

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique
Université Mouloud Mammeri de Tizi ouzou
Faculté du génie de la construction
Département de génie civil



Mémoire de fin d'études

*En vue d'obtention du diplôme Master en génie civil
Option : construction civile et industrielle*

THEME

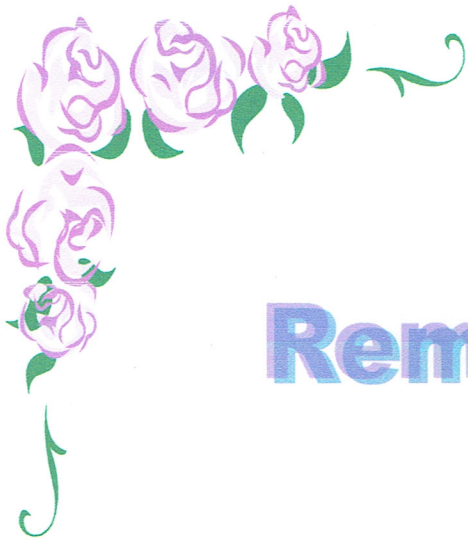
*Etude d'un bâtiment (R+7) à usage multiple
Contreventée par voiles avec l'application ETABS*



Etudié par: M^{elle} : HANOUTI KAMILIA
M^{elle} : OULD CHABANE FATIHA

Dirigé par : Mr : ILLOULI

Promotion
2016/2017



Remerciements

Au terme de ce travail, nous remercions DIEU le tout puissant de nous accorder d'avoir accompli ce travail qui présente le fruit de plusieurs années de sacrifice.

Nous somme également très reconnaissants à notre promoteur

Mr : ILLOULI de nous avoir suivis et orienté durant l'élaboration de ce mémoire.

Nos remerciements s'adressent aussi au corps enseignants et

à tous les personnels du département de génie civil, et aux membres du jury qui nous feront l'honneur de juger notre travail.

Que toute personne ayant contribué de près ou de loin à la réalisation de ce mémoire trouve ici l'expression de nos plus profonds Sentiments.



Dédicace

Je dédie ce modeste travail :

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

A mes chers frères

A toute ma famille sans exception.

A tous mes amis.

En fin, je remercie ma chère binôme Kamilia qui a contribué à la réalisation de ce modeste travail.

Fatiha

Dédicace

Je dédie ce modeste travail :

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

A mes chère frères et sœurs.

A toute ma famille sans exception.

A tous mes amis.

En fin, je remercie ma chère binôme Fatiha qui a contribué à la réalisation de ce modeste travail.

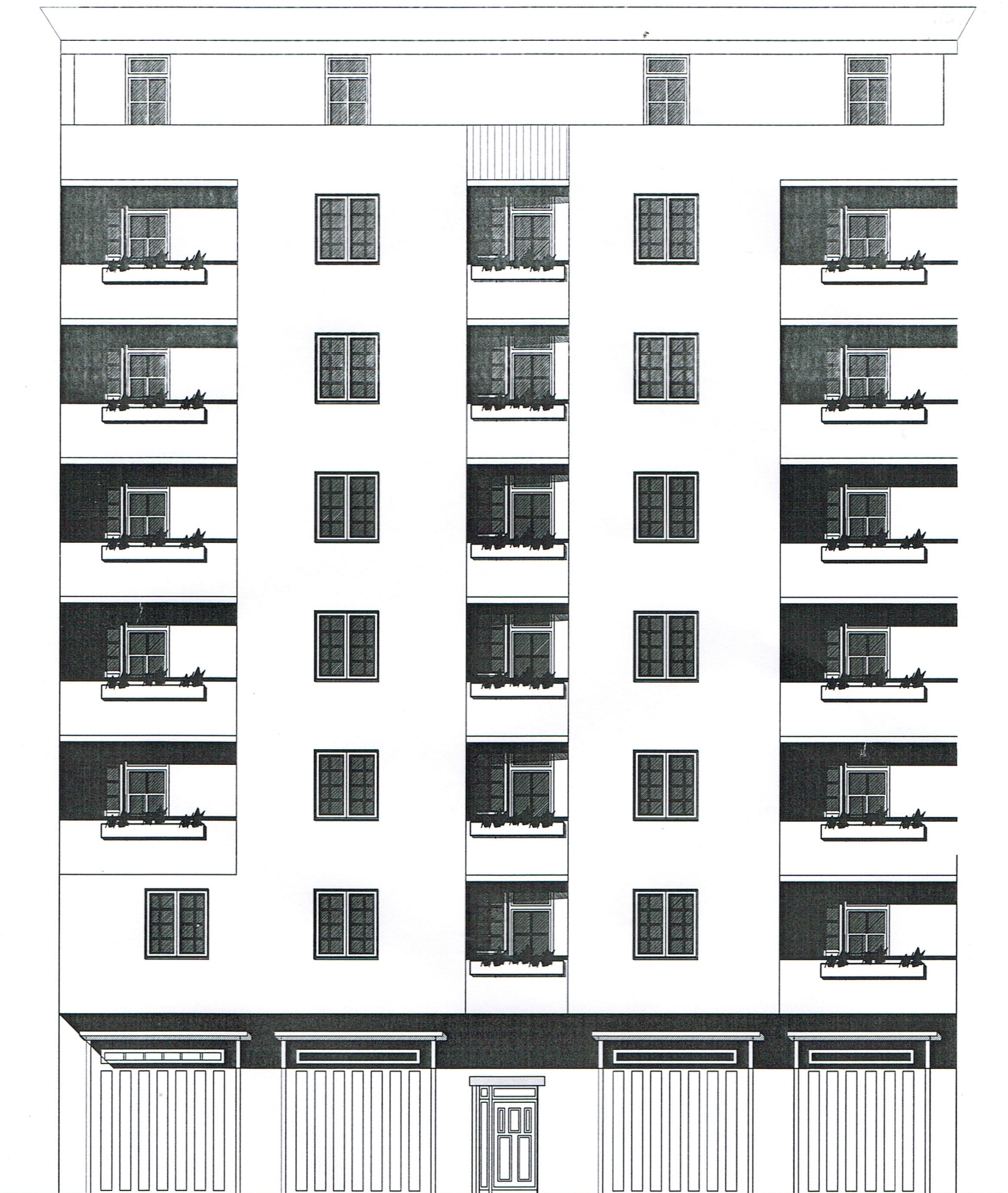
Kamilia

Sommaire

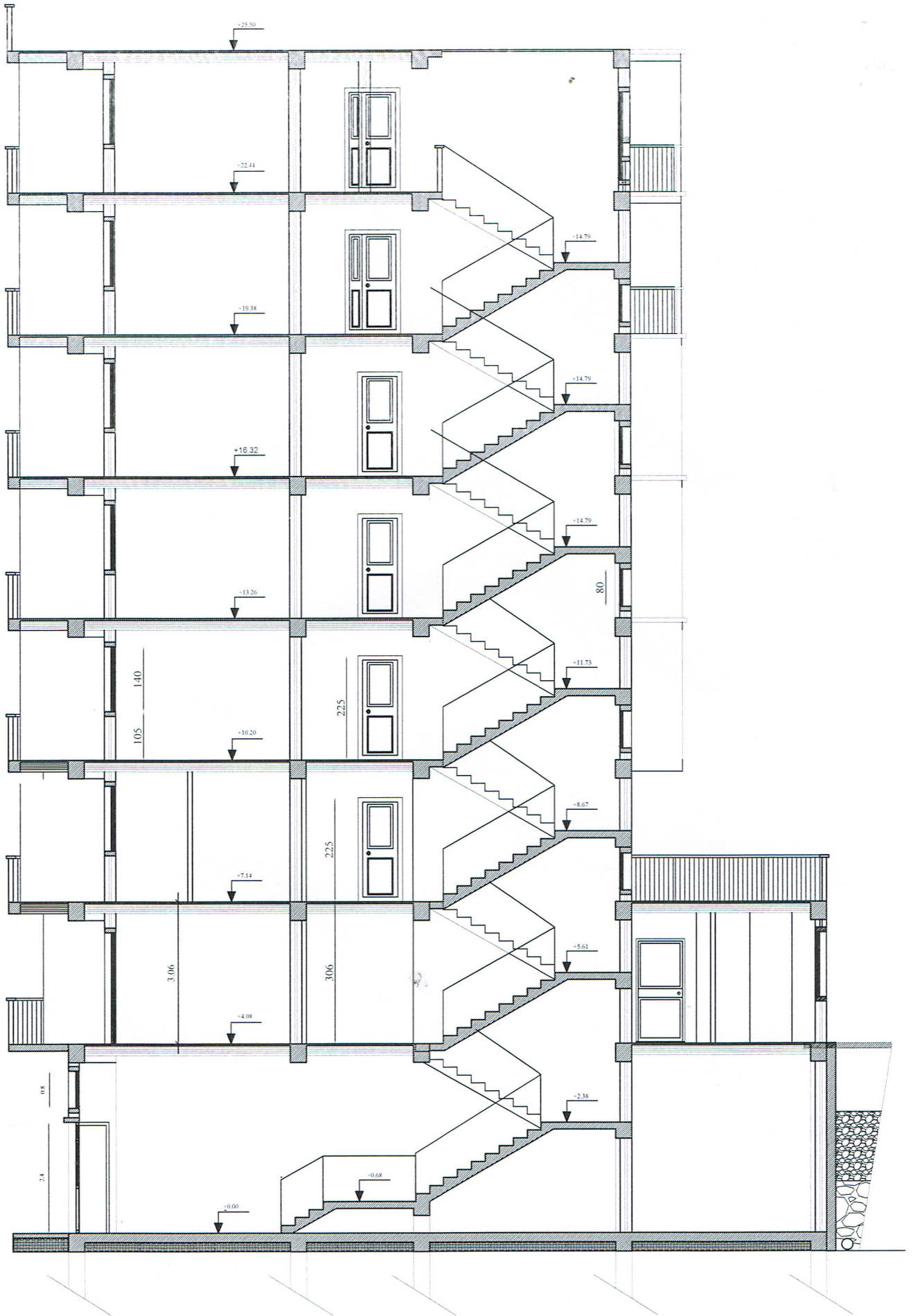
SOMMAIRE

Introduction.....	1
Chapitre I : Présentation de l'ouvrage	2
Chapitre II : Pré-dimensionnement	15
Chapitre III : Calcul des éléments	
• III- A - Plancher	30
• III-B- Escalier.....	55
• III-C- Poutre pallière	74
• III-D- Balcon	85
• III-E-Acrotère	93
Chapitre IV: Vérifications au RPA	103
Chapitre V : Ferrailage des Eléments	
• V-A- Ferrailage des poteaux.....	118
• V-B- Ferrailage des poutres.....	133
• V-C-Ferrailage des voiles.....	146
Chapitre VI : Etude de l'infrastructure	158
Chapitre VII : Mur Plaque	187
Conclusion	193
Bibliographie	

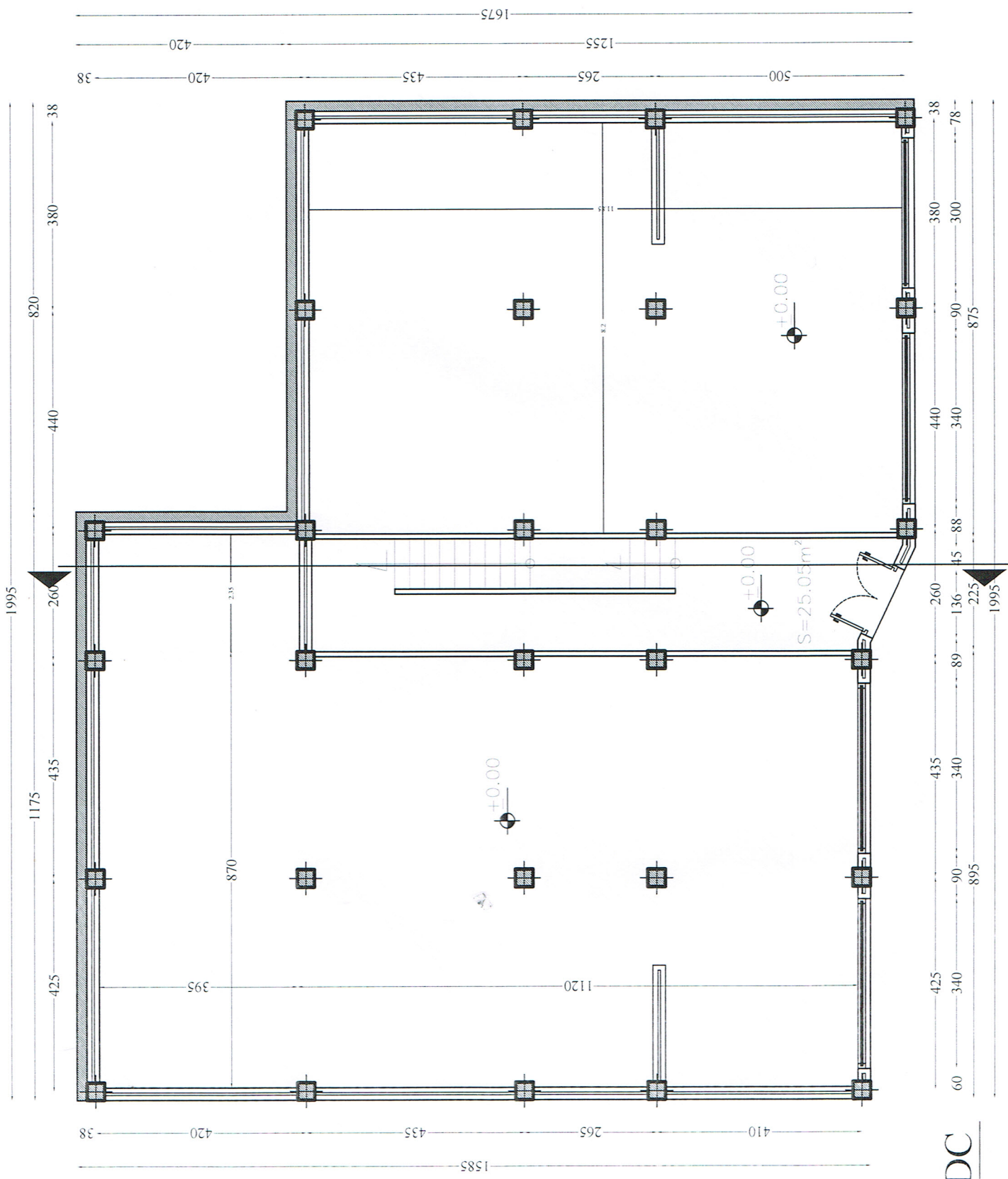
Plans d'Architecture



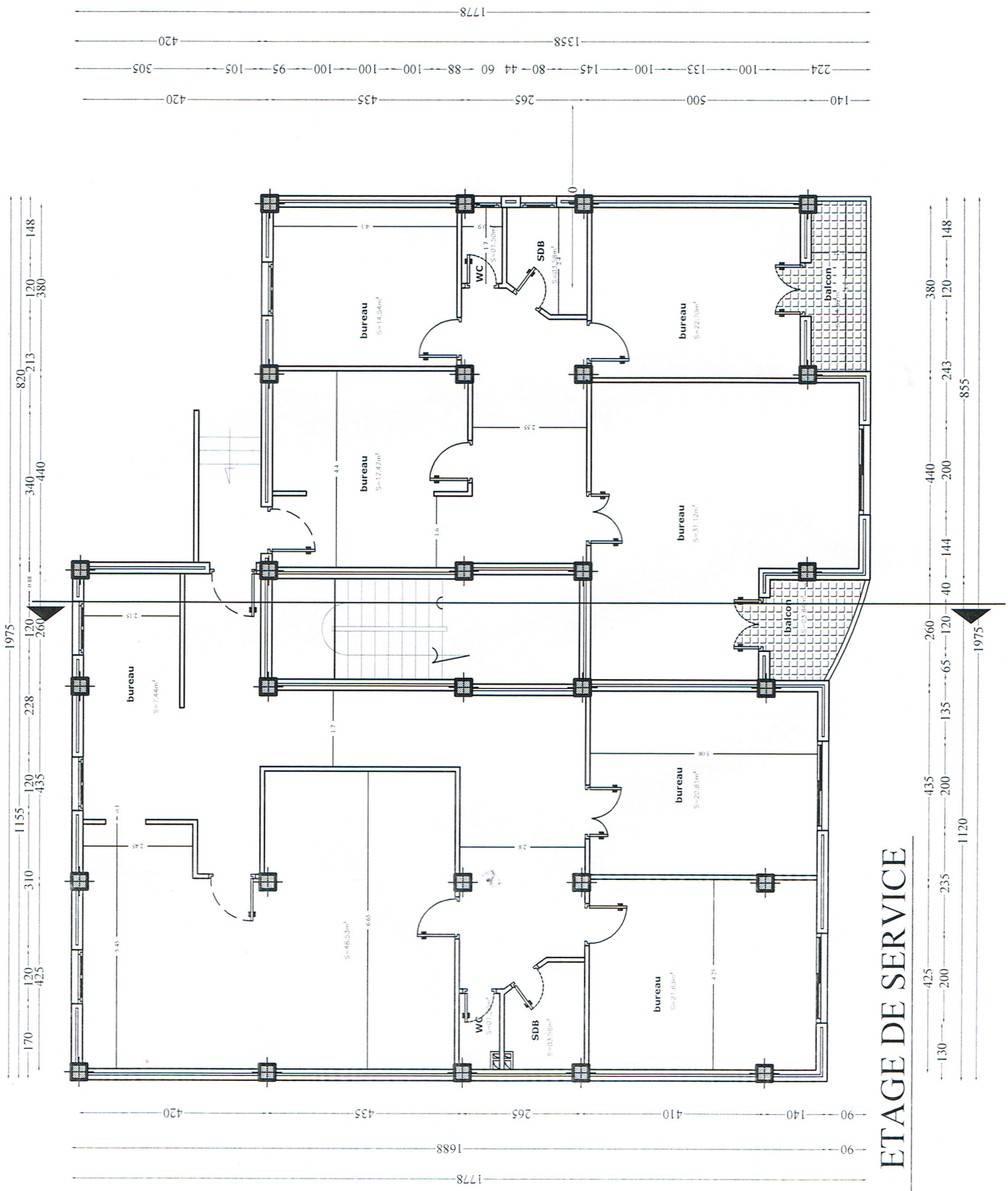
FACADE PRINCIPALE



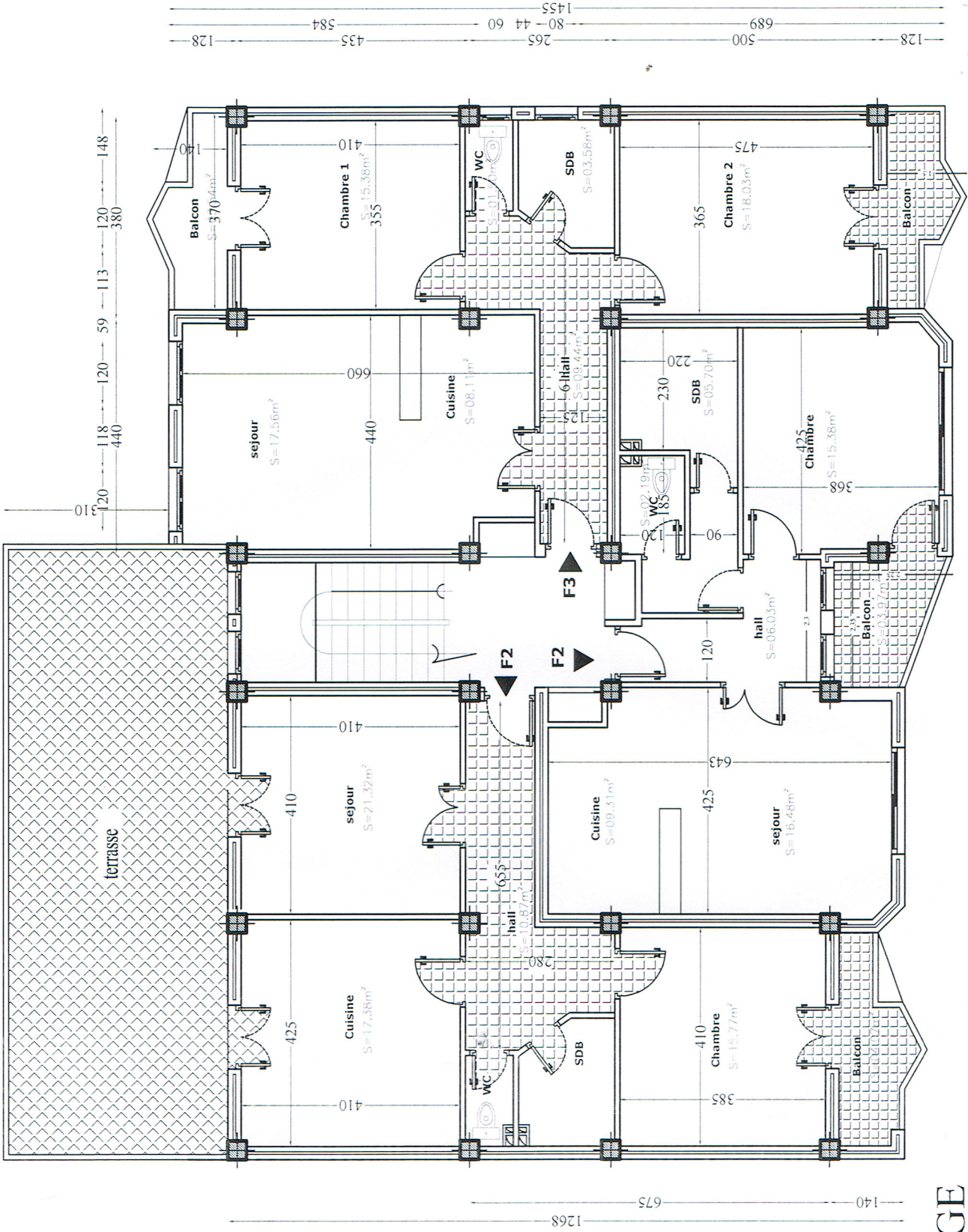
COUPE AA



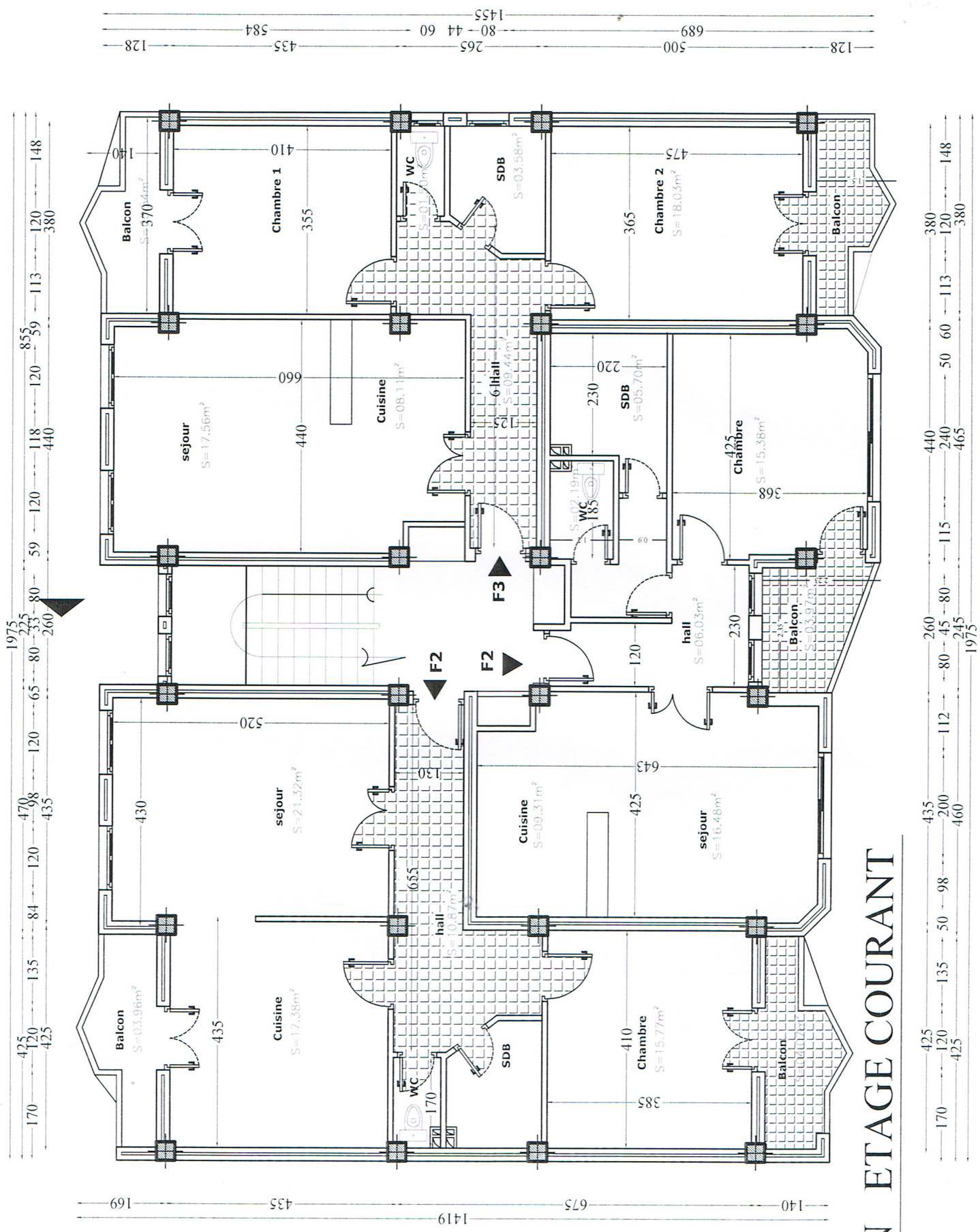
PLAN RDC



PLAN ETAGE DE SERVICE



PLAN 1 ETAGE



PLAN ETAGE COURANT

Introduction Générale

La qualité des constructions s'est accrue de façon notable au cours de la dernière décennie, sans que les conditions économiques aient été profondément modifiées. Les progrès enregistrés sont dus, en grande partie, à l'apparition de composants industriels performants et plus particulièrement les nouvelles technologies qui sont régies par l'outil informatique, fruits des recherches de l'industrie du bâtiment et des divers centres techniques.

