22.57 \text{ cm.}$

6-Armatures longitudinales (ART 7.5.2.1 RPA/V2003) :

Zones	$A_{adop} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{min} \text{ (cm}^2\text{)}$	Observation
I	12.06		

CHAPITRE VI : FERRAILLAGE DE LA STRUCTURE

Poutre Principale	Aux travées	II	10.65	6.75	CV
	Aux appuis	I	8.01		
		II	12.06		
Poutre secondaire	Aux travées	I	9.42	6	CV
		II	9.42		
	Aux appuis	I	8.01		
		II	8.01		

Fig4 : vérification des armatures longitudinales.

7-Armatures transversales :(Art 7.5.2.2 RPA 99/V2003) :

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 S_t b$$

Le calcul de l'espacement S_t est donnée dans le tableau suivant :

		Calcul de S_t (cm)		A_t (cm ²)	Ferrailage
Poutre principale	Zone nodal $S_t^{\max} = \min \left(\frac{h}{4}, 12\Phi \right)$	Min (11.25 ; 14.4)=11.25	on prend $S_t=10$	0.95	4HA8=2.01
	Zone courante $S_t \leq \frac{h}{2}$	$S_t \leq 22.5$	$S_t=20$	1.9	4HA8=2.01
Poutre secondaire	Zone nodal $S_t^{\max} = \min \left(\frac{h}{4}, 12\Phi \right)$	Min (10 ; 14.4)=10	$S_t=10$	0.9	4HA8=2.01
	Zone courante $S_t \leq \frac{h}{2}$	$S_t \leq 20$	$S_t=15$	1.35	4HA8=2.01
Poutre De chaînage	Zone nodal $S_t^{\max} = \min \left(\frac{h}{4}, 12\Phi \right)$	Min (10 ; 14.4)=10	$S_t=10$	0.9	4HA8=2.01
	Zone courante $S_t \leq \frac{h}{2}$	$S_t \leq 20$	$S_t=15$	1.35	4HA8=2.01

CHAPITRE VI : FERRAILLAGE DE LA STRUCTURE

Tab 5: calcul des espacements et ferrailage des poutres

B-Vérification à L'ELS :

Les états limites de services sont définis compte tenue des exploitations et de la durabilité de la construction .Les vérifications qui leurs sont relatives :

- Etat limite d'ouverture des fissurations.
- Etat limite de déformation.
- Etat limite de résistance du béton en compression

1-Etat d'ouverture des fissures (Art. B.6.3 /BAEL91modifiées 99) :

La fissuration dans le cas des poutres, est considérée peu nuisible, cette vérification n'est pas nécessaire.

2-Etat limite de déformation (la flèche)/BAEL Art B.6.5) :

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

Il faut vérifiée que : $f_{ETABS} < \bar{f}$

Avec f_{ETABS} est la flèche tirée par le logiciel ETABS.

$f = \frac{l}{500}$ avec l est la plus grand portée dans les deux sens.

- **Poutre principale:**

$$f = \frac{l}{500} = \frac{550}{500} = 1.1 \text{ cm}$$

$$f_{ETABS} = 0.524 < f = 1.1 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad \text{CV}$$

- **Poutre secondaire :**

$$f = \frac{l}{500} = \frac{550}{500} = 1.1 \text{ cm}$$

$$f_{ETABS} = 0.434 < f = 1.1 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad \text{CV}$$

Conclusion

La flèche est vérifiée pour les deux sens (principale et secondaire)

3-Vérification des contraintes :

a-Vérification de la contrainte dans les aciers :

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A} \leq \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

CHAPITRE VI : FERRAILLAGE DE LA STRUCTURE

$$\rho_1 = \frac{100A_{adopt}}{bd} \quad \text{\AA partir des tableaux de l'ELS.}$$

Avec

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

b-Vérification de la contrainte dans le béton (Art .A.4.5,2/BAEL91) :

La contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible.

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} \leq 0,6f_{c28} = \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa.}$$

➤ Moment à L'ELS

		Zones	M _s (kn.m)	Combinaisons
Poutre principale	Aux travées	I	26.884	ELS
		II	27.925	
	Aux appuis	I	-47.506	
		II	-60.827	
Poutre secondaire	Aux travées	I	29.595	ELS
		II	32.657	
	Aux appuis	I	-33.491	
		II	-46.075	

Tab 6:moment à l'ELS dans les poutres par zone.

➤ Tous les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Zones	M _s (kn.m)	A _{st} (cm ²)	ρ ₁	β ₁	K ₁	b (cm)	d (cm)	σ _{st} (Mpa)	σ _{st} (Mpa)	ob s	σ _{bc} (Mpa)	σ̄ _{bc} (Mpa)	ob s
I	26.884	12.06	0.606	0.885	28.48			78.15			2.74		

CHAPITRE VI : FERRAILLAGE DE LA STRUCTURE

P	Aux travées	II	27.925	10.65	0.606	0.885	28.48			81.17			2.85			
		I	- 47.506	8.01	0.606	0.885	28.48			136.62			4.8			
P	Aux appuis	II	- 60.827	12.06	0.704	0.878	25.98	35	42.5	148.94			5.73			
		I	29.595	9.42	0.593	0.886	28.86			129.64			4.52			
P	Aux travées	II	32.657	9.42	0.593	0.886	28.86			143.06		348	CV		15	CV
		I	- 33.491	8.01	0.593	0.886	28.68	30	37.5	146.71			5.11			
	Aux appuis	II	- 46.075	8.01	0.690	0.879	26.32			172.21			6.54			
		I														

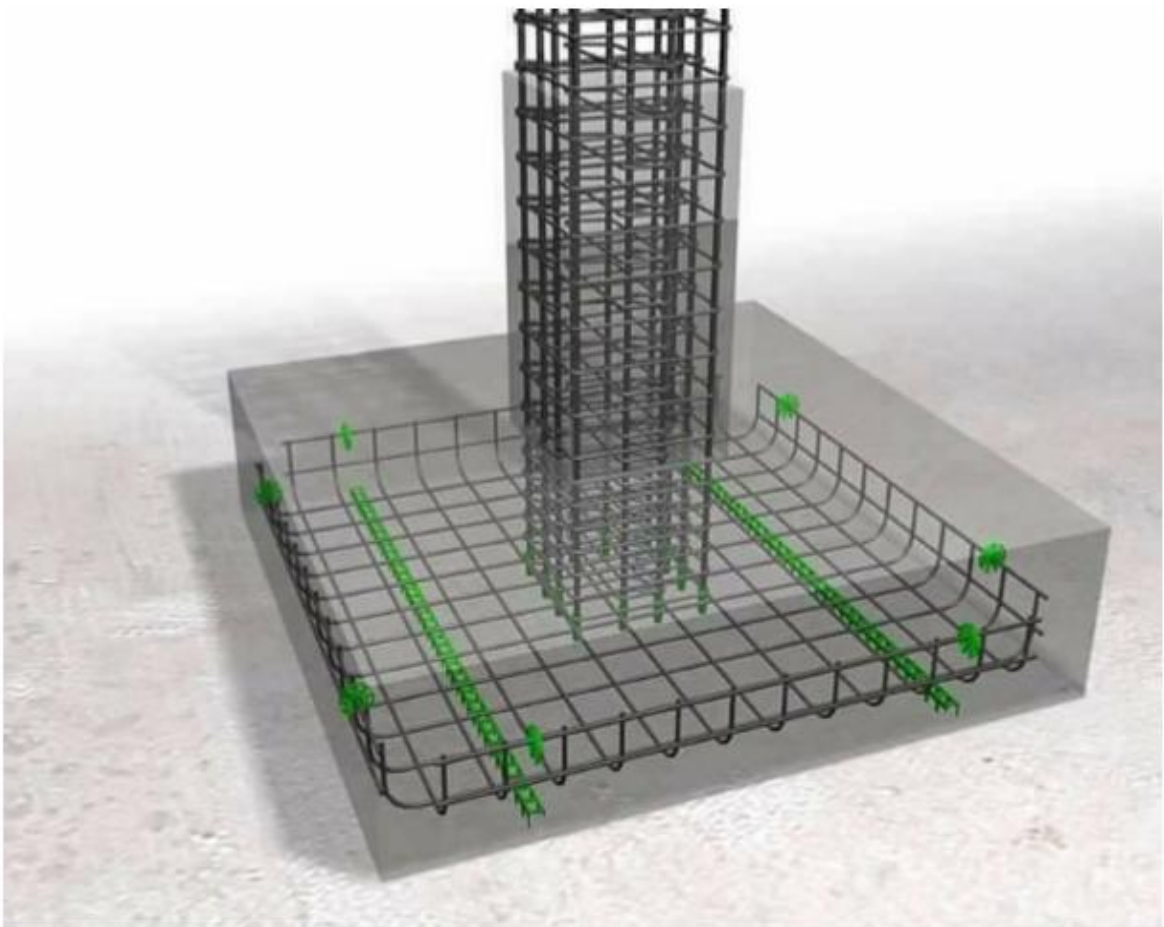
Tab 7 : vérification des contraintes dans le béton et dans l'acier.

Conclusion : tous les résultats sont vérifiés.

Les schémas de ferrailrages sont dans la figure qui suit.

CHAPITRE VII

Etude de l'infrastructure



I-Introduction

Les fondations sont des éléments de la structure ayant pour objet la transmission au sol des efforts apportés par la structure. Ces efforts consistent-en :

- Un effort normal : charge et surcharge verticales (valeur extérieure) ;
- Une force horizontale : résultante de l'action sismique ;
- Un moment qui peut être de valeur variable qui s'exerce dans les plans différents.

Nous pouvons classer les fondations selon le mode d'exécution et la résistance aux sollicitations extérieure, en :

I-1-Fondations superficielles

Utilisées pour des sols de grande capacité portante. Elles sont réalisées près de la surface, (semelles isolées, semelles filantes et radier).

I-2-Fondations profondes

Elles sont utilisées dans le cas des sols ayant une faible capacité portante ou dans les cas où le bon sol se trouve à une grande profondeur, les principaux types de fondations profondes sont :

- Les pieux
- Les puits.

Ce type de fondations est généralement utilisé dans le cas de sols de faible capacité portante

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 semi- profondes ou sur puits.

> 5 m : fondations profondes sur pieux.

II-Choix du type de fondation

Le choix du type de fondation, est fonction du type de la super-structure ainsi que des caractéristiques topographiques et géologique du terrain.

Ce choix est défini par :

- La stabilité de l'ouvrage ;
- La facilité de l'exécution ;
- L'économie ;

- La capacité portante du sol ;
- L'importance de la supère structure ;
- Le tassement du sol.

III-Origines des accidents pouvant survenir aux fondations :

Les accidents survenus aux fondations sont souvent liés aux mauvais choix du type de fondations et même à l'entreprise qui les avait réalisés :

• Les fondations superficielles :

1. Fondations assises sur des remblais non stabilisés
2. Fondations ayant souffert de présence d'eau dans le sol (nappe phréatique,...)
3. Fondations hétérogènes (terrain, type de fondation,...)
4. Fondations réalisées en mitoyenneté avec des bâtiments existants (sol décomprimé, règles des 3/2,...)
5. Fondations réalisées sur des sols trop compressibles.
6. Fondations réalisées à une profondeur trop faible (hors gel non conforme,...)
7. Fondations réalisées sur des sols instables (terrain incliné, éboulement,...)
8. Environ 85% des accidents sont dus à la méconnaissance des caractéristiques des sols ou à des interprétations erronées des reconnaissances.

• Les fondations profondes :

1. L'essentiel des sinistres rencontrés sur ce type de fondations est une reconnaissance des sols incomplets ou une mauvaise interprétation des reconnaissances.
2. Erreurs lors de l'exécution.
3. Détérioration des pieux ou puits (présence d'eaux agressives,...)

Conclusion :

Il est vivement conseillé de faire réaliser une étude de sol avant de commencer l'étude des fondations. L'étude de sol peut faire des économies sur le type de fondations elle peut préconiser le déplacement du bâtiment vers une zone plus saine du terrain. Il est bien entendu cette étude sera faite avant même le dépôt de permis de construire et que la surface du terrain le permet.

IV-Etude géotechnique du sol :

L'étude géologique du site d'implantation de notre ouvrage, a donné une contrainte admissible égale à **2 bars** (sol meuble).

Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée d'eau

Remarque : Vue la surface du bâtiment par rapport à la hauteur, et la nature du sol sur lequel va être fondé notre ouvrage. On optera pour des fondations superficielles.

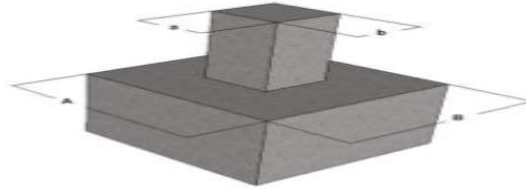
D'après le (RPA99/V2003.Art10.1.4.1P80) les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

- G+Q+E
- 0.8G ± E

V-Dimensionnement:

1-Semelles isolées

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal N_{ser} qui est obtenu à la base de tous les poteaux du RDC.



$$A \cdot B \geq \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{sol}} \text{ Avec } N_{ser} = \text{tiré de logiciel ETABS } N_{ser} = 1498.74 \text{ KN}$$

$$\bar{\sigma} = 2 \text{ bars} = 200 \text{ KN} / \text{m}^2$$

- **Homothétie des dimensions :**

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = \frac{40}{40} = K = 1 \text{ D'où } A=B$$

$$B \geq \sqrt{\frac{N_s}{K \times \bar{\sigma}_{sol}}} = \sqrt{\frac{1498.74}{1 \times 200}} = 2.74 \text{ m}$$

$$\mathbf{B=A=2.74 \text{ m}}$$

- **Conclusion :**

L'importance des dimensions des semelles expose nos fondations au chevauchement, alors on opte pour des semelles filantes.

2- semelles filantes :

2-1-DIMENSIONNEMENT DES SEMELLES FILANTES SOUS POTEAUX :

a) Hypothèse de calcul

Une semelle est infiniment rigide engendre une répartition linéaire de contrainte sur le sol.

b) Étape de calcul

Détermination de la résultante des charges :

$$R = \sum N_i$$

Détermination de coordonnée de la résultante R :

$$e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R}$$

Détermination de la distribution par (ml) de la semelle :

Si $e > \frac{l}{6} \Rightarrow$ Répartition triangulaire

Si $e \leq \frac{l}{6} \Rightarrow$ Répartition trapézoïdale

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L} \right)$$

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L} \right)$$

$$q\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L} \right)$$

Détermination de la largeur de la semelle :

$$B \geq \frac{q\left(\frac{L}{4}\right)}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

Détermination de la résultante des charges On fera le calcul sur le portique longitudinal

- Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Poteau	Ni=G+Q (KN)	Moment (kN.m)	ei (m)	Ni x ei (KN.m)
1	311.18	2.821	-14.75	-4589.905
2	780.07	1.629	-10.35	-8073.72
3	1372.24	2.459	-6.55	-8988.175
4	1498.74	0.037	-2.75	-2574.54
5	1133.29	-6.917	2.75	7615.70
6	1315.38	2.104	6.55	2667.80
7	772.13	1.706	10.35	7072.38
8	313.05	3.083	14.75	4599.36
Somme	7496.08	6.916		906.32

Tableau VII-1 : résultats de calcul d'une semelle filante sous poteau.

Coordonnées de la résultante des forces par rapport au centre de gravité de la semelle :

$$e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R} = \frac{906.32 + 6.916}{7496.08} = 0.122m$$

$$e = 0.122 \cdot \frac{L}{6} = \frac{29.5}{6} = 4.92m \text{ Répartition trapézoïdale}$$

$$q_{\max} = \frac{7496.08}{29.5} \left(1 + \frac{6 \times 0.122}{29.5} \right) = 408.16 \text{ KN / ml}$$

$$q_{\min} = \frac{7496.08}{29.5} \left(1 - \frac{6 \times 0.122}{29.5} \right) = 378.98 \text{ KN / ml}$$

$$q\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{7496.08}{29.5} \left(1 + \frac{3 \times 0.122}{29.5} \right) = 400.86 \text{ KN / ml}$$

$$B \geq \frac{q\left(\frac{L}{4}\right)}{\bar{\sigma}_{sol}} = \frac{400.86}{200} = 2.0043m$$

D'où La surface de la semelle filante sous poteaux : $S_p = B \times L = 2.0043 \times 29.5 = 59.13m^2$.

La surface de toutes les semelles filantes

$$S_f = 59.13 \times 3 = 177.38m^2$$

2-2- DIMENSIONNEMENT DES SEMELLES FILANTES SOUS LES VOILES :

$$\sigma_{sol} \geq \frac{N_s}{S} = \frac{G + Q}{B L}$$

σ_{sol} : Capacité portante du sol ($\sigma_{sol} = 0.2\text{MPa}$)

B : Largeur de la semelle

L : longueur de la semelle sous voile

G : charge permanente revenant aux voiles

Q : surcharge revenant aux voiles

$$B \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol} L}$$

Les résultats des calculs sont résumés dans le tableau suivant :

- Sens x-x

Voile	Ns=G+Q (KN)	L (m)	B (m)	S = BxL (m ²)
VL1	282.93	1.40	1.01	1.414
VL2	514.66	2.35	1.09	2.56
VL3	272.86	1.40	0.975	1.365
VL4	772.13	3.15	1.23	3.874
VL5	780.07	3.15	1.24	3.906
VL6	574.03	1.40	2.05	2.87
VL7	585.03	1.40	2.08	2.912
Somme				18.90

Tab2: résultats de calcul d'une semelle filante sous voile sens «x-x».

- Sens Y-Y

Voile	Ns=G+Q (KN)	L (m)	B (m)	S _i = BxL (m ²)
VT1	365.55	3.15	0.58	1.827
VT2	366.33	3.15	0.581	1.83
VT3	365.20	3.15	0.575	1.81
VT4	367.32	3.15	0.583	1.84
VT5	368.23	3.15	0.584	1.84
VT6	369.55	3.15	0.586	1.85
Somme				12.85

Tab3: résultats de calcul d'une semelle filante sous voile sens «y-y».

➤ La surface totale des semelles filantes sous voiles : $S = \sum S_i = 31.75 \text{ m}^2$

Enfin, la surface totale occupée par les semelles filantes est :

$$S_t = S_{ptot} + S_{vtot} = 177.38 + 31.75 = 209.127$$

Le rapport de la surface des semelles à la surface du bâtiment.

$$\frac{S_t}{S_{bat}} = \frac{209.127}{340.86} = 0.6161\% \rightarrow \text{de la surface de l'assise} > 50\%$$

La surface totales des semelles représente 61% de la surface de batiment.

Conclusion : les semelles sont de largeurs importantes, impliquant le chevauchement entre elles, en occupant presque la totalité de l'assise du bâtiment(61%). Pour cela, on seramène au choix du radier général nervuré.

VI-Etude du radier général :

Un radier est défini comme étant une fondation travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la Réaction du sol diminué du poids propre du radier. Il est :

- Rigide dans son plan horizontal,
- Permet une meilleure répartition de la charge sur le sol,
- Semble mieux convenir face aux désordres ultérieurs qui peuvent provenir des Tassements éventuels,
- Facilité de coffrage et le ferrailage.
- Rapidité d'exécution

VI-1-Pré dimensionnement du radier :

A-Selon la condition d'épaisseur minimale

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ($h_{\min} \geq 25$ cm)

B-Selon la condition forfaitaire

- Sous voiles

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5}$$

h : hauteur du radier

L_{\max} : la distance maximale entre deux poteaux successifs ; avec $L_{\max} = 550$ cm

$$\Rightarrow 68.75 \text{ cm} \leq h \leq 110 \text{ cm}$$

On prend : **h = 100 cm**

- Sous poteaux

La dalle: La dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes : $h \geq \frac{L_{\max}}{20}$

Avec une hauteur minimale de 25 cm

$$h_d \geq \frac{550}{20} = 27.5 \text{ cm} \quad \text{On opte pour } h_d = 40 \text{ cm}$$

La nervure : La nervure du radier doit avoir une hauteur h_n égale à : $h_n \geq \frac{550}{10} \geq 55 \text{ cm}$ On prend **h = 55 cm.**

C-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. $K = 40 \text{ MPa}$

L_{\max} : La distance maximale entre deux poteaux successifs

De la condition précédente, nous tirons h :

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie :

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \cdot L_{MAX}\right)^4 \cdot \frac{K}{E}}$$

I : Inertie de la section du radier ($b = 1\text{m}$)

E : Le module de Young

Pour un chargement de long durée ; $E = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,86 \text{ MPa}$, donc :

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2 \times 5.5}{3.14}\right)^4 \times \frac{40}{10818.86}} = 0.68 \text{ m}$$

On prend $h = 100 \text{ cm}$

Largeur de la nervure :

$$0.4h_n \leq b_n \leq 0.7h_n \longrightarrow 40 \leq b_n \leq 70$$

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

Conclusion

Le choix définitif des dimensions du radier est le suivant:

Hauteur de la nervures: **$h_n = 100 \text{ cm}$** .

Largeur de la nervure : **$b_n = 45 \text{ cm}$** .

Hauteur de la dalle : **$h_d = 55 \text{ cm}$** .

VI- 2 -Détermination des efforts

$G = 28370.95 \text{ KN}$

$Q = 4114.17 \text{ KN}$

- **Combinaisons d'actions :**

Etat Limite Ultime : $N_u = 1.35G + 1.5Q = 44472.04\text{KN}$.

Etat Limite de Service : $N_s = G + Q = 32485.12\text{ KN}$.