Les expertises effectuées suite au séisme de 2003 (Boumerdès) ont révélés beaucoup d'imperfections et d'anomalies qui ont causés des dégâts et des effondrements, ont touchés beaucoup plus les structures en portique auto stable.

Alors de ce fait, la nouvelle version 2003 des RPA exhorte l'usage des structures contreventées par des voiles ou structures mixtes en zones sismiques.

Au cours de ce travail, nous nous sommes intéressés à l'étude de la structure sur le plan de la résistance des éléments structuraux d'un bâtiment à usage d'habitation et commerciales en (R+7).

En respectant l'aspect architectural, nous n'avons pas limité notre étude aux divers calculs théoriques indispensables, on a veillé aussi à ce qu'une concordance entre les calculs théoriques effectués et les aspects pratiques soit établie.

Chapitre I
Présentation de l'Ouvrage

I. Introduction:

La stabilité de l'ouvrage est en fonction de la résistance des différents éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles...) aux différentes sollicitations (compression, flexion...) dont la résistance de ces éléments est en fonction du type des matériaux utilisés et de leurs dimensions et caractéristiques.

Donc pour le calcul des éléments constituant un ouvrage, on se base sur des règlements et des méthodes connues (BAEL91, RPA99 modifié en 2003) qui s'appuie sur la connaissance des matériaux (béton et acier) et le dimensionnement et ferrailage des éléments résistants de la structure.

I.1. Description de l'ouvrage:

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

Il consiste en l'étude et le calcul des éléments résistants d'un ouvrage (R+7) à ossature mixte, contreventée par voiles et portiques.

Cet ouvrage sera implanté à la wilaya de Tizi Ouzou, zone IIa

La présente étude va se porter sur un ouvrage composé de :

- 01 RDC à usage commerciale
- 01 étage à usages commerciale et bureau
- 06 étages à usages d'habitation
- 01 cage d'escalier

I.1.1. Caractéristiques géométriques:

- La longueur totale du bâtiment :..... 19.95m.
- La largeur totale du bâtiment :.....16.75m.
- La hauteur de RDC :.....4.08m.
- La hauteur d'étage courant :.....3.06m.

-La hauteur de l'acrotère :.....0.7m.

-la hauteur totale de bâtiment:..... 25.50m.

I.2. Différents éléments de l'ouvrage:

La structure est composée des éléments ci-après :

I.2.1. Ossature : Selon la définition de **RPA** Structure dont les éléments verticaux sont constitués de poteaux par opposition au mur et voiles.

L'ossature est composée de portiques transversaux et longitudinaux destinés essentiellement à reprendre les charges et surcharges verticales et d'un ensemble de voiles disposés dans les deux sens (longitudinal et transversal) servant de contreventement vis-à-vis des charges horizontales.

a) - Portiques : ou bien cadres rigides constitués de poutres et de poteaux. Ils sont capables de reprendre essentiellement les charges et surcharges verticales, et ils sont liés entre eux.

b) - 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, et on trouve dans cet ouvrage deux types de voiles :

- **Voiles périphériques :** Disposés à la périphérie du bâtiment au sous sol destinés à reprendre les efforts de poussées et de butées des terres sur le

RDC.

- **Voiles de contreventements :** Destinés à reprendre les efforts horizontaux et une partie des efforts verticaux.

I.2.2. Planchers : Les planchers sont des aires planes limitant les étages d'un bâtiment et supportant les revêtements et les surcharges assurant deux fonctions principales:

I.2.2.1. Fonction de résistance mécanique : Les planchers supposés infiniment rigides dans le plan horizontal supportent leurs poids propres et les surcharges d'exploitations et les transmettent aux éléments porteurs de la structure.

I.2.2.2. Fonction d'isolation : Les planchers permettent d'isoler thermiquement et acoustiquement les différents étages. Dans notre cas on a un plancher constitué de corps creux, d'une dalle de compression et des poutrelles préfabriquées.

- **On distingue deux types de planchers:**

1) Planchers en corps creux : Les plancher a corps creux sont constituées de :

a) **Nervure appelées poutrelles :** assurent la fonction de portance, la distance entre axes des poutrelles généralement de 56cm à 65cm.

b) **Un remplissage en corps creux :** les corps creux sont utilisés comme coffrage perdu et comme isolant phonique.

c) **Une dalle de compression en béton :** est une dalle en béton armée d'un quadrillage d'armatures ayant comme but de :

- Limiter le risque de fissuration par retrait.

- Résister aux efforts des charges appliquées sur des surfaces réduites.

- Réaliser un effort de répartiteur entre les poutrelles voisine des charges localisées notamment celles correspondant en cloisons

2) Dalle pleine en béton armé :

Des dalles pleines en béton armé sont prévues là où il n'est pas possible de réaliser des planchers en corps creux en particulier, pour la cage d'ascenseur et les balcons.

I.2.3. Maçonnerie :

Il y a deux types de murs dans la structure :

- Les murs extérieurs : Ils sont réalisés en doubles cloisons en briques creuses de 10cm d'épaisseur avec une lame d'air de 5cm.

- Les murs intérieurs : Ils sont en simple cloison de brique creuse de 10 cm d'épaisseur.

I.2.4. Escaliers : Ce sont des ouvrages permettant le déplacement entre les différents niveaux, il est composé d'un palier et d'une paillasse, réalisés en béton armé coulés sur place. Le coulage s'effectuera par étage.

Notre escalier comporte trois volées avec deux paliers intermédiaires à l'intérieur de l'ouvrage.

I.2.5. Revêtements : Les revêtements utilisés sont :

- Mortier ciment pour les murs de façades, la cage d'escalier et les pièces humides.
- Enduit plâtre pour les cloisons et les plafonds.
- Carrelage scellé et dalle-de-sol pour les planchers.
- Céramique et marbre pour les cuisines, les salles d'eaux et les escaliers.

I.2.9. L'acrotère : La toiture terrasse sera entourée d'un acrotère de 0.7m de hauteur et de 10cm d'épaisseur.

I.2.6. Terrasse inaccessible : Notre bâtiment sera menu d'une terrasse inaccessible réalisée en corps creux et d'une dalle de compression avec un revêtement composé de :

- Forme de pente de **1.5%** pour faciliter l'écoulement des eaux.
- Isolant thermique protégeant l'élément porteur à des chocs thermique et limitant les déperditions, la nature isolant peut être en polyptère, liège ou en mousse de verre.
- Revêtement d'étanchéité.
- Protection lourde (gravier roulé).

I.2.7. Les fondations : La fondation est l'élément qui est situé à la base de la structure.

Elles ont pour rôle la transmission des charges et surcharges de la superstructure au sol, donc elle constituent la partie essentielle de l'ouvrage puisque leur bonne conception découle la bonne tenue de l'ensemble.

Leur choix dépend du type de sol d'implantation et de l'importance de l'ouvrage.

I.2.8. Système de coffrage : Nous avons opté pour un coffrage métallique pour les voiles de façon à limiter le temps d'exécution, et un coffrage en bois pour les portiques (poutres – poteaux).

I.3. Règlements utilisés :

Le calcul du présent ouvrage sera conforme aux règles BAEL 91, aux prescriptions Algériennes de construction dans le RPA 99 modifié 2003 et dans le DTR BC2.2.

I.3.1. Principes des justifications : (ArtA1.2BAEL91/ modifié 99)

Les calculs justificatifs seront conduits suivant la théorie des états limites. Un état limite est celui pour lequel une condition requise d'une construction (ou d'un des éléments) est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de modification défavorable d'une action.

Les différents états limites :

a. États limites ultimes (ELU) :

Ils sont relatifs à la stabilité ou à la capacité portante :

- Equilibre statique de la construction (pas de renversement) ;
- Résistance de chacun des matériaux (pas de rupture) ;
- Stabilité de forme (pas de flambement) ;

b. Etats limite de service (ELS) :

Qui sont définis compte tenu des conditions d'exploitation ou de durabilité, on distingue :

- États limites de service vis-à-vis de la compression du béton.
- États limites d'ouverture des fissures.
- États limites de service de déformation.

I.4. Béton : Le béton est un mélange hydraulique (ciment), de granulats (sable, gravier), d'eau de gâchage et adjuvants .Il présente des résistances à la compression assez élevées, mais sa résistance à la traction est faible, de l'ordre 1/10 de sa résistance en compression.de plus, le béton a un comportement fragile.

I.4.1. Résistance caractéristique du béton à la compression :

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

Lorsque la sollicitation s'exerce sur un béton d'âge $j < 28$ jours, sa résistance à la compression est calculée selon (Art A. 2.1, 11 BAEL 91 modifiée 99) comme suit :

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83 \cdot j} \cdot f_{c28} \quad \text{Pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa} \quad (\text{CBA 93 - A.2.1.1.1}).$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1,40 + 0,95 \cdot j} \cdot f_{c28} \quad \text{Pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa}$$

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

I.4.2. Résistance caractéristique à la traction : (Art A.2.1 BAEL91 modifiées 99)

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

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 \cdot f_{cj} \text{ pour } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa.}$$

$$f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$$

I.4.2.1. Contraintes limites :

a) Contrainte limite à la compression : (Art A.4.3, 41 BAEL91 modifiées 99)

$$f_{bc} = \frac{0,85 f_{cj}}{\theta(\gamma_b)} \quad [\text{MPa}]$$

Avec :

θ : Coefficient de la durée d'application de la combinaison d'action.

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

$\theta = 0,9$: si la durée d'application est comprise entre 1h et 24 heures.

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

γ_b : Coefficient de sécurité :

$\gamma_b = 1,15$ pour les situations accidentelles.

$\gamma_b = 1,5$ pour les situations durables

Pour : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $\theta = 1$; $\gamma_b = 1,5$, on aura ; $f_{bc} = 14,2$

b) Contrainte limite de cisaillement : (Art A.5.1, 21 BAEL91)

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

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

c) Contraintes de service à la compression : (Art A.4.5, 2 BAEL91)

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

$$\sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

I.4.2.2. Module d'élasticité :

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

a) Module d'élasticité instantané: (Art A.2 .1, 21 BAEL91)

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

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

$$\text{Avec : } f_{c28} = 25 \text{ Mpa} \longrightarrow E = 32164,2 \text{ MPa}$$

b) Module d'élasticité différé : (Art A. 2.1,22 BAEL91)

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

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

Avec : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ \longrightarrow $E_{vj} = 10819 \text{ MPa}$

c) Module d'élasticité transversale :

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

ν : Coefficient de poisson avec $\nu = \frac{\varepsilon_l}{\varepsilon_t}$

d) Coefficient de poisson : (Art A.2.1,3 BAEL91)

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

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

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

I.4.3. Diagramme contraintes déformations : (Art A.4.3, 41 BAEL 91)

Dans le calcul du béton armé relatif aux états limites, le diagramme (contraintes-déformations) réel est remplacé par le diagramme conventionnel dit (parabole-rectangle).

- Modèle de calcul à L'E.L.U :

Pour les calculs à L'.E.L.U, le diagramme réel de déformations donné sur la Figure (I-1) :

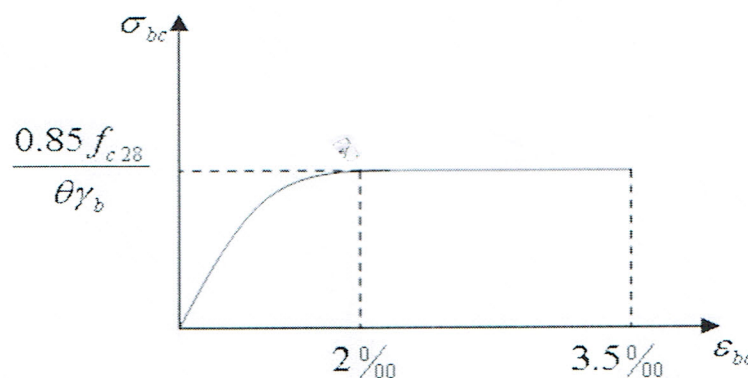


Fig. I.1. Diagramme contrainte- déformation (ELU)

-Modèle de calcul à L'E.L.S:

C'est au delà du quel ne sont plus satisfaites les conditions normales d'exploitation et de

durabilité qui comprennent les états limites de fissuration.

La valeur de la contrainte admissible de compression du béton est :

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

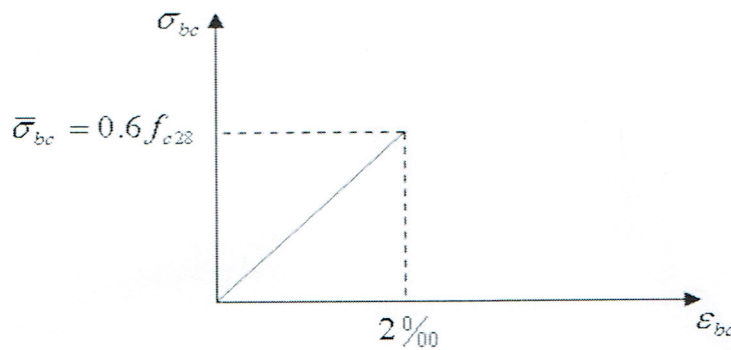


Fig. I.2. Diagramme contrainte- déformation (ELS)

I.5. Aciers : Les aciers sont des alliages de fer et de carbone, le pourcentage de carbone variant entre 0.08% et 1.67% .Il présente une très bonne résistance à la traction et aussi à la compression, leur rôle est de reprendre les efforts qui ne peuvent pas être repris par le béton, ils sont caractérisés par leur limite d'élasticité et leur module d'élasticité.

On utilise les types suivants :

- des aciers haute adhérence (HA), de nuance FeE400 de limite d'élasticité

$$f_e = 400 \text{ MPa.}$$

- des aciers ronds lisses (RL), de nuance FeE 235 de limite d'élasticité

$$f_e = 235 \text{ MPa.}$$

- des treillis soudés (TS)($\phi \leq 6\text{mm}$), de nuance TLE 520 ayant une limite d'élasticité $f_e = 520$ Mpa.

a) Caractéristiques des aciers utilisés:

Type d'acier	Nomination	Symbole	Limite d'élasticité Fe en MPa	Résistance à la Rupture	Allongement relatif à la Rupture [%]	Coefficient de fissuration	Coefficient de scellement ψ
Aciers en Barre	Rond lisse FeE235	R L	235	410-490	22‰	1	1
	Haute adhérence FeE400	H A	400	480	14‰	1,6	1,5
Aciers en treillis	Treillis soudé (T S) TL 520($\Phi < 6$)	T S	520	550	8‰	1,3	1

Tableau I.1 : Caractéristiques des aciers

b) **Limite d'élasticité longitudinale** : Le module d'élasticité longitudinale (E_s), a une valeur est constante quelle que soit la nuance de l'acier.

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

I.5.1. Diagramme contrainte déformation

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

Le diagramme contrainte déformation illustrée par la figure ci-dessous

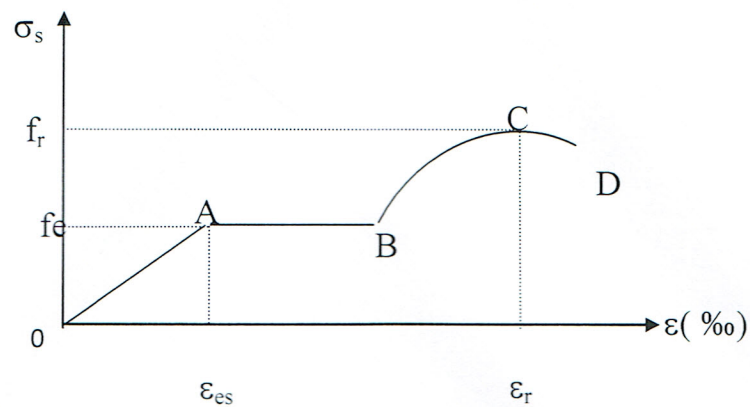


Fig. I.3 : Diagramme contrainte déformation

Les paramètres représentés sur la figure sont définis comme suit :

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

On distingue du diagramme précédent 04 parties :

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

I.5.2. Diagramme contrainte déformation de calcul

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

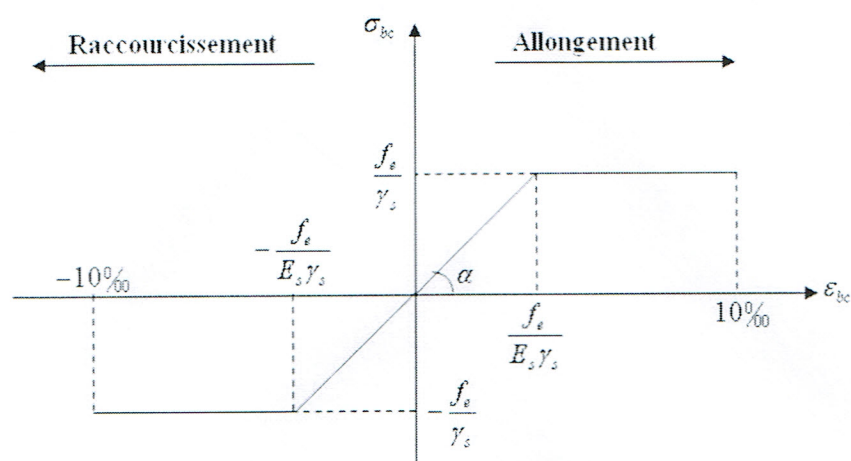


Figure I.4 : Diagramme contrainte-déformation

I.5.3. Limite d'élasticité

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

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

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

I.5.4. La contrainte maximale des armatures tendues à l'E L S

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

1. Fissuration peu nuisible (BAEL9 / Art 4-5-32)

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

2. Fissuration préjudiciable (BAEL91/Art 4-5-33)

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

3. Fissuration très préjudiciable (BAEL91 / Art 4-5.34)

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

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

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

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

Chapitre II
Pré-dimensionnement

II.1. Introduction :

Avant d'entamer tout calcul des éléments, il faut passer par leur dimensionnement afin d'assurer la résistance et la stabilité de l'ouvrage et des personnes, pendant et après la réalisation.

Il nous amène à déterminer l'ordre de grandeur des sections des différents éléments de la structure, pour cela on prend comme référence le Règlement Parasismique Algérien « RPA 99/Version 2003 » et les bases de «BAEL 91/modifié 99» ainsi que le «DTR-B. C.2.2 »

II.2. Pré-dimensionnement des éléments :

II.2.1. Les planchers :

Il est constitué de corps creux posés sur des poutrelles pré fabriquées en béton armé qui sont disposées suivant le sens de la petite portée, le tout sera complété par une dalle de compression de 4 cm d'épaisseur ; en plus il sera ferrailé par un treillis soudé dont les dimensions des mailles ne dépassent pas :

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

Son rôle principal est de transmettre les charges aux différents éléments porteurs de la structure et d'assurer la protection et le confort aux occupants. Pour remplir ses taches, le plancher doit être conçu de telle sorte a supporter son poids propres et les surcharges d'exploitations ; pour cela sa hauteur est donné par les formules suivantes : (Art B 6-8-4.24/BAEL91 modifié 99)

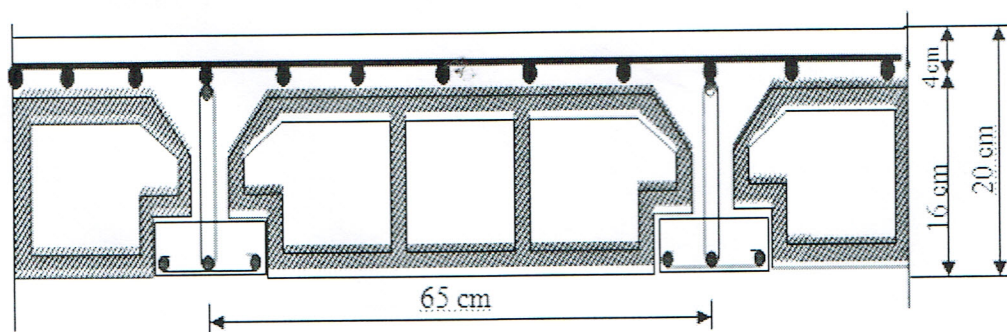


Fig. II.1. Coupe d'un plancher à corps creux

Le dimensionnement du plancher en corps creux est donné par $ht \geq \frac{L_{\max}}{22.5}$

L_{\max} : portée libre de la plus longue travée.

ht : hauteur totale du plancher

le RPA exige $\min(b, h) \geq 25 \text{ cm}$ en zone IIa on prend $\min = 25 \text{ cm}$

$$L_{\max} = 440 - 25 = 415 \text{ cm}$$

Par suite :

$$ht \geq \frac{415}{22.5} = 18.44 \text{ cm}$$

Ainsi, on opte pour un plancher de $h_t = 20 \text{ cm}$; soit un plancher de (16+4)

Avec : Epaisseur du corps creux : 16 cm

: Epaisseur de la dalle de compression : 4 cm

II.2.2. Poutres :

D'après le : [RPA2003-Art 7-5-1], les dimensions des poutres doivent satisfaire les conditions

$$\text{suivantes : } \begin{cases} h \geq 30 \text{ cm} \\ b \geq 20 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{cases}$$

D'après les règles de déformabilité des éléments, les dimensions des poutres sont données comme suit :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \quad 0.4h \leq b \leq 0.7h$$

Avec h : hauteur de la poutre.

b : largeur de la poutre.

L : portée maximum entre nus.

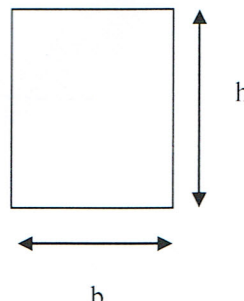


Fig. II.2. Schéma de la poutre

II.2.2.1. Poutres principales :

Ce sont les poutres porteuses.

$$L = 500 - 25 = 475 \text{ cm}$$

$$\frac{475}{15} \leq h \leq \frac{475}{10} \Rightarrow 31,66 \text{ cm} \leq h \leq 47,5 \text{ cm} \quad \text{Soit } h = 40 \text{ cm}$$

$$0,4 \times 40 \leq b \leq 0,7 \times 40 \Rightarrow 16 \text{ cm} \leq b \leq 28 \text{ cm} \quad \text{Soit } b = 35 \text{ cm}$$

La section des poutres principales est : **(35x40) cm²**

II.2.2.2. Poutres secondaires :

Elles sont parallèles aux poutrelles. Elles assurent le chaînage

$$L = 440 - 25 = 415 \text{ cm}$$

$$\frac{415}{15} \leq h \leq \frac{415}{10} \Rightarrow 27,66 \text{ cm} \leq h \leq 41,5 \text{ cm} \quad \text{Soit } h = 35 \text{ cm}$$

$$0,4 \times 35 \leq b \leq 0,7 \times 35 \Rightarrow 14 \text{ cm} \leq b \leq 24,5 \text{ cm} \quad \text{Soit } b = 30 \text{ cm}$$

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

II.2.2.3. Vérification des conditions exigées par le RPA :

Conditions	Poutres principales	Poutres secondaires	Vérification
$h \geq 30 \text{ cm}$	40 cm	35 cm	OK
$b \geq 20 \text{ cm}$	35 cm	30 cm	OK
$h/b \leq 4$	1.14	1.16	OK

Tableau II.1. Vérification des conditions

Conclusion :

Poutres principales (35x40) cm².

Poutres secondaires (30x35) cm².

II.3. Poteaux :

Le pré dimensionnement des poteaux se fera à l'état limite de service en compression simple, selon la combinaison ($N_s=G+Q$) avec :

N_s : effort normal repris par le poteau.

G : charge permanente.

Q : surcharge d'exploitation en tenant compte de la dégression des surcharges.

En supposant que seul le béton reprend l'effort normal, on effectuera le calcul de la section du poteau le plus sollicité, et qui est donnée par la formule suivante :

$$A = \frac{N_s}{\sigma_{bc}}, \quad \text{avec : } A : \text{section du poteau considéré.}$$

N_s : Effort normal revenant au poteau.

$\bar{\sigma}_{bc}$ Contrainte de compression admissible du béton égale à 15 MPa.

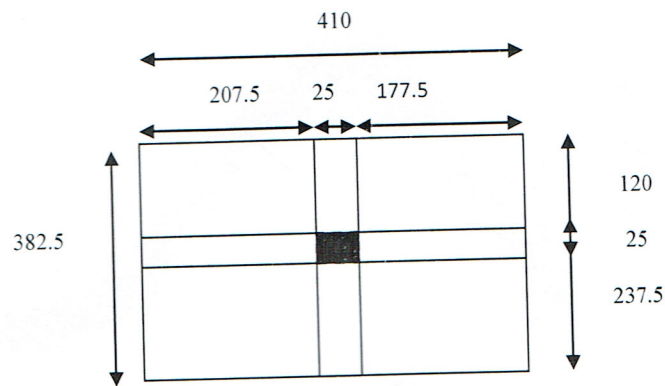
$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} \quad \text{En MPa, à 28 jours} \quad \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

II.3.1. Descente de charge :**II.3.1.1. Surface d'influence :**

Section nette : $S_n = (2.075 \times 1.20) + (1.775 \times 1.20) + (2.075 \times 2.375) + (1.775 \times 2.375)$

$$S_n = 13.76 \text{ m}^2$$

Section brute : $S_b = 4.10 \times 3.825 = 15.68 \text{ m}^2$



II.3.1.2. Détermination des charges et surcharges :

- Charges permanentes :

A) Plancher terrasse :

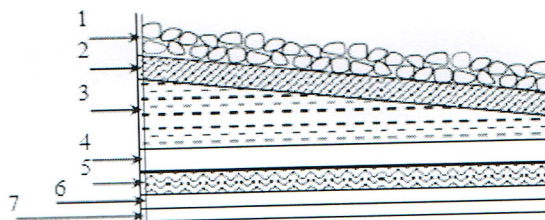


Fig. II.3. Coupe verticale d'un plancher terrass

N	Eléments	Epaisseur (m)	ρ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Couche de gravier roulé	0.05	17	0.85
2	Etanchéité multicouches	0.02	6	0.12
3	Forme de pente en béton	0.07	22	1.54
4	Feuille de polyane	0.01	1	0.01
5	Isolation thermique en liège	0.04	4	0.16
6	Plancher en corps creux	0.20	/	2.80
7	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
Charge permanente totale G_t				5.68

Tableau II.2. Charges permanentes du plancher terrasse :

B) Plancher d'étage courant et commercial :

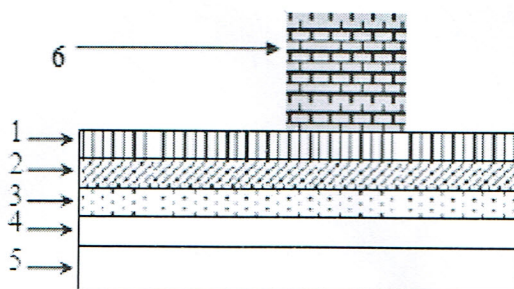


Fig. II.4. Coupe verticale d'un plancher étage courant.

Tableau II.3. Charges permanentes d'un plancher d'étage courant

N°	Eléments	Epaisseur(m)	ρ (KN/m ³)	G(KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Couche de sable	0.02	18	0.36
4	Plancher en corps creux	0.20	-	2.80
5	Enduit de plâtre	0.02	12	0.24
6	Cloisons intérieures	0.1	13	1.3
Charge permanente totale Gt				5.54

C) Murs de séparation entre les logements :

-Murs intérieurs :

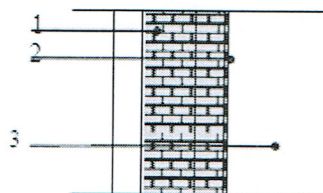


Fig. II.5. Coupe verticale d'un mur intérieur

Tableau II.4. Charges permanentes des murs intérieurs :

N°	Eléments	Epaisseur (m)	ρ (kN/m ³)	G (kN/m ²)
1	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
2	Briques creuses	0.10	9	0.90
3	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
Charge permanente totale Gt				1.30

Murs extérieurs :

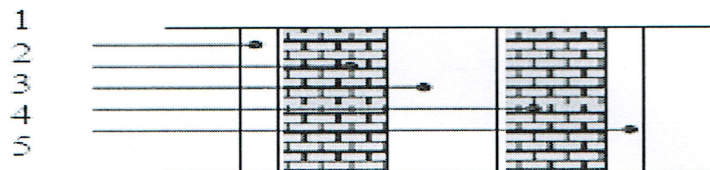


Fig. II.6. Coupe verticale d'un mur extérieur

Tableau II.5. Charges permanentes des murs extérieurs :

N°	Eléments	Epaisseur (m)	ρ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Enduit ciment	0.02	22	0.44
2	Brique creuse	0.15	9	1.35
3	Lame d'air	0.05	-	0
4	Brique creuse	0.10	9	0.9
5	Enduit plâtre	0.02	10	0.2
G total				2.89

D) Dalle pleine :

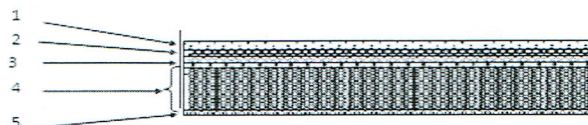


Fig. II.7. Coupe verticale d'une dalle pleine

Tableau II.6. Charges permanentes de la dalle pleine (Balcon) :

N°	Eléments	Epaisseur (m)	$\rho(\text{KN/m}^3)$	G (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	22	0.44
3	Couche de sable	0.02	18	0.36
4	Dalle pleine	0.15	25	3.75
5	Enduit en mortier de ciment	0.02	22	0.44
G total				5.43

- Surcharge d'exploitation :

Tableau II.7. Les surcharges d'exploitations :

Elément	Surcharge (KN/m ²)
Plancher terrasse inaccessible	1
Plancher d'étage courant	1.5
Plancher d'étage RDC (locaux)	1.5
Plancher d'étage de service	2.5
Balcons	3.5

II.3.1.3. Poids propre des éléments :

- a) Plancher terrasse

$$G_t = G \times S$$

$$G_t = 13,76 \times 5,68 = 78,15 \text{ KN.}$$

- b) Plancher courant

$$G_c = G \times S$$

$$G_c = 13,76 \times 5,54 = 76,23 \text{ KN.}$$

- c) Poutres :

- Poutres porteuses

$$G_{pp} = (0.35 \times 0.40) (2.375 + 1.20) 25 = 12.51 \text{ KN.}$$

- **Poutres secondaires**

$$G_{ps} = (0.30 \times 0.35) (1.775 + 2.075) 25 = 10.10 \text{ KN}$$

$$G_{p \text{ tot}} = G_{pp} + G_{ps} = 22.61 \text{ KN}$$

- d) **Poteaux:**

$$\text{Le RDC : } G_p = (0.25 \times 0.25) \times 4.08 \times 25 = 6.37 \text{ KN}$$

$$\text{L'étage courant : } G_p = (0.25 \times 0.25) \times 3.06 \times 25 = 4.78 \text{ KN}$$

Surcharge d'exploitation

- Plancher terrasse inaccessible : $1.00 \times 13.76 = 13.76 \text{ KN.}$
- Plancher à usage d'habitation : $1.5 \times 13.76 = 20.64 \text{ KN.}$
- Plancher à usage de service : $2.5 \times 13.76 = 34.40 \text{ KN.}$
- Plancher à usage commercial : $1.5 \times 13.76 = 20.64 \text{ KN.}$

Vertical des surcharges d'exploitation :

Les règles du BAEL 99 exigent l'application de la dégression des surcharges d'exploitation. Ces dernières s'appliquent aux bâtiments à grand nombre d'étages ou de niveaux, où les occupations des divers niveaux peuvent être considérées comme indépendantes.

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

Car les niveaux ne sont pas charge de la même manier.

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

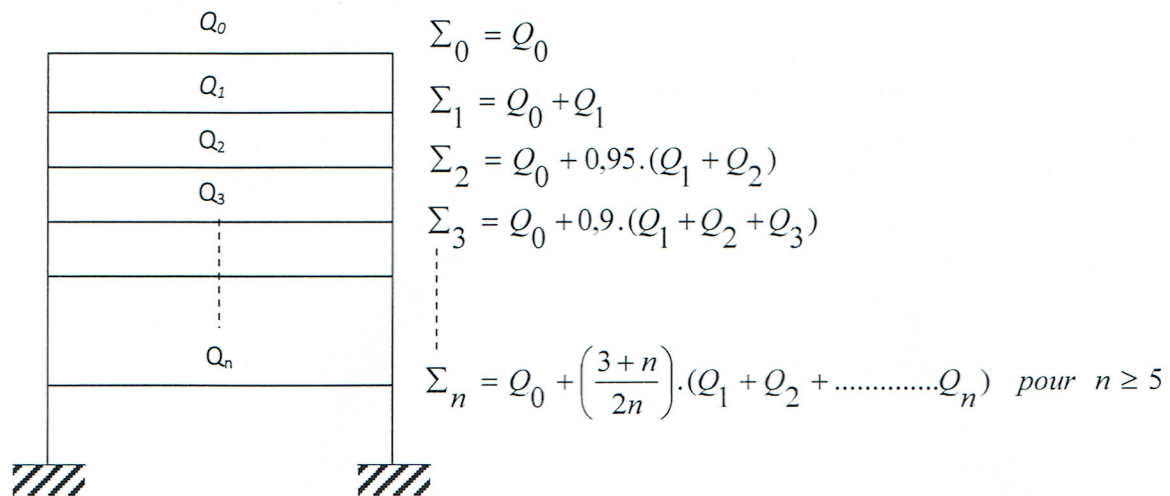


Fig. II.8. Loi de dégression des surcharges

Niveaux	7	6	5	4	3	2	1	RDC
coefficient	1	1	0.95	0.90	0.85	0.80	0.75	0.71

Tableau II.8. Représentant les coefficients de dégression des surcharges

- Les surcharges cumulées :

$Q_0 = 13.76 \text{ KN}$

$Q_0 + Q_1 = 13.76 + 20.64 = 34.40 \text{ KN}$

$Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2) = 13.76 + 0.95 (2 \times 20.64) = 52.97 \text{ KN}$

$Q_0 + 0,90(Q_1 + Q_2 + Q_3) = 13.76 + 0.90 (3 \times 20.64) = 69.48 \text{ KN}$

$Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 13.76 + 0.85 (4 \times 20.64) = 83.93 \text{ KN}$

$Q_0 + 0,80(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 13.76 + 0.80 (5 \times 20.64) = 96.32 \text{ KN}$

$Q_0 + 0,75(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 13.76 + 0.75 (5 \times 20.64) + 0.75 \times 34.40 = 116.96 \text{ KN}$

$Q_0 + 0,71(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7) = 13.76 + 0.71 (5 \times 20.64 + 34.40) + 0.71 \times 20.64 = 126.10 \text{ KN}$

Tableau II.9. Descentes de charges sur le poteau

Niv	G _{P1ch}	G _{Ptre}	G _{pot}	G _{tot}	G _{Cum}	Q _i	Q _{Cum}	N=G+Q	$S = \frac{N_s}{\sigma_{bc}}$	S (cm ²)
7	78.15	22.61	4.78	105.54	105.54	13,76	13,76	119.30	79.53	35*35
6	76.23	22.61	4.78	103.62	314.37	20,64	34,40	348.77	232.51	35*35
5	76.23	22.61	4.78	103.62	417.99	20,64	55,04	473.03	315.35	35*35
4	76.23	22.61	4.78	103.62	521.61	20,64	75,68	597.29	398.19	40*40
3	76.23	22.61	4.78	103.62	625.23	20,64	96,32	721.55	481.03	40*40
2	76.23	22.61	4.78	103.62	728.85	20,64	116,96	845.81	563.87	40*40
1	76.23	22.61	4.78	103.62	832.47	34.40	151.36	983.83	655.88	45*45
RDC	76.23	22.61	6.37	105.21	937.68	20.64	172	1109.68	739.78	45*45

II.3.1.5. Vérification des conditions du RPA (article 7.4.1)

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

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

c). $\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4$

h_e = hauteur libre du poteau.

a) $\text{min}(b_1, h_1) = 30\text{ cm} > 25\text{ cm}$.

b.1) Poteaux étage de service $\frac{h_e}{20} = \frac{306}{20} = 15.30\text{cm} \Rightarrow \text{min}(b_1, h_1) = 45\text{cm} \geq \frac{h_e}{20} = 15.30\text{cm}$

b.2) Poteaux RDC $\frac{h_e}{20} = \frac{408}{20} = 20.4\text{cm} \Rightarrow \text{min}(b_1, h_1) = 45\text{cm} \geq \frac{h}{20} = 20.4\text{cm}$

b.3) Poteaux étages courant $\frac{h_e}{20} = \frac{306}{20} = 15.30\text{cm} \Rightarrow \text{min}(b_1, h_1) = 40\text{cm} \geq \frac{h}{20} = 15.30\text{cm}$

$$b.4) \text{ Poteaux d'étage courants } \frac{h_e}{20} = \frac{306}{20} = 15.3 \text{ cm} \Rightarrow \min(b_1, h_1) = 35 \text{ cm} \geq \frac{h}{20} = 15.3 \text{ cm}$$

c.1) Pour le RDC, 1^{er} étage : $1/4 < b/h = 456/45 = 1 < 4 \rightarrow$ Condition vérifiée.

c.2) Pour le 2,3, 4^{ème} étage : $1/4 < b/h = 40/40 = 1 < 4 \rightarrow$ Condition vérifiée.

c.3) Pour le 5, 6, et 7^{ème} étage : $1/4 < b/h = 35/35 = 1 < 4 \rightarrow$ Condition vérifiée.

Conclusion : Les sections des poteaux sont conformes aux exigences du RPA.

II.3.1.6. vérification des poteaux au flambement :

Le flambement est un phénomène de non stabilité de forme qui survient dans le cas des éléments élancés soumis à un effort de compression. Pour la vérification relative au flambement calcule l'élancement $\langle \lambda \rangle$ qui doit satisfaire l'inégalité suivante :

$$\frac{L_f}{i} \leq 50. \text{ Avec}$$

L_f : longueur de flambement.

L_0 : hauteur de dalle en dalle.

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

I : moment d'inertie du poteau de dimensions $b_1 \times h_1 [cm^2]$

Calcul de λ :

$$\lambda = \frac{0.7L_0}{\sqrt{b_1 \times h_1^3 / 12 \times b_1 \times h_1}} = \frac{2.423 \times L_0}{h_1}$$

• Poteaux de (45x45) [cm²] pour :

$$L_0=4.08 \text{ [m]} \rightarrow \lambda = \frac{2,423 \times 4.08}{45} = 21.96 > 50.$$

- Poteaux de (45x45) [cm²] pour :

$$L_0=3.06 \text{ [m]} \rightarrow \lambda = \frac{2,423 \times 306}{45} = 16.47 > 50.$$

- Poteaux (40x40) [cm²] pour :

$$L_0=3.06 \rightarrow \lambda = \frac{2,423 \times 306}{40} = 18.53 > 50.$$

- Poteaux (35x35) [cm²] pour :

$$L_0=3.06 \rightarrow \lambda = \frac{2,42 \times 306}{35} = 21.18 > 50.$$

La condition de non flambement des poteaux est vérifiée pour tous les niveaux.

Donc pas de risque de flambement.

II.4. 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 RPA99version 2003) qui définit ces éléments en satisfaisant la condition suivante :

$$L \geq 4 e_p$$

Avec :

e_p : épaisseur des voiles.

L : longueur min des voiles.

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

$$e_p \geq \max \left(\frac{h_e}{25}, \frac{h_e}{22}, \frac{h_e}{20} = \frac{h_e}{20} \right)$$

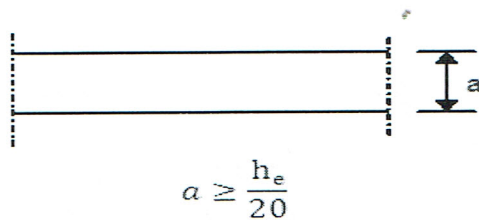


Fig. II.9. Coupe du voile en élévation

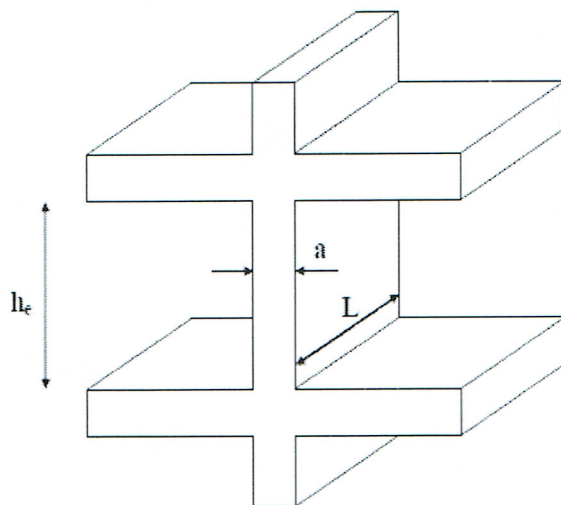


Fig. II-10. Coupe de voile en élévation

Nous opterons pour le 3ème cas puisqu'il est le plus défavorable dans notre cas :

$$h_e = h - ep$$

RDC:

$$h_e = 4.08 - 0.20 = 3.88\text{m}$$

$$a \geq 388/20 = 19.4\text{cm}$$

$$a \geq 388/22 = 17.63\text{cm}$$

$$a \geq 388/25 = 15.52\text{cm}$$

Etage courant:

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

$$a \geq 286/20 = 14.3 \text{ cm}$$

$$a \geq 286/22 = 13 \text{ cm}$$

$$a \geq 286/25 = 11.44 \text{ cm}$$

On prend : $e_p = 20 \text{ cm}$ pour les voiles de RDC.

Et : $e_p = 20 \text{ cm}$ pour les autres niveaux.

-Vérification selon le RPA 99 / version 2003 (Art 7.7.1):

$$a_{min} = 20 \text{ cm} > 15 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée.}$$

$$L_{min} = 100 \text{ cm} > 4 \times 20 = 80 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée.}$$

Chapitre III
Calcul des Eléments

III.A. Plancher

III. 1. Calcul des planchers :

III.1.1. Introduction :

Notre projet est constitué des planchers en corps creux, d'épaisseur (16+4) cm. Les corps creux sont associés à des poutrelles préfabriquées espacées de 65 cm.

III.1.2. Calcul de la dalle de compression :

La dalle de compression est coulée sur place, elle est de "4 cm" d'épaisseur, armée d'un treillis soudé de nuance (TS 520) dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser aux valeurs indiquées par B.A.E.L.(Art B.6.8.423) :

- 20 cm (5 p.m) pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
- 33 cm (3 p.m) pour les armatures parallèles aux nervures.

-Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

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

$$\text{Soit : } A_{\perp} = 5T5 = 0.63 \text{ cm}^2/\text{ml}, \quad e_s = 20 \text{ cm}$$

l : distance entre axe des poutrelles ($50 \text{ cm} < l < 80$)

-Armatures parallèles aux poutrelles :

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0.63}{2} = 0.315 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_{//} = 5T4 = 0.63 \text{ cm}^2/\text{ml} ; \quad e_s = 20 \text{ cm}$$

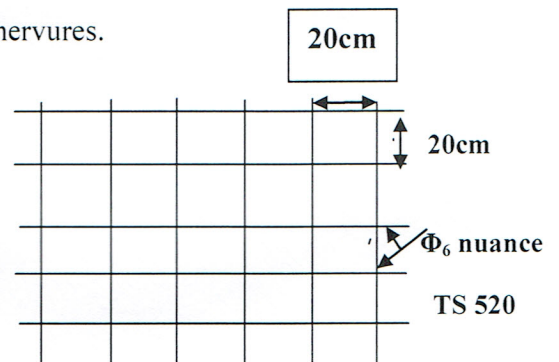


Fig. III.A.1. Treillis soudés (200×200)

III.1.3. Calcul des poutrelles :

Les poutrelles supportent des charges uniformément réparties et seront calculées en deux étapes

a. Avant coulage de la dalle de compression :

La poutrelle est considérée comme étant simplement appuyée à ces deux extrémités. Elle doit supporter son poids propre, le poids du corps creux qui est de 0.95 KN/m^2 ainsi que celui de l'ouvrier :

$$\text{*Poids propre : } G_1 = (0.04 \times 0.12) \times 25 = 0.12 \text{ KN/ml}$$

$$\text{*Poids du corps creux : } G_2 = 0.95 \times 0.65 = 0.62 \text{ KN/ml}$$

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

a) Ferrailage à l'ELU :

- Le calcul se fera pour la travée la plus longue.
- En considérant la fissuration comme étant non préjudiciable.

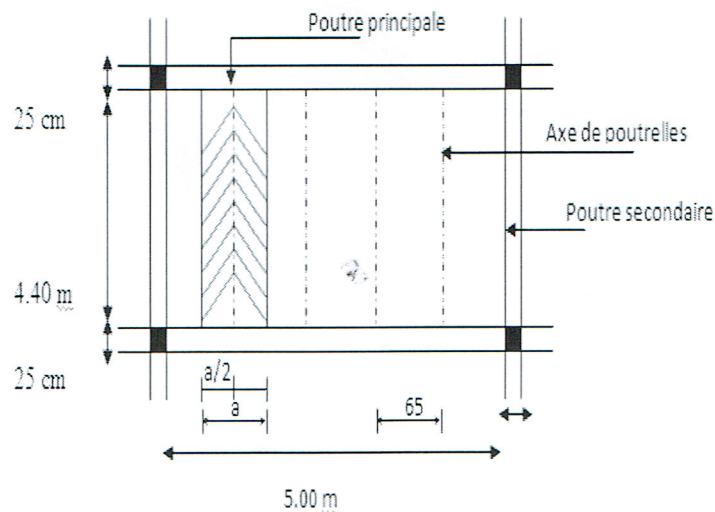


Fig. III.A.2. Surface revenant aux poutrelles

-Combinaison de charges :

$$q_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$\text{Avec } G = G_1 + G_2$$

$$q_u = 1.35 \times (0.12 + 0.62) + 1.5 \times 1 = 2.50 \text{ KN/ml}$$

-Moment max en travée :

$$M_u = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{2.5 \times 4.40^2}{8} = 6.05 \text{ KN.m}$$

$$M_u = 6.05 \text{ KN.m}$$

-Effort tranchant max:

$$T = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{2.5 \times 4.40}{2} = 5.50 \text{ KN}$$

$$T = 5.50 \text{ KN}$$

- Calcul des armatures :

$$\mu_b = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}}$$

$$\text{Avec : } b = 12 \text{ cm ; } d = h - c ; h = 4 \text{ cm ; } c = 2 \text{ cm ; } d = 2 \text{ cm}$$

$$\mu_b = \frac{6.05 \times 10^3}{12 \times 2^2 \times 14.2} = 8.87 > \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{la section est doublement armée.}$$

NB : comme la section de la poutrelle est très réduite on est obligé de prévoir des étais intermédiaires pour l'aider à supporter les charges avant le coulage de la dalle de compression.

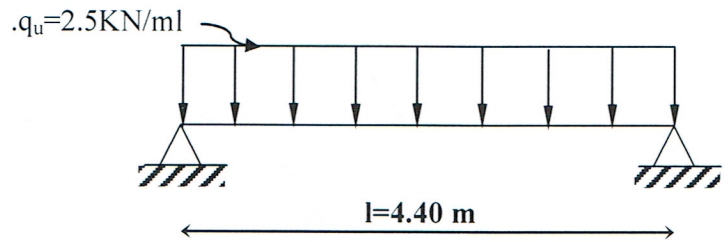
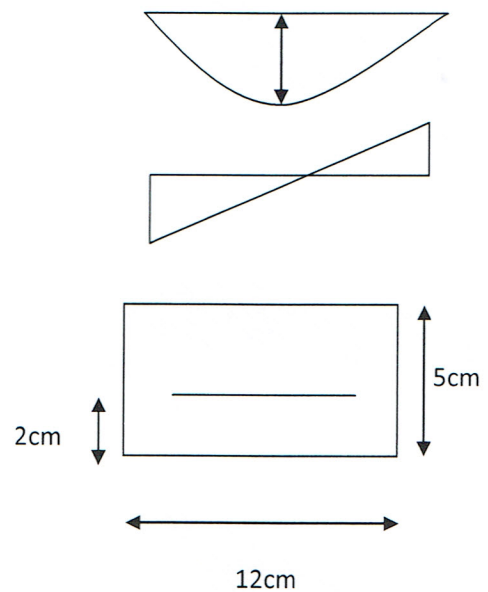


Fig. III.A.3. Schéma statique de la poutrelle



b) Après coulage de la dalle de compression :

La poutrelle sera calculée comme une poutre en Té reposant sur plusieurs appuis (9). Les charges et surcharges seront considérées comme étant uniformément réparties sur l'ensemble des poutrelles. La poutrelle supportera les charges suivantes :

- ✓ Poids propre du plancher : $G=5.54 \times 0.65=3.60\text{KN/m}$;
- ✓ Surcharge d'exploitation : $Q=2.5 \times 0.65= 1.625\text{KN/m}$;
- ✓ La charge de calcul sera donc : à l'ELU $\rightarrow qu=1.35G+1.5Q \rightarrow qu=7.29\text{KN/m}$
à l'ELS $\rightarrow q_s=G+Q \rightarrow q_s=5.22\text{KN/m}$

b.2. La méthode forfaitaire :

-Domaine d'application : la méthode s'applique aux planchers à surcharges d'exploitation modérées (constructions courantes). La surcharge d'exploitation sera deux fois plus grande que la charge permanente ou 5KN/m^2 ,

C à d :

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

En effet : $\max \{2G; 5\text{kN/m}^2\} = 2G = 2 \times 3.6 = 6.20\text{KN/m}^2$

$$2.5 \leq 6.20 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

-Le moment d'inertie des sections transversales est le même dans les différentes travées.

Comme il n'y a pas de changement de section \rightarrow condition vérifiée

-Le rapport des portées successives des différentes travées est entre 0.80 et 1.25.

$$c \text{ à d : } 0.80 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25 ;$$

Pour $l_2=4.35\text{m}$; $l_3=2.60\text{m} \rightarrow l_2/l_3=435/260=1.67 \rightarrow$ la condition n'est pas vérifiée ;

-La fissuration est considérée comme non préjudiciable à la tenue du béton armé ainsi qu'à ces revêtements.

Conclusion :

Les conditions ne sont pas toutes vérifiées donc la méthode forfaitaire n'est pas applicable, ce qui nous conduit à utiliser la méthode des trois moments.

b.3. Exposé de la méthode des 3 moments :

-Exposition de la méthode :

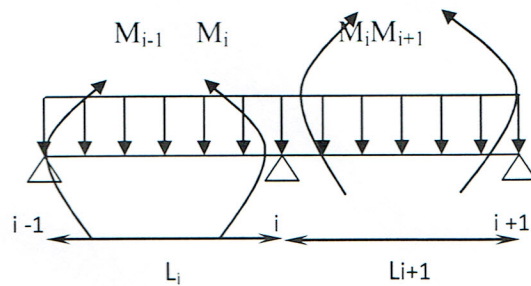


Fig. III.A.4. Méthode des 3 moments

1-Rappel :

Les équations des trois moments donnés par les expressions suivantes :

-Aux appuis :

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

-En travée :

$$M(x) = \mu(x) + M_i \left(1 - \frac{x}{l_i} \right) + M_{i+1} \frac{x}{l_i} \dots \dots \dots (1)$$

$$\mu(x) = \frac{q l}{2} x - \frac{q}{2} x^2 \dots \dots \dots (2)$$

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'.

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

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

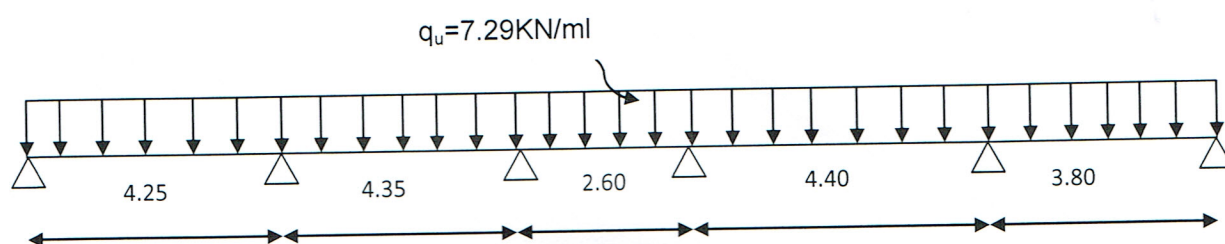


Fig. III.A.5. Coupe transversale de la poutrelle

M_{i-1}, M_i, M_{i+1} sont les moments aux appuis, i-1 , i , i+1 respectivement .

a/ Calcul des moments aux appuis :6 Appuis

$$L' \text{appui 1 : } 8.5M_1 + 4.25M_2 = -139.90 \text{----- (1)}$$

$$L' \text{appui 2: } 4.25M_1 + 17.2M_2 + 4.35M_3 = -289.92 \text{----- (2)}$$

$$L' \text{appui 3 : } 4.35M_2 + 13.9M_3 + 2.6M_4 = -182.04 \text{----- (3)}$$

$$L' \text{appui 4 : } 2.6M_3 + 14M_4 + 4.4M_5 = -187.28 \text{----- (4)}$$

$$L' \text{appui 5 : } 4.4M_4 + 16.4M_5 + 3.8M_6 = -255.25 \text{----- (5)}$$

$$L' \text{appui 6 : } 3.8M_5 + 7.6M_6 = -100 \text{----- (6)}$$

La résolution de ce système nous donne les résultats suivants :

$$M_1 = -10.24 \text{KN.m} \quad M_4 = -8.24 \text{KN.m}$$

$$M_2 = -12.42 \text{KN.m} \quad M_5 = -11.64 \text{KN.m}$$

$$M_3 = -7.70 \text{KN.m} \quad M_6 = -7.33 \text{KN.m}$$

b/ Calcul des moments en travée :

Le moment en travée à distance x de l'appui « i » est donné par la relation suivante :

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

X_i : La position du point dont le moment en travée est maximal, il est donné par la relation suivante :

$$\frac{dM(x)}{dx} = 0 \rightarrow x = \frac{1}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{q \cdot l_i}$$

Appliquant les formules précédentes pour toutes les travées :

$$\text{Travée (1-2)} \rightarrow x = 2.05 \text{m} \rightarrow M_{1 \max}(2.05) = 5.14 \text{KN.m}$$

$$\text{Travée (2-3)} \rightarrow x = 2.32 \text{m} \rightarrow M_{2 \max}(2.32) = 7.26 \text{KN.m}$$

$$\text{Travée (3-4)} \rightarrow x = 1.27 \text{m} \rightarrow M_{3 \max}(1.27) = -1.80 \text{KN.m}$$

$$\text{Travée (4-5)} \rightarrow x = 2.09 \text{m} \rightarrow M_{4 \max}(2.09) = 7.74 \text{KN.m}$$

$$\text{Travée (5-6)} \rightarrow x = 2.05 \text{m} \rightarrow M_{4 \max}(2.05) = 3.76 \text{KN.m}$$

N.B :

-Les moments calculés par la méthode des trois moments sont pour un matériau homogène, à cause de la faible résistance à la traction qui peut provoquer la fissuration du béton tendu, nous allons effectuer les corrections suivantes :

-Augmentation de $1/3$ pour les moments en travée

-Diminution de $1/3$ pour les moments aux appuis.

On aura les résultats suivants :

$$M_1 = 5.14 + 1/3 (5.14) = 6.85 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = 7.26 + 1/3 (7.26) = 9.68 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = -1.8 + 1/3 (-1.8) = -4.14 \text{ KN.m}$$

$$M_4 = 7.74 + 1/3 (7.74) = 10.32 \text{ KN.m}$$

$$M_5 = 3.76 + 1/3 (3.76) = 5.01 \text{ KN.m}$$

Et :

$$M_1 = -10.24 - 1/3 (-10.24) = -6.82 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = -12.42 - 1/3 (-12.42) = -8.28 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = -7.70 - 1/3 (-7.70) = -5.13 \text{ KN.m}$$

$$M_4 = -8.24 - 1/3 (-8.24) = -5.50 \text{ KN.m}$$

$$M_5 = -11.64 - 1/3 (-11.64) = -7.76 \text{ KN.m}$$

$$M_6 = -7.33 - 1/3 (-7.33) = -4.88 \text{ KN.m}$$

c/ Calcul des efforts tranchant :

$$\text{Au niveau d'un appui « i », } V(x) = \frac{q \cdot L_{i+1}}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_{i+1}}$$

$$\text{Au niveau d'un appui « i+1 », } V(x) = -\frac{q \cdot L_{i+1}}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_{i+1}}$$

-Les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau ci-après :

Travée	L(m)	Q _U	M _w	M _e	T _e (KN)	T _w (KN)
1-2	4.25	7.29	-6.82	-8.28	15.14	-15.84
2-3	4.35	7.29	-8.28	-5.13	16.57	-15.13
3-4	2.60	7.29	-5.13	-5.50	9.33	-9.61
4-5	4.40	7.29	-5.50	-7.76	15.53	-16.55
5-6	3.80	7.29	-7.76	-4.88	14.60	-13.10

Tableau.III.A.1. Valeurs des moments fléchissant et efforts tranchants à l'ELU de la poutrelle 1.

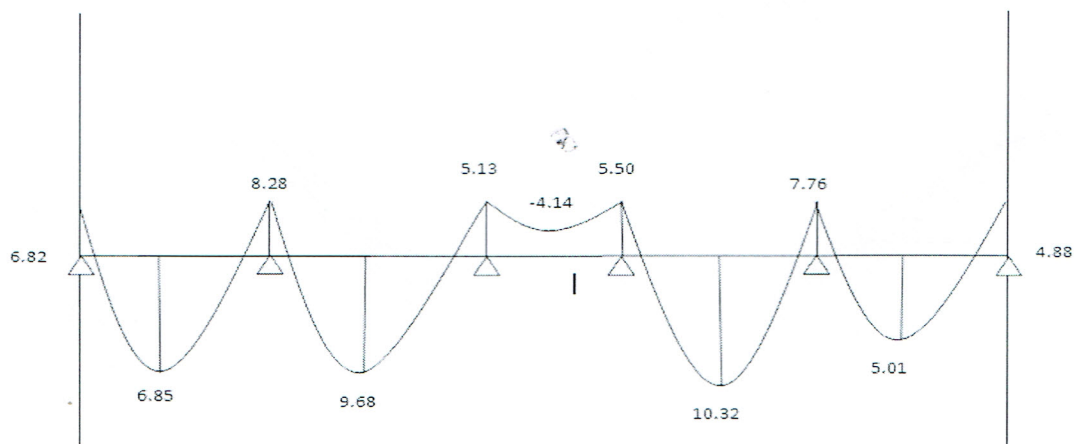


Diagramme des moments

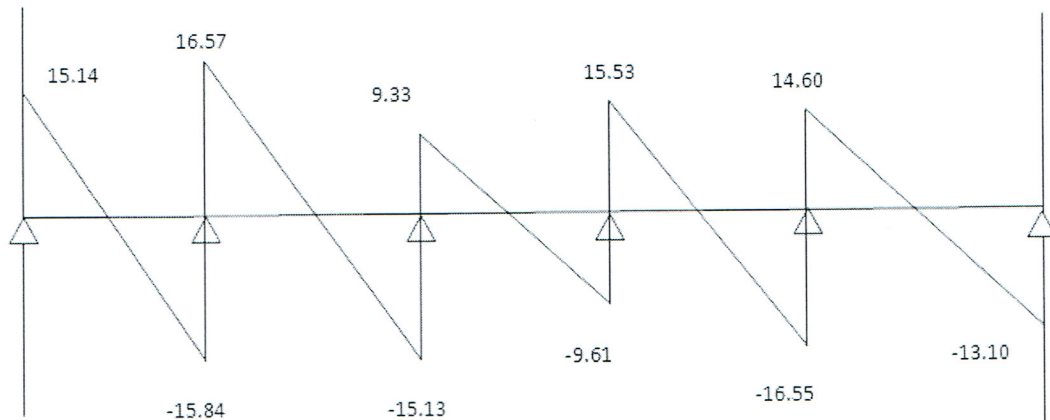


Diagramme des efforts tranchant

b/ Calcul des moments aux appuis : 3 Appuis

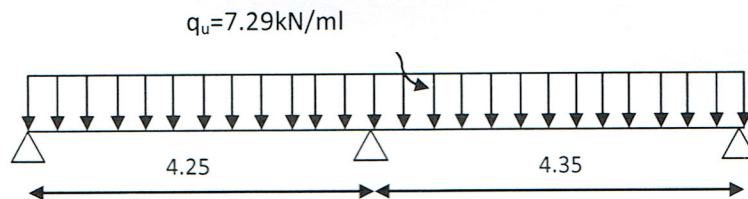


Fig.III.A.6. Valeurs des moments fléchissant et efforts tranchants à l'ELU de la poutrelle 2.

L'appui 1 : $8.5M_1 + 4.25M_2 = -139.90$ ----- (1)

L'appui 2 : $4.25M_1 + 17.2M_2 + 4.35M_3 = -289.92$ -----(2)

L'appui 3 : $4.35M_2 + 8.70M_3 = -150.01$ ----- (3)

La résolution de ce système nous donne les résultats suivants :

$M_1 = -10.83 \text{KN.m}$

$M_3 = -11.56 \text{KN.m}$

$$M_2 = -11.34 \text{ KN.m}$$

Appliquant les formules précédentes pour toutes les travées :

$$\text{Travée (1-2)} \rightarrow x = 2.14 \text{ m} \rightarrow M_{1 \max} (2.14) = 5.37 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée (2-3)} \rightarrow x = 2.18 \text{ m} \rightarrow M_{2 \max} (2.18) = 5.79 \text{ KN.m}$$

On aura les résultats suivants :

$$M_1 = 5.37 + 1/3 (5.37) = 7.16 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = 5.79 + 1/3 (5.79) = 8.68 \text{ KN.m}$$

$$M_1 = -10.83 - 1/3 (-10.83) = -7.22 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = -11.34 - 1/3 (-11.34) = -7.56 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = -11.56 - 1/3 (-11.56) = -7.70 \text{ KN.m}$$

- Les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau ci-après :

Travée	L(m)	Q_U	M_w	M_e	$T_e(\text{KN})$	$T_w(\text{KN})$
1-2	4.25	7.29	-7.22	-7.56	15.49	-15.57
2-3	4.35	7.29	-7.56	-7.7	15.82	-15.88

Tableau.III.A.2. Valeurs des moments fléchissant et efforts tranchants à l'ELU de la poutrelle 2.