- **Détermination de la surface nécessaire de radier :**

$$\text{ELU: } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_u}{1,33 \bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{44472.04}{1,33 \times 200} = 167.188 \text{ m}^2$$

$$\text{ELS: } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{32485.12}{200} = 162.42 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{batiment}} = 340.86 \text{ m}^2 > \text{Max} (S_1; S_2) = 167.188 \text{ m}^2$$

Le **BAEL**, nous impose un débord minimal qui sera calculé comme suite :

$$L_{\text{deb}} \geq \max\left(\frac{h}{2}; 30 \text{ cm}\right) = \max\left(\frac{100}{2}; 30 \text{ cm}\right) = 50 \text{ cm}$$

Avec h : est la hauteur de la nervure.

➤ On opte pour un débord de $L_{\text{deb}} = 50 \text{ cm}$

$$\text{Donc la surface totale du radier : } \Rightarrow S_{\text{radier}} = S_{\text{batiment}} + S_{\text{débord}} = 383.16 \text{ m}^2$$

$$\text{Avec : } S_{\text{deb}} = (29.90 + 11.40) \times 2 \times 0.5 + 4 \times 0.5^2 = 42.3 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{bat}} = 340.86 \text{ m}^2$$

VI-3-Détermination des efforts à la base du radier.

- **Charge permanentes :**

***poids du radier :**

P_{radier} = poids de la dalle + poids de la nervure + poids de T.V.O + poids de la dalle flottante.

-Poids de la dalle : $p_{\text{dalle}} = S_{\text{radier}} \times h_{\text{da}} \times \rho_b$

$$p_{\text{dalle}} = (383.16 \times 0.55) \times 25 = 5519 \text{ KN}$$

$p_{\text{dalle}} = 5519 \text{ KN}$.

-poids de la nervure : $P_n = b \times (h_n - h_d) \times (L \times n) \times \rho_b$

$$P_n = [(0.45 \times (1 - 0.55)) \times (29.90 \times 3)] \times 25 = 399.94 \text{ kn}$$

$P_n = 399.94 \text{ KN}$.

-poids de T.V.O

$$P_{\text{tvo}} = [(S_{\text{rad}} - S_{\text{ner}}) \times (h_{\text{rad}} - h_{\text{dal}})] \times \rho_{\text{TVO}}$$

$$\text{Avec } S_{\text{ner}} = (29.90 \times 3) \times 0.45 = 53.325 \text{ m}^2$$

$$\text{Donc } P_{\text{T.V.O}} = (383.16 - 53.325) \times (1 - 0.55) \times 20 = 2991.45 \text{ KN}$$

$P_{T.V.O} = 2991.45 \text{ KN}$.

-poids de la dalle flottante libre :

$P_{df} = S_{rad} \times \rho_b \times (ep = 10 \text{ cm})$

$P_{df} = 383.16 \times 0.1 \times 25 = 957.9 \text{ KN}$

$P_{df} = 957.9 \text{ KN}$.

*Poids totale de radier

$Grad = 5519 + 399.94 + 2991.45 + 957.9 = 9868.29 \text{ KN}$

• Poids totale de la structure :

$G_{tot} = Grad + G_{bat} = 9868.29 + 28370.95 = 38239.24 \text{ KN}$.

$Q_{tot} = Q_{rad} + Q_{bat} = (1.5 \times 551.9) + 4114.17 = 4942.02 \text{ KN}$.

• Combinaisons d'action :

$N_u = 1.35 \times 38239.24 + 1.5 \times 4942.02 = 59036.004 \text{ KN}$

$N_s = 38239.24 + 4942.02 = 43181.26 \text{ KN}$

VI-4-Vérifications :

a) Vérification de la contrainte de cisaillement :

Il faut vérifier que $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0,15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\}$$

$b = 1 \text{ m}$; $d = 0,9 \cdot h_d = 0,9 \times 0,55 = 0,495 \text{ m}$

$$T_u^{\max} = q_u \cdot \frac{L_{\max}}{2} = \frac{N_u \cdot b}{S_{rad}} \cdot \frac{L_{\max}}{2}$$

$$T_u^{\max} = \frac{59036.004 \times 1}{383.16} \times \frac{5.50}{2} = 423.71 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{423.71}{1 \times 0.495} = 855.98 \text{ kN} / \text{m}^2 = 0.85598 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0,15 \times 25}{1,5}; 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa}$$

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

b) Vérification de la stabilité du radier :

• Calcul du centre de gravité du radier :

Les coordonnées du centre de gravité du radier seront calculées comme suite :

$$X_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} = 16.8 \text{ m}; \quad Y_G = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i} = 9.28 \text{ m}$$

Avec :

S_i : Aire du panneau considéré ;

X_i, Y_i : Centre de gravité du panneau considéré.

$X_G = 14.95 \text{ m}$ et $Y_G = 5.7 \text{ m}$

- **Moment d'inertie du radier :**

$$I_{xx} = \frac{hb^3}{12} = 3691.51m^4$$

$$I_{yy} = \frac{bh^3}{12} = 25394.35m^4$$

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- Effort normal (N) dû aux charges verticales.
- Moment de renversement (M) dû au séisme dans le sens considéré.

$$M = M_0 + T_0 \times h$$

Avec :

M_0 : Moment sismique à la base du bâtiment ;

T_0 : Effort tranchant à la base du bâtiment ;

h : profondeur de l'infrastructure (dalle+ nervure).

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne

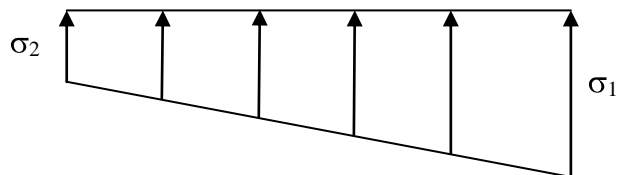
$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

Ainsi on doit vérifier que :

$$\checkmark \text{ A l'ELU : } \sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1.33 \cdot \sigma_{SOL}$$

RPA99/2003 .Art.10.1.4.1

$$\checkmark \text{ A l'ELS : } \sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{SOL}$$



$$\text{Avec : } \sigma_1, \sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \cdot V$$

Fig.1- Diagramme des contraintes

Tel que V : distance entre le centre de gravité du radier et la fibre la plus éloignée de ce dernier.

Effort normale : $N_u = 59036.004 \text{ KN}$; $N_s = 43181.26 \text{ KN}$

Calcul des moments :

$$M_{x-x} = 36456.660 + (2204.70 \times 1) = 38661.36 \text{ KN.m}$$

$$M_{y-y} = 38292.880 + (2321.44 \times 1) = 40614.32 \text{ KN.m}$$

- **Sens longitudinal :**

A l'ELU :

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{xx}} \cdot X_G = \frac{59036.004}{383.16} + \frac{38661.36}{3691.51} \times 14.95 = 310.65 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{xx}} \cdot X_G = \frac{59036.004}{383.16} - \frac{38661.36}{3691.51} \times 14.95 = 85.33 \text{ kN/m}^2$$

D'où

$$\sigma_m = \frac{3 \times 310.65 + 85.33}{4} = 254.32 \text{ kN/m}^2 \quad ; \quad 1.33\sigma_{sol} = 1.33 \times 200 = 266 \text{ kN/m}^2$$

$\sigma_m < 1.33 \cdot \sigma_{sol} \Rightarrow$ Condition vérifiée.

A l'ELS :

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{xx}} \cdot X_G = \frac{43181.26}{383.16} + \frac{38661.36}{3691.51} \times 14.95 = 170.51 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{xx}} \cdot X_G = \frac{43181.26}{383.16} - \frac{38661.36}{3691.51} \times 14.95 = 63.47 \text{ kN/m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 170.51 + 63.47}{4} = 143.75 \text{ kN/m}^2 \quad ; \quad \sigma_{sol} = 200 \text{ kN/m}^2$$

$\sigma_m < \sigma_{sol} \Rightarrow$ Condition vérifiée

• Sens transversal :

A l'ELU:

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{yy}} \cdot Y_G = \frac{59036.004}{383.16} + \frac{40614.32}{25394.35} \times 5.7 = 180.61 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{yy}} \cdot Y_G = \frac{59036.004}{383.16} - \frac{40614.32}{25394.35} \times 5.7 = 140.42 \text{ kN/m}^2$$

D'où

$$\sigma_m = \frac{3 \times 180.61 + 140.42}{4} = 170.56 \text{ kN/m}^2 \quad ; \quad 1.33\sigma_{sol} = 1.33 \times 200 = 266 \text{ kN/m}^2$$

$\sigma_m < 1.33 \cdot \sigma_{sol} \Rightarrow$ Condition vérifiée.

A l'ELS :

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{yy}} \cdot Y_G = \frac{64566.35}{551.9} + \frac{61343.031}{28813.92} \times 9.28 = 137.085 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{yy}} \cdot Y_G = \frac{64566.35}{551.9} - \frac{61343.031}{28813.92} \times 9.28 = 96.89 \text{ kN/m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 137.085 + 96.89}{4} = 127.036 \text{ kN/m}^2 ; \sigma_{sol} = 200 \text{ kN/m}^2$$

$\sigma_m < \sigma_{sol} \Rightarrow$ Condition vérifiée.

c) Vérification au poinçonnement (Art A5.2.42 ; BAEL91).

Aucun calcul n'est exigé si la condition suivante est satisfaite :

$$N_u \leq \frac{0,045 \mu_c h f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

N_u : Charge de calcul à l'ELU pour le poteau

μ_c : Périmètre du pourtour cisailé sur le plan du feuillet moyen du radier.

a : Epaisseur du voile ou du poteau

b : Largeur du poteau ou du voile (une bande de 1m).

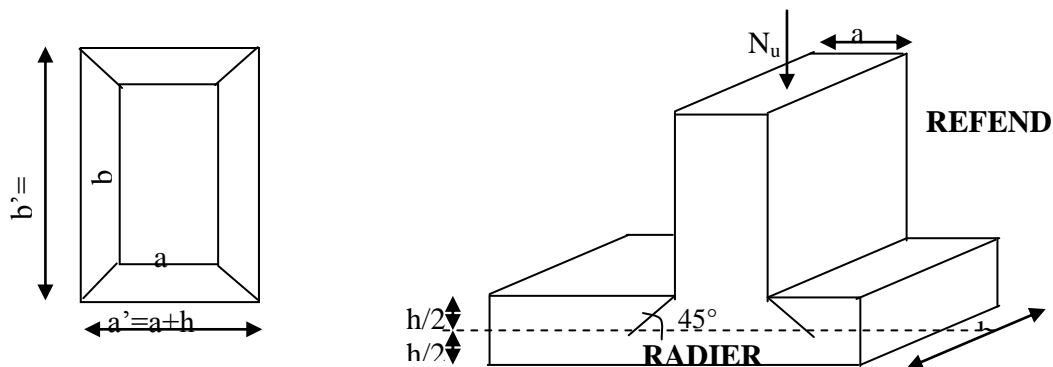


Fig.2-Périmètre utile des voiles et des poteaux

• **Vérification pour le poteau le plus sollicité :**

$$\mu_c = 2 \cdot (a' + b') = 2 \cdot (a + b + 2 \cdot h) = 2 \times (0,45 + 0,45 + 2 \times 0,7) = 4,6 \text{ m}$$

$$N_u = 1756,60 \text{ kN}$$

$$N_u = 1756,60 < \frac{0,045 \mu_c h f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,045 \times 4,6 \times 0,7 \times 25000}{1,5} = 2415 \text{ KN}$$

⇒ Condition Vérifiée

• **Vérification pour le voile le plus sollicité :**

Pour une bande de largeur $b=1 \text{ m}$

$$\mu_c = 2 \cdot (a' + b') = 2 \cdot (a + b + 2 \cdot h) = 2 \times (0,20 + 1 + 2 \times 0,7) = 5,2 \text{ m}$$

$$N_u = 1457,63 \text{ kN}$$

$$N_u = 1457,63 < \frac{0,045 \times 5,2 \times 0,7 \times 25000}{1,5} = 2730 \text{ kN} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

VI-5 Ferrailage du radier :

Pour le calcul du ferrailage du radier, on utilise les méthodes exposées dans le BAEL 91(modifiée99) La dalle du radier sera étudiée comme une plaque rectangulaire soumise à un chargement uniforme et encastrée sur quatre côtés

a) Ferrailage des panneaux encastrés sur 4 appuis :

On distingue deux cas :

1^{er} Cas :

Si $\rho < 0,4$ la flexion longitudinale est négligeable.

$$M_{ox} = q_u \cdot \frac{L_x^2}{8} \text{ Et } M_{oy} = 0.$$

2^{eme} Cas :

Si $0,4 \leq \rho \leq 1$ les deux flexions interviennent, les moments développés au centre de la dalle dans les deux bandes de largeur d'unité valent :

$$\text{Dans le sens de la petite portée } L_x : M_{ox} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2.$$

$$\text{Dans le sens de la grande portée } L_y : M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox}.$$

Les coefficients μ_x, μ_y sont données par les tables de PIGEAUD.

Avec :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \quad \text{avec } L_x < L_y$$

b) Identification du panneau le plus sollicité :

Pour le calcul du ferrailage, soustrairons de la contrainte maximale σ_m^{\max} , la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

$$L_x = 3.70\text{m}$$

$$L_y = 4.50\text{m}$$

$$\rho = \frac{3.70}{4.50} = 0.82$$

$$0,4 \leq \rho = 0.82 \leq 1$$

$$L_y = 4.50\text{m}$$

⇒ La dalle travaille dans les deux sens

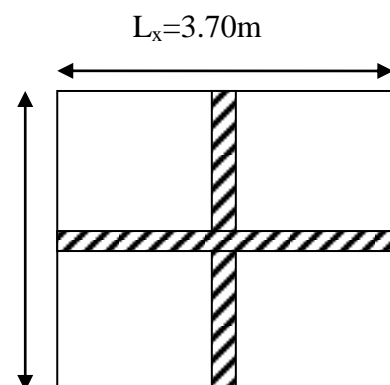


Fig. 3-.Schémas du panneau III

AP'ELU

$$q_{um} = \sigma_m \text{ (ELU)} \cdot \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 170.56 - \frac{10290.14}{551.9} = 151.92 \text{ kN / m}^2$$

A l'ELS

$$q_{sm} = \sigma_m \left(ELS \right) \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 127.036 - \frac{10290.14}{551.9} = 18.65 \text{ kN/m}^2$$

❖ Calcul à l'ELU

Panneau	Ly(m)	Lx (m)	Lx/Ly	observatio n	μ_x	μ_y	q_{um}	M_{0X} (kN m)	M_{0Y} (kNm)
(III)	4.50	3,70	0.82	2sens	0.0542	0.631	151.92	112.72	71.12

Remarque :

- Si le panneau considéré est continu au-delà de ses appuis :
 - moment en travée : $0,75M_{0X}$ ou $0,75M_{0Y}$
- moment sur appuis : $0,5M_{0X}$ ou $0,5M_{0Y}$

- Si le panneau considéré est un panneau de rive dont l'appui peut assuré un encastrement partiel
 - moment en travée : $0,85M_{0X}$ ou $0,85M_{0Y}$
 - moment sur appui de rive : $0,3M_{0X}$ ou $0,3M_{0Y}$
 - moment sur appui intermédiaire : $0,5M_{0X}$ ou $0,5M_{0Y}$

Après le calcul des moments isostatiques des différents panneaux dans les deux sens on constate que le panneau (III) est le plus défavorable. Pour cela on adoptera le ferrailage de ce dernier pour les autres panneaux

1) Ferrailage du panneau (III) dans le sens x-x :

Moments aux appuis : Moments en travée :

$$M_{ua} = -0,5 \times M_{u \max} \quad M_{ut} = 0,75 \times M_{u \max}$$

$$M_{ua} = -0,5 \times 112.72 \quad M_{ut} = 0,75 \times 112.72$$

$$M_{ua} = -56.36 \text{ kN.m} \quad M_{ut} = 84.54 \text{ kN.m}$$

• Aux appuis :

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{56.36 \times 10^3}{100 \times 37^2 \times 14,2} = 0.028 < 0,392 \Rightarrow SSA$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0.028$$

$$\rightarrow \beta_u = 0.986$$

$$A_{ua} = \frac{M_{ua}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{56.36 \times 10^6}{0.986 \times 370 \times 348} = 4.44 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{ua} = 4.44 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

⇒ Soit : **4HA14/ ml = 6.15 cm² / ml** avec un espacement de 15 cm

- **En travée :**

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{84.54 \times 10^3}{100 \times 37^2 \times 14,2} = 0.044 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0,044 \rightarrow \beta_u = 0,978$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{84.54 \times 10^6}{0,978 \times 370 \times 348} = 6.71 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{ut} = 6.71 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit : **6HA14/ ml = 9.23 cm²/ml** avec un espacement de 15 cm

2) Ferrailage du panneau (III) dans le sens y-y :

Moments aux appuis :

$$M_{ua} = -0,3 M_{u \max}$$

$$M_{ua} = -0,3 \times 71.12$$

$$M_{ua} = -21.336 \text{ kNm}$$

Moments en travée :

$$M_{ut} = 0,85 M_{u \max}$$

$$M_{ut} = 0,85 \times 71.12$$

$$M_{ut} = 60.452 \text{ kNm}$$

- **Aux appuis**

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{21.336 \times 10^3}{100 \times 37^2 \times 14,2} = 0.010 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0,010 \rightarrow \beta_u = 0,995$$

$$A_{ua} = \frac{M_{ua}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{21.336 \times 10^6}{0,995 \times 370 \times 348} = 1.67 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{ua} = 1,67 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit : **4HA12/ ml = 4,51 cm² / ml** avec un espacement de 25 cm.

- **En travée**

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{60,452 \times 10^3}{100 \times 37^2 \times 14,2} = 0,030 < 0,392 \Rightarrow SSA$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0,030 \rightarrow \beta_u = 0,985$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{60,452 \times 10^6}{0,985 \times 370 \times 348} = 4,76 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{ut} = 4,76 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit: **5HA12/ml = 5,65 cm²/ml** avec un espacement de 20 cm

Remarque :

Les armatures en travée constituent le lit supérieur, et les armatures en appuis le lit inférieur.
Vérification à l'ELU

➤ **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 \cdot \frac{b x d x f_{c28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 37 \times 2,1}{400} = 4,47 \text{ cm}^2$$

Aux appuis : $A_{ua}^x = 6,15 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 4,47 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée}$
 $A_{ua}^y = 4,51 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 4,47 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée}$

En travée : $A_{ut}^x = 9,23 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 4,47 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée}$
 $A_{ut}^y = 5,65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 4,47 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée}$

➤ **Vérification de l'espacement des barres :**

Lorsque la fissuration est préjudiciable, l'écartement max des armatures d'une nappe est donné par (ArtA.8.2, 42 BAEL91).

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{2}{3} h; 25 \text{ cm} \right\} = 25 \text{ cm} \Rightarrow OK$$

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

$$V_u = \frac{q_u L_y}{2} = \frac{151,92 \times 4,5}{2} = 341,82 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{341.82 \times 10^{-3}}{1 \times 0,37} = 0.92 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_u} \leq \min \left\{ \frac{0,15 f_{c28}}{1,5}; 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \overline{\tau_u} \Rightarrow \text{OK}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

❖ Calcul et verification à l'ELS

Panneau	Ly(m)	Lx (m)	Lx/Ly	Observation	μ_x	μ_y	q_{sm}	M_{0x} (kNm)	M_{0y} (kNm)
(III)	4.50	3,70	0.82	2sens	0.0621	0.723	18.65	15.85	11.46

1-Calcul des moments dans le sens x-x :

Moments aux appuis : Moments en travée :

$$M_{sa} = -0,5 \overline{M_{s \max}} \quad M_{st} = 0,75 \overline{M_{s \max}}$$

$$M_{sa} = -0,5 \times 18.65 \quad M_{st} = 0,75 \times 18.65$$

$$M_{sa} = -9.325 \text{ kN.m} \quad M_{st} = 13.987 \text{ KN.m}$$

2-Calcul des moments dans le sens y-y :

Moments aux appuis :

$$M_{sa} = -0,3 \overline{M_{s \max}}$$

$$M_{sa} = -0,3 \times 15.85$$

$$M_{sa} = -4.75 \text{ kN.m}$$

Moments en travée :

$$M_{st} = 0,85 \overline{M_{s \max}}$$

$$M_{st} = 0,85 \times 15.85$$

$$M_{st} = 13.47 \text{ kNm}$$

3-Vérification des contraintes dans le béton et l'acier :

- Sens X-X

Aux appuis : $A_s = 6.15 \text{ cm}^2$ (section adoptée)

$$\rho = \frac{100 A_s}{bd} = \frac{100 \times 6.15}{100 \times 37} = 0.122 \longrightarrow \beta = 0.942 \rightarrow \alpha_1 = 0.174$$

$$k = \frac{0.174}{15 \sqrt{-0.174}} = 0.014$$

$$\sigma_s = \frac{Ma}{Aa.\beta d} = \frac{9.325 \times 10^3}{4.51 \times 0.942 \times 37} = 59.32 \text{ MPA} < 348 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = K\sigma_s = 0.014 \times 59.32 = 0.830 \text{ MPA} < \sigma_{bc'} = 15 \text{ MPA} \quad \text{Condition Vitriifiée.}$$

En travée : $A_s = 9.23 \text{ cm}^2$

$$\rho = \frac{100A_s}{bd} = \frac{100 \times 923}{100 \times 37} = 0.180 \quad \longrightarrow \quad \beta = 0.931 \rightarrow \alpha_1 = 0.207$$

$$k = \frac{0.207}{15 \sqrt{-0.207}} = 0.017$$

$$\sigma_s = \frac{Mt}{Aa.\beta d} = \frac{13.987 \times 10^3}{6.78 \times 0.942 \times 37} = 59.19 \text{ MPA} < 348 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = K\sigma_s = 0.017 \times 59.19 = 1.006 \text{ MPA} < \sigma_{bc'} = 15 \text{ MPA} \quad \text{Condition Vérifiée.}$$

- **Sens Y-Y**

Aux appuis : $A_s = 4.51 \text{ cm}^2$ (section adoptée)

$$\rho = \frac{100A_s}{bd} = \frac{100 \times 4.51}{100 \times 37} = 0.122 \quad \beta = 0.942 \rightarrow k_1 = 71.21 \quad \alpha_1 = 0.174 \rightarrow$$

$$k = \frac{0.174}{15 \sqrt{-0.174}} = 0.014$$

$$\sigma_s = \frac{Ma}{Aa.\beta d} = \frac{4.75 \times 10^3}{4.51 \times 0.942 \times 37} = 30.22 \text{ MPA} < 348 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = K\sigma_s = 0.014 \times 30.22 = 0.44 \text{ MPA} < \sigma_{bc'} = 15 \text{ MPA} \quad \text{Condition Vérifiée.}$$

En travée : $A_s = 5.65 \text{ cm}^2$

$$\rho = \frac{100A_s}{bd} = \frac{100 \times 5.65}{100 \times 37} = 0.152 \quad \longrightarrow \quad \beta = 0.936 \rightarrow k_1 = 63.12 \quad \longrightarrow \quad \alpha_1 = 0.192$$

$$k = \frac{0.192}{15 \sqrt{-0.192}} = 0.016$$

$$\sigma_s = \frac{Mt}{At \cdot \beta d} = \frac{13.47 \times 10^3}{5.65 \times 0.936 \times 37} = 68.84 \text{MPa} < 348 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \sigma_s = 0.016 \times 68.84 = 1.10 \text{MPa} < \sigma_{bc} = 15 \text{MPa} \quad \text{Condition Vérifiée.}$$

VI-6) Ferrailage du débord :

Le débord est assimilé à une console soumise à une charge uniformément répartie. Le calcul se fera pour une bande de 1 mètre de longueur.