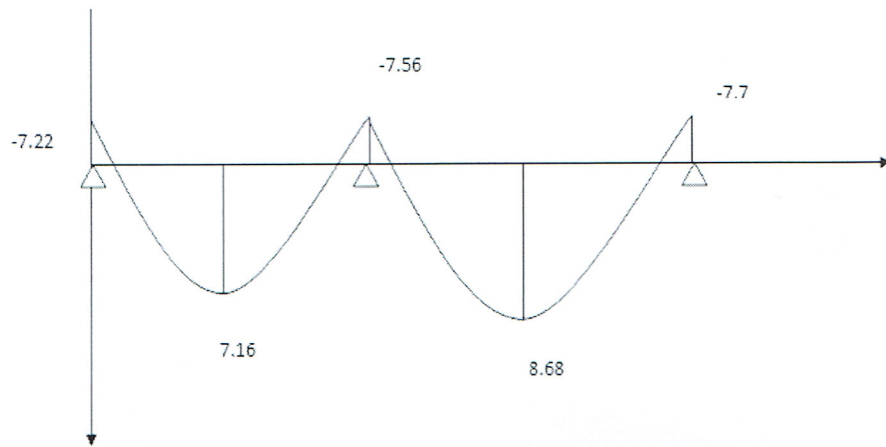


Diagramme des moments

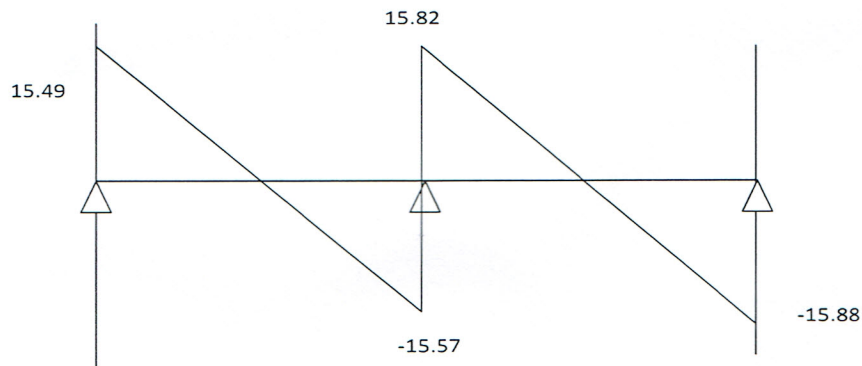


Diagramme des efforts tranchants

c/ Calcul des moments aux appuis : 3 Appuis

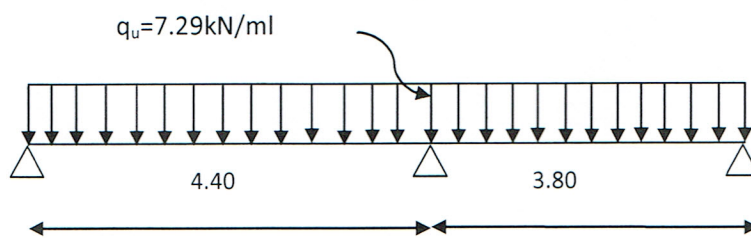


Fig.III.A.7. Valeurs des moments fléchissant et efforts tranchants à l'ELU de la poutrelle 3.

$$\text{L'appui 1 : } 8.8M_1 + 4.4M_2 = -155.24 \text{----- (1)}$$

$$\text{L'appui 2 : } 4.4M_1 + 16.4M_2 + 3.8M_3 = -255.25 \text{----- (2)}$$

$$\text{L'appui 3 : } 3.8M_2 + 7.6M_3 = -100 \text{----- (3)}$$

La résolution de ce système nous donne les résultats suivants :

$$M_1 = -12.42 \text{KN.m} \quad M_3 = -7.93 \text{KN.m}$$

$$M_2 = -10.43 \text{KN.m}$$

Appliquant les formules précédentes pour toutes les travées :

$$\text{Travée (1-2)} \rightarrow x = 2.26 \text{m} \rightarrow M_{1 \max} (2.26) = 7.84 \text{KN.m}$$

$$\text{Travée (2-3)} \rightarrow x = 1.99 \text{m} \rightarrow M_{2 \max} (1.99) = 4 \text{KN.m}$$

On aura les résultats suivants :

$$M_1 = 7.84 + 1/3 (7.84) = 10.45 \text{KN.m}$$

$$M_2 = 4 + 1/3 (4) = 5.33 \text{KN.m}$$

$$M_1 = -12.42 - 1/3 (-12.42) = -8.27 \text{KN.m}$$

$$M_2 = -10.43 - 1/3 (-10.43) = -6.95 \text{KN.m}$$

$$M_3 = -7.93 - 1/3 (-7.93) = -5.28 \text{KN.m}$$

-Les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau ci-après :

Travée	L(m)	Q _U	M _w	M _e	T _e (KN)	T _w (KN)
1-2	4.40	7.29	-8.27	-6.95	16.33	-15.70
2-3	3.80	7.29	-6.95	-5.28	14.29	-13.41

Tableau.III.A.3. Valeurs des moments fléchissant et efforts tranchants à l'ELU de la poutrelle 3

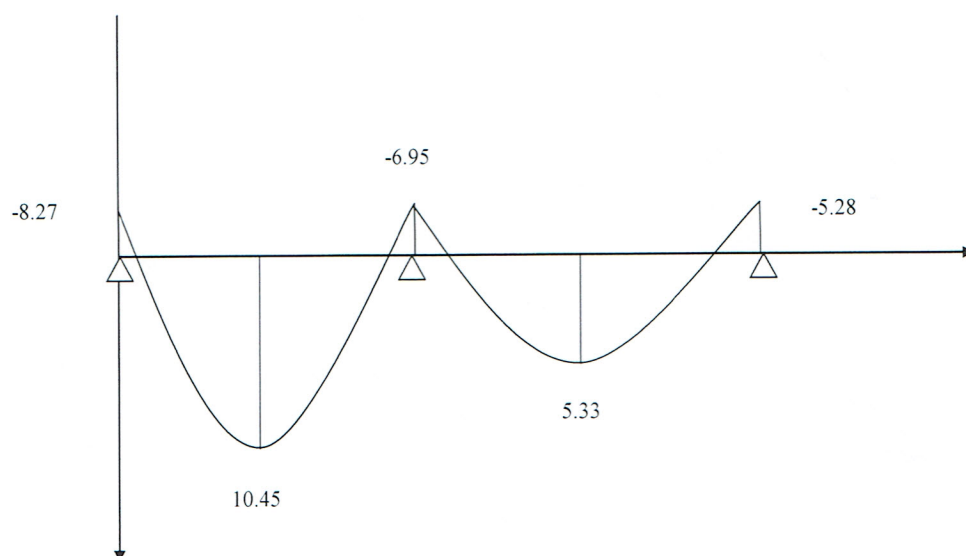


Diagramme des moments

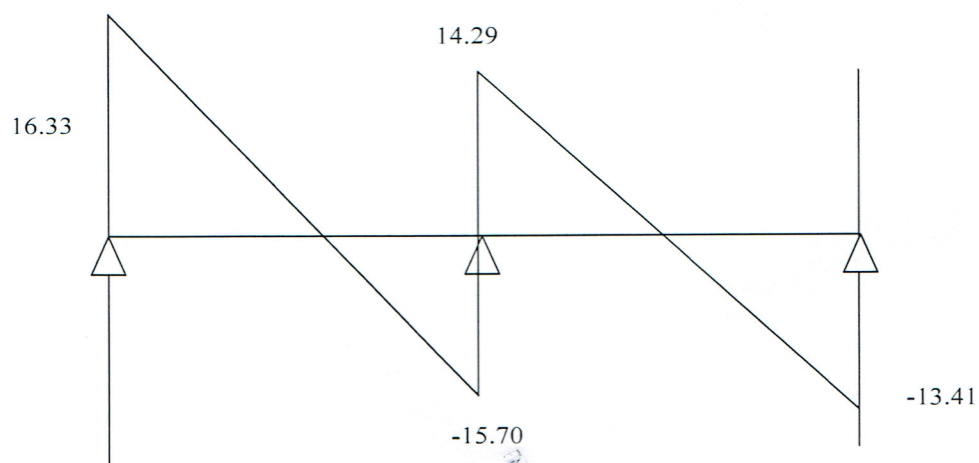


Diagramme des efforts tranchants

NB : On adoptera le même ferrailage pour toutes les travées en utilisant le moment maximum qui correspond à la plus grande travée

$$M_{a_{\max}} = -8.27 \text{ KN.m et } M_{t_{\max}} = 10.45 \text{ KN.m}$$

-Caractéristiques géométriques de la section de calcul :

$b = 65\text{cm}$ (largeur de la table de compression)

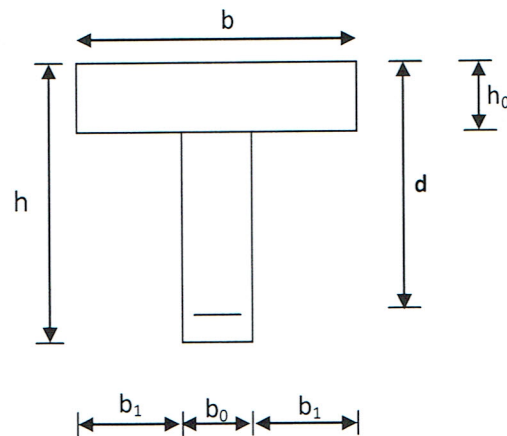


Fig. III.A.8. Section de calcul de la poutrelle après coulage de la dalle de

$h = 20\text{cm}$ (hauteur total de plancher)

$b_0 = 12\text{cm}$ (largeur de la nervure)

$h_0 = 4\text{cm}$ (épaisseur de la table de compression)

$c = 3\text{cm}$ (enrobage des armatures inférieures)

$d = 17\text{cm}$ (distance du centre de gravité des armatures inférieurs jusqu'à la fibre la plus comprimée).

-moment résistant

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

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

$$M_0 = 0.65 \times 0.04 \times 14.2 \times 10^3 \left(0.17 - \frac{0.04}{2} \right) = 59.07 \text{KN.m}$$

$M_t = 10.45 < M_0 = 59.07 \rightarrow$ Donc l'axe neutre se situe dans la table de compression, le béton tendu est négligé,

la section en T se calcule exactement comme une poutre rectangulaire de largeur "b" et de

hauteur "h".

- Calcul des armatures longitudinales :

-En travée :

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 \cdot f_{bu}} = \frac{10.45}{0.65 \times (0.18)^2 \times 14.2 \times 10^3} = 0.035 < 0.392 \dots \text{SSA} \rightarrow (A_{sc} = 0).$$

$$\mu = 0.035 \rightarrow \beta = 0.982$$

-Les armatures nécessaires (traction) :

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot f_{su}} = \frac{10.45 \times 10^2}{0.982 \times 0.18 \times 348 \times 10^5} a = 1.7 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte } A_{st} = 3\text{HA}10 = 2.35 \text{ cm}^2$$

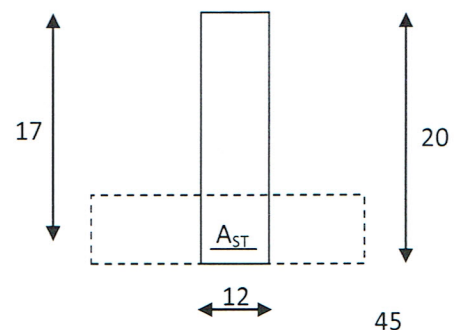
-Aux appuis :

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

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

-Moment réduit :

$$\mu = \frac{M_a^{\max}}{b_0 d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{8.27}{0.12 \times (0.18)^2 \times 14.2 \times 10^3} = 0.15$$



$$\mu = 0.15 < 0.392 \rightarrow \text{SSA} \rightarrow A_{sc} = 0 \text{ cm}^2$$

Les armatures nécessaires sont les armatures de traction

$$\mu = 0.15 \rightarrow \beta = 0.918$$

$$A_{st} = \frac{M_a^{\max}}{\beta \cdot d \cdot f_{su}} = \frac{8.27 \times 10^2}{0.918 \times 0.18 \times 348 \times 10^5} = 1.44 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } A_{st} = 2\text{HA}10 = 1.75 \text{ cm}^2$$

III.4.4. Vérifications à L'E.L.U:

-Vérification à la condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 12 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 0.26 \text{ cm}^2$$

Aux appuis : $A_a = 1.75 \text{ cm}^2 > 0.26 \text{ cm}^2 = A_{\min} \Rightarrow$ Condition vérifiée

En travée : $A_t = 2.35 \text{ cm}^2 > 0.26 \text{ cm}^2 = A_{\min} \Rightarrow$ Condition vérifiée

La section d'armature choisie est supérieure à A_{\min} , donc la condition est vérifiée.

-Vérification à l'effort tranchant :

L'étude de l'effort tranchant permet de vérifier l'épaisseur de l'âme, de déterminer les armatures transversales, et l'arrêt des armatures longitudinales.

-Vérification de la contrainte tangentielle (BAEL91.Art.5.1.1)

Pour justifier les armatures transversales droites, le règlement impose la vérification suivante :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \cdot d} \leq \bar{\tau}_u \quad \text{Avec : } T_u = 13.89 \text{ KN}$$

Pour les fissurations peu préjudiciables :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,2 \frac{f_c}{\gamma_B} ; 5 \text{ MPa} \right\} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \cdot d} = \frac{16.33 \times 10^3}{120 \times 180} = 0,75 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,75 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa} = \bar{\tau}_u \quad \Rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

-Vérification de la contrainte de cisaillement :

- Au niveau de la jonction table nervure :

$$\tau_u = \frac{T_u \times (b - b_0)}{1.8 \times b \times d \times h_0} = \frac{16.33 \times 10^3 (650 - 120)}{1.8 \times 650 \times 180 \times 20} = 2.05 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 2.05 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa} = \bar{\tau}_u \quad \Rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

- Aux appuis :

$$\text{On doit vérifier : } \tau_u = \frac{2T_u}{b_0 \times 0.9 \times d} \leq \frac{0.8f_c}{\gamma_b} = 13.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{2 \times 16.33 \times 10^3}{120 \times 162} = 1.68 \text{ MPa} < 13.33 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

-Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres au niveau des appuis**(B.A.E.L 91. Art A.6.1.2.1) :**

La valeur limite de la contrainte d'adhérence pour l'ancrage des armatures est :

$$\bar{\tau}_u = \Psi f_{t28} = 3.15 \text{ MPa} \quad ; \text{ Avec : } \Psi = 1.5$$

La contrainte d'adhérence au niveau de l'appui le plus sollicité est :

$$\tau_u = \frac{T_u}{0.9 \times d \times \sum U_i} = \frac{16.33 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 3.14 \times 2 \times 10} = 1.60 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 1.60 \text{ Mpa} < 3.15 \text{ Mpa} = \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

-Ancrage des barres:(BAEL91.Art. A-6-1-2)

Ancrage des barres aux appuis :

$$L_S = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \tau_S} \quad \text{Avec : } \bar{\tau}_S = 0.6 \Psi^2 f_{t28} = \tau_{su} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.83 \text{ MPa}$$

$$L_S = \frac{1.00 \times 400}{4 \times 2.83} = 35.33 \text{ cm}$$

$$\text{Forfaitairement : } L_S = 40\Phi = 40 \times 1 = 40 \text{ cm}$$

Pour les armatures comportant des crochets, on prend : $L_a = 0.4L_S$

$$L_a = 0.4 \times 40 = 16 \text{ cm} \Rightarrow L_a = 20 \text{ cm.}$$

- Calcul les armatures transversales :

-Le diamètre minimal des armatures transversales :

Le diamètre minimal des armatures transversales est donné par (BAEL 91, Art.

$$A.7.2.12) \Phi_t \leq \min \left\{ \frac{b_0}{10} ; \frac{h}{35} ; \Phi_1 \right\} = \min \{12; 5.71; 10\} = 5.71 \text{ mm}$$

On prend : $\Phi_t = 8 \text{ mm}$

$$A_t = 2 \phi_8 = 1.01 \text{ cm}^2$$

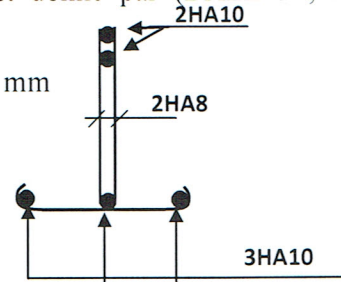


Fig. III.A.9. Plan de ferrailage de poutrelle

-La section des armatures transversales :

$$St_t \leq \min \{0,9d ; 40\text{cm}\} = 16.2\text{cm}$$

Soit : $S_t = 16\text{cm}$

3.4.5. Vérification à l'ELS :

- Moment de flexion et effort tranchant à l'ELS :

Lorsque la charge est la même sur les différentes travées le BAEL (A-6-5-1) précise que la multiplication des résultats du calcul à l'ELU par le coefficient (q_s/q_u) nous donne les valeurs des efforts internes de calcul à l'ELS. Les valeurs des efforts internes sont représentées sur les figures ci-dessous.

$$\frac{q_s}{q_u} = \frac{5.22}{7.26} = 0.71$$

$$q_u = 7.26 \text{ KN/ml}, q_s = 5.22 \text{ KN/ml}$$

Travée	L(m)	Q_s	M_w	M_e	$T_e(\text{KN})$	$T_w(\text{KN})$
1-2	4.25	5.22	5.87	4.93	11.6	-11.15
2-3	4.35	5.22	4.93	3.75	10.14	-9.52

Tableau.III.A.4. Valeurs des moments fléchissant et efforts tranchants à l'ELS

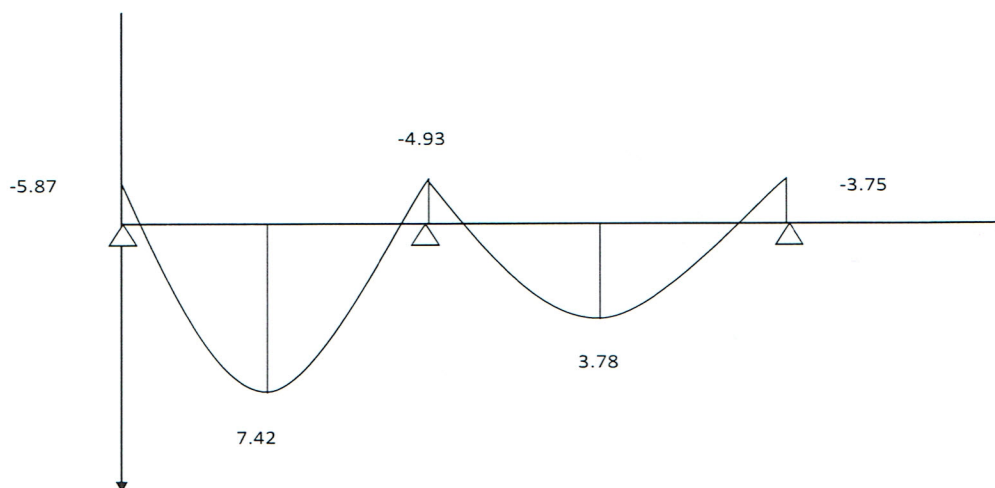


Diagramme des moments

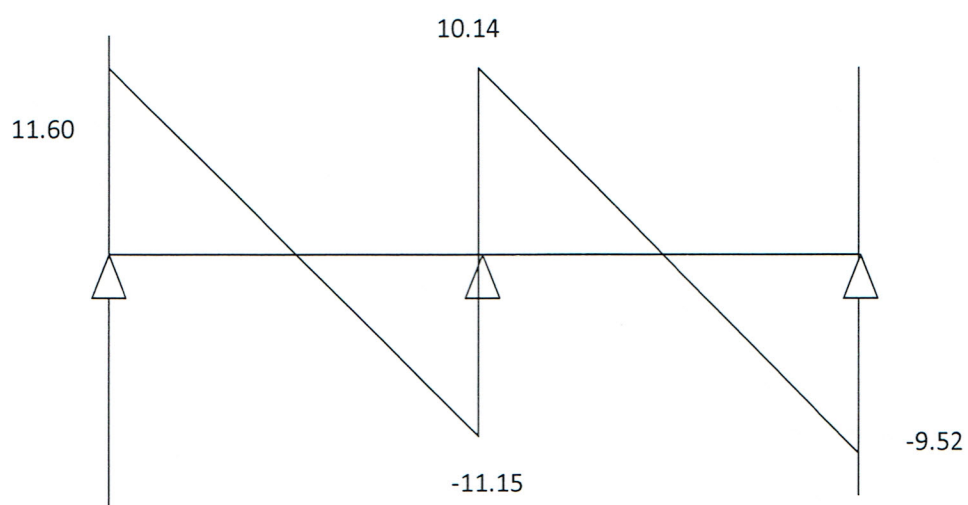


Diagramme des efforts tranchants

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

Les vérifications qui leurs sont relatives sont :

a-Etat limite de résistance de béton en compression :

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

-En travée :

La section d'armatures adoptée à l'ELU en travée est $A_s = 3 \phi 10 = 2.35 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{100 \times 2.35}{12 \times 18} = 1.08 \rightarrow \beta_1 = 0.856 \rightarrow \alpha_1 = 0.432$$

$$K = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)} = \frac{0.432}{15(1 - 0.432)} = 0.0507$$

La contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_t^{\text{ser}}}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s} = \frac{7.42 \times 10^6}{0.856 \times 180 \times 235} = 204.92 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{OK}$$

$$\sigma_{bc} = 0.0507 \times 204.92 = 10.48 < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

-Aux appuis :

La section d'armatures adoptée aux appuis :

$$A_s = 2 \phi 10 = 1.75 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{100 \times 1.75}{12.18} = 0.810 \rightarrow \beta_1 = 0.871 \rightarrow \alpha_1 = 0.387$$

$$K = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)} = \frac{0.387}{15(1 - 0.387)} = 0.0421$$

$$\sigma_s = \frac{M_a^{\text{ser}}}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s} = \frac{5.87 \times 10^6}{0.871 \times 180 \times 175} = 213.94 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa} \dots \text{OK}$$

$$\sigma_{bc} = 0.0421 \times 213.94 = 9 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \dots \text{condition vérifiée.}$$

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

b/ Etat limite d'ouverture des fissures :

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma_{st}}$$

Les poutrelles ne sont pas soumises à des agressions → Fissuration peu préjudiciable

$$\rightarrow \overline{\sigma_{st}} = f_e = 400 \text{ MPa}$$

-En travée :

$$\sigma_{st} = 125.66 \text{ MPa} < f_e = 400 \text{ MPa} \dots \text{condition vérifiée.}$$

c/ Etat limite de déformation :

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

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

$$L = 4.40 \text{ m (longueur entre nus d'appuis)}$$

$$h = 20 \text{ cm (hauteur totale du plancher).}$$

$$\text{a) } \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0.20}{4.40} = 0.045 < \frac{1}{16} = 0.0625 \Rightarrow \text{condition non vérifiée}$$

$$\text{b) } \frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \cdot \frac{M_t}{M_0}$$

$$c) \frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

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

$$f = \frac{M_t^s \cdot l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} < \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{4400}{500} = 8.8 \text{ mm}$$

Avec :

E_v : Module de la déformation diffère.

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.86 \text{ MPa}$$

I_{fv} : Inertie fictive de la section pour les charges de longue durée.