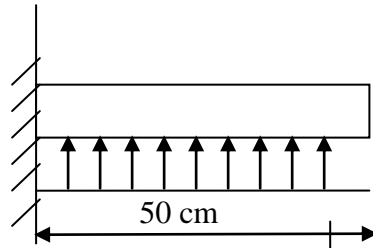


Fig- 4-.Schémas statique du débord

1- Sollicitations de calcul :

A l'ELU :

$$q_u = 151.92 \text{kN/ml}$$

$$M_u = \frac{-P_u \cdot l^2}{2} = \frac{-151.92 \times 0,50^2}{2} = -18.99 \text{kN.m}$$

A l'ELS

$$q_s = 18.65 \text{kN/ml}$$

$$M_s = \frac{-P_s \cdot l^2}{2} = \frac{-18.65 \times 0,50^2}{2} = -2.33 \text{kN.m}$$

2-Calcul des armatures :

$$b = 1 \text{ m} ; \quad d = 37 \text{ cm} ; \quad f_{bc} = 14,20 \text{ MPa} ; \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{18.99 \times 10^3}{100 \times 37^2 \times 14,20} = 0.010 < \mu_u = 0,392 \rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_u = 0,010 \rightarrow \beta_u = 0,995$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{18.99 \times 10^6}{0,995 \times 370 \times 348} = 1.48 \text{cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_u = 1.48 \text{cm}^2 / \text{ml}$$

3-Vérifications à l'ELU :

a)-La condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 37 \times 2,1}{400} = 4.47 \text{ cm}^2$$

$A_u = 1.48 \text{ cm}^2 < A_{\min} = 4.47 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ on adopte $4HA12/ml = 4.52 \text{ cm}^2$
Avec un espacement de 25 cm

b)-Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{On adopte : } 4 \text{ HA } 10 / \text{ml} = 3.14 \text{ cm}^2$$

Avec $S_t = 25 \text{ cm}$.

4-Vérification à l'ELS :

a)-Vérification de la contrainte de compression dans le béton :

$$\rho = \frac{100A_s}{bd} = \frac{100 \times 4.52}{100 \times 37} = 0.122 \quad \beta = 0.942 \rightarrow \alpha_1 = 0.174$$

$$k = \frac{0.174}{15 \sqrt{0.174}} = 0.014$$

$$\sigma_s = \frac{Mt}{A_t \cdot \beta d} = \frac{2.33 \times 10^3}{4.52 \times 0.942 \times 37} = 14.78 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bc} = K \sigma_s = 0.014 \times 14.78 = 0.207 \text{ MPA} < \sigma_{bc'} = 15 \text{ MPA}$$

Condition Vérifiée.

Vérification des contraintes dans les aciers :

$$\sigma_s = 14.78 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ Mpa} \text{ Condition Vérifiée.}$$

VI-7) Etude de la nervure:

Afin d'éviter le soulèvement du radier, celui-ci est muni de nervures dans les deux sens. La nervure sera calculée comme une poutre continue sur plusieurs appuis ; soumise aux charges des dalles et de la réaction du sol.

Les nervures sont considérées comme des poutres doublement encastrees.

Remarque :

Les réactions du sol sont transmises aux nervures sous forme de charge triangulaire et trapézoïdales

Pour le calcul du ferrailage, on choisit la nervure la plus sollicitée dans les deux sens

$$bn = 45cm \quad ; \quad hn = 70cm$$

Pour la détermination des efforts, on utilise le logiciel ETABS.

1-Charges revenant à la nervure

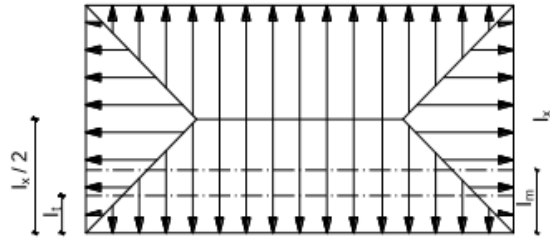


Fig-5- présentation des charges trapézoïdales.

- Pour les charges triangulaires :

Moment fléchissant $lm = 0,333lx$

Effort tranchant $lt = 0,25lx$

- Pour les charges trapézoïdales

Moment fléchissant $I_m = l_x (0,5 - \frac{\rho^2}{6})$

Effort tranchant $I_t = l_x (0,5 - \frac{\rho^2}{4})$

2-Charge à considéré :

$$\left. \begin{array}{l} Q_u = q_u \times l_m \\ Q_s = q_s \times l_m \end{array} \right\} \text{ Pour les moments fléchissant}$$

$$\left. \begin{array}{l} Q_u = q_u \times l_t \\ Q_s = q_s \times l_t \end{array} \right\} \text{ Pour les efforts tranchants}$$

3-Déterminations des charges :

ELU $q_u = (\sigma_m - \frac{Grad}{Srad} - \frac{Gner}{Sner})$

$$q_u = (170.56 - \frac{10290.14}{551.9} - \frac{399.94}{53.32}) = 159.42 \text{ kN/m}^2$$

ELS $q_s = (\sigma_m - \frac{Grad}{Srad} - \frac{Gner}{Sner})$

$$q_s = (127.036 - \frac{10290.14}{551.9} - \frac{399.94}{53.32}) = 115.89 \text{ kN/m}^2$$

Remarque :

Pour calculer ces poutres, on va choisir la file la plus sollicitée dans les deux sens.

➤ Sens longitudinale :

Travée	panneaux	Lx	Ly	ρ	Charge	Lm	Lt	qu	qs	Moment fléchissant				Effort tranchant			
										Qum	Σ Qum	Qsm	Σ Qsm	Qut	Σ Qut	Qst	Σ Qst
A-B	1	3.70	3.70	1	triang	1.22	0.92	159.42	115.89	194.49	422.46	141.38	307.10	146.66	342.75	106.62	249.36
	2	3.70	4.50	0.82	trap	1.43	1.23			227.97		165.72		196.08		142.54	
B-C	1	3.70	3.70	1	triang	1.22	0.92			194.49	422.46	141.38	307.10	146.66	342.75	106.62	249.36
	2	3.70	4.50	0.82	trap	1.43	1.23			227.97		165.72		196.08		142.54	
C-D	1	3.70	3.70	1	triang	1.22	0.92			194.49	422.46	141.38	307.10	146.66	342.75	106.62	249.36
	2	3.70	4.50	0.82	trap	1.43	1.23			227.97		165.72		196.08		142.54	
D-E	1	3.70	3.70	1	triang	1.22	0.92			194.49	422.46	141.38	307.10	146.66	342.75	106.62	249.36
	2	3.70	4.50	0.82	trap	1.43	1.23			227.97		165.72		196.08		142.54	
E-F	1	3.70	4.70	1	triang	1.22	0.92			194.49	422.46	141.38	307.10	146.66	342.75	106.62	249.36
	2	3.70	4.50	0.82	trap	1.43	1.23			227.97		165.72		196.08		142.54	
F-G	1	3.70	4.70	01	triang	1.22	0.92			194.49	422.46	141.38	307.10	146.66	342.75	106.62	249.36
	2	3.70	4.50	0.82	trap	1.43	1.23			227.97		165.72		196.08		142.54	

➤ Sens transversale :

Travée	panneaux	Lx	Ly	ρ	Charge	Lm	lt	qu	qs	Moment Fléchissant				Effort tranchant			
										Qum	Σ Qum	Qsm	Σ Qsm	Qut	Σ Qut	Qst	Σ Qst
1-2	1	3.70	3.70	1	Triang	1.22	0.92	159.42	115.89	194.49	388.98	141.38	282.76	146.66	293.32	106.62	213.24
	2	3.70	3.70	1	Triang	1.22	0.92			194.49		141.38		146.66		106.62	
2-3	1	3.70	3.70	1	Triang	1.22	0.92			194.49	388.98	141.38	282.76	146.66	293.32	106.62	213.24
	2	3.70	3.70	1	Triang	1.22	0.92			194.49		141.38		146.66		106.62	
3-4	1	3.70	4.50	0.82	Trap	1.43	1.23			227.97	455.94	165.72	331.44	196.08	392.16	142.54	285.08
	2	3.70	4.50	0.82	Trap	1.43	1.23			227.97		165.72		196.08		142.54	
4-5	1	3.70	3.70	1	Triang	1.22	0.92			194.49	388.98	141.38	282.76	146.66	293.32	106.62	213.24
	2	3.70	3.70	1	Triang	1.22	0.92			194.49		141.38		146.66		106.62	
5-6	1	3.70	3.70	1	Triang	1.22	0.92			194.49	388.98	141.38	282.76	146.66	293.32	106.62	213.24
	2	3.70	3.70	1	Traing	1.22	0.92			194.49		141.38		146.66		106.62	

4-Détermination des sollicitations :

Pour le calcul des efforts, on utilisera le logiciel ETABS

❖ Sens longitudinale :

- A l'ELU



Figure -I-1-Le chargement à l'ELU pour les moments.

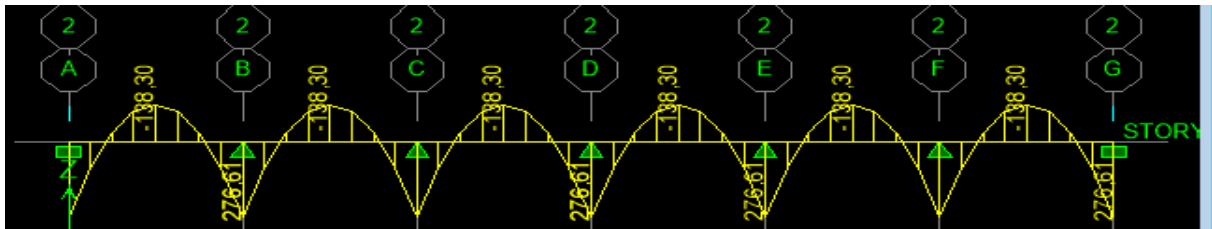


Figure-I-2-Diagramme des moments fléchissant à l'ELU en KN.M

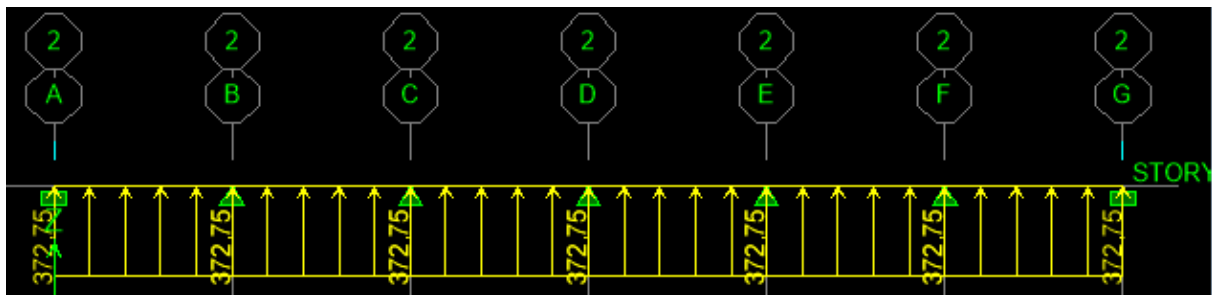


Figure-I-3-Chargement à l'ELU pour les efforts tranchant en KN

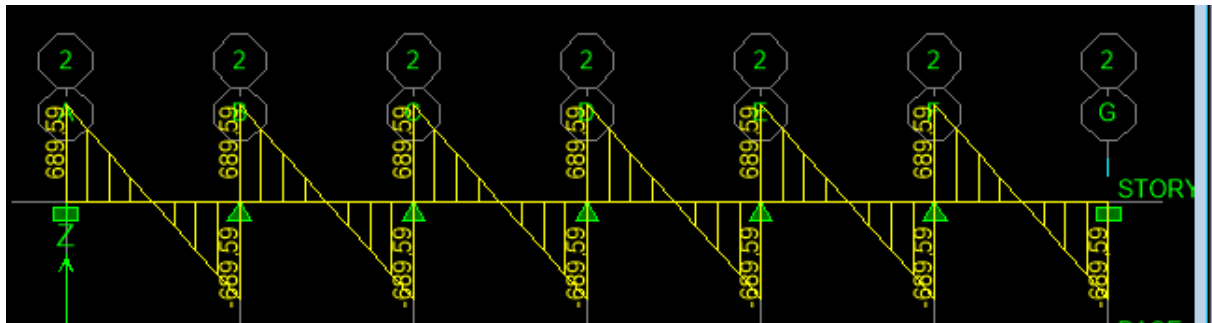


Figure-I-4-Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.

- A l'ELS :

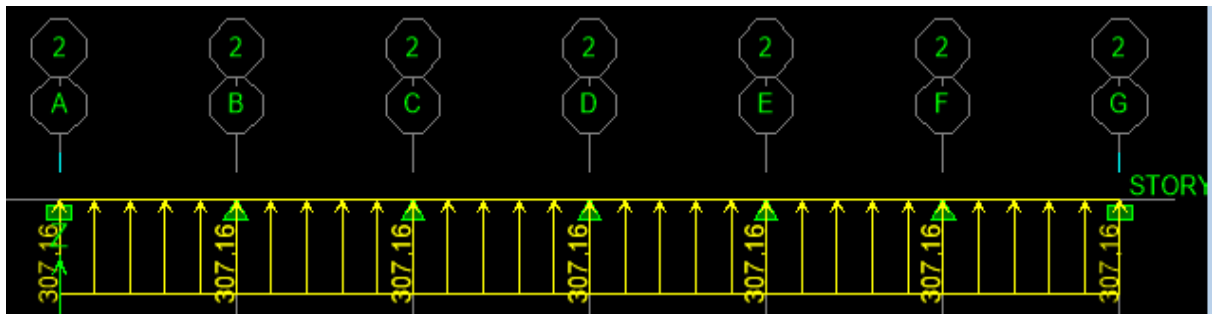


Figure-I-5-Chargement à l'ELS pour les moments en KN.M

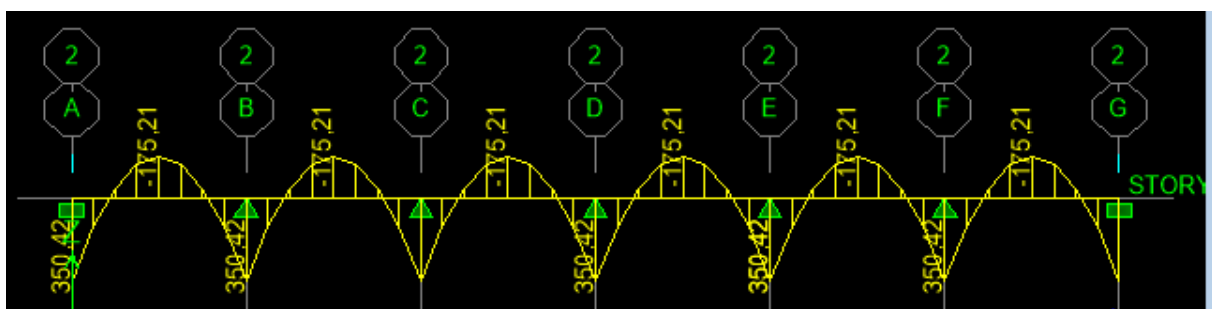


Figure-I-6-Diagramme des moments à l'ELS.

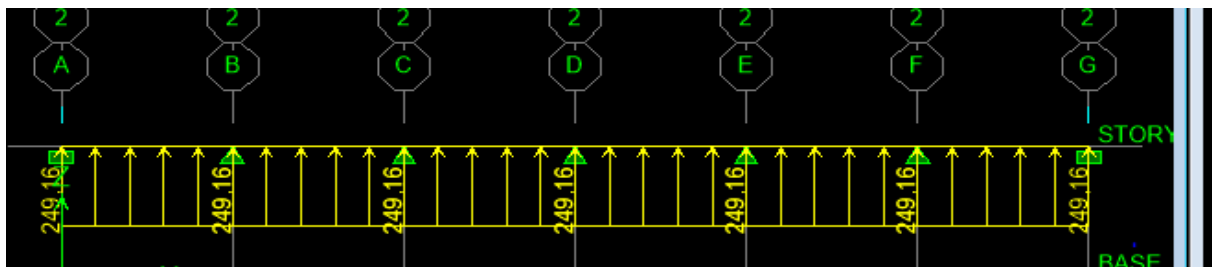


Figure-I-7-Chargement à l'ELS pour les efforts tranchant.

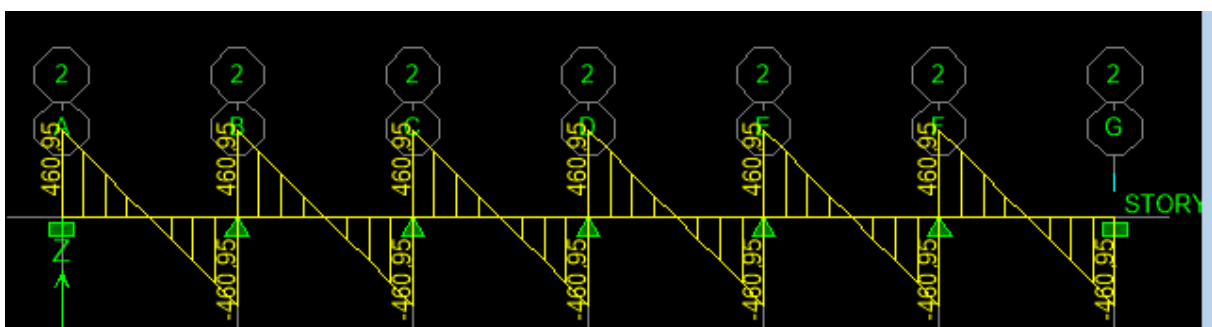


Figure-I-8-Diagramme des efforts tranchants à l'ELS.

❖ Sens transversale

• A l'ELU :

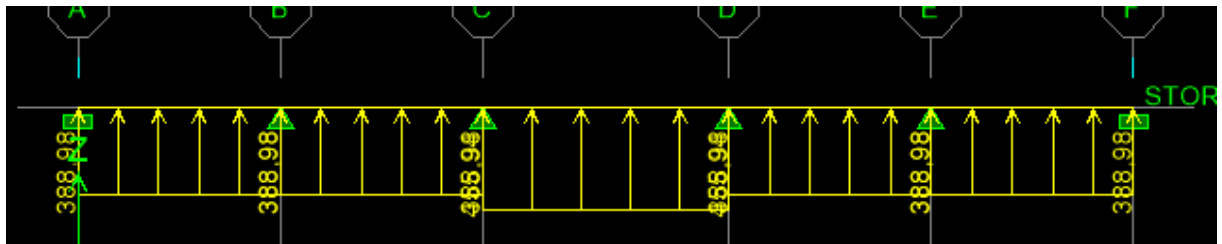


Figure-II-1-chargement à l'ELU pour les moments en KN.M

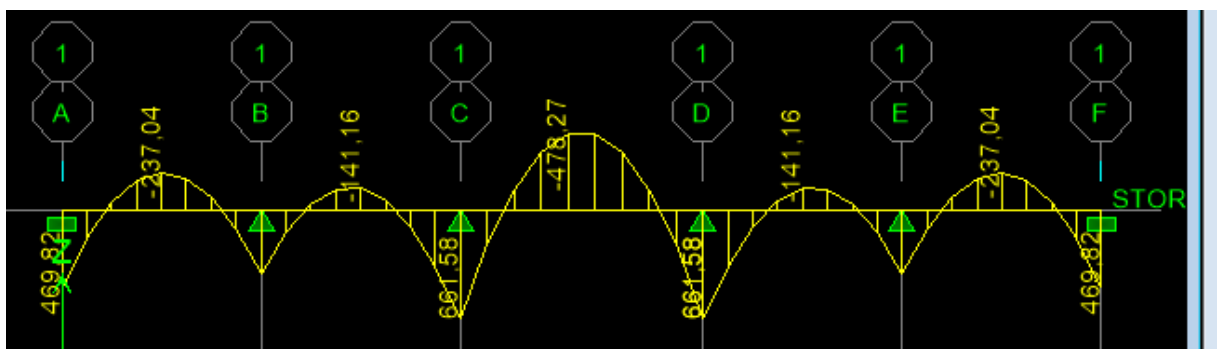


Figure-II-2-Diagramme des moments à l'ELU

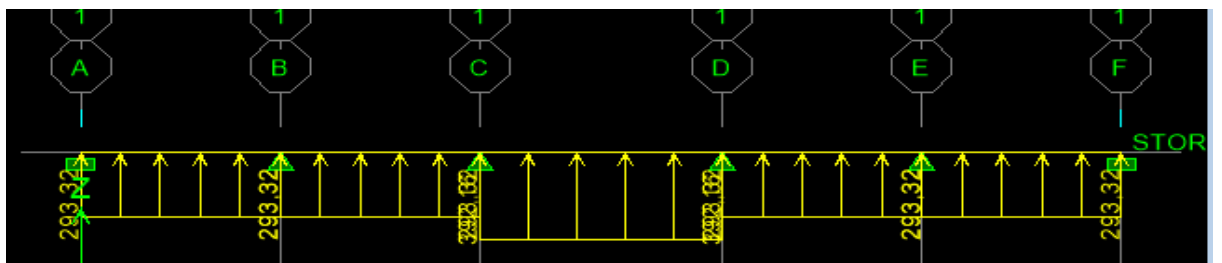


Figure-II-3-Chargement à l'ELU pour les efforts tranchant.

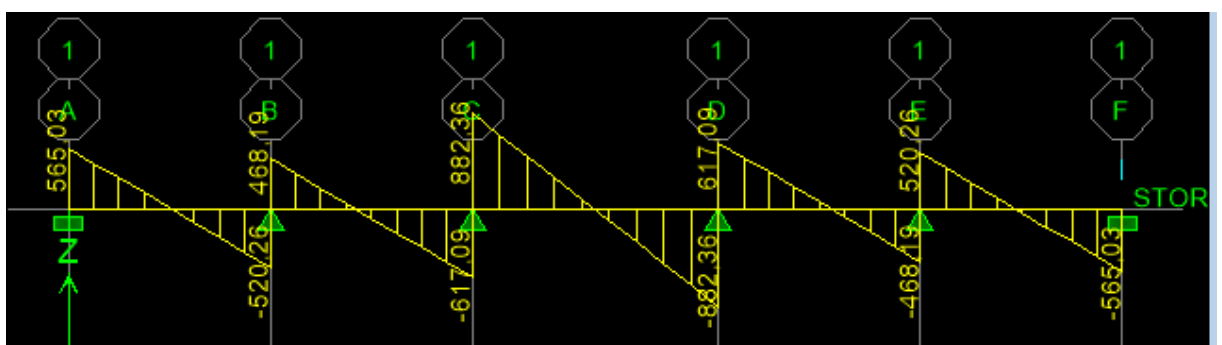


Figure-II-4-Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.

- A l'ELS :

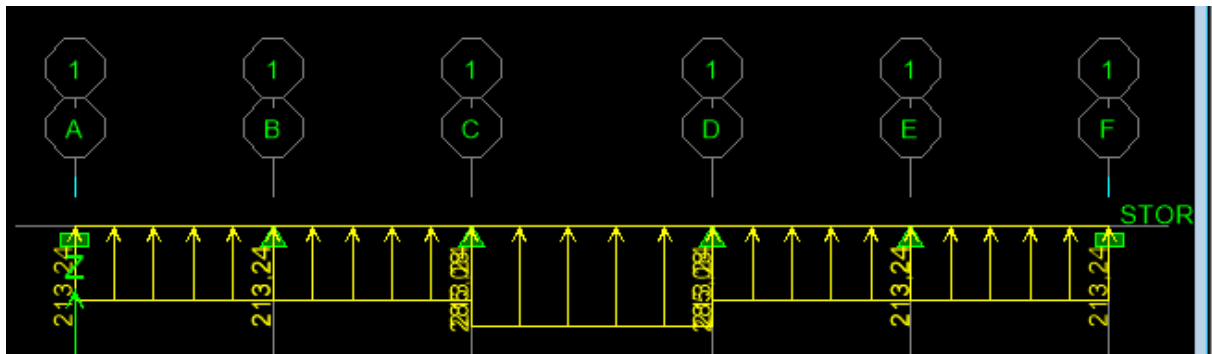


Figure-II-5-Chargement à l'ELS pour les efforts tranchants.

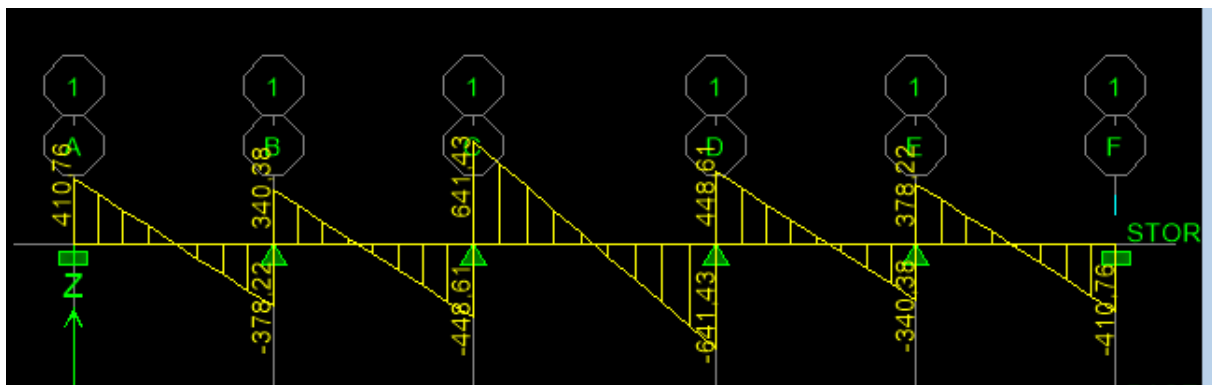


Figure-II-6-Diagramme des efforts tranchants à l'ELS.

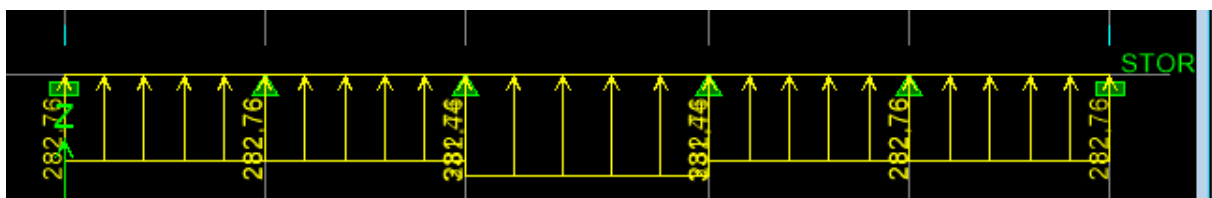


Figure-II-7-Chargement à l'ELS pour les moments.

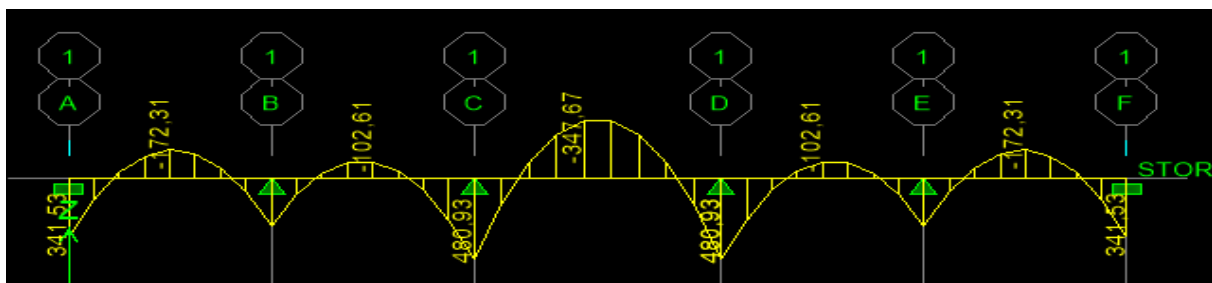


Figure-II-8-Diagramme des moments à l'ELS .

5-Ferraillage de la nervure :

		Sens longitudinale		Sens transversale	
		ELU	ELS	ELU	ELS
Mmax (KN.m)	Mmax aux travées	138.30	175.21	478.27	347,67
	Mmax aux appuis	276.61	350.42	661.58	480,93
TmaxKN		689.59	460.95	882,36	641,43

Tabl-1 les efforts interne dans les nervures

5-1-Calcul des Armatures :

➤ Armatures longitudinales:

$$b = 45cm ; d = 65cm$$

Avec $f_{bc} = 14.2Mpa$ $\sigma_{st} = 348Mpa$

Le ferraillage adopté pour la nervure dans les deux sens est donné dans le tableau ci-dessous :

Sens	Zone	$M_u^{max} (KN.m)$	μ_u	β	Section	A (cm ²)	A -Adopté
x-x	Travée	138.30	0.048	0.975	SSA	9.05	4HA16+2HA16 (chap)=12.06
	Appuis	276.61	0.096	0.949	SSA	18.61	4HA16 (fil) +2HA16+6HA14 (chap)=21.29
y-y	Travée	478.27	0.166	0.909	SSA	33.6	4HA20 (fil) +4HA20+8HA14 (chap)=37.43
	Appuis	661.58	0.230	0.867	SSA	48.73	4HA20 (fil) +12HA20 (chap)=50.24

➤ Armatures transversales : (Art A.7.2.2 BAEL 91modifiée 99.

-Diamètre des armatures transversales :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_{lmax}}{3} = \frac{20}{3} = 6.66mm \text{ soit : } \phi = 8mm$$

-Espacement :

D'après le RPA 99 version 2003, l'espacement des armatures transversales ne doivent pas dépasser les valeurs suivantes :

➤ **Zone nodale :**

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\Phi_{L_{\max}}\right) = \left(\frac{70}{4}, 20 \times 2\right) \leq \min(17.5; 40) = 17.5 \text{ cm. soit } S_t = 10 \text{ cm}$$

➤ **Zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 35 \text{ cm. Soit } S_t = 15 \text{ cm}$$

-Armatures transversales minimales (Art 7.5.2.2 RPA99/version 2003) :

$$A_{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 10 \times 45 = 1.35 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } A_t = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2 \text{ (un cadre et un étrier).}$$

➤ **armatures de peau (Art 4.34 /BAEL 91 modifiée 99) :**

Les armatures de peau sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur ; leur section est d'au moins (3cm²/ml) par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction. En l'absence de ces armatures, on risquerait d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées. Dans notre cas, la hauteur de la poutre est de 100cm, la quantité d'armatures de peau nécessaire est donc :

$$AP = 3 \text{ cm}^2 / \text{ml} \cdot 1 = 3 \text{ cm}^2$$

$$\text{On opte pour: } AP = 2HA14 = 3.08 \text{ cm}^2.$$

5-2-Vérification a L'ELU.

a) Condition de non fragilité (Art. A.1.2.1/BAEL modifiée 99) :

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

$$= 0.23 \times 45 \times 65 \times \frac{2.10}{400}$$

$$\Rightarrow A_{\min} = 3.64 \text{ cm}^2$$

➤ **Aux appuis**

$$\text{Sens x-x : } A_a = 21.29 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3.64 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée

$$\text{Sens y-y : } A_a = 50.24 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3.64 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée

➤ **En travées :**

$$\text{Sens x-x : } A_t = 12.06 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3.64 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée

$$\text{Sens y-y : } A_t = 37.43 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3.64 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée

b)-Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_u \max}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0.15 \frac{f_c 28}{\gamma_b}; 4 \text{Mpa}\right) = 2.5 \text{Mpa}.$$

➤ **Sens longitudinale : $T_{u \max} = 689.59 \text{Kn}$**

$$\tau_u = \frac{689.59 \times 10^3}{450 \times 650} = 2.28 \text{Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{Mpa}. \quad \square \square \longrightarrow \text{Condition Vérifiée.}$$

➤ **Sens transversal : $T_{u \max} = 882.36 \text{KN}$**

$$\tau_u = \frac{882.36 \times 10^3}{450 \times 650} = 2.48 \text{Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{Mpa}. \quad \square \square \longrightarrow \text{Condition Vérifiée.}$$

5-3-Vérification a l'ELS :

-Dans le béton :

On doit vérifiée que : $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 f_c 28 = 15 \text{Mpa}$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K1}$$

-Dans les aciers :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta f_{ij}}\right) = \min(266.66; 201.63) = 201.63 \text{Mpa}.$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta 1. d. A_{st}}$$

$$\rho_1 = \frac{100 A_s}{bd}.$$

sens	Zone	As (cm ²)	Ms	ρ_1	β	K1	σ_{st} (Mpa)	$\bar{\sigma}_{st}$ (Mpa)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	obs
X-X	Travée	12.06	175.21	0.408	0.902	36.02	190.25	201.63	5.28	15	CV
	Appuis	21.29	350.42	0.706	0.878	25.98	200.6	201.63	7.72	15	CV
Y-Y	Travée	37.43	347.67	1.242	0.850	18.33	163.056	201.63	8.89	15	CV
	Appuis	50.24	480.93	1.642	0.834	15.12	173.87	201.63	11.5	15	CV

Tab-2- Vérifications des contraintes a l'ELS.

VII.3.Ferraillage des voiles :

1)-Introduction :

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales (charges et surcharges) et à des forces horizontales dues au séisme.

Le calcul se fera en flexion composée et au cisaillement.

Pour faire face à ces sollicitations, on va prévoir trois types d'armatures :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures de montages

Comme pour les poteaux nous allons subdiviser le bâtiment en 4 zones :

- Zone 1 : sous-sol, RDC ,1 .
- Zone 2 : 2 , 3, 4 et 5

On classe nos voiles par groupes en fonction de leurs caractéristiques géométriques et on adoptera pour le ferraillage de chaque groupe celui du voile le plus sollicité.

❖ **Sens longitudinal :**

- Groupe I : VL1
- Groupe II : VL2

❖ **Sens transversal :**

- Groupe I : VT1.

2)-Combinaison d'action :

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales

À prendre est donné ci-dessous :

$$\text{Selon le BAEL 91 :} \quad \left\{ \begin{array}{l} 1.35 G + 1.5 Q \\ G + Q \end{array} \right.$$

$$\text{Selon le RPA99 révisé en 2003 :} \quad \left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm E \\ 0.8 G \pm E \end{array} \right.$$

3) Exposé de la méthode :

La méthode utilisée est la méthode de RDM qui se fait pour une bande largeur (d).

CHAPITRE VI : FERRAILLAGE DES ELEMENTS

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M) en utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M \cdot V}{I}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M \cdot V'}{I}$$

Avec :

B : section du béton

I : moment d'inertie du trumeau

V et V' : bras de levier ; $V = V' = \frac{L_{\text{voile}}}{2}$

Dans ce cas le diagramme des contraintes sera relevé directement du fichier résultats.

Le découpage de diagramme des contraintes en bandes de largeur (d) donnée par :

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3} L_c\right) \quad (\text{Art7.7.4RPA99/mod2003})$$

Avec :

h_e : hauteur entre nus du plancher du voile considéré.

L_c : la longueur de la zone comprimée.

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \cdot L$$

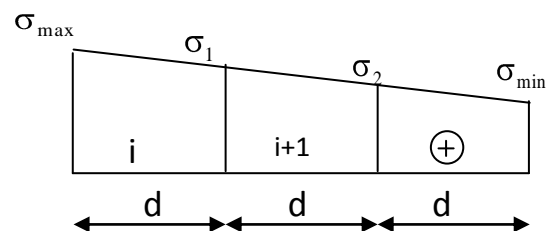
L_t : longueur tendue = $L - L_c$

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des Diagrammes des contraintes obtenues :

❖ **Section entièrement comprimée :**

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d \cdot e$$



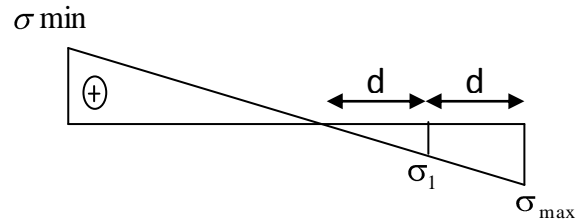
Avec :

e : épaisseur du voile.

❖ **Section partiellement comprimée :**

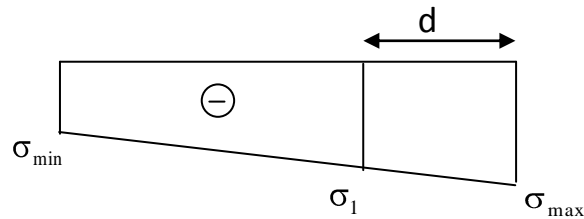
$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$



❖ **Section entièrement tendue :**

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$



4) Détermination des armatures :

a-Armatures verticales :

• **Section entièrement comprimée :**

$$A_v = \frac{N_i + B \cdot f_{c28}}{\sigma_s}$$

• **Section partiellement comprimée :**

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

• **Section entièrement tendue :**

CHAPITRE VI : FERRAILLAGE DES ELEMENTS

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

B : section du voile et $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$

- **Armatures minimales :**

- **Compression simple (Art.A.8.1, 2 BAEL91 modifié99 :**

- $A_{\min} \geq 4 \text{ cm}^2$ par mètre de parement mesuré perpendiculaire à ces armatures

- $0.2 \% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 0.5 \%$

Avec B : section du béton comprimée

- **Traction simple :**

$$A_{\min} \geq \frac{B \cdot f_{c28}}{f_e} \dots\dots\dots \text{(BAEL91)}$$

B : section du béton tendue B=d X e

Le pourcentage minimum des armatures verticales de la zone tendue doit rester au moins égale à 0.2 % de la section horizontale du béton tendu.

$$A_{\min} = 0.2\% B$$

b)-Armatures horizontales :

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10 Φ .

- D'après le BEAL 91 : $A_H = \frac{A_v}{4}$

- D'après le RPA99 (version 2003) : $A_H \geq 0.15 \% \cdot B$

Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

C-Exigences de RPA99 (version 2003) :

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales est donnée comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0,15 %B

- En zone courantes 0.10 %B

- **Espacement :**

D'après l'art 7.7.4.3 du RPA99 (version 2003), l'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$\begin{cases} S \leq 1.5 e \\ S \leq 30 \text{ cm} \end{cases}$$

Avec : $e = 20\text{cm}$: épaisseur du voile

$$S_t \leq \min \{ 5e, 30\text{cm} \}$$

Dans notre cas : $S_t \leq 30\text{cm}$

➤ Longueur de recouvrement

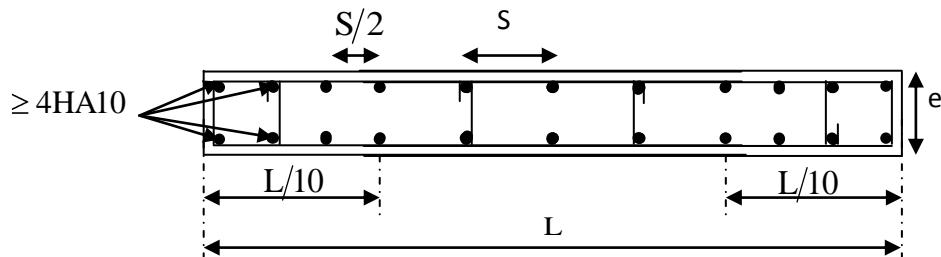
Elles doivent être égales à :

- 40Φ pour les barres situées dans les zones où le recouvrement du signe des efforts est possible.

- 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous action de toutes les combinaisons possibles de charges.

➤ Diamètre minimal

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 0,10 de l'épaisseur du voile.



Disposition des armatures verticales dans les voiles

d) Armatures transversales :

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends.

Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'article 7.7.4.3 du RPA 2003.

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingle au mètre carré.

e) Armatures de coutures :

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{T}{f_e}$$

Avec : $T = 1.4 L V_u$

V_u : Effort tranchant calculée au niveau considéré

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

5) Les Vérification :

5-1) Vérification de la contrainte dans le béton à L'ELS :

Pour cet état, il considère :

$$N_{ser} = G + Q$$

$$\sigma_b = \frac{N}{B + 15 \cdot A} \leq \bar{\sigma}_b$$

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec :

N_{ser} : Effort normal appliqué

B : Section du béton

A : Section d'armatures adoptées (verticales)

5-2) Vérification de la contrainte de cisaillement

D'après (artA.5.1.21 BAEL 91 /mod99).

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right) = 2.5 \text{ MPa.}$$

Avec : τ_u : contrainte de cisaillement

D'après le RPA99 (version 2003).