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \mu \times \lambda_v}$$

I_0 : Moment d'inertie total de la section homogène par rapport au CDG de la section avec (n=15)

$$\nu = \max \left[0.1 - \frac{1.75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}} \right]$$

Y_1 : Position de l'axe neutre :

$$Y_1 = \frac{\sum s_i \cdot y_i}{\sum s_i}$$

$$\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{2.35}{12 \times 18} = 0.01088$$

$$Y_1 = \frac{(b \cdot h_0) \cdot h_0 / 2 + (h - h_0) \cdot b_0 \cdot [(h - h_0) / 2 + h_0] + n \cdot A_{st} \cdot d}{(b \cdot h_0) + (h - h_0) \cdot b_0 + n A_{st}}$$

$$Y_1 = \frac{(65 \times 4) \times 4/2 + (20 - 4) \times 12 \times [(20 - 4)/2 + 4] + 15 \times 2.35 \times 18}{(65 \times 4) + (20 - 4) \times 12 + 15 \times 2.35}$$

$$Y_1 = 7.1 \text{ cm}$$

$$Y_2 = h - y_1 = 12.9 \text{ cm}$$

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

$$I_0 = \frac{12}{3} [7.1^3 + 12.9^3] + 4(65 - 12) \left[\frac{4^2}{12} + \left(7.1 - \frac{4}{2} \right)^2 \right] + 15 \times 2.53 \times (12 - 2)^2$$

$$I_0 = 19610.18 \text{ cm}^4$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 \times f_{t28}}{\left(2 + \frac{3b_0}{b} \right) \rho} = \frac{0.02 \times 2.1}{\left(2 + \frac{3 \times 12}{65} \right) 0.01088} = 1.5115$$

$$\nu = \max \left[0.1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.01088 \times 204.95 + 2.1} \right] = 0.33$$

$$\rightarrow I_{fv} = \frac{1.1 \times 19610.18}{1 + 0.33 \times 1.5115}$$

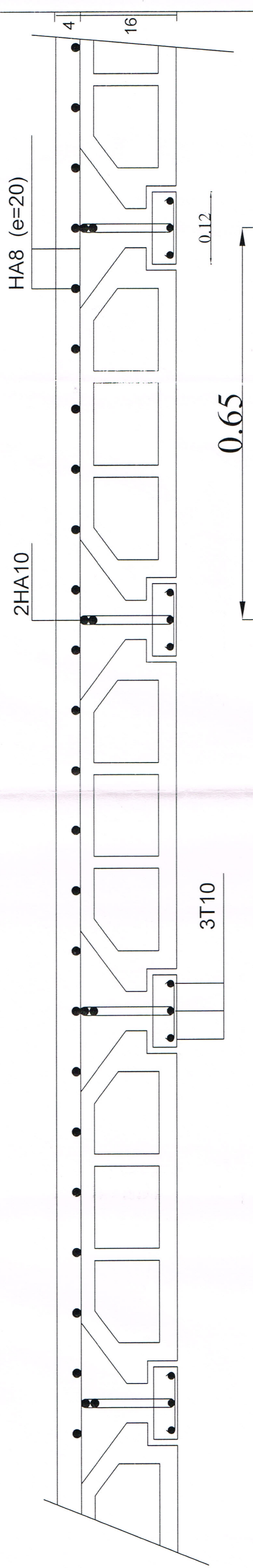
$$I_{fv} = 14392.36$$

$$f = \frac{M_t^s \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv}}$$

$$f = \frac{7.42 \times 10^6 (4400)^2}{10 \times 10818.65 \times 10^4 \times 14392.36}$$

$$f = 8.7 \text{ mm} < \bar{f} = 8.8 \text{ mm} \rightarrow \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

- FERRAILLAGE DU PLANCHER -



UNIVERSITE MOULOUD MAAMERI DE TIZI -OUZOU
Faculté du Genie de la construction
Département de Génie Civil

Ferrailage du plancher

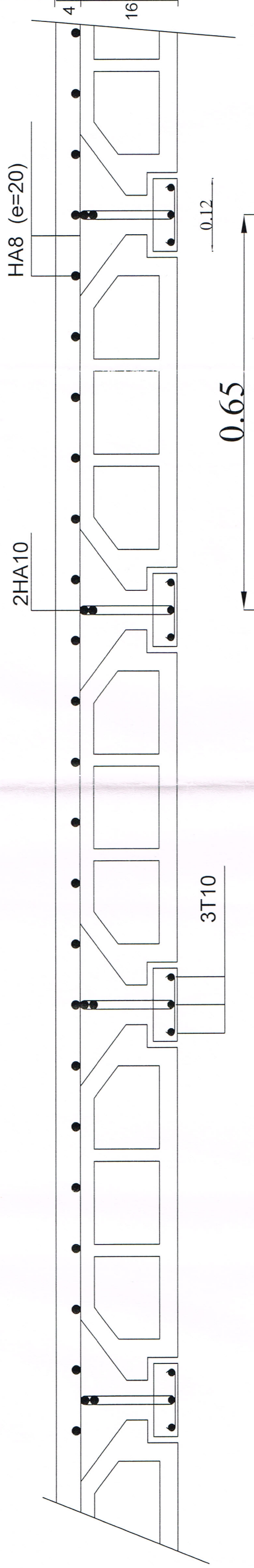
Melle : Ould chabane Fatiha
Melle : Hanouti Kamilia

Mr : ILLOULI

Présenté par :

Encadré par :

- FERRAILLAGE DU PLANCHER -



UNIVERSITE MOULOUD MAAMERI DE TIZI -OUZOU
Faculté du Genie de la construction
Département de Génie Civil

Ferrailage du plancher

Melle : Ould chabane Fatiha
Melle : Hanouti Kamilia

Mr : ILLOULI

Présenté par :

Encadré par :

III.B. Escalier

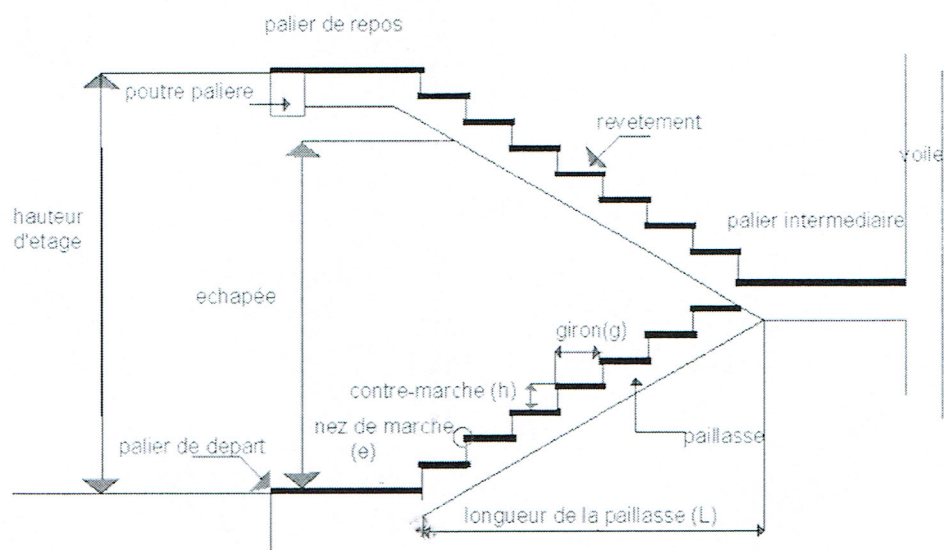
III 3 Calcul des escaliers :

III 3.1 Définition :

Un escalier est un ouvrage qui permet de passer à pied d'un niveau à l'autre d'une construction.

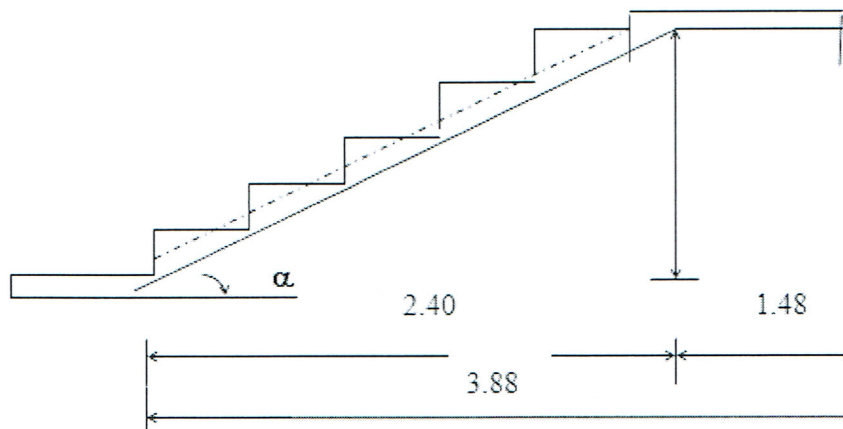
Notre bâtiment est composé d'une cage d'escalier :

III 3.1.1 Terminologie :



coupe verticale d'un escalier

- g : Largeur de la marche.
- h : Hauteur de la contre marche.
- e : épaisseur de la paillasse et de palier.
- H : hauteur de la volée.
- l : portée de la paillasse.
- l_2 : largeur du palier
- l_1 : longueur de la paillasse projetée.
- L : longueur linéaire de la paillasse et celle du palier



Du côté du vide, les volées et paliers sont munis d'un garde corps ou rampe, deux volées parallèles sont réunies par un ou plusieurs paliers ou par un quartier tournant.

III 3.1.2 Les différents types d'escaliers :

On peut pratiquement, à condition naturellement que les dimensions le permettent, d'adapter un tracé d'escalier à n'importe quelle forme de cage. On distingue notamment, les escaliers :

- à cartier tournants ;
- à palier intermédiaire ;
- à la Française (limon apparent sur le côté) ;
- à l'anglaise (marche en débord sur le limon).

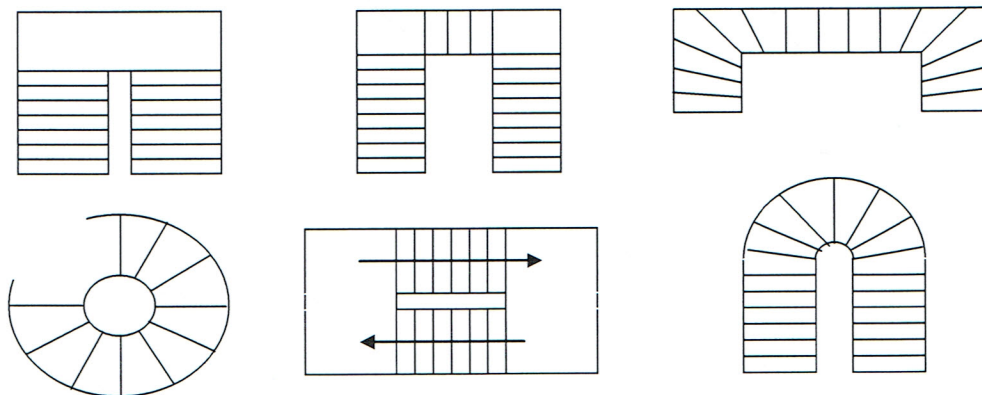


Fig.III.B.1.a

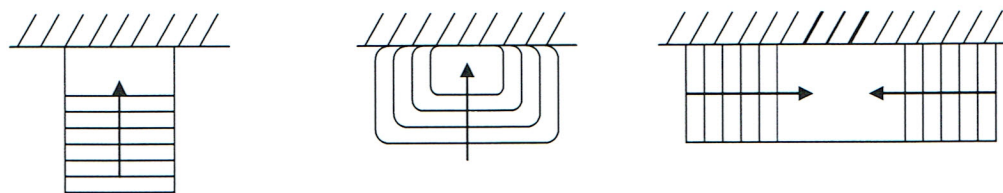


Fig.III.B.1.b

III 3.1.3. Dimensions des escaliers :

Pour les dimensions des marches (g) et contre marches (h) on utilise généralement la formule de BLONDEL qui est la suivante :

$$0.59 \leq g + 2h \leq 0.66.$$

III 3.2 Pré dimensionnement de l'escalier d'étage courant :

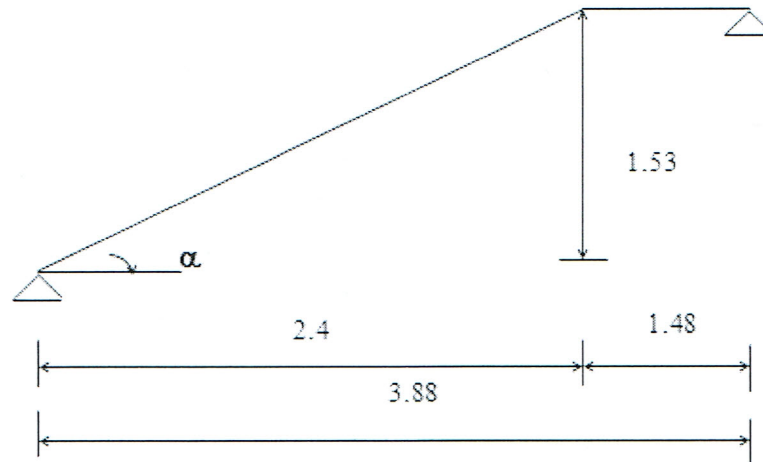


Schéma statique

- Calcul de n, h et g :

On prend compte des dimensions des plans d'architectures.

Pour le confort, on vérifie la condition de BLONDEL, qui permet le pré dimensionnement convenable de notre escalier.

La hauteur de la marche h :

$$14\text{cm} \leq h \leq 18\text{cm}; \text{ on prend: } h = 17\text{cm}.$$

Le nombre de contre marche :

$$n = \frac{H}{h} = \frac{153}{17} = 9 \text{ Contre marches.}$$

Le nombre de marches n :

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

Le giron g :

$$g = \frac{L}{n-1} = \frac{240}{8} = 30 \text{ cm}$$

Vérification de la relation de BLONDEL :

$$60\text{cm} \leq g + 2h = 30 + 2(17) = 64 \leq 66\text{cm} \quad \text{Condition vérifiée}$$

La relation est vérifiée donc l'escalier est confort

III 3.2.1 Pré dimensionnement de la paillasse et du palier :

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

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

$$\text{tg} \alpha = \frac{h}{g} = \frac{17}{30} = 0.567 \Rightarrow \alpha = 29.54^\circ$$

$$L_0 = \frac{240}{\cos \alpha} + 148 = 388 \text{ cm}$$

Epaisseur de la paillasse :

$$\Rightarrow \frac{388}{30} \leq e_p \leq \frac{388}{20}$$

$$12.93 \text{ cm} \leq e_p \leq 19.40\text{cm} \quad \text{on opte pour : } e_p = 18\text{cm}$$

III 3.2.2 Détermination des sollicitations de calcul :

Le calcul se fera en flexion simple pour 1mètre d'embranchement et une bande de 1mètre de projection horizontale et en considérant une poutre simplement appuyée soumise à la flexion simple.

III 3.2.2.1 Charges permanentes et surcharges :

Charges permanentes :

Pallasse:

Eléments	Poids propre [KN/m ²]
Paillasse	$25 \times \frac{17}{\cos 29.54} = 4.88$
Marches	$25 \times \frac{0.17}{2} = 2.12$
Revêtement :	
Carrelage	$20 \times 0.02 = 0.40$
Mortier de pose	$22 \times 0.03 = 0.66$
Garde corps	$= 0.30$
Lit de sable	$18 \times 0.03 = 0.54$
Enduit de ciment	$18 \times 0.02 = 0.36$
	G_{ps} = 9.26

Palier:

Eléments	Poids propre [KN/m ²]
Pailier	$25 \times 0.17 = 4.25$
Revêtement :	
Carrelage	$20 \times 0.02 = 0.40$
Mortier de pose	$22 \times 0.03 = 0.66$
Lit de sable	$18 \times 0.03 = 0.54$
Enduit de ciment	$18 \times 0.02 = 0.36$
	G_{ps} = 6.21

- **Surcharge d'exploitation :**

La surcharge d'exploitation des escaliers est définie a partir des prescriptions du DTR qui est la même pour la paillasse et le palier ;

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

- **Combinaison des charges**

- Etat limite ultime : ELU

$$q_{u \text{ volée}} = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 9.26 + 1.5 \times 2.5 = 16.25 \text{ KN/ml}$$

$$q_{u \text{ palier}} = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 6.21 + 1.5 \times 2.5 = 12.13 \text{ KN/ml}$$

-Etat limite de service : ELS

$$q_{s \text{ volée}} = G + Q = 9.26 + 2.5 = 11.76 \text{ KN/ml}$$

$$q_{s \text{ palier}} = G + Q = 6.21 + 2.5 = 8.71 \text{ KN/ml}$$

III 3.2.3.Efforts internes :

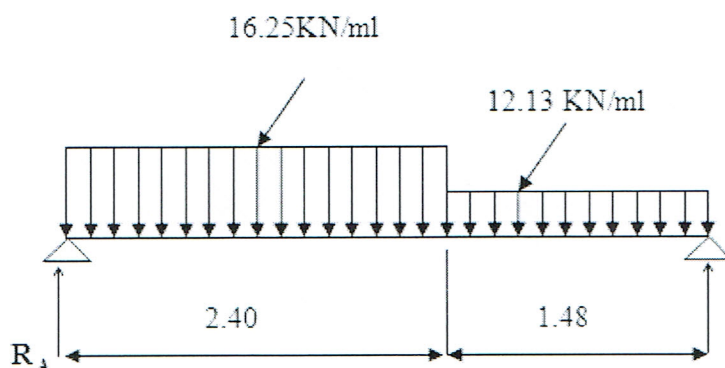
III 3.2.3.1. Etat limite ultime :

- Calcul des réactions d'appuis :

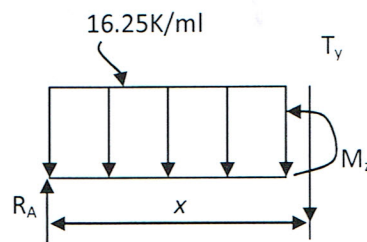
$$R_A + R_B = 56.95 \text{ KN}$$

$$R_A = 30.36 \text{ KN}$$

$$R_B = 26.59 \text{ KN}$$



- Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissant :



1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 2.40$ m :

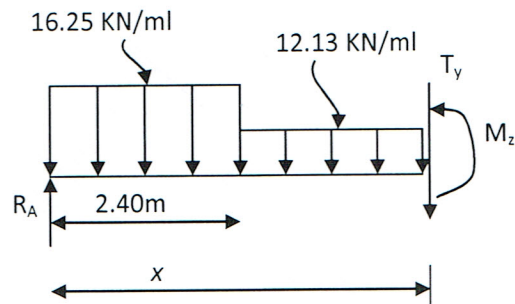
$$T_y = -16.25x + 30.36 \Rightarrow \begin{cases} T_y = +30.36 \text{ KN} & \xrightarrow{x = 0} \\ T_y = -8.64 \text{ KN} & \xrightarrow{x = 2.40\text{m}} \end{cases}$$

$$M_z = -16.25 \frac{x^2}{2} + 30.36x \Rightarrow \begin{cases} M_z = 0 & \xrightarrow{\text{pour } x = 0} \\ M_z = 26.06 \text{ KN.m} & \xrightarrow{\text{pour } x = 2.40\text{m}} \end{cases}$$

2^{ème} tronçon : $2.40\text{m} \leq x \leq 3.88$ m :

$$T_y = 30.36 - 16.25(2.4) - 12.13(x - 2.4)$$

$$T_y = -8.64 - 12.13(x - 2.4) \Rightarrow \begin{cases} T_y = -8.64 \text{ KN} & \xrightarrow{\text{pour } x = 2.40\text{m}} \\ T_y = -26.59 \text{ KN} & \xrightarrow{\text{pour } x = 3.88\text{m}} \end{cases}$$



$$M_z = 30.36 x - (16.25 \times 2.40)(x - 2.4) + \frac{2.40}{2} - 12.13 \frac{(x - 2.40)^2}{2}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_z = 26.06 \text{ KN.m} \quad \longrightarrow \quad \text{pour } x = 2.40\text{m} \\ M_z = 0 \quad \longrightarrow \quad \text{pour } x = 3.88\text{m} \end{array} \right.$$

$$T_y = 0 \Rightarrow -16.25x + 30.36 = 0$$

$$\Rightarrow x = 1.86\text{m}$$

Le moment $M_z(x)$ est max pour la valeur $x = 1.86\text{m}$.

Donc :

$$M_z^{max} = 28.36 \text{ KN.m}$$

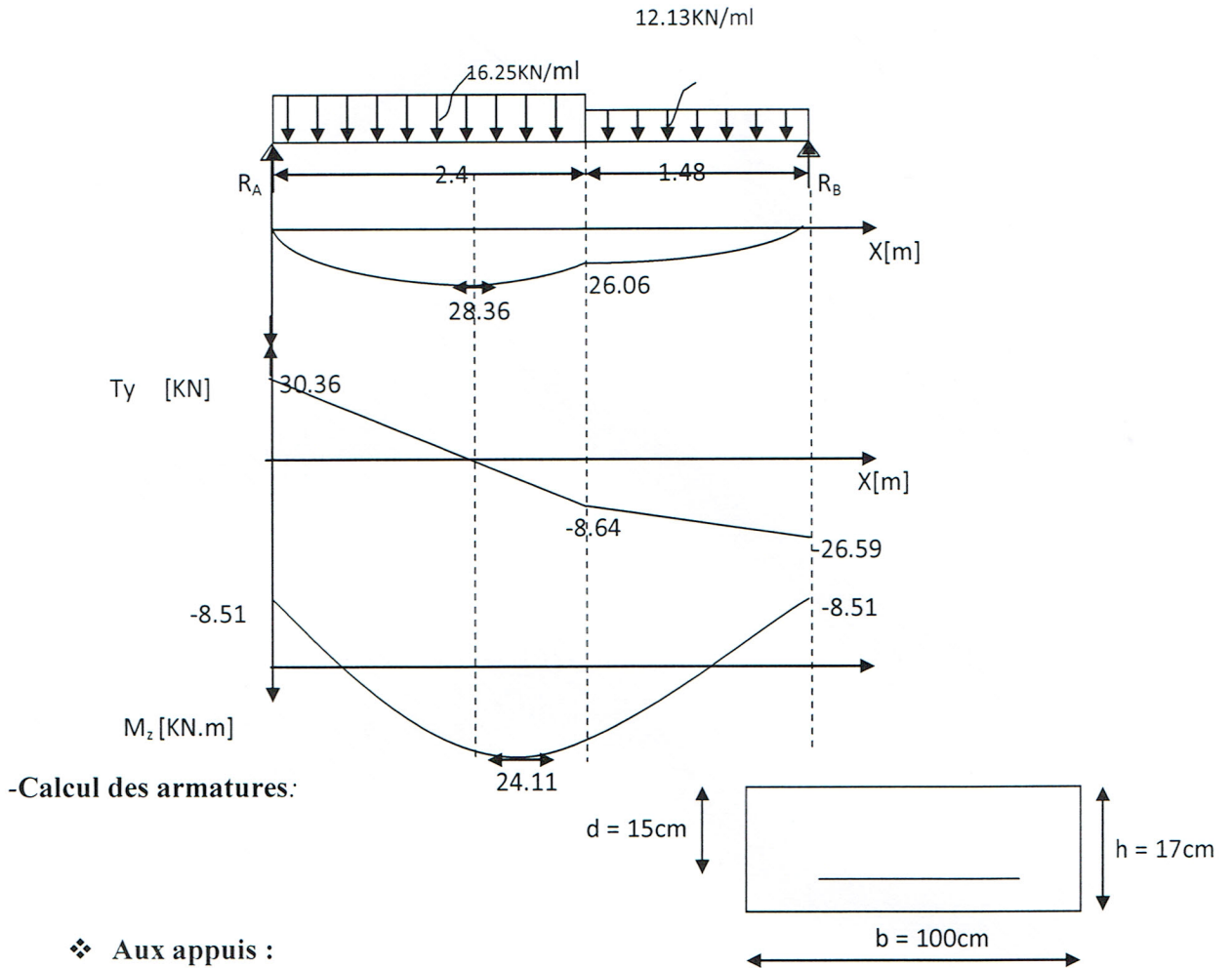
En tenant compte du semi-encastrement, on prend :

$$\text{- Aux appuis : } M_{ua} = -0,3 M_z^{max} = -8.51 \text{ KN.m}$$

$$\text{- en travées : } M_{ut} = 0,85 M_z^{max} = 24.11 \text{ KN.m}$$

les résultats trouvés figurent sur le diagramme ci-dessous :

VI.4. Diagramme des efforts :



-Calcul des armatures:

❖ Aux appuis :

$$M_u = 8.51 \text{ KN.m}$$

• Armatures principales :

$$\mu_a = \frac{M_{u_a}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{8.51 \times 10^3}{100 \times 15^2 \times 14.2} = 0.026 < \mu_l = 0.392$$

⇒ La section est simplement armée (S.S.A)

$$\mu_a = 0.026 \Rightarrow \beta_u = 0.987$$

$$A_a = \frac{M_{u_a}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_{St}} = \frac{8.51 \times 10^3}{0.987 \times 15 \times 348} = 1.65 \text{ cm}^2$$

On opte pour : 6HA12/ml ($A_a = 6.78\text{cm}^2$) avec un espacement de $S_t = 17\text{cm}$.