CHAPITRE VI : FERRAILLAGE DES ELEMENTS

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \cdot f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \cdot d}$$

Avec : $V = 1.4 \cdot V_{u,\text{calcul}}$

V_u : effort tranchant calculé au niveau considéré

b_0 : Epaisseur du voile

d : Hauteur utile ($d = 0.9 h$)

h : Hauteur totale de la section brute

CHAPITRE VI : FERRAILLAGE DES ELEMENTS

Ferrailage du Voile VT1					
Zones		Zone I	Zone II		
Caractéristiques géométriques	L (m)		3.15	3.15	
	e (m)		0.20	0.20	
	B (m)		0.63	0.63	
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m ²]		4502.32	4431.15	
	σ_{min} [KN/m ²]		-8765.37	-7178.46	
	Nature de la section		SPC	SPC	
	V _u (kN)		1082.15	967.26	
	L _t (m)		2.29	2.31	
	L _c (m)		1.66	1.64	
	d (m)		1.147	1.154	
	σ_1 [KN/m ²]		4911.185	3589.230	
	N (kN)	N ₁	1267.81	622.53	
		N ₂	422.603	207.511	
	A _v (cm ²)	A _{v1}	31.70	15.56	
		A _{v2}	10.57	5.19	
	A _{vj} (cm ²)		41.66	37.24	
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vj} /4	42.11	22.86	
		A2=A _{v2} +A _{vj} /4	20.98	12.49	
	A _{min} (cm ²)		9.04	9.08	
	A _v adopté (cm ²)	bande 1	44.23	24.68	
		bande2	22.62	15.71	
	Ferrailage des voiles	Choix des barres	bande1	2 x 11HA16	2 x 11HA12
			bande2	2 x 10HA12	2 x 10HA10
S _t (cm)		bande1	10cm	10cm	
		bande2	15cm	15cm	
A _{Hmin} =0.0015*B (cm ²)/bande		5.16	5.19		
A _H /nappe (cm ²)		11.06	8.47		
Choix des barres/nappe (cm ²)		10HA12/nappe	8HA12/nappe		
ep =15cm		(A=11,31cm²)	(A=9.05cm²)		
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m²		
	contrainte	τ_u (MPa)	2.029	1.814	
		τ_b (MPa)	2.841	2.539	
	ELS	N _s (kN)	320.61	250.18	
σ_b (MPa)		0.47	0.38		

Ferrailage du Voile VL1				
Zones		Zone I	Zone II	
Caractéristiques géométriques	L (m)		2.35	2.35
	e (m)		0.20	0.20
	B (m)		0.47	0.47
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m ²]		1850.78	1030.66
	σ_{min} [KN/m ²]		-5534.56	-3857.98
	Nature de la section		SPC	SPC
	V _u (kN)		331.54	297.61
	L _t (m)		1.54	1.62
	L _c (m)		0.51	0.43
	d (m)		0.768	0.809
	σ_1 [KN/m ²]		2767.280	1928.990
	N (kN)	N ₁	478.27	351.08
		N ₂	159.423	117.027
	A _v (cm ²)	A _{v1}	11.96	8.78
		A _{v2}	3.99	2.93
	A _{vj} (cm ²)		12.76	11.46
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vj} /4	15.15	11.64
		A2=A _{v2} +A _{vj} /4	7.18	5.79
	A _{min} (cm ²)		6.05	6.37
	A _v adopté (cm ²)	Bande1	18.1	12.58
Bande 2		9.04	6.28	
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bande1	2 x 8HA12	2 x 8HA10
		Bande 2	2 x 4HA12	2 x 4HA10
	S _t (cm)	Bande1	10cm	10cm
		Bande 2	12cm	12cm
	A _{Hmin} =0.0015*B (cm ²)/bande		3.46	3.64
	A _H /nappe (cm ²)		4.49	3.15
	Choix des barres/nappe (cm ²)		4HA12/nappe	4HA12/nappe
ep =15cm		(A=4,52cm ²)	(A=4,52cm ²)	
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m²	
	Contrainte	τ_u (MPa)	1.198	1.075
		τ_b (MPa)	1.677	1.506
	ELS	N _s (kN)	478.77	360.11
		σ_b (MPa)	1.37	1.07

Ferrailage du Voile VL2				
Zones		Zone I	Zone II	
Caractéristiques géométriques	L (m)		1.40	
	e (m)		0.20	
	B (m)		0.28	
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m ²]		4562.52	
	σ_{min} [KN/m ²]		-6452.23	
	Nature de la section		SPC	SPC
	V _u (kN)		331.15	238.41
	L _t (m)		0.97	1.02
	L _c (m)		0.63	0.58
	d (m)		0.487	0.508
	σ_1 [KN/m ²]		3541.410	2403.305
	N (kN)	N ₁		387.71
		N ₂		129.235
	A _v (cm ²)	A _{v1}		9.69
		A _{v2}		3.23
	A _{vi} (cm ²)		12.75	9.18
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vi} /4		12.88
		A2=A _{v2} +A _{vi} /4		6.42
	A _{min} (cm ²)		3.83	4.00
	A _v adopté (cm ²)	Bande1		13.57
		Bande 2		11.31
	Choix des barres	Bande1		2 x 6HA12
		Bande 2		2 x 5HA12
S _t (cm)	Bande1		8cm	
	Bande 2		12cm	
A _{Hmin} =0.0015*B (cm ²)/bande		2.19	2.29	
A _H /nappe (cm ²)		3.39	2.83	
Choix des barres/nappe (cm ²)		4HA12/nappe	3HA12/nappe	
ep =15cm		(A=4,52cm ²)	(A=3,39cm ²)	
Vérifications des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²	
	Contrainte	τ_u (MPa)	1.533	
		τ_b (MPa)	2.146	
	ELS	N _s (kN)	444.45	
σ_b (MPa)		1.64		

VI.2.Ferraillage des Poteaux:

Les poteaux seront calculés en flexion composée sous l'effet des sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens (longitudinal et transversal) puis nous vérifions à l'ELS pour les cas suivants :

Situation	Fe (MPa)	fc ₂₈ (MPa)	γ _b	γ _c	F _{bu} (MPa)	σ _s (MPa)
Durable	400	25	1.5	1.15	14.2	348
Accidentelle	400	25	1.15	1	18.48	400

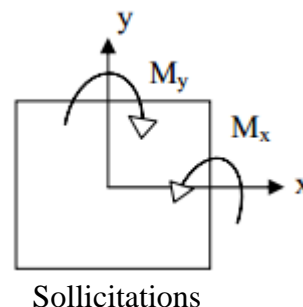
Tableau V.1.Caractéristiques de calcul en situation durable et accidentelle

Les armatures seront calculées suivant les combinaisons les plus défavorables en tenant compte de trois types de sollicitations :

- Effort normal maximal et moment correspondant : $N_{\max} - M_{\text{cor}}$
- Effort normal minimal et moment correspondant : $N_{\min} - M_{\text{cor}}$
- Moment fléchissant maximal et effort normal correspondant : $M_{\max} - N_{\text{cor}}$

M_x : Moment du poteau dans le sens longitudinal

M_y : Moment du poteau dans le sens transversal



Combinaisons de calcul :BAEL91/modifiée99 :

ELU : $1.35G + 1.5Q$

ELS : $G + Q$

RPA99/modifiée2003 :

$G + Q + E_x$

$G + Q + E_y$

$0.8G + E_x$

$0.8G + E_y$

Chaque poteau est soumis à un effort de normal(N) et à un moment fleéchissant(M),nous pouvons avoir l'un des cas suivant :

- section partiellement comprimée(spc)
- section entierement comprimé(sec)
- section entierement tendue(SET)

VI.2.1. Détermination des efforts internes :

La détermination des efforts internes dans les poteaux se fera grâce à la méthode des éléments finis (MEF) en utilisant le logiciel ROBOT

V.2. Recommandations du RPA 2003 :

a) Armatures longitudinales :

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence (HA), droites.

Les pourcentages d'armatures recommandés par rapport à la section du béton sont :

Le pourcentage minimal d'armatures sera 0.8% $b \times h$ en zone IIa :

Poteau (35×35) : $A_{\min} = 0.008 \times 35 \times 35 = 12.8 \text{ cm}^2$

Poteau (30×30) : $A_{\min} = 0.008 \times 30 \times 30 = 9.8 \text{ cm}^2$

Le pourcentage maximal en zone de recouvrement sera 6% $b \times h$:

Poteau (40×40) : $A_{\max} = 0.06 \times 35 \times 35 = 96 \text{ cm}^2$

Poteau (35×35) : $A_{\max} = 0.06 \times 30 \times 30 = 73.5 \text{ cm}^2$

Le pourcentage maximal en zone courante sera 4% $b \times h$:

Poteau (40×40) : $A_{\max} = 0.04 \times 35 \times 35 = 64 \text{ cm}^2$

Poteau (35×35) : $A_{\max} = 0.04 \times 30 \times 30 = 49 \text{ cm}^2$

Section des poteaux (cm^2)	Pourcentage minimal : $A_{\min} = 0.008 b \times h$ (cm^2)	Pourcentage maximal	
		Zone de recouvrement : $A_{\max} = 0.06 b \times h$ (cm^2)	Zone courante : $A_{\max} = 0.04 b \times h$ (cm^2)
Poteau (35×35) :	12.8	96	64
Poteau (30×30) :	9.8	73.5	49

Tableau VI.2. :Récapitulatif des sections d'acier recommandées par le RPA

Le diamètre minimal est de 12mm.

La longueur de recouvrement est $L_r = 40 \phi_L^{\min}$ en zone IIa

La distance entre les barres verticales ne doit pas dépasser 25cm en zone IIa.

Les jonctions par recouvrement doit être possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

La zone nodale est constituée par le nœud poteaux-poutres proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent.

b) Armatures transversales :

Les armatures transversales sont déposées dans le plan perpendiculaire à l'axe longitudinal de la pièce et entourant les armatures longitudinales en formant une ceinture de manière à empêcher le mouvement de celles-ci vers la paroi.

Le role des armatures transversales consiste à :

- Empêcher les déformations transversales du béton et le flambement des armatures longitudinales.
- Reprendre les efforts tranchants et les sollicitations des poteaux au cisaillement.
- Positionner les armatures longitudinales

Leur calcul se fait a l'aide de la formule suivante (RPA99modifiée2003/Art7.4.2.2) :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_1 \times V_u}{h_t \times f_e}$$

V_u : effort tranchant de calcul

h_t : hauteur totale de la section brute

A_t : armatures transversales

ρ : coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de rupture par effort tranchant :

$$\rho = 2.5 \text{ si l'élanement géométrique: } \lambda g \geq 5$$

$$\rho = 3.75 \text{ si l'élanement géométrique: } \lambda g < 5$$

S_t : espacement des armatures transversales :

$$S_t \leq \min 10\emptyset; 15\text{cm en zone nodale}$$

$$S_t \leq 15\emptyset \text{ en zone courante}$$

Avec : \emptyset diamètre minimal des armatures longitudinales dans les poteaux.

La quantité d'armatures transversales minimale :

$\frac{A_t}{b \times S_t}$ en %, elle est donnée comme suit :

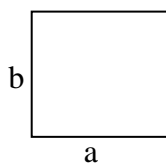
$$0.3\% \text{ si } \lambda g \geq 5$$

$$0.8\% \text{ si } \lambda g \leq 3$$

Par interpolation entre les valeurs précédentes si: $3 < \lambda g < 5$

Calcul d'élanement géométrique :

$$\lambda g = \frac{L_f}{a} \text{ ou } \frac{L_f}{b}$$



Avec :

« a » et « b » représentent les dimensions de la section droite du poteau dans la direction de la déformation considérée.

L_f : longueur de flambement

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets a 135° ayant une longueur droite de $10\emptyset$ minimum.

VI.3. Calcul des armatures a l'ELU :

VI.3.1. Les armatures longitudinales :

Exposé de la méthode de calcul a l'ELU :

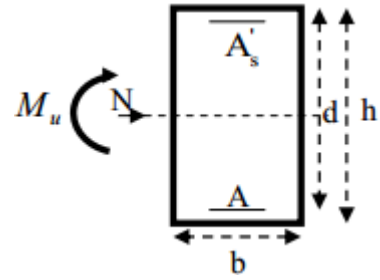
Chaque poteau est soumis a un effort normal N (de compression ou de traction) et a un moment fléchissant M, ce qui nous conduit a étudier deux cas suivants

Section partiellement comprimée (SPC).

CHAPITRE VI : FERRAILLAGE DES ELEMENTS

Section entièrement comprimée (SEC).

Calcul du centre de pression : $e = \frac{M_u}{N_u}$:



a) Section partiellement comprimée (SPC) :

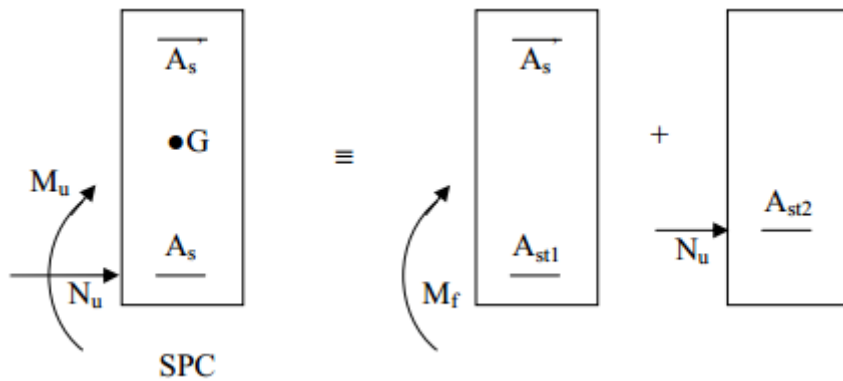
La section est partiellement comprimée si l'une des conditions suivantes est vérifiée :

$$e = \frac{M_u}{N_u} \geq \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

$$d - c' N_u - M_f \leq \left(0.337 - 0.81 \frac{c'}{h}\right) b h^2 f_{bc}$$

Avec : M_f : moment par rapport au centre de gravité des armatures intérieures.

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



En flexion composée la section d'armatures sera donnée par les relations suivantes :

$$\mu = \frac{M_f}{b d^2 f_{bc}} \text{ avec : } f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = 14.2 \text{ MPa}$$

- Si : $\mu \leq \mu_i = 0.392 \Rightarrow$ la section est simplement armée (SSA) et nous allons extraire β des tableaux

$$A_1 = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s} ; A' = 0$$

D'où la section réelle est $A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s}$ si l'effort est négatif.

$$\text{Si : } A_s \text{ est négative } A_s \geq \max \frac{bh}{1000} ; 0.23 bh \frac{f_{t28}}{f_e}$$

- Si : $\mu > \mu_i = 0.392 \Rightarrow$ la section est doublement armée (SDA).

Nous calculons:

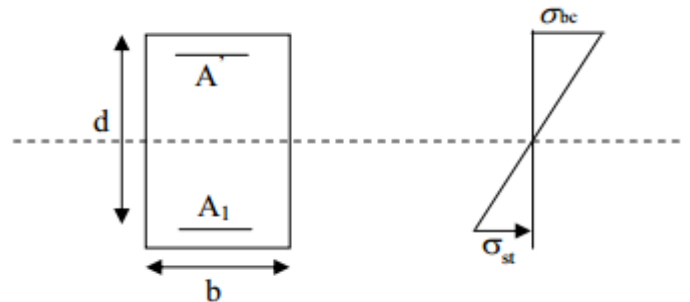
$$M_r = \mu_i b d^2 f_{bc}$$

$$\Delta M = M_f - M_r$$

Avec :

M_r : moment ultime pour une section simplement armée.

$$A_1 = \frac{M_r}{\beta_r d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d-c) \sigma_s}$$



CHAPITRE VI : FERRAILLAGE DES ELEMENTS

$$A' = \frac{\Delta M}{(d-c)\sigma_s} \text{ avec : } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

La section réelle d'armatures est $A_s' = A'$; $A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s}$

b) Section entièrement comprimée :

La section est entièrement comprimée si l'une des conditions suivantes est vérifiée :

$$e = \frac{Mu}{Nu} \leq \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

$$d - c' Nu - Mf > (0.337 - 0.81 \frac{c'}{h}) bh^2 f_{bc}$$

Deux cas peuvent se présenter :

$$1. \quad \text{Si : } (0.337 - 0.81 \frac{c'}{h}) bh^2 f_{bc} < d - c' Nu - Mf < (0.5 - \frac{c'}{h}) bh^2 f_{bc}$$

Les sections d'armatures sont :

$$A_s' = \frac{N - 100 \cdot \Psi \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{100 \sigma_s} ; A_s = 0$$

$$\text{Avec : } \Psi = \frac{0.3571 + \frac{N d - c' - 100 \cdot M_u}{100 \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{bc}}}{0.8571 - \frac{c'}{h}}$$

$$2. \quad \text{Si : } d - c' Nu - Mf \geq (0.5 - \frac{c'}{h}) bh^2 f_{bc}$$

Les sections d'armatures sont :

$$A_s' = \frac{M_u - d - 0.5h \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{(d-c)\sigma_s} ; A_s = \frac{N - b \cdot h \cdot f_{bc}}{\sigma_s} - A_s'$$

• Si : $e = \frac{Mu}{Nu} = 0$ (excentricité est nulle ; c'est une compression pure), le calcul se fera à l'état limite de stabilité de forme et la section d'armature sera : $A = \frac{N_u - B \cdot f_{bc}}{\sigma_s}$

Avec : B : Aire de la section du béton seul

σ_s = Contrainte de l'acier

Remarque :

Nous allons ferrailer par zone ; car nous avons constaté qu'il est possible d'adopter le même ferrailage pour un certain nombre de niveau :

Zone I : SS ; RDC, 1^{er} et 2^{eme} étage

Zone II : , 3^{eme} , 4^{eme} et 5^{eme} étage

Calcul du ferrailage des poteaux :

Le ferrailage des poteaux se fait par un calcul automatique a l'aide du logiciel « Socotec ». Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

CHAPITRE VI : FERRAILLAGE DES ELEMENTS

niveau	(cm ²) Section	Effort normal KN	Moment (kN,m)	(h/2-c)	Observation	AS' (cm ²)	AS (cm ²)
Zone I	35*35	N _{max} =2776.59	M _{cor} =21.864	0.15	SEC	5.23	9.43
		N _{min} =74.59	M _{cor} =22.071	0.15	SPC	0	0.66
		N _{cor} =43.09	M _{max} =310.243	0.15	SEC	0	4.37
Zone II	30*30	N _{max} =1681.24	M _{cor} =113.525	0.125	SEC	0	7.82
		N _{min} =33.9	M _{cor} =8.02	0.125	SPC	0	0.22
		N _{cor} =77.3	M _{max} =157.343	0.125	SPC	0	9.41

Tableau VI.3.: Ferrailage des poteaux a l'ELU suivant les deux sens

Le ferrailage des différents poteaux se fera suivant la section minimale d'armatures A_s(min) correspondante recommandée par le règlement « RPA.99/modifiée2003 » en zone IIa.

Section (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)	Choix de A
Zone I (35 × 35)	12.8	14.19	4HA16+4HA14
Zone II (30 × 30)	9.8	10.67	4HA14+4HA12

Tableau VI.4 : Ferrailage des poteaux suivant les deux sens

VI.4 Vérifications à l'ELU :

Détermination des armatures transversales :

Les armatures transversales sont disposées dans le plan perpendiculaire à l'axe longitudinal de la pièce ; elles ont un rôle principal qui est le maintien des armatures longitudinales en évitant ainsi leur flambement. D'après les règles du BAEL91/modifiée99, le diamètre des armatures transversales « θ_t » sont au moins égal à la valeur normalisée de la plus proche du tiers du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent.

$$\theta_t = \frac{1}{3} \theta_L^{\max} = \frac{16}{3} = 5.33 \text{ mm. Soit : } \theta_t = 8 \text{ mm}$$

θ_L^{\max} : est le plus grand diamètre des armatures longitudinales.

Elles sont calculées à l'aide de la formule : $\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_1 \times T_u}{h_1 \times f_e}$

T_u : Effort tranchant de calcul

h₁ : hauteur totale de la section brute

f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales

ρ₁ : coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

CHAPITRE VI : FERRAILLAGE DES ELEMENTS

$\rho_1 = 2.5$ si l'élanement géométrique: $\lambda g \geq 5$

$\rho_1 = 3.75$ si l'élanement géométrique: $\lambda g < 5$

L'élanement géométrique (λg) est donné par la relation :

$$\lambda g = \frac{L_f}{a} = \frac{L_f}{b}; \text{ avec : } a = b$$

Tel que : $L_f = 0.7 l_0$

L_f : longueur de flambement du poteau

l_0 : longueur libre du poteau

Avec : $l_0 = 408\text{cm}$ pour le s – sol
 $l_0 = 306\text{cm}$ pour les autres étages

• **Espacement des armatures :**

Selon le RPA, la valeur maximale de l'espacement S_t des armatures transversales est fixée comme suit :

✓ **Dans la zone nodale :** $S_t \leq \min(10\phi_L ; 15\text{cm}) \Rightarrow S_t = 10\text{cm}$

✓ **Dans la zone courante :** $S_t \leq 15\phi_L = 18\text{cm} \Rightarrow S_t = 15\text{cm}$

Avec : $\phi_L = 12\text{mm}$ est le diamètre minimal des armatures longitudinales des poteaux.

• **Calcul de λg et de A_{\min} :**

Poteau (30×30) :

$$\lambda g = \frac{L_f}{a} = \frac{0.7l_0}{a} = \frac{0.7 \times 306}{30} = 6.12 \Rightarrow \lambda g > 5 \Rightarrow \frac{A_t}{(b \times S_t)} = 0.3\%$$

$$\text{Zone nodale : } A_t^{\min} = 0.003 \times 35 \times 10 = 1.05\text{cm}^2$$

$$\text{Zone courante : } A_t^{\min} = 0.003 \times 35 \times 15 = 1.575\text{cm}^2$$

Poteau (35×35) :

$$\lambda g = \frac{L_f}{a} = \frac{0.7l_0}{a} = \frac{0.7 \times 306}{35} = 5.35 \Rightarrow \lambda g > 5 \Rightarrow \frac{A_t}{(b \times S_t)} = 0.3\%$$

$$\text{Zone nodale : } A_t^{\min} = 0.003 \times 35 \times 10 = 1.2\text{cm}^2$$

$$\text{Zone courante : } A_t^{\min} = 0.003 \times 35 \times 15 = 1.8\text{cm}^2$$

Sections des armatures transversale

	Zone I	Zone II
	35×35	30×30
Efforts tranchants (kN)	184.02	111.61
Elancement géométrique λg	5.35	6.12
Coefficient correcteur ρ_1	2.5	2.5
A_t zone nodale ($S_t = 10\text{cm}$)	10	10
A_t zone courante ($S_t = 15\text{cm}$)	15	15
A_t^{\min} zone nodale ($S_t = 10\text{cm}$)	1.2	1.05
A_t^{\min} zone courante ($S_t = 15\text{cm}$)	1.8	1.575
A_{ad}	2.01	2.01

Tableau VI.5: Sections des armatures transversales

Longueur de recouvrement :

$$L_r = 40 \theta_L^{\min} = 40 \times 1.2 = 48\text{cm}$$

Délimitation de la zone nodale :

Au niveau des poutres :

$$L' = 2 \times h ; \text{ tel que : } h \text{ est la hauteur de la poutre}$$

Au niveau des poteaux :

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60\text{cm}\right)$$

h_1 et b_1 : sont les dimensions du poteau

h_e : hauteur entre nus des poutres

$$h' = \max\left(\frac{266}{6}; b_1; h_1; 60\text{cm}\right) = 60 \text{ cm}$$

$h' = 61.37 \text{ cm} \Rightarrow$ dans les poteaux de s-sol

$h' = 60 \text{ cm} \Rightarrow$ dans les poteaux pour le RDC et les étages courants.

Longueur d'ancrage : (BAEL91/Art : A.6.1.221) :

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_{su}} ; \tau_{su} = 0.6 \Psi_s^2 f_{t28}$$

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

$\Psi_s = 1.5$ pour les aciers a haute adhérence.

$$\text{Pour les HA12 : } l_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_{su}} = \frac{1.2 \times 400}{4(0.6 \times 1.5^2 \times 2.1)} = 42.33 \text{ cm}$$

$$\text{Pour les HA14 : } l_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_{su}} = \frac{1.4 \times 400}{4(0.6 \times 1.5^2 \times 2.1)} = 49.38 \text{ cm}$$

$$\text{Pour les HA16 : } l_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_{su}} = \frac{1.6 \times 400}{4(0.6 \times 1.5^2 \times 2.1)} = 56.44 \text{ cm}$$

Vérification au cisaillement : (RPA/ Art7.4.3.2) :

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton τ_{bu} sous combinaison

sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante ; $\tau_b = \frac{V_u}{b d} \leq \tau_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$

$$\rho_d = \begin{cases} 0.075 \rightarrow \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 \rightarrow \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Zone	V_u (kN)	b (cm)	h (cm)	λ_g	ρ_d	τ_b (MPa)	$\tau_{b adm}$ (MPa)	Vérification
Zone I	184.02	35	35	5.35	0.075	1.31	1.875	✓
Zone II	111.61	30	30	6.12	0.075	1.063	1.875	✓

Tableau V.6. : Vérification au cisaillement

Les armatures longitudinales : art (7.4.2.1) du RPA

- Les armatures longitudinales sont des haute adhérences, droite et sans crochets
- Le diamètre minimum est de 12 mm
- La longueur minimale du recouvrement est de 40ϕ

En zone IIa

- ✓ Poteaux (35×35): $l_r = 40\phi = 40 \times 1.6 = 64\text{cm}$
- ✓ Poteaux (30×30): $l_r = 40\phi = 40 \times 1.4 = 56\text{cm}$
 - La distance entre les barres verticales dans une face du poteau $\leq 25\text{cm}$

V.5. Vérifications à l'ELS :

Condition de non fragilité :

La condition de non fragilité dans le cas de la flexion composée est :

$$A_s \geq A_{\min} = \frac{0.23 \times f_{t28}}{f_e} \times \frac{e_s - 0.455 \times d}{e_s - 0.185 \times d} \times b d$$

Vérification des contraintes à l'ELS :

Pour le cas des poteaux, nous vérifions l'état limite de compression de béton :

$$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa (BAEL91/A.4.5.2)}$$

$$\text{Si : } e_s = \frac{M_s}{N_s} < \frac{h}{6} \rightarrow \text{section entièrement comprimée}$$

$$\text{Si : } e_s = \frac{M_s}{N_s} > \frac{h}{6} \rightarrow \text{section partiellement comprimée}$$

Vérification d'une section partiellement comprimée :

Pour calculer la contrainte du béton nous déterminons la position de l'axe neutre : $y_1 = y_2 + l_c$

y_1 : La distance entre l'axe neutre à l'ELS et la fibre la plus comprimée.

y_2 : La distance entre l'axe neutre à l'ELS et le centre de pression C_p .

l_c : La distance entre le centre de pression C_p et la fibre la plus comprimée.

y_2 : est obtenu avec la résolution de l'équation suivante : $y_2^3 + p \cdot y_2 + q = 0$

$$\text{Avec : } l_c = \frac{h}{2} - e_s$$

$$p = -3 \times l_c^2 - 90 \cdot A_s \cdot \frac{l_c - c'}{b} + 90 A_s \cdot \frac{d - l_c}{b}$$

$$q = -2 \times l_c^3 - 90 \cdot A_s \cdot \frac{l_c - c'^2}{b} + 90 A_s \cdot \frac{d - l_c^2}{b}$$

Pour la résolution de l'équation, on calcule Δ : $\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}$

$$\text{Si : } \Delta \geq 0 : t = 0.5 (\bar{\Delta} - q) ; u = \sqrt[3]{t} \Rightarrow y_2 = u - \frac{p}{4 \cdot u}$$

Si : $\Delta < 0 \Rightarrow$ l'équation admet trois racines :

CHAPITRE VI : FERRAILLAGE DES ELEMENTS

$$y_2^1 = a \cdot \cos\left(\frac{\alpha}{3}\right); y_2^2 = a \cdot \cos\left(\frac{\alpha}{3} + \frac{2\pi}{3}\right); y_2^3 = a \cdot \cos\left(\frac{\alpha}{3} + \frac{4\pi}{3}\right)$$

$$\text{Avec : } \alpha = \arccos \frac{3 \cdot q}{2 \cdot p} \times \frac{-3}{p}; a = 2 \cdot \frac{-p}{3}$$

Nous tiendrons pour y_2 la valeur positive ayant un sens physique tel que :

$$0 < y_1 = y_2 + 1 < h$$

Donc : $y_1 = y_2 + 1_c$

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15 \times A_s \cdot d - y_1^2 + A_s' \cdot (y_1 - d)^2$$

Finalement : la contrainte de compression dans le béton est :

$$\sigma_{bc} = \frac{y_2 \times N_s}{I} \cdot y_1 \leq \sigma_{bc}$$

Vérification d'une section entièrement comprimée :

- Nous calculons l'aire de la section homogène totale :

$$S = bh + 15 \times (A_s + A_s')$$

- Nous déterminons la position du centre de gravité qui est situé à une distance X_G au-dessus du centre de gravité géométrique :

$$X_G = 15 \times \frac{A_s' \times 0.5h - d' - A_s \times (d - 0.5h)}{bh + 15(A_s + A_s')}$$

- Nous calculons l'inertie de la section homogène totale :

$$I = \frac{bh^3}{12} + bh \times X_G^2 + 15 \times A_s' \times (0.5h - d' - X_G)^2 + A_s \times (d - 0.5h + X_G)^2$$

Les contraintes dans le béton sont :

$$\sigma_{sup} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{N_{ser}(e_s - X_G) \times (\frac{h}{2} - X_G)}{I} \text{ sur la fibre supérieure}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{N_{ser}(e_s - X_G) \times (\frac{h}{2} - X_G)}{I} \text{ sur la fibre inférieure}$$

Nous vérifions que : $\max(\sigma_{sup}; \sigma_{inf}) \leq \sigma_{bc}$

Remarque :

Si les contraintes sont négatives, nous referons le calcul avec une section partiellement comprimée

Les résultats des vérifications sont résumés dans le tableau suivant :

CHAPITRE VI : FERRAILLAGE DES ELEMENTS

Sections	Sollicitations	N (kN)	M (kN.m)	e (m)	Nature	Béton				Acier			
						σ_{sup} (MPa)	σ_{inf} (MPa)	σ (MPa)	C-V	σ_{sup} (MPa)	σ_{inf} (MPa)	σ (MPa)	C-V
35 × 35	$N_{max} - M_{cor}$	2023.91	15.849	0.029	SEC	8.97	11	15	✓	138.3	161.4	348	
	$N_{min} - M_{cor}$	10.44	4.456	0.0052	SEC	5.76	3.42	15	✓	49.7	64.3	348	
	$M_{3max} - N_{cor}$	31.45	226.526	0.03	SEC	10.89	13.67	15	✓	230.3	179.8	348	
30 × 30	$N_{max} - M_{cor}$	1226.46	82.913	0.03	SEC	1.42	14.2	15	✓	207.9	30.1	348	
	$N_{min} - M_{cor}$	8.25	7.078	0.23	SPC	3.05	1.02	15	✓	21.9	9.08	348	
	$M_{3max} - N_{cor}$	56.61	114.906	0.034	SPC	5.11	13.98	15	✓	322.51	137.4	348	

Tableau V.7 : Vérification des contraintes

CHAPITRE VI : FERRAILLAGE DES ELEMENTS

Le ferrailage des poteaux est récapitulé dans le tableau suivant :

Zones	Section (cm ²)	Armatures longitudinales
Zone I	35×35	4HA16+4HA14
Zone II	30×30	4HA14+4HA12

Tableau V.8 : Ferrailage des poteaux

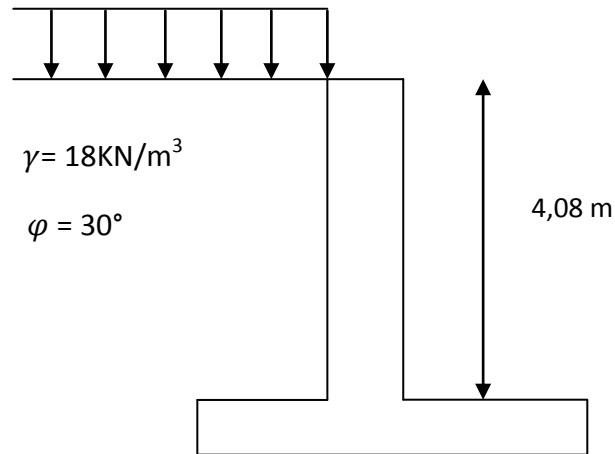
Chapitre VIII

Etude du mu plaque



I)- Introduction :

Le mur plaque est un ouvrage de soutènement qui permet de soutenir le sol et toute surcharge qui nécessite la détermination de la répartition des contraintes aux quelles il est soumis ou qu'il mobilise



II)- Pré dimensionnement du mur plaque :

D'après l'article (7.7/ RPA99version 2003) l'épaisseur minimale du mur plaque est de 15cm. Dans notre cas on opte pour une épaisseur de **20 cm**.

III) -Méthode de calcul :

Les contraintes qui s'exercent sur la face du mur sont : σ_H et σ_V

σ_H : contrainte horizontale.

σ_V : contrainte verticale.

Tel que :

- $\sigma_H = K_0 \cdot \sigma_V$
- $\sigma_V = (q + \gamma \cdot h)$
- $K_0 = 1 - \sin \varphi = 0.5$.

K_0 : coefficient de poussée des terres au repos.

φ : Angle de frottement interne.

Avec $0 < h < H$

1) Les caractéristiques mécaniques et physiques du sol :

- Surcharge éventuelle : $q = 10 \text{ KN/m}^2$.
- Poids volumique des terres : $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$.
- Angle de frottement interne : $\varphi = 30^\circ$.
- Cohésion : $C = 0$
- La contrainte admissible de Sol : $\bar{\sigma}_{\text{sol}} = 2,5 \text{ bars}$.
- $\beta = 0$: angle de la surface du remblai horizontal.
- $\lambda = 0$: la paroi de mur est verticale.

$\delta = 0$: obliquité nulle de la force de poussée (Rankine est applicable)

2) calcul des sollicitations :

$$\sigma_H = K_0 \cdot \sigma_V = K_a (q + \gamma \cdot h)$$

- **A l'ELU :**

$$\sigma_H = K_0 \cdot \sigma_V = K_0 (1,5q + 1,35\gamma \cdot h)$$

Pour $h=0$

$$\sigma_{h1} = 0,5 \times 1,5 \times 10 = 7,5 \text{ KN/m}^2$$

Pour $h=4,08 \text{ m}$

$$\sigma_{h2} = 0,5 \times (1,35 \times 18 \times 4,08 + 1,5 \times 10) = 57,072 \text{ KN/m}^2$$

- **A l'ELS :**

$$\sigma_h = K_0 (q + \gamma \cdot h)$$

Pour $h=0$

$$\sigma_{h1} = 0,5 \times 10 = 5 \text{ KN/m}^2$$

Pour $h=4,08 \text{ m}$

$$\sigma_{h2} = 0,5 \times (10 + 18 \times 4,08) = 41,72 \text{ KN/m}^2$$

3)-Diagramme des contraintes:

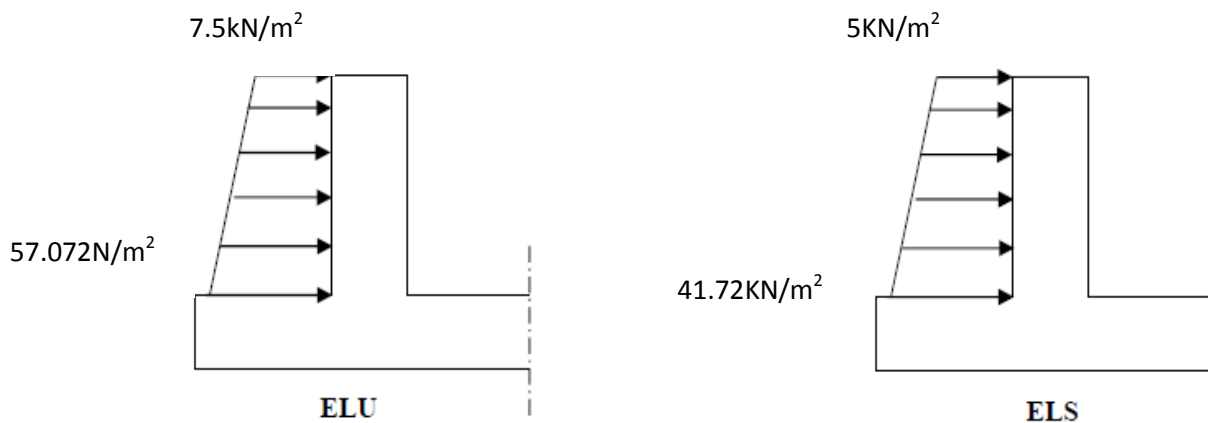


Figure : Diagramme des contraintes

4)-Charges moyennes à considérer dans le calcul pour une bande de 1m :

➤ **ELU**

$$qu = \frac{3\sigma_{h2} + \sigma_{h1}}{4} \times 1m = \frac{3 \times 57.072 + 7.5}{4} = 45.165 \text{ kN/m}$$

➤ **ELS**

$$qs = \frac{3\sigma_{h2} + \sigma_{h1}}{4} \times 1m = \frac{3 \times 41.72 + 5}{4} = 32.54 \text{ kN/m}$$

IV-Ferraillage du mur plaque à l'ELU

Identification du panneau

$$Lx = 5.50 \text{ m}$$

$$Ly = 5.50 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{Lx}{Ly} = \frac{5.50}{5.50} = 1 > 0.4 \quad \Rightarrow \text{Panneau travaille dans les deux sens.}$$

$$\rho = 1 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0368 \\ \mu_y = 1 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times q \times L_x^2 = 0.0368 \times 45.165 \times 5.50^2 = 50.28 \text{ kN.m} \\ M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 1 \times 50.28 = 50.28 \text{ kN.m} \end{cases}$$

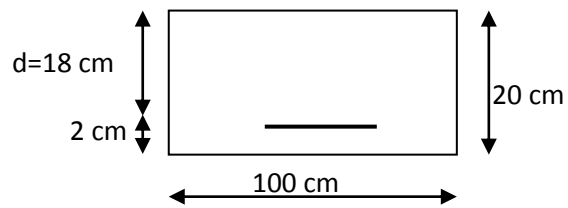
➤ **Correction des moments :**

$$\text{Sens x-x : } \begin{cases} \text{Aux appuis : } M_a = 0.5M_{X0} = 25.14 \text{ KN.m} \\ \text{En travée : } M_t = 0.75 M_{X0} = 37.71 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Sens Y-Y } \begin{cases} \text{Aux appuis : } M_a = 0.5M_{Y0} = 25.14 \text{ KN.m} \\ \text{En travée : } M_t = 0.75 M_{Y0} = 37.71 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\mu_b = \frac{M}{bd^2 fbc}$$

$$A = \frac{M}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$$



sens	Zone	Mu (kn.m)	μ_u	μ_l	Section	β	A (cm ²)	Amin (cm ²)	A adoptée (cm ²)	e (cm)
x-x	Appuis	25.14	0.055	0.392	SSA	0.972	4.13	2.05	4HA12=4.52	25
	Travée	37.71	0.082	0.392	SSA	0.957	6.29	2.05	5HA14=7.69	20
y-y	Appuis	25.14	0.055	0.392	SSA	0.972	4.13	2.05	4HA12=4.52	25
	Travée	37.71	0.082	0.392	SSA	0.957	6.29	2.05	5HA14=7.69	20

Le mur doit avoir les caractéristiques suivantes :

- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0,10%B dans les deux sens

(Horizontal et vertical)

$$A > 0.001bh = 0.001 \times 100 \times 20 = \mathbf{2 \text{ cm}^2}$$

- Les deux nappes sont reliées par quatre (04) épingles/m² de HA8.

➤ **Vérification a L'ELS :**

$$\rho = 1 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0368 \\ \mu_y = 1 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{0X} = \mu_x \times q \times L_x^2 = 0.0368 \times 32.54 \times 5.5^2 = 36.22 \text{ kN.m} \\ M_{0Y} = \mu_y \times M_{x2} = 1 \times 36.22 = 36.22 \text{ kN.m} \end{cases}$$

➤ **Correction des moments :**

Sens x-x :

$$\begin{cases} \text{Aux appuis : } M_a = 0.5 M_{X0} = 18.11 \text{ KN.m} \\ \text{En travée : } M_t = 0.8 M_{X0} = 28.98 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Sens Y-Y

$$\begin{cases} \text{Aux appuis : } M_a = 0.5 M_{Y0} = 18.11 \text{ KN.m} \\ \text{En travée : } M_t = 0.8 M_{Y0} = 28.98 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ **Vérification des contraintes :**

Le mur plaque étant exposé aux eaux emmagasinées dans le sol, de ce fait elles constituent un état de fissuration préjudiciable, les contraintes sont limitées alors :

• **Dans les aciers :**

$$\sigma_{st} \leq \sigma_{st} = \min \left(\frac{2}{3} \times f_{e10} ; \frac{10}{\eta} \times \overline{f_{t28}} \right)$$

Avec :

η : 1.6 coefficient de fissuration

$$\sigma_{st} = \min \left(\frac{2}{3} \times 400 ; \frac{10}{1.6 \times 2.1} \times \overline{f_{t28}} \right) = 201.63 \text{ MPa}$$

• **Dans le béton :**

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa.}$$

$$\rho_1 = \frac{100 A_a}{b \times d}$$

Sens	Zone	Ms (KN.m)	As (cm ²)	ρ_1	K_1	β_1	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	ob
x-x	Appuis	18.11	4.52	0.251	47.89	0.920	122.77	201.63	5.69	15	cv
	Travée	28.98	7.69	0.427	35.25	0.901	146.18	201.63	7.58	15	cv
y-y	Appuis	18.11	4.52	0.251	47.89	0.920	122.77	201.63	5.69	15	cv
	Travée	28.98	7.69	0.427	35.25	0.901	146.18	201.63	7.58	15	cv

➤ . **Etat limite de déformation :**

On doit justifier l'état limite de déformation par un calcul de flèche, cependant on peut se dispenser de cette vérification sous réserve de vérifier les trois conditions suivantes

Avec :

h : hauteur totale (20 cm)

L : portée entre nus d'appuis (L = 5.50 m) ;

Mt : moment max à l'ELS (Mt = 28.98KN.m) ;