- *Armatures de répartition*

$$A_r = \frac{A_a}{4} = \frac{6.78}{4} = 1.69\text{cm}^2$$

On opte pour 4HA10/ml ($A_r = 2,01\text{cm}^2$), avec $S_t = 25\text{cm}$

- ❖ **En travées :**

$$M_t = 24.11 \text{ KN.m}$$

- *Armatures principales :*

$$\mu_t = \frac{M_{ut}}{b.d^2.f_{bc}} = \frac{24.11 \times 10^3}{100 \times 15^2 \times 14.2} = 0.075 < \mu_l = 0.392$$

⇒ La section est simplement armée (S.S.A)

$$\mu_a = 0.075 \Rightarrow \beta_u = 0.961$$

$$A_t = \frac{M_{ua}}{\beta_u d \sigma_{St}} = \frac{24.11 \times 10^3}{0.961 \times 15 \times 348} = 4.80 \text{ cm}^2$$

On opte pour : 6HA12 ($A_t = 6.78\text{cm}^2$) avec un espacement de $S_t = 17\text{cm}$

- *Armatures de répartition :*

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{6.78}{4} = 1.69 \text{ cm}^2$$

On opte pour 4HA12 ($A_{rt} = 4.52\text{cm}^2$), avec $S_t = 25\text{cm}$.

III 3.2.3.2. Vérification à l'ELU :

- Condition de non fragilité :(BEAL 91, Art. A.4.2.1)

$$A_{\min} = 0.23bd \frac{f_t}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 15 \times \frac{2.1}{400} = 2.17. \text{ cm}^2$$

- Aux appuis : $A_a = 6.78 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.17 \text{ cm}^2$ *Condition vérifiée*

- En travées : $A_t = 6.78 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.17 \text{ cm}^2$ *Condition vérifiée*

- Espacement des barres :

- *Armatures principales :*

- Aux appuis : $e = 17 \text{ cm}$ } $< \min \{3h, 33 \text{ cm}\} = 33 \text{ cm}$ *Condition vérifiée.*

- En travées : $e = 17 \text{ cm}$ }

- *Armatures de répartition :*

- Aux appuis : $e = 25 \text{ cm}$ } $< \min \{4h, 45 \text{ cm}\} = 45 \text{ cm}$ *Condition vérifiée.*

- En travées : $e = 25 \text{ cm}$

- Effort tranchant : (BAEL, Art A.5.1.2)

$$T_{\text{umax}} = 30.36 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\text{umax}}}{bd} = \frac{30.36 \times 10^3}{1000 \times 150} = 0.20 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_u = 0.168 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- **Contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres : (BAEL 91, Art A.6.1.3)**

Il faut vérifier que : $\tau_{Se} \leq \bar{\tau}_{Se} = \psi_S \cdot f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$

$$\tau_{Se} = \frac{T_y^{\max}}{0.9d \sum U_i} \quad \text{Avec } \sum U_i : \text{ Somme des périmètres utiles des barres}$$

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 6 \times 3.14 \times 1.2 = 22.6 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{30.36 \times 10^3}{0.9 \times 150 \times 226} = 0.99 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0.99 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- **Ancrage des armatures aux appuis :**

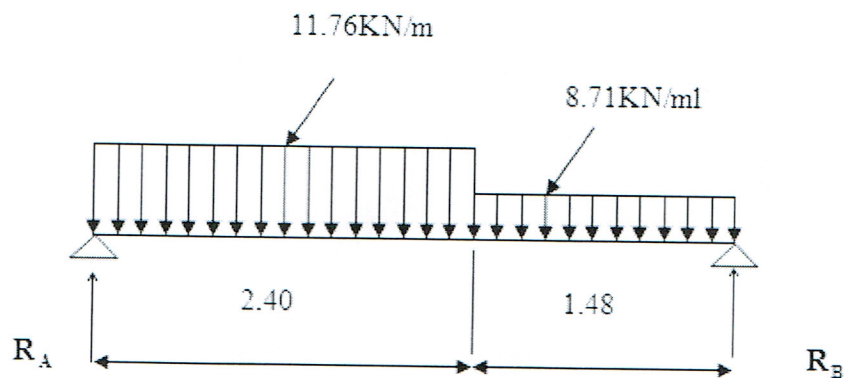
$$L_S = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \tau_S} \quad \text{Avec : } \bar{\tau}_S = 0.6 \psi_S^2 f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.83 \text{ MPa}$$

$$L_S = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.83} = 42.40 \text{ cm} \quad L_S = 45 \text{ cm}$$

Vu que L_s dépasse l'épaisseur du voile dans lequel il sera ancré, on calculera un crochet normal dont la longueur d'ancrage est fixée à $0.4 L_s$

$$L_r = L_s \times 0.4 = 45 \times 0.4 = 18 \text{ cm} \quad L_r = 18 \text{ cm}$$

III 3.2.3.3. Etat limite de service :



- Calcul des réactions d'appuis :

$$R_A + R_B = 41.11 \text{ kN}$$

$$R_A = 21.95 \text{ kN}$$

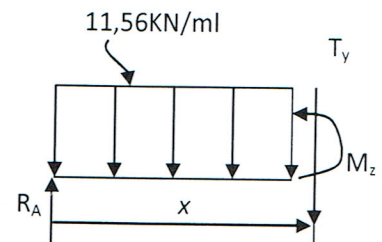
$$R_B = 17.16 \text{ kN}$$

- Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissant :

1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 2.40 \text{ m}$:

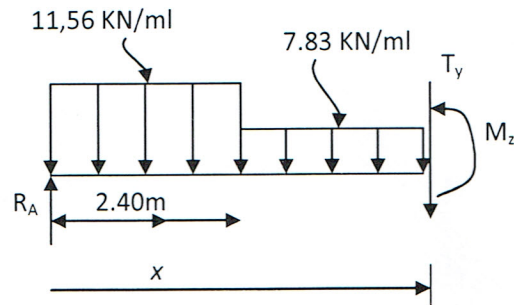
$$T_y = -11.76x + 21.95 \Rightarrow \begin{cases} T_y = 21.95 \text{ kN} & \text{pour } x = 0 \\ T_y = -6.27 \text{ kN} & \text{pour } x = 2.40 \text{ m} \end{cases}$$

$$M_z = -11.76 \frac{x^2}{2} + 21.95x \Rightarrow \begin{cases} M_z = 0 & \text{pour } x = 0 \\ M_z = 18.81 \text{ kN.m} & \text{pour } x = 2.40 \text{ m} \end{cases}$$



2^{ème} tronçon : $2.40 \text{ m} \leq x \leq 3.88 \text{ m}$:

$$T_y = -8.71(x-2.4) - 11.76 \times 2.4 + 21.95$$



$$\Rightarrow T_y = -6.26 \text{ kN} \quad \text{pour } x = 2.40 \text{ m}$$

$$T_y = -19.16 \text{ kN} \quad \text{pour } x = 3.88 \text{ m}$$

$$M_z = 21.95x - (11.76 \times 2.40) \left((x - 2.4) + \frac{2.40}{2} \right) - 8.71 \frac{(x - 2.40)^2}{2}$$

$$\begin{cases} M_z = 18.81 \text{ kN.m} & \text{pour } x = 2.40 \text{ m} \\ M_z = 0 & \text{pour } x = 3.88 \text{ m} \end{cases}$$

$$T_y = 0 \Rightarrow -11.76x + 21.95 = 0$$

$$\Rightarrow x = 1.86 \text{ m}$$

Le moment $M_z(x)$ est max pour la valeur $x = 1.86 \text{ m}$.

Donc :

$$M_z^{\max} = 20.48 \text{ kN.m}$$

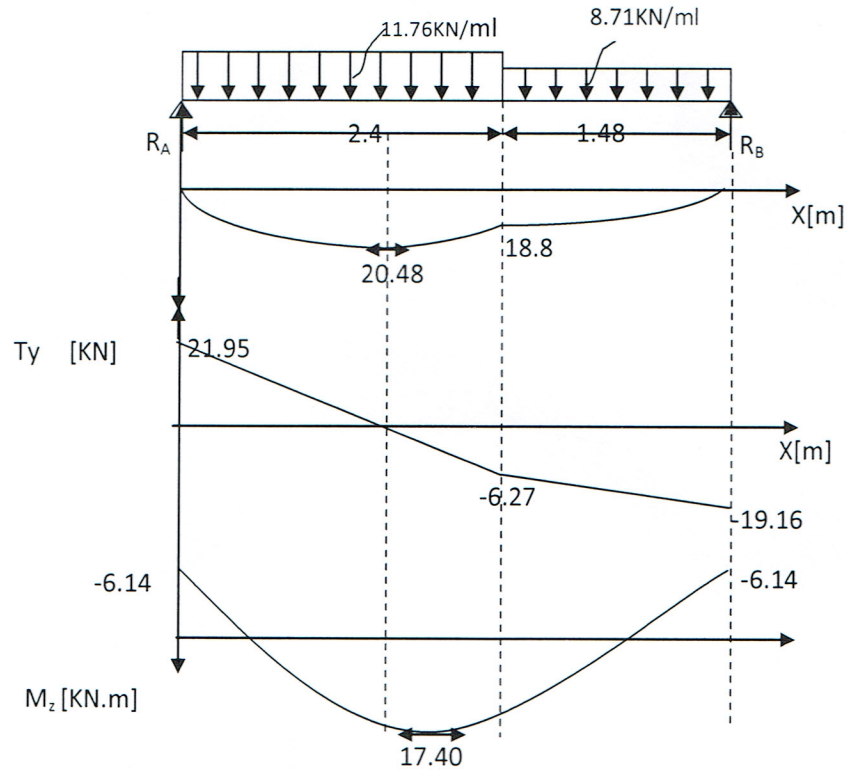
En tenant compte du semi-encastrement, on prend :

$$\text{- Aux appuis : } M_{\text{ua}} = -0.3 M_z^{\max} = -6.14 \text{ kN.m}$$

$$\text{- en travées : } M_{\text{ut}} = 0.85 M_z^{\max} = 17.40 \text{ kN.m}$$

les résultats trouvés figurent sur le diagramme ci-dessous :

VI.4. Diagramme des efforts :



III 3.2.3.4. Vérification des contraintes à l'ELS :

- Vérification des contraintes dans le béton et les aciers :

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

- En travées : $A_t = 6.78 \text{ cm}^2$

$$\rho = \frac{100.A_t}{b.d} = \frac{100 \times 6.78}{100 \times 15} = 0.45$$

$$\rho = 0.45 \Rightarrow \beta_1 = 0.898 \Rightarrow \alpha_1 = 0.306 \Rightarrow K = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)}$$

$$\alpha = 0.306 \Rightarrow K = 0.029$$

$$\sigma_{St} = \frac{M_t}{A_s \cdot \beta d} = \frac{17.40 \times 10^3}{6.78 \times 0.898 \times 15} = 190.52 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \sigma_{St} = 0.029 \times 190.52 = 5.52 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 5.52 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

-Aux appuis : $A_a = 6.78 \text{ cm}^2$

$$\rho = \frac{100 \cdot A_a}{b \cdot d} = \frac{100 \times 6.78}{100 \times 15} = 0.45$$

$$\rho = 0.45 \Rightarrow \beta_1 = 0.898, \alpha_1 = 0.306 \quad \text{et } K = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)}$$

$$\alpha_1 = 0.360 \Rightarrow K = 0.0375$$

$$\sigma_{St} = \frac{M_a}{A_s \cdot \beta d} = \frac{6.14 \times 10^3}{6.78 \times 0.898 \times 15} = 67.23 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \sigma_{St} = 0.0375 \times 67.23 = 2.52 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2.52 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

• **Vérification de la flèche :**

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

$$\text{a) } \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0.18}{2.60} = 0.069 < \frac{1}{16} = 0.0625 \Rightarrow \text{condition non vérifiée}$$

$$\text{b) } \frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \cdot \frac{M_t}{M_0} \Rightarrow \frac{0.18}{2.60} = 0.069 < \frac{17.40}{10 \times 6.14} = 0.28 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$c) \frac{A_t}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{6.78}{100 \times 15} = 0.0045 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

La première condition est non vérifiées, alors on procède au calcul de la flèche :

Calcul de la flèche :

$$f = \frac{5 \cdot q \cdot L^4}{384 \cdot E_v \cdot I_{fv}} < \bar{f} = \frac{L}{500}$$

Avec :

E_v : Module de la déformation diffère.

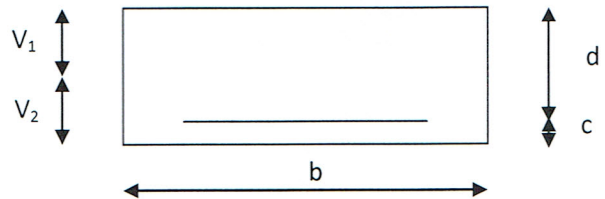
$$E_v = 37003 \sqrt{f_c} = 10818,86 \text{ MPa}$$

$$q_s = \max \{11.76 \text{ KN/ml}, 8.71 \text{ KN/ml}\} = 11.76 \text{ KN/ml.}$$

I : Moment d'inertie de la section homogénéisée.

$$I = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15 A_t (V_2 - C)^2$$

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



$$S_{xx} : \text{Moment statique ; } S_{xx} = \frac{bh^2}{2} + 15 A_t \cdot d$$

$$B_0 : \text{Aire de la section homogénéisée ; } B_0 = b \cdot h + 15 A_t$$

$$V_1 = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15 A_t \cdot d}{b \cdot h + 15 A_t} = \frac{\frac{100 \times 18^2}{2} + 15 \times 6.78 \times 15}{100 \times 18 + 15 \times 6.78} = 9.32 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 18 - 9.32 = 8.68 \text{ cm}$$

D'où :

$$I = \frac{100}{3} \left(\overline{9.32^3} + \overline{8.68^3} \right) + 15 \times 6.78 (8.68 - 3)^2$$

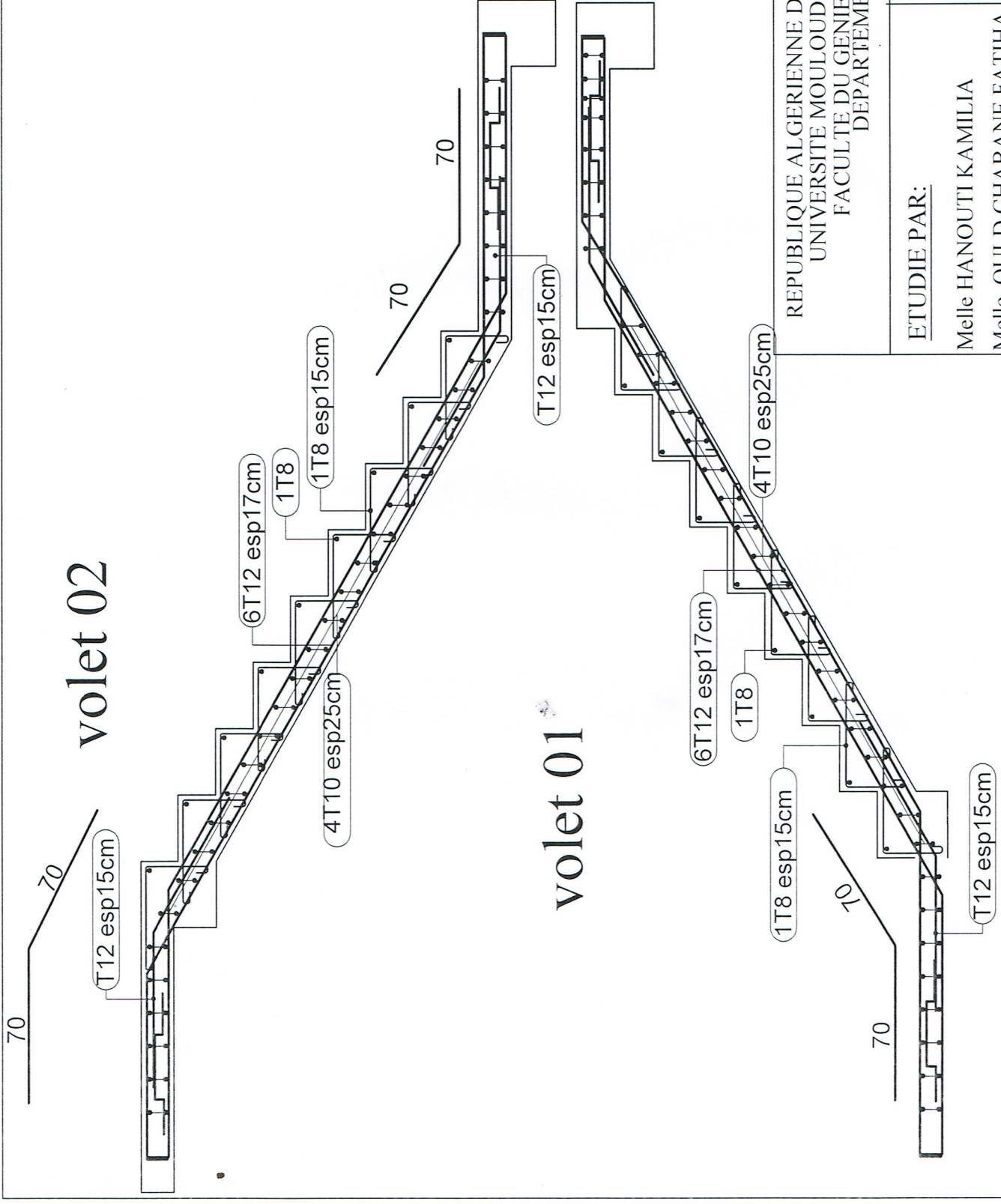
$$I = 52065.40 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5 \times (11.74 \times 2.60^4)}{384 \times 10818.86 \times 10^3 \times 52065.40 \times 10^{-8}} = 0.0012$$

$$f < \bar{f} = 260/500 = 0.52 \text{ cm} \Rightarrow \text{La Condition est vérifiée}$$

- **Etat limite d'ouverture des fissures : BAEL 91, Art A.5.34**

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



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU
 FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

<p><u>ETUDIE PAR:</u> Melle HANOUDI KAMILIA Melle OULD CHABANE FATIHA</p>	<p><u>TITRE</u> FERRAILLAGE DES ESCALIERS</p>
<p><u>DIRIGE PAR:</u> Mr ILLOULI</p>	<p>PROMOTION 2017</p>

III.C. Poutre paliere

III.C.1 Calcul de la poutre palière :

La poutre palière est destinée à supporter son poids propre, poids du mur et les réactions du palier. Elle est partiellement encastree dans les poteaux. Sa portée est de 2,90 m .

III.C.1.2 Pré dimensionnement :

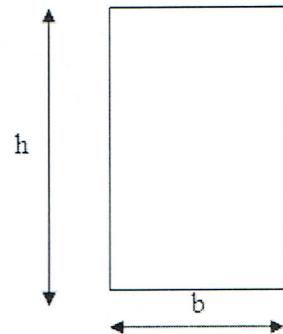
❖ *Hauteur de la poutre :*

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

h: La hauteur de la poutre.

L=2.60m : Longueur libre de la poutre.

$$\frac{260}{15} \leq h \leq \frac{260}{10} \longrightarrow 17.33\text{cm} \leq h \leq 26 \text{ cm}$$



➤ *Exigences du RPA 99 (art 7-4-1) :*

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm.} \\ h \geq 30 \text{ cm.} \\ ht/b < 4. \end{array} \right. \longrightarrow \text{Nous adopterons } h=30\text{cm.}$$

❖ *Largeur (b):*

$$0.4 h = 12 \leq b \leq 0.7 h = 21 \longrightarrow 12\text{cm} \leq b \leq 21\text{cm.}$$

Nous adopterons b=25cm.

$$\text{Donc } (h \times b) = (30 \times 25) \text{ cm}^2$$

❖ *Vérification de l' RPA 99 Version 2003 :*

$$\left. \begin{array}{l} b = 25\text{cm} > 20\text{cm} \\ h = 30 \text{ cm} \end{array} \right\} \longrightarrow \frac{h}{ab} = 1.2 < 4 \text{ condition vérifiée}$$

III.C.1.2 Détermination des sollicitations de calcul :

Son poids propre : $G = \rho \cdot v = 25 \times (0.25 \times 0.3) = 1.87 \text{ KN/ml}$

Réaction de la poutre palière a (ELU) : $R_U = 30.36 \text{ KN}$

Réaction de la poutre palière a (ELS) : $R_S = 21.95 \text{ KN}$

❖ Combinaisons de charges:**• ELU :**

$$q_u = 1.35G + R_u = 1.35 \times 1.87 + 30.36 = 25.87 \text{ KN /ml}$$

$$q_u = 33,15 \text{ KN /ml}$$

• ELS :

$$q_s = G + R_s = 1.87 + 21.95 = 18.75 \text{ KN /ml}$$

$$q_s = 18.75 \text{ KN /ml}$$

III.C.3 Calcul à l'ELU :**III.C.3.1 Calcul des efforts inters:**

On a une poutre isostatique sous une charge uniformément répartie :

$$❖ \text{ Moment isostatique : } M_U = \frac{q_u L^2}{8} = \frac{25.87 \times (2.60)^2}{8} = 21.86 \text{ KN.m}$$

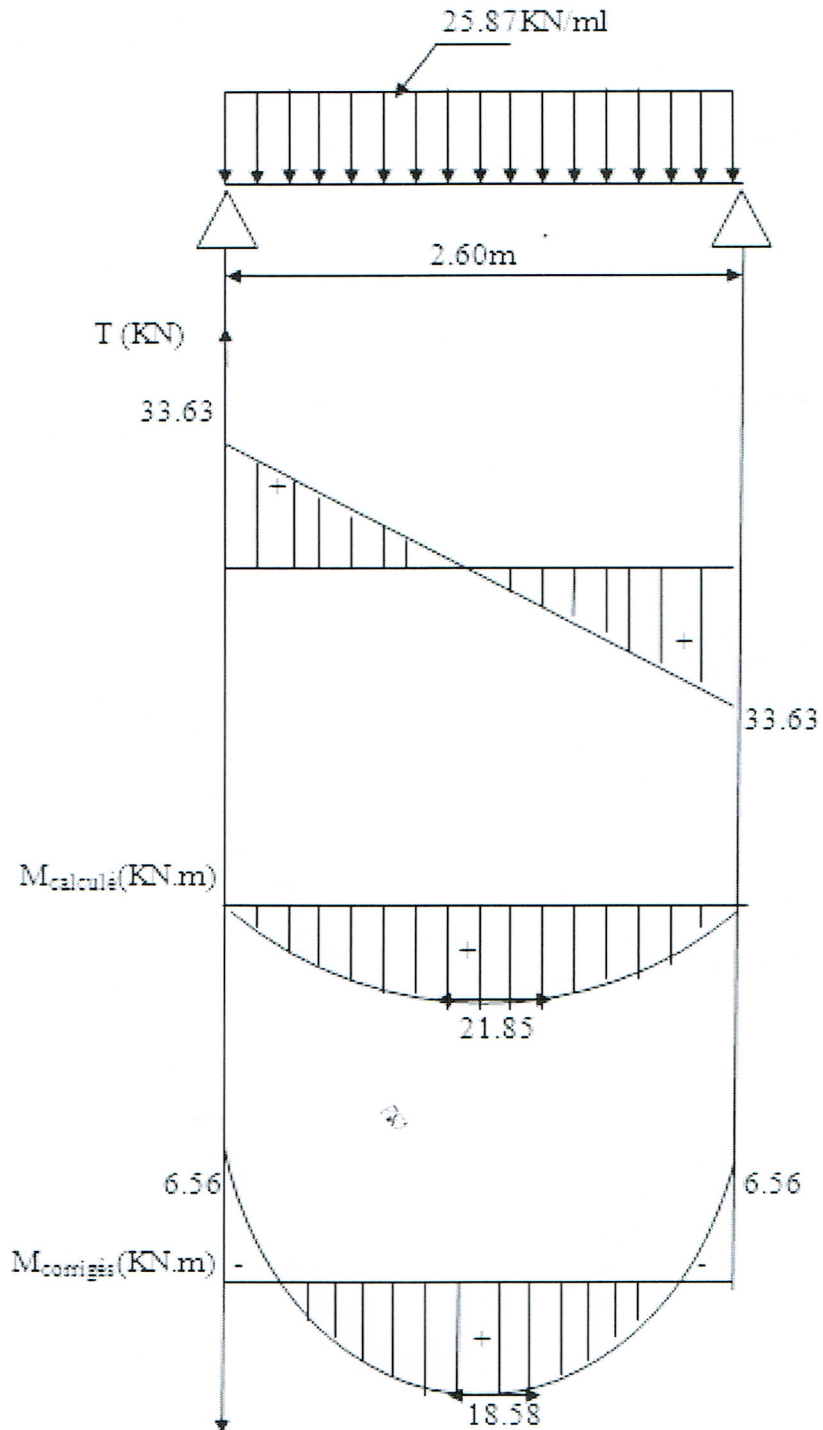
$$❖ \text{ Effort tranchant : } T_U = \frac{q_u l}{2} = \frac{25.87 \times 2,90}{2} = 33.63 \text{ KN}$$

Correction des moments :

$$❖ \text{ Moment aux appuis : } M_a = -0.3M_U = -6.56 \text{ KN. m.}$$

$$❖ \text{ Moment en travée : } M_t = 0.85M_U = 18.58 \text{ KN. m.}$$

Diagramme de M et T :



Diagrammes de l'effort tranchant et moment fléchissant à l'ELU

III.C .3.2 ferrailage :**❖ Armatures longitudinales :****Aux appuis :**

$$M_a = -6.56 \text{ KN.m} \quad b=25\text{cm}, d=28\text{cm}, c=2\text{cm}.$$

$$\mu_b = \frac{M_a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{6.56 \times 10^3}{25 \times 14.2 \times 28^2} = 0.024 < 0.392$$

$$\mu_b = 0.024 \longrightarrow \beta = 0.988$$

Section simplement armée.

$$A_t = \frac{M_t}{\beta d \sigma_s} = \frac{6.56 \times 10^2}{0.988 \times 28 \times 34.8} = 0.68 \text{ cm}^2$$

Soit 3HA10=2.35cm².