M0: moment max de la travée isostatique M0=36.22KN.m

A : section des armatures 7.69cm²

b : largeur de la section **100cm**

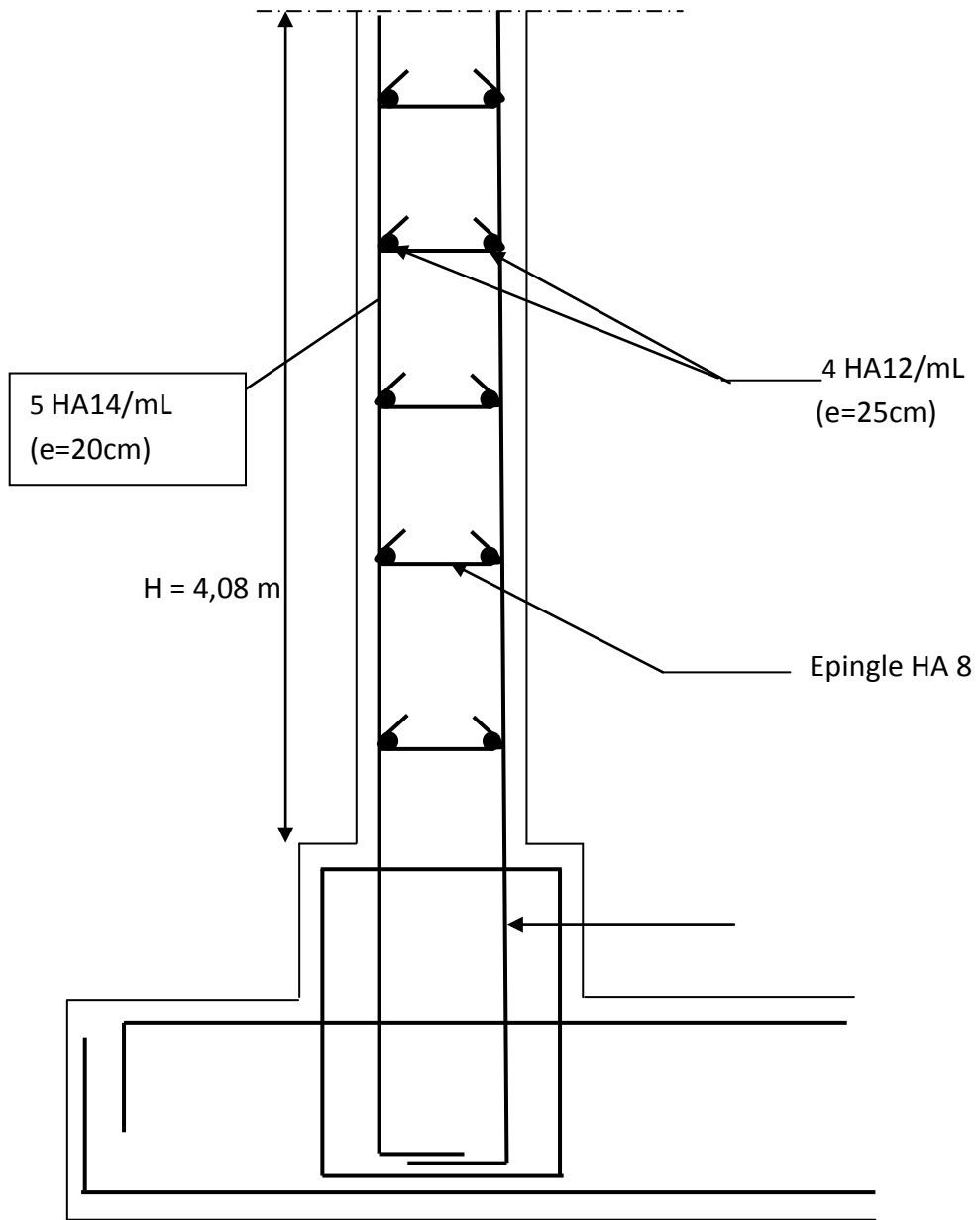
d : hauteur utile de la section droite **18cm**

AN :

- $\frac{h}{l} = 0,036 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \dots \dots \dots$ **condition vérifié**
- $\frac{h}{l} = 0,036 \geq \frac{M_t}{20 M_0} = \frac{28,98}{20 \times 36,22} = 0,034 \dots \dots \dots$ **condition vérifié**
- $\frac{A}{bd} = \frac{7,69}{100 \times 18} = 0,0043 \leq \frac{4,2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0,0105 \dots \dots \dots$ **condition vérifié**

❖ **Schéma de ferrailage du mur plaque :**

❖ Schéma de ferrailage du mur plaque :



CONCLUSION GENERALE

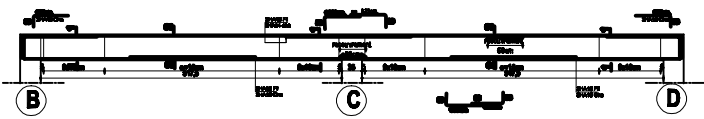
L'expérience de ce mémoire de fin d'étude, nous a permis de faire le parallèle entre le monde de la théorie et le monde de la pratique, voire mieux comprendre le lien qui les relie ainsi que le passage de l'un à l'autre.

En effet à travers ce travail nous avons pu mettre nos connaissances théoriques acquises tout au long de notre cursus universitaire, les affiner et les approfondir d'une manière exponentielle pour voir mieux les attentes du monde professionnel vaste du génie civil, et bien que le rôle d'un ingénieur et de rallier les deux facteurs économie et sécurité ; néanmoins ce dernier reste plus primordial lors d'une étude , et pour arriver au dimensionnement et ferrailage finaux nous avons exploré les différents éléments constituant un bâtiment et les différentes étapes de calcul de chacun de ces éléments tout cela en respectant les différents règlements actuellement en vigueur.

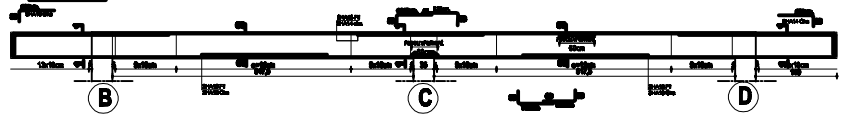
Concernant notre étude logicielle, les résultats techniques et les illustrations trouvées via ETABS nous ont permis de mieux assimiler, interpréter et même d'observer le comportement de la structure, et à cet égard avoir une meilleure rentabilité du travail en matière de temps et d'efficacité.

Tout compte fait, nous avons constaté que l'élaboration et la conception d'un projet ne se base pas uniquement sur le calcul, mais plutôt sur sa concordance avec le côté pratique ; enfin ce modeste travail n'est qu'une infime partie dans le domaine du génie civil, qui, nous espérons nous suivra dans le futur proche de notre vie professionnelle.

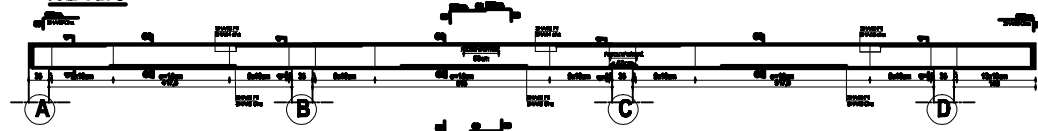
FERRAILAGE FONDATION PRINCIPALE EN ZONE I
AXE 1-2 ET 3



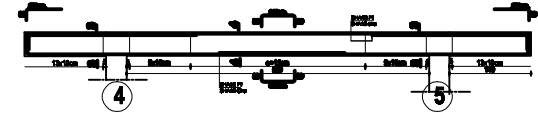
FERRAILAGE FONDATION PRINCIPALE EN ZONE I
AXE 3 ET 5



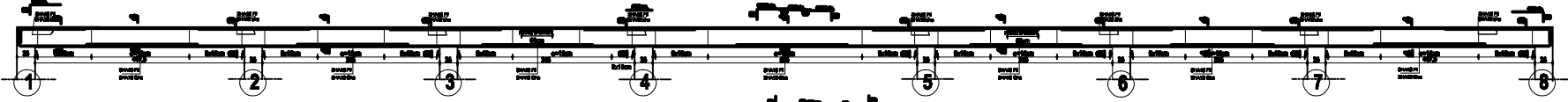
FERRAILAGE FONDATION PRINCIPALE EN ZONE I
AXE 4 ET 5



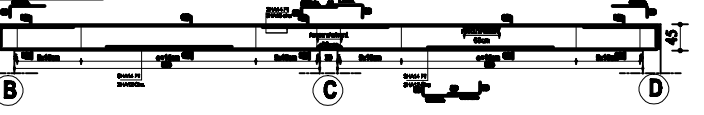
FERRAILAGE FONDATION SECONDAIRE EN ZONE I
AXE A



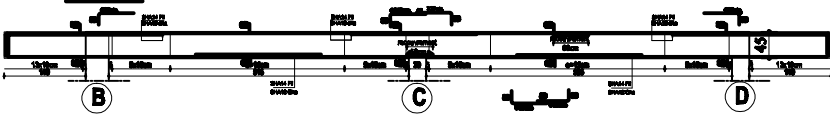
FERRAILAGE FONDATION SECONDAIRE EN ZONE I
AXE B, C & D



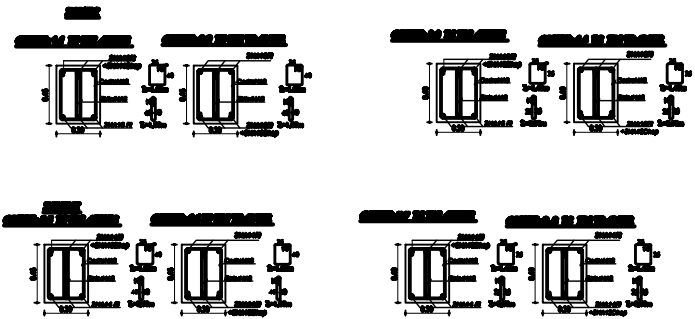
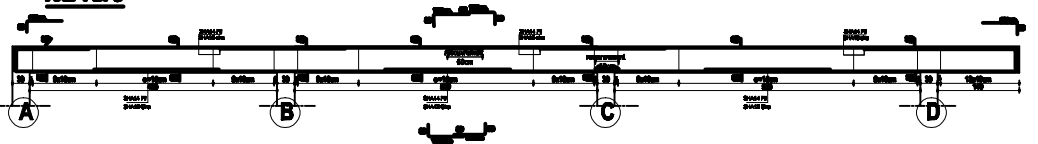
FERRAILAGE FONDATION PRINCIPALE EN ZONE II
AXE 1-2 ET 3



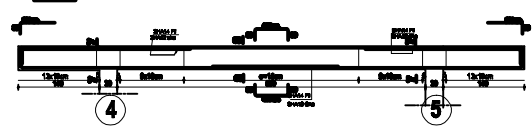
FERRAILAGE FONDATION PRINCIPALE EN ZONE II
AXE 3 ET 5



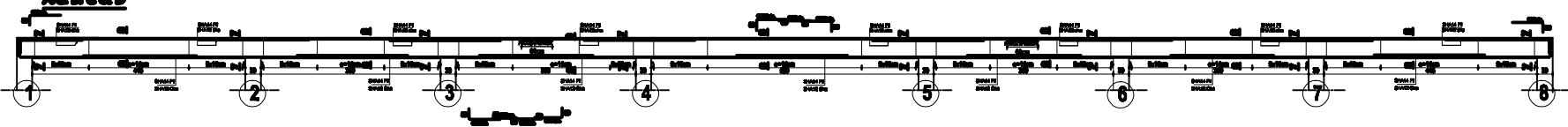
FERRAILAGE FONDATION PRINCIPALE EN ZONE II
AXE 4 ET 5



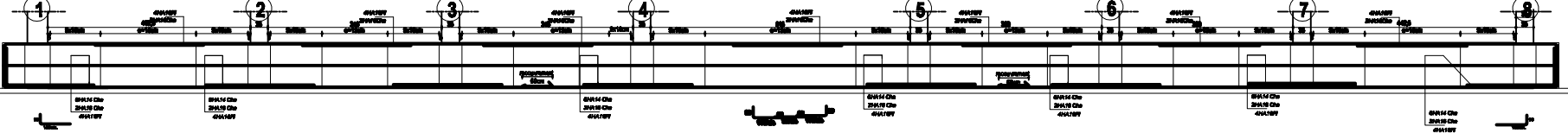
FERRAILAGE FONDATION SECONDAIRE EN ZONE II
AXE A



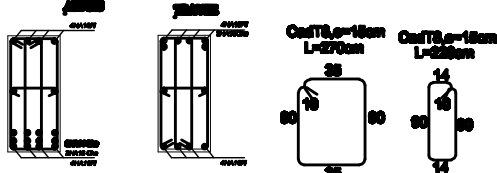
FERRAILAGE FONDATION SECONDAIRE EN ZONE II
AXE B, C & D



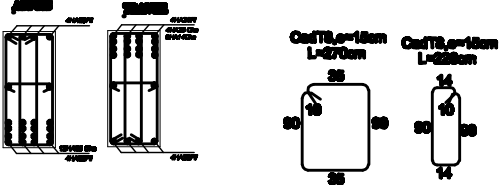
FERRAILAGE MUR EN AXE XX



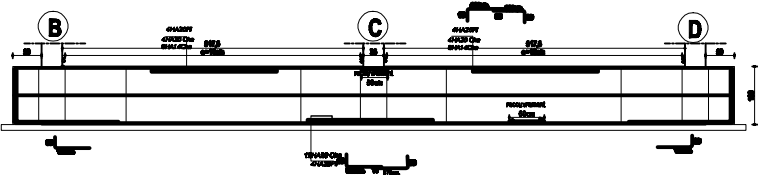
FERRAILAGE DE LA FENETRE



FERRAILAGE DE LA FENETRE EN YX



FERRAILAGE MUR EN AXE YX



RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE

UNIVERSITÉ MOULOUD MAMMERI DE TIZ-OUZOU
FACULTÉ DE GÉNIE DE LA CONSTRUCTION
DÉPARTEMENT DE GÉNIE CIVIL

ÉTUDE PAR :
Melle: **ATLAOUI Younes**
DERIVE PAR : **Mme LARABI**

Projet :
**ÉTUDE D'UN BATIMENT
R+5+S-SOL & USAGE
D'HABITATION ET COMMERCE
CONTREVENTE PAR VOIL.**

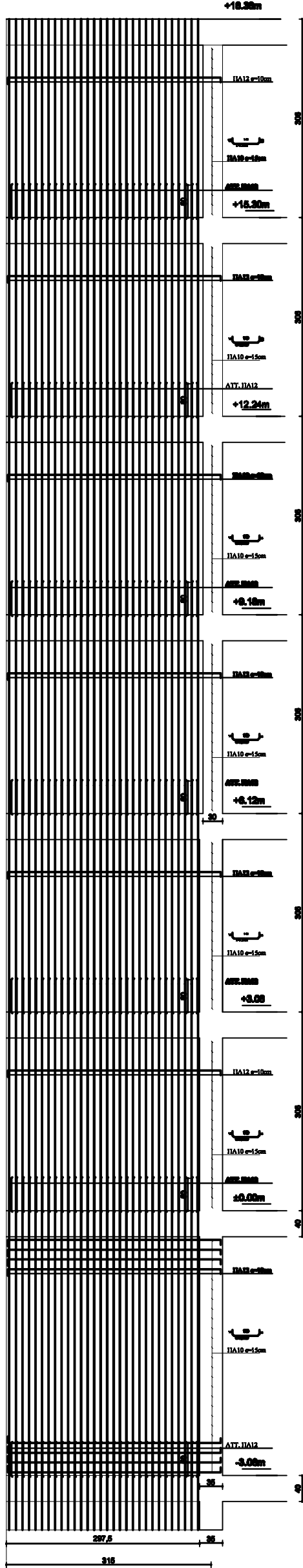
TITRE :
COFFRAGE FERRAILAGE FONDATIONS

PROMOTION 2017/2018

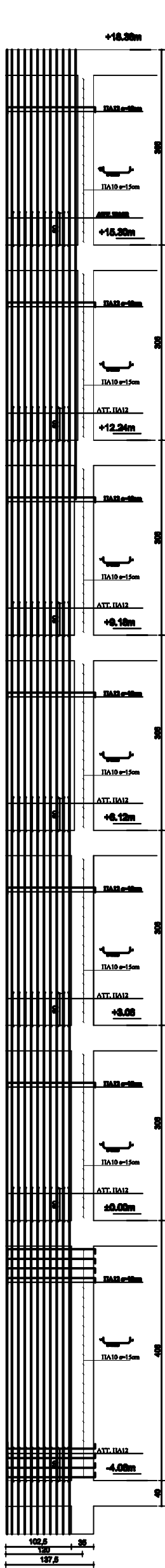
Echelle : 1/50 1/20

Date : SEPTEMBRE 2018

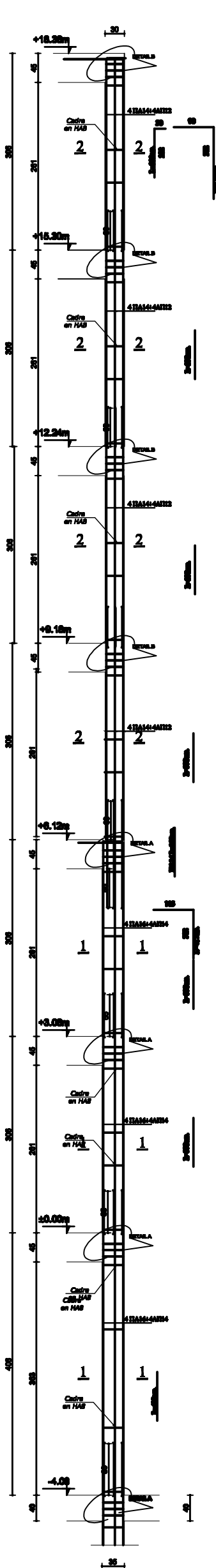
**ELEVATION VOILE
TYPE V1**



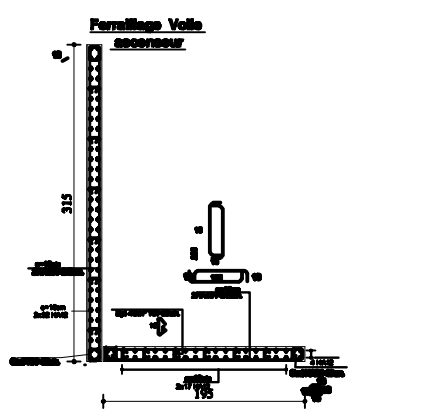
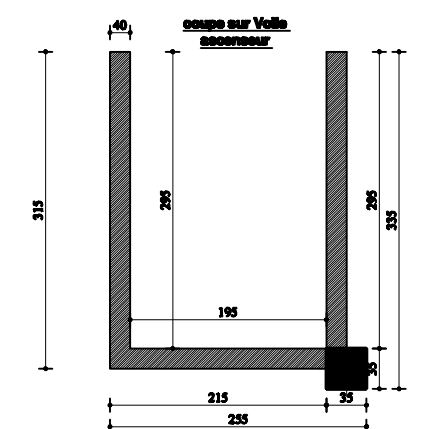
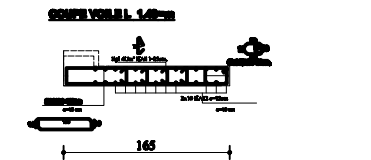
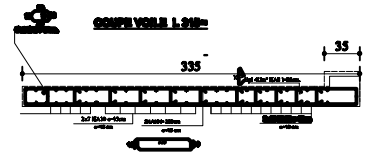
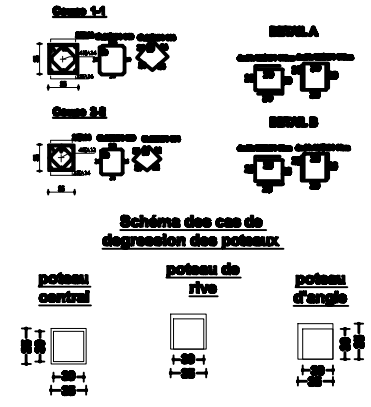
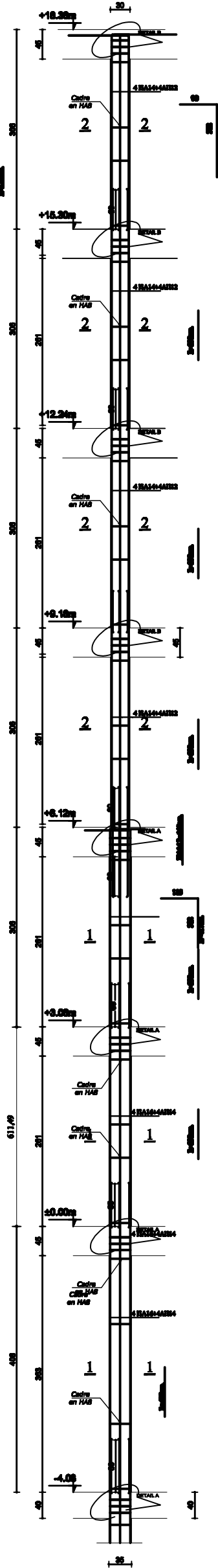
**ELEVATION VOILE
TYPE V2**



**POTEUX DE RIVE OU
D'ANGLE**



POTEUX CENTRALES



RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE

UNIVERSITÉ BOULOUD MAMMER DE TIOUZOU
FACULTÉ DE GÉNIE DE LA CONSTRUCTION
DÉPARTEMENT DE GÉNIE CIVIL

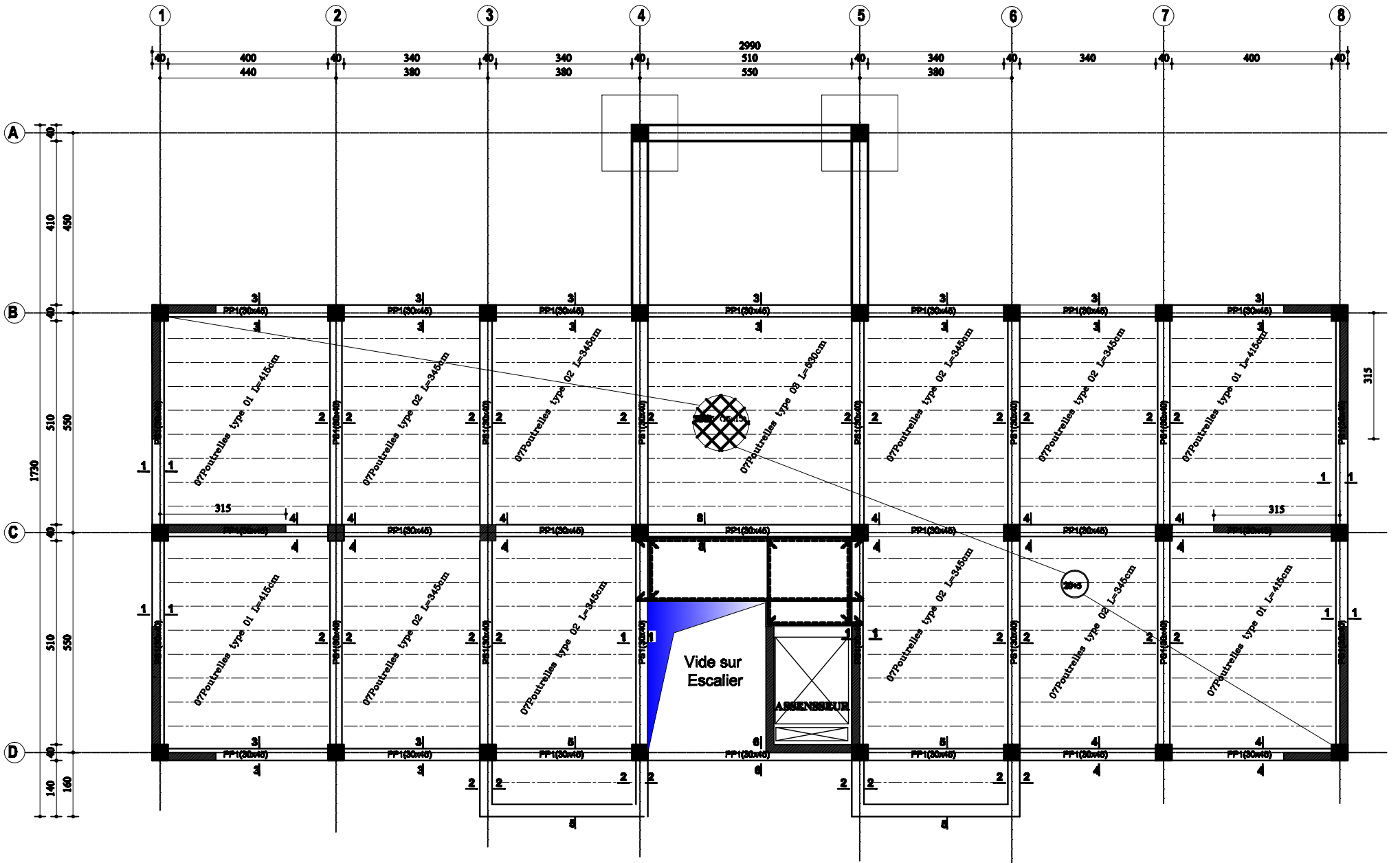
ÉTUDE PAR :
Melle AYLAOU Yamina
DÉRIVE PAR :
Mme LARAB

Projet:
ÉTUDE D'UN BÂTIMENT
R+5+5-SOL & USAGE
D'HABITATION ET COMMERCE
CONTREVENTE PAR VOILE

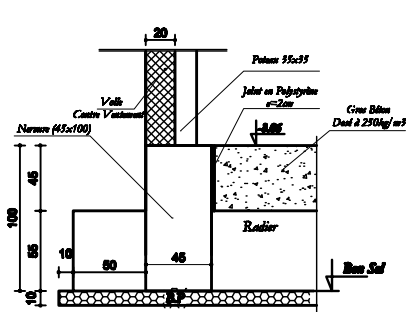
TITRE I:
COFFRAGE FERRAILLAGE FONDATIONS

PROMOTION 2017/2018
Echelle : 1/50 1/20
Date : SEPTEMBRE 2018

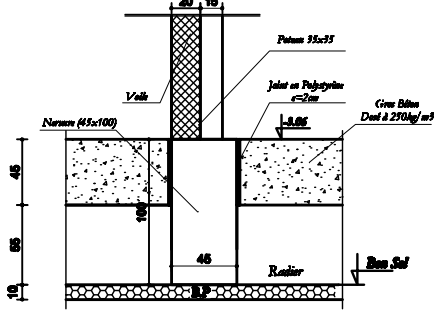
Coffrage plancher Niv.: ±0.00



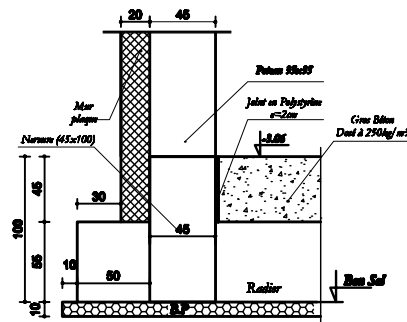
COUPE SUR NERVURE DE RIVE AVEC VOILE DE CONTRE VENTEMENT



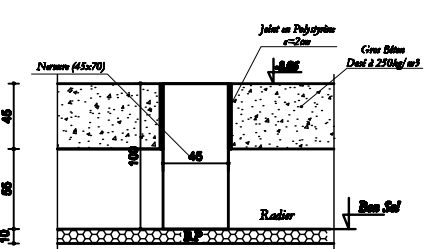
COUPE SUR NERVURE CENTRALE AVEC VOILE DE CONTRE VENTEMENT



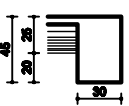
COUPE SUR NERVURE DE RIVE AVEC MUR PLAQUE



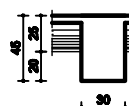
COUPE SUR NERVURE CENTRALE



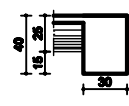
Coupe 1-1



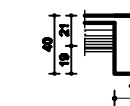
Coupe 2-2



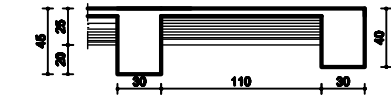
Coupe 3-3



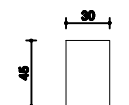
Coupe 4-4



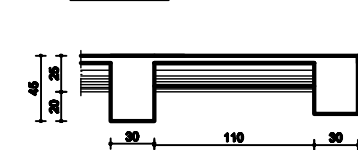
Coupe 5-5



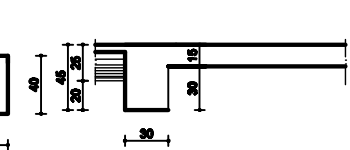
Coupe 6-6



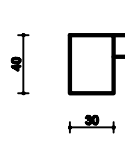
Coupe 7-7



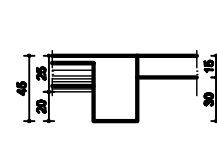
Coupe 8-8



Coupe 9-9



Coupe 10-10



RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE

UNIVERSITÉ MOULOUD MAMMERI DE TIZ-OUZOU
FACULTÉ DE GÉNIE DE LA CONSTRUCTION
DÉPARTEMENT DE GÉNIE CIVIL

ETUDE PAR :
Melle: ATLAOUI Yasmine
DERIVE PAR : Mme LARABI

Projet :
ETUDE D'UN BATIMENT
R+5+5-SOL à USAGE
D'HABITATION ET COMMERCE
CONTREVENTE PAR VOIL

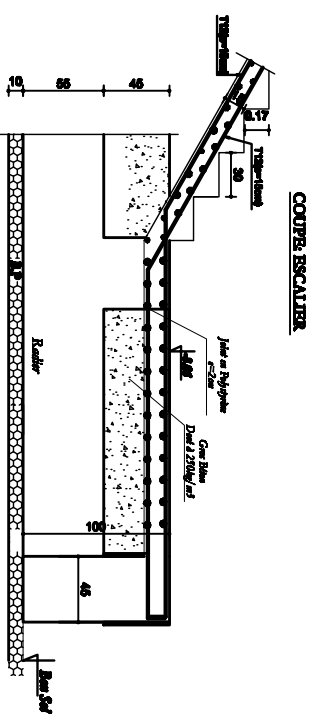
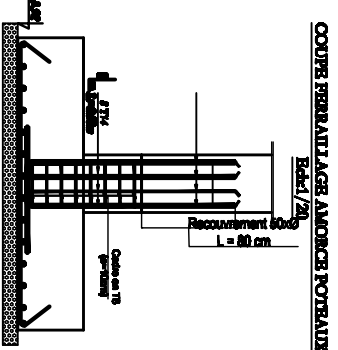
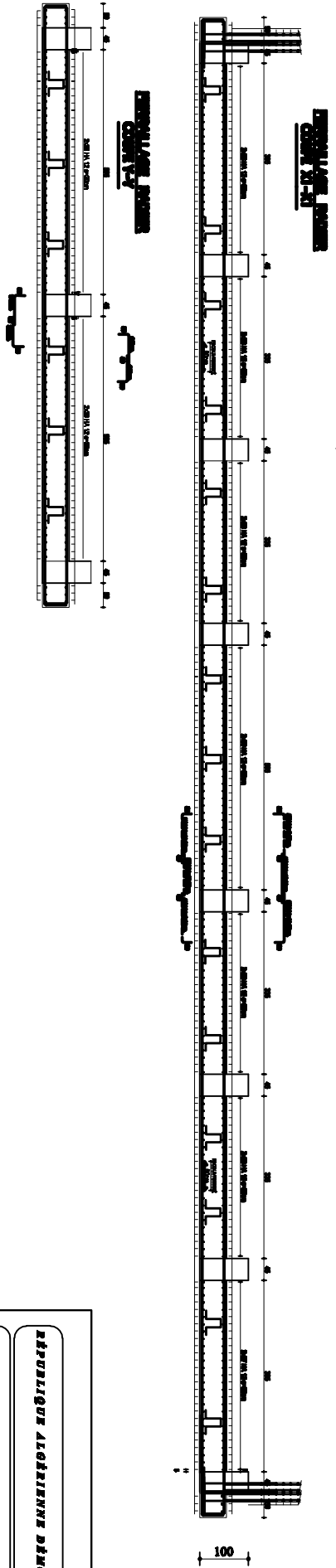
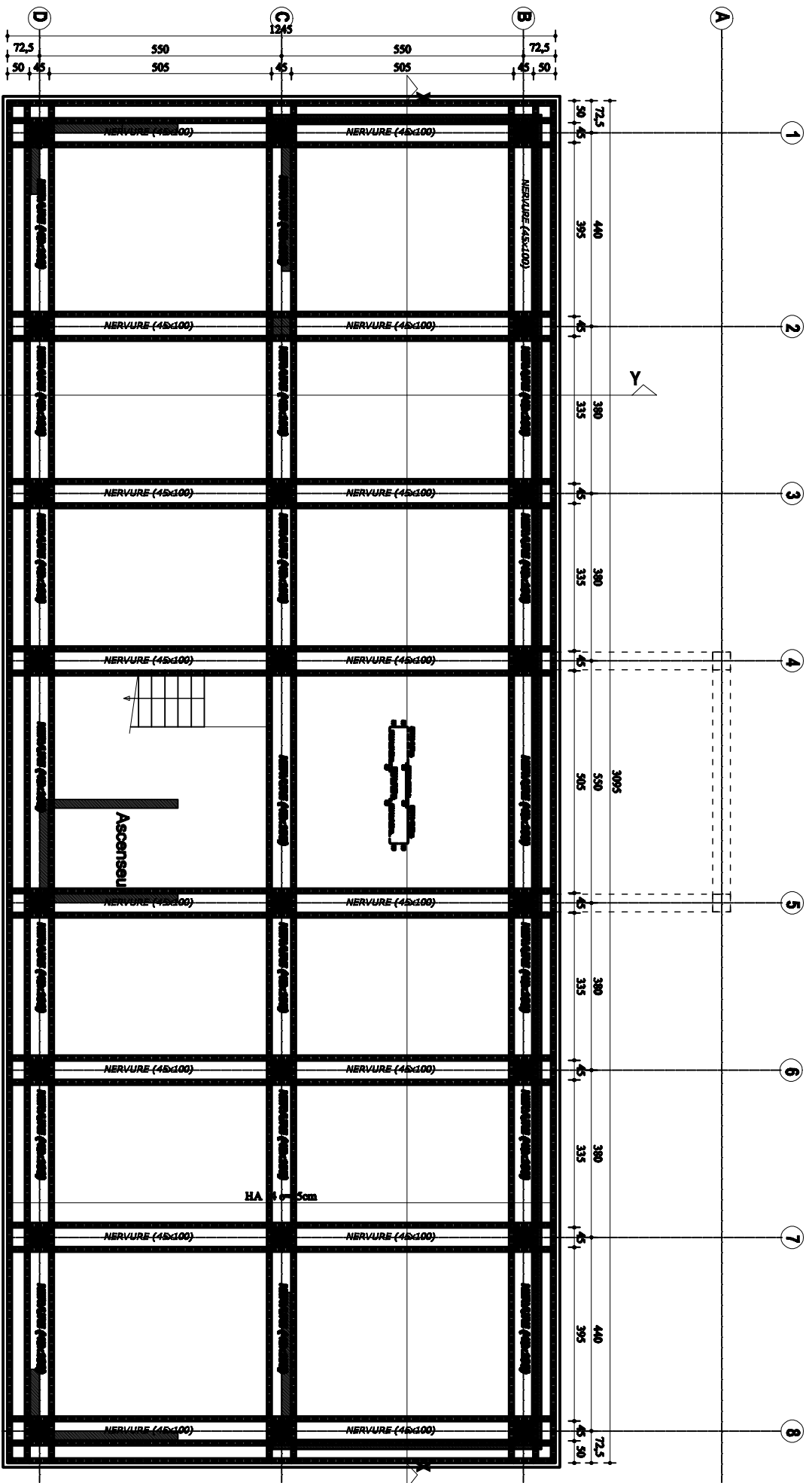
TITRE :
COFFRAGE FERRAILLAGE FONDATIONS

PROMOTION 2017/2018

Echelle : 1/50 1/20

Date : SEPTEMBRE 2018

Coffrage ferrailage fondation Niv.: -3.06m



RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE

UNIVERSITÉ MOULOUZIANE DE TIZ-OUZOU
FACULTÉ DE GÉNIE DE LA CONSTRUCTION
DÉPARTEMENT DE GÉNIE CIVIL

ÉTUDE PAR :
M. ALI / M. ALI / M. ALI

DERNIER PAR : M. ALI / M. ALI / M. ALI

Titre :
ÉTUDE D'UN BATIMENT
R+4+S-SOL, A USAGE
D'HABITATION ET COMMERCE
CONTREVENTE PAR VOIL.

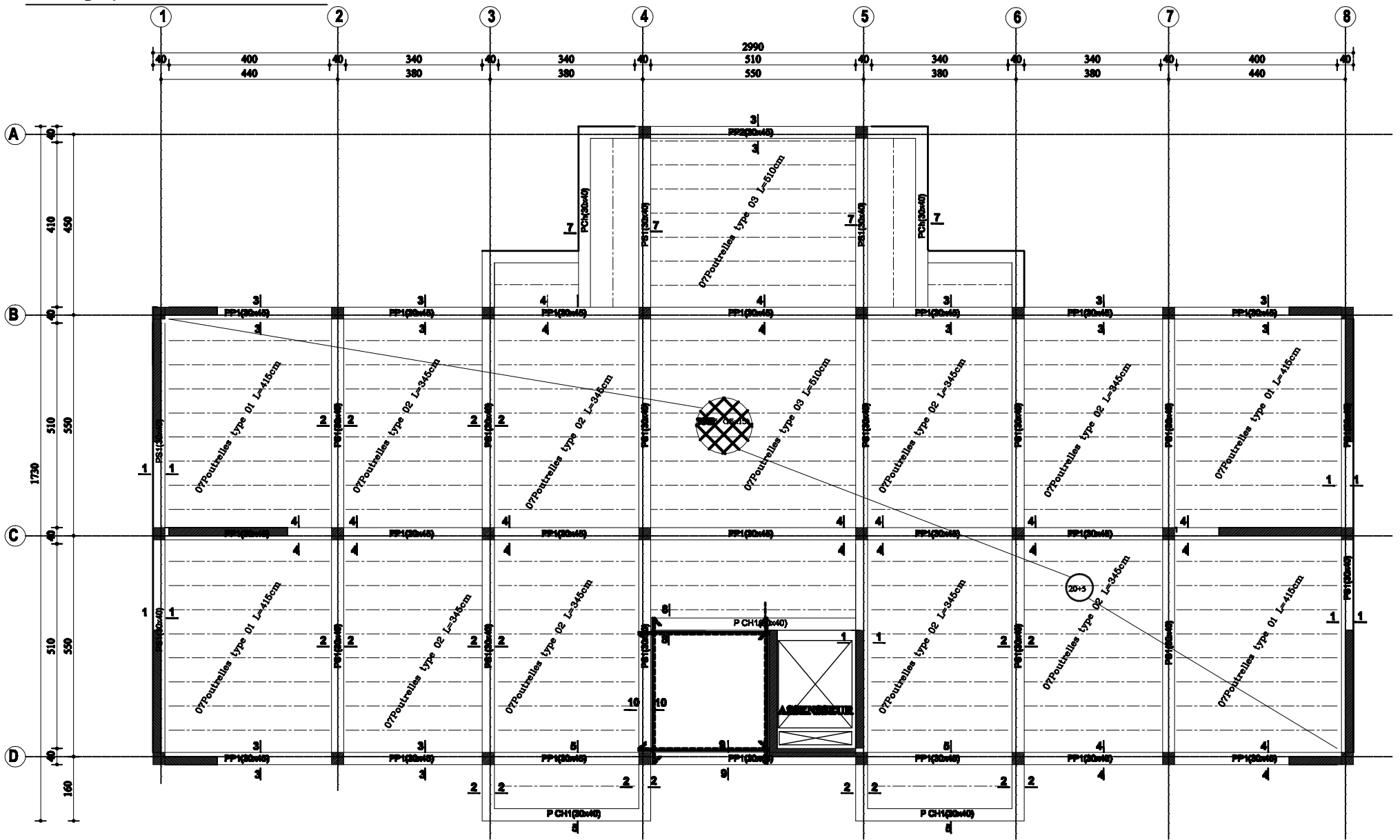
TITRE :
COFFRAGE FERRAILAGE FONDATIONS

PROMOTION 2017/2018

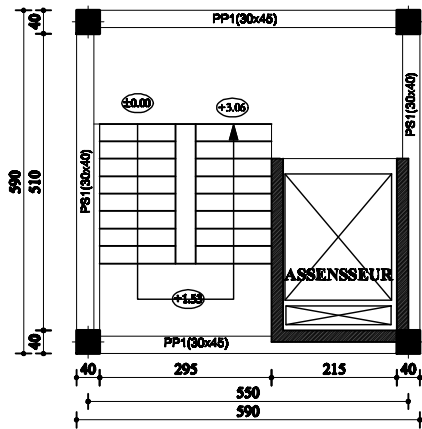
Echelle : 1/50 1/20

Date : SEPTEMBRE 2018

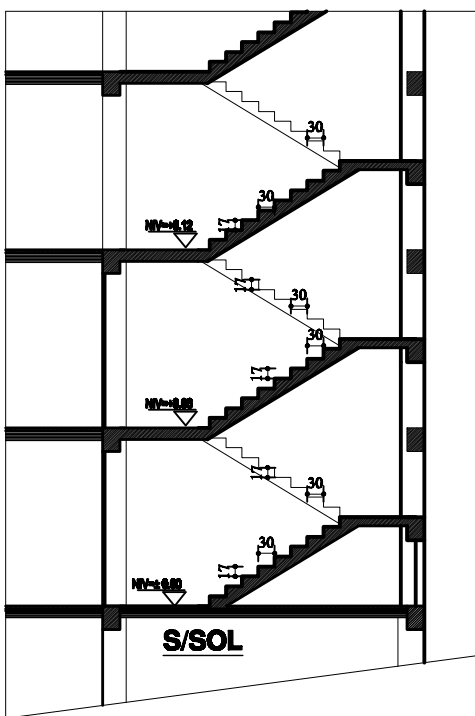
Coffrage plancher Niv.: + 18.36



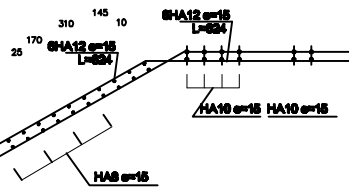
VUE EN PLAN ESCALIER
M.M.M.



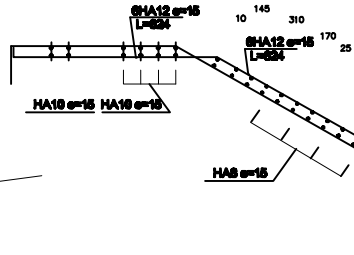
Escalier



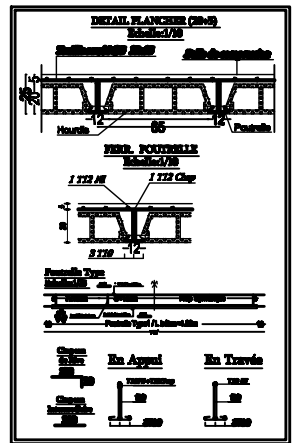
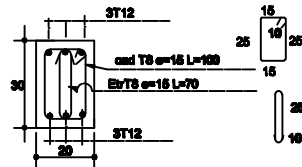
-Volée V1 -



-Volée V2 -



-POUTRE PALIERE (20x30)-



RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE

UNIVERSITÉ MOULOUD MAMMERI DE TIZ-OUZOU
FACULTÉ DE GÉNIE DE LA CONSTRUCTION
DÉPARTEMENT DE GÉNIE CIVIL

ETUDE PAR :
Mlle: **AYOUZ Youness**

DEROGE PAR : Mlle LARABI

Projet :
**ETUDE D'UN BATIMENT
R+5+S-SOL À USAGE
D'HABITATION ET COMMERCE
CONTREVENTE PAR VOIL.**

TITRE :
COFFRAGE FERRAILLAGE FONDATIONS

PROMOTION 2017/2018

Echelle : 1/50 1/20

Date : SEPTEMBRE 2018

Bibliographie

Règlements :

- Règles parasismiques Algériennes **RPA99 / Version 2003**,
- Document technique réglementaire (**D.T.R BC2.2**), Charges permanentes et surcharges d'exploitation (Ministère de l'équipement),
- Règles technique de construction et de calcul des ouvrages et construction en béton armé suivant la méthode des états-limites **BAEL 91 modifiée 99**.

Logiciels :

- Logiciel d'analyse des structures **ETABS version 9.6.0**.
- Logiciel de ferrailage **SOCOTEC**
- **EXCEL 2007**
- **WORD 2007**
- **POWERPOINT 2007**
- Logiciel de dessin **AUTO CAD 2016**.