En travée :

$$M_t = 18.58 \text{ kN.m} \quad b=25\text{cm} , d=28\text{cm} , c=2\text{cm}.$$

$$\mu_b = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{18.58 \times 10^3}{25 \times 14.2 \times 28^2} = 0.066 < 0.392$$

$$\mu_b = 0.066 \longrightarrow \beta = 0.966$$

Section simplement armée.

$$A_t = \frac{M_t}{\beta d \sigma_s} = \frac{18.58 \times 10^2}{0.966 \times 28 \times 34.8} = 1.97 \text{ cm}^2$$

Soit $A_t = 3\text{HA}12 = 3.39\text{cm}^2$

❖ *Armatures transversales :***Diamètre :**

$$\varnothing_t \leq \min \left(\varnothing, \frac{h}{35}, \frac{b}{10} \right) \iff \min \left(12, \frac{300}{35}, \frac{250}{10} \right) = \min (12 \quad 8,57 \quad 25)$$

$$\varnothing_t = 8 \text{ mm} \qquad \text{Nous prenons 4 HA8} = 2.01 \text{ cm}^2$$

Espacement :

$$S_t = \min \{ 0.9 d, 40\text{cm} \} = \min \{ 25.2\text{cm}, 40\text{cm} \} = 25.2\text{cm}.$$

Nous prendrons $S_t = 25\text{cm}$.

Le RPA version 2003 (Art 7.5 - 2) L'espacement doit vérifier :

Sur appuis :

$$S_t = \min \left(30, \frac{h}{4}, 12\varnothing_t \right) = \min (30 ; 7.5 ; 9.6) = 7.5 \text{ cm}$$

Soit : $S_t = 8\text{cm}$

En travée :

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

Avec : h : La hauteur de la poutre.

III.C.3.3 Vérification à l'ELU :**a-Condition de non fragilité : BAEL (Art A-4-2-1) :**

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

$$A_{\text{min}} = \frac{0,23 f_{t28} b d}{f_e} = \frac{0.23 \times 2.1 \times 25 \times 28}{400} = 0.84 \text{ cm}^2$$

Aux appuis : $A_{\text{adopté}} = A_a = 2.35 \text{ cm}^2 > 0.84 \text{ cm}^2$ condition vérifiée.

En travées : $A_{\text{adopté}} = A_t = 3.39 \text{ cm}^2 > 0.84 \text{ cm}^2$ condition vérifiée

b-Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres :

Pour qu'il n'y est pas entrainement de barres il faut vérifier que :

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_{\max}}{0.9 d \sum u_i} \longrightarrow \overline{\tau_{se}} = \Psi_s f_{t28}$$

$\Psi_s = 1.5$ pour les barres de hautes adhérence .

$\sum u_i$: Somme des périmètres utiles.

$$\sum u_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 3 \times 3.14 \times 12 = 113.04 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{33.63 \times 10^3}{0.9 \times 280 \times 113.04} = 1.18 \text{ Mpa}$$

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

$$\tau_{se} < \overline{\tau_{se}} \text{condition vérifiée}$$

c- Longueur de scellement

La longueur de scellement droit est donnée par la loi:

$$L_s = \phi \frac{f_e}{4\tau_s} \quad \text{avec : } \tau_s = 0.6 \Psi_s^2 f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPA}$$

$$L_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.32 \text{ cm} \quad L_s = 50 \text{ cm.}$$

L_s : est supérieur à la largeur de la poutre dans laquelle elle sera ancrée ,on optera donc pour un crochet dont la longueur est fixée forfaitairement à $0.4l_s=20\text{cm}$.

d- Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :

- **Influence sur le béton:** $T_{\max} < V_U$

$$V_U = \frac{0.4 f_{c28} a b}{\gamma_b} \text{ avec : } a=0.9d$$

$$V_U = \frac{0.4 \times 25 \times 10^3 \times 0.9 \times 0.28 \times 0.25}{1.5} = 420 \text{KN}$$

$$T_{\max} = 33.63 \text{KN} < V_U = 420 \text{KN} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

- **Influence sur les armatures inférieures :**

$$A_t = 3.39 \text{cm}^2 \geq A_U = \frac{1.15}{f_e} \left(T_U + \frac{M_U}{0.9d} \right) = \frac{1.15}{400} \left(33.63 + \frac{21.86}{0.9 \times 28} \right) = 0.099 \text{cm}^2$$

$$A_t = 3.39 \text{cm}^2 \geq A_U = 0.099 \text{cm}^2$$

III.C.4 Calcul à l'ELS :

$$q_s = 18.75 \text{KN/ml}$$

III.C.4.1 Calcul des efforts internes:

On a une poutre isostatique sous une charge uniformément répartie :

$$\text{❖ Moment isostatique : } M_U = \frac{q_u L^2}{8} = \frac{18.75 \times (2.60)^2}{8} = 15.84 \text{KN.m}$$

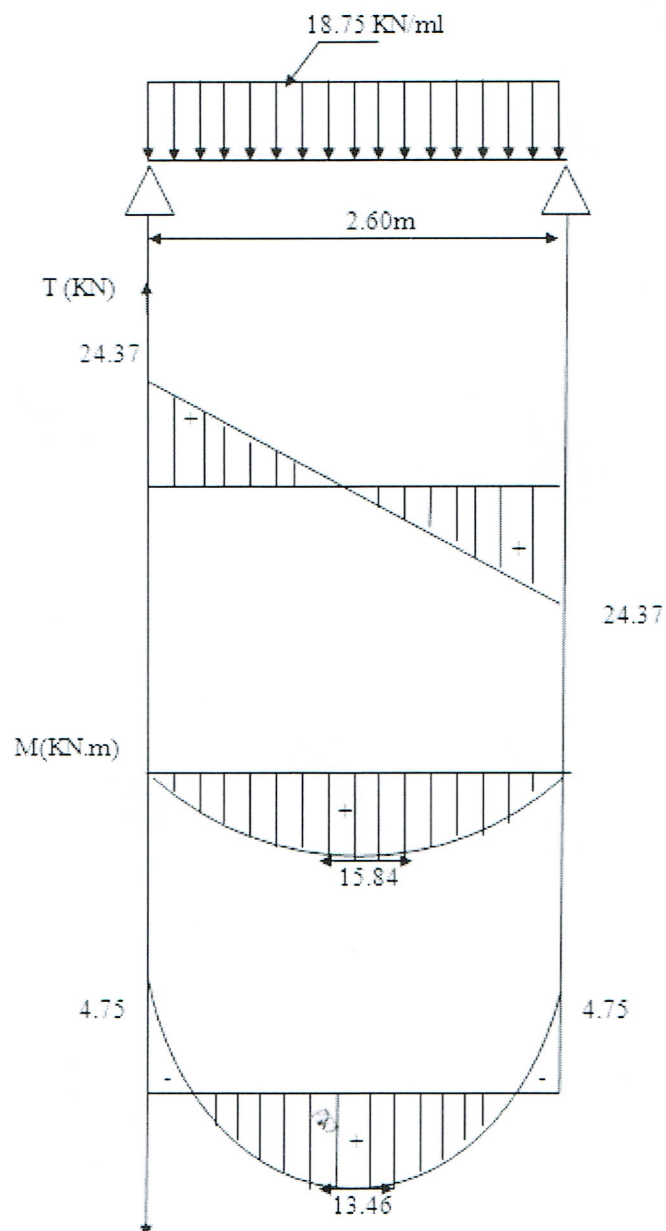
$$\text{❖ Effort tranchant : } T_U = \frac{q_u l}{2} = \frac{18.75 \times 2.60}{2} = 24.37 \text{KN}$$

Correction des moments :

$$\text{❖ Moment aux appuis : } M_a = -0.3M_U = -4.75 \text{KN.m.}$$

$$\text{❖ Moment en travée : } M_t = 0.85M_U = 13.46 \text{KkN.m.}$$

Diagramme de M et T :



Diagrammes de l'effort tranchant et moment fléchissant à l'ELS

4-4-2 Vérification à l'ELS :**Vérification des contraintes dans le béton et dans l'acier :**

La contrainte de compression est limitée à

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

La fissuration étant peu nuisible, on doit vérifier : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$

En travée :

$$\rho_1 = \frac{100 A_t}{db} = \frac{100 \times 3.39}{28 \times 25} = 0.483$$

$$\text{Avec : } \rho_1 = 0.483 \longrightarrow K_1 = 32.62 \longrightarrow \beta_1 = 0.895$$

D'où la contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_{ts}}{\beta_1 d A_t} = \frac{13.46 \times 10^6}{0.895 \times 280 \times 339} = 192.88 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s < \overline{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

La contrainte dans le béton est :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{192.88}{32.62} = 5.91 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Aux appuis :

$$\rho_1 = \frac{100 A_a}{bd} = \frac{100 \times 2.35}{25 \times 28} = 0.336$$

$$\rho_1 = 0.336 \longrightarrow K_1 = 40.35 \longrightarrow \beta_1 = 0.909$$

D'où la contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_{as}}{\beta_1 d A_a} = \frac{4.75 \times 10^6}{0.909 \times 280 \times 235} = 79.41 \text{ MPa}$$

$\sigma_s < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}$ condition vérifiée.

La contrainte dans le béton est :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = 1.96 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots\text{condition vérifiée.}$$

L'état limite de compression du béton et de l'acier aux appuis et en travées est vérifié, donc les armatures adoptées à l'ELU sont suffisantes.

Vérification de la flèche : [BAEL.99/Artb6.5,2] :

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

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

Avec :

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

$$L = 2.60 \text{ m}$$

Mt : moment max en travée = 13.46KN.m

M0 : moment isostatique max en travée = 15.84KN.m

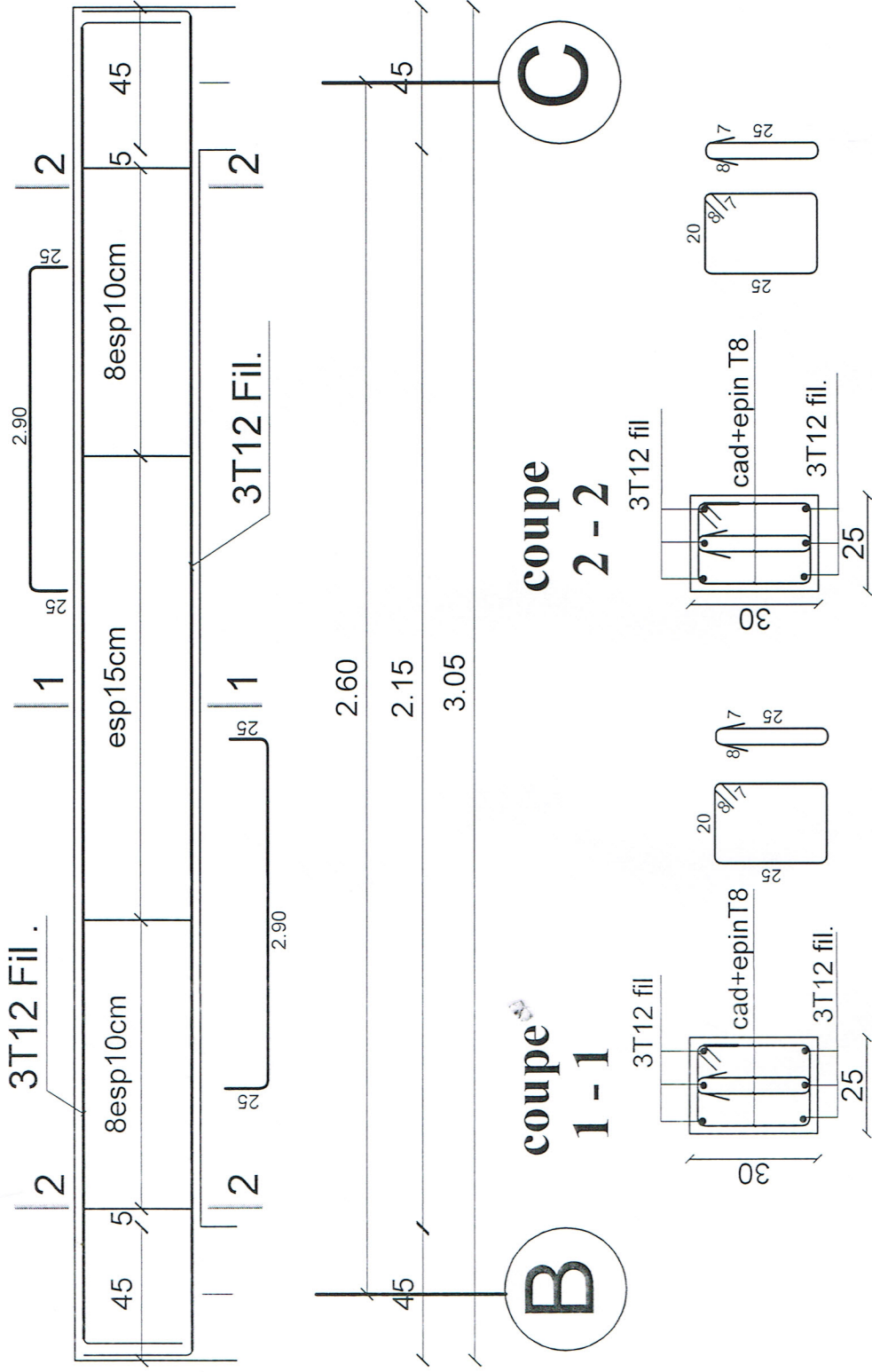
$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} = \frac{30}{260} = 0.115 > \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots\text{condition vérifiée.} \\ \frac{h}{l} = \frac{30}{260} = 0.115 > \frac{13.46}{10 \times 15.84} = 0.085 \dots\dots\dots\text{condition vérifiée.} \\ \frac{A_t}{b \times d} = \frac{3.39}{25 \times 28} = 0.0048 < \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots\dots\dots\text{condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

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

Conclusion :

Les armatures calculées à l'ELU sont suffisante pour la vérification l'ELS.

ferrailage des poutres palière pour tous les Nivs



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOLOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
ETUDIE PAR: Melle HANOUDI KAMILIA Melle OULD CHABANE FATIHA	TITRE FERRAILLAGE DE LA POUTRE PALIERE
DIRIGE PAR: Mr ILLOULI	PROMOTION 2017

III.D. Les balcons

I. Introduction

Le balcon est considéré comme une console encastrée au niveau de la poutre du plancher et libre à l'autre extrémité. Il est réalisé en dalle pleine avec un garde corps en brique pleine de hauteur $h = 1\text{m}$.

Ce type de balcon est soumise a une charge concentrée verticale (G_1) due au poids propre du garde corps avec une charge horizontal du à la main courante (Q_1), ainsi qu'aux charges et surcharges qui leurs reviennent G et Q .

Le ferrailage ce fera pour une bande de 1m, en flexion simple.

II. Pré dimensionnement

$$\text{On a : } e \geq \frac{L}{10} = \frac{140}{10} = 14\text{cm.}$$

$$\text{Soit : } e = 15\text{cm.}$$

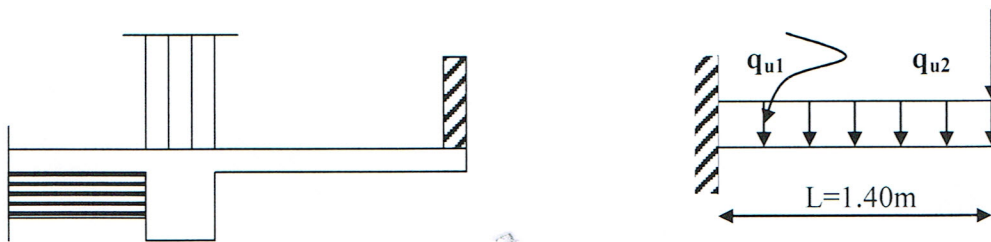


Fig. III.D.1.Schéma statique du balcon

III. Détermination des charges et surcharges

III.1. Charges permanentes :

- La dalle

Charges permanentes uniformes	Epaisseur(m)	Masse volumique (KN/m ²)	Poids (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	22	0.02	0.44
Mortier de pose	22	0.02	0.44
Couche de sable	18	0.02	0.36
la dalle pleine	25	0.15	3.75
Enduit en mortier de ciment	22	0.02	0.44
			G = 5.43KN/m²

- Garde corps

Charges permanentes concentrées poids du corps creux	Masse volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Poids (KN/ml)
Murs en briques creuses	9	0.10	0.90
Enduit en mortier de ciment	22	2x0.02	0.72
			G = 1.78KN/m²

III.2. charge d'exploitation :

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

Remarque : le moment provoquer par la main courante sera négligé car le garde corps est en maçonnerie.

IV. Calcul à l'ELU

Le balcon est calculé en flexion simple.

IV.1. Combinaison des charges :

a. A L'ELU :

$$\text{Dalle : } q_{ul} = (1.35G + 1.5Q) \times l = [(1.35 \times 5.43) + 1.5 (3.5)] \times l = 12.58\text{KN/ml}$$

Garde de corps : $q_{u2} = 1.35 \times (1.78) = 2.40 \text{KN/ml}$

b. A L'ELS :

Dalle : $q_{s1} = G + Q = [5.43 + 3.5] \times 1 = 8.93 \text{KN/ml}$

Garde de corps : $q_{s2} = 1.78 \text{KN/ml}$

IV.2. Calcul du moment d'encastrement :

La section dangereuse étant au niveau de l'encastrement.

a. A L'ELU :

- **Moment provoqué par la charge « q_{u1} »**

$$M_{q_{u1}} = \frac{q_{u1} \cdot l^2}{2} = \frac{12.58 \times 1.4^2}{2} = 12.32 \text{KN.m}$$

- **Moment provoqué par la charge « q_{u2} »**

$$M_{q_{u2}} = q_{u2} \times l = 2.40 \times 1.40 = 3.36 \text{KN.m}$$

- **Le moment total**

$$M_u = M_{q_{u1}} + M_{q_{u2}} = 15.68 \text{KN.m}$$

b. A L'ELS :

- **Moment provoqué par la charge « q_{s1} »**

$$M_{q_{s1}} = \frac{q_{s1} \times l^2}{2} = \frac{8.93 \times 1.40^2}{2} = 8.75 \text{KN.m}$$

- **Moment provoqué par la charge « q_{s2} »**

$$M_{q_{s2}} = q_{s2} \times l = 1.78 \times 1 \times 1.40 = 2.49 \text{KN.m}$$

- **Le moment total :**

$$M_s = M_{q_{s1}} + M_{q_{s2}} = 11.24 \text{KN.m}$$

IV.3 Calcul des armatures à L'ELU :

$$M_u = 15.68 \text{KN.m} \quad ; \quad b = 100 \text{cm} \quad ; \quad d = 12 \text{cm}$$

a) Armatures principales

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{15.68 \times 10^5}{100 \times 12^2 \times 14.2 \times 10^2} = 0.076$$

$$\mu = 0.076 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0.076 \Rightarrow \beta = 0.960$$

$$A_S = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{St}} = \frac{15.68 \times 10^5}{0.960 \times 12 \times 348 \times 10^2} = 3.91 \text{cm}^2$$

$$A_S = 3.91 \text{cm}^2$$

$$\text{Soit : } 5\emptyset 12/\text{ml} \rightarrow 5.65 \text{cm}^2/\text{ml} \quad ; \quad S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{cm}$$

b) Armatures de répartition

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

$$\text{Soit : } 4\emptyset 8/\text{ml} \rightarrow 2.01 \text{cm}^2/\text{ml} \quad ; \quad S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{cm}$$

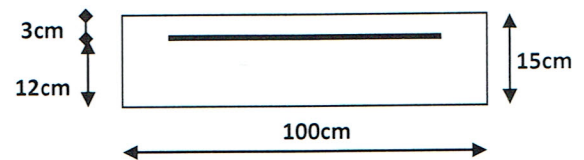


Figure III.D.2

V. Vérification à l'ELU :

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

$$A_{\min} = \left(0.23 \times \frac{f_t 28}{f_e} \right) \cdot d \cdot b = 0.23 \times 100 \times 12 \times \frac{2.1}{400} = 1.45 \text{cm}^2$$

$$A_S = 5.65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.45 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_S = 5.65 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifiée}$$

V.2. Vérification au cisaillement (BAEL 91) :

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

- calcul de l'effort tranchant :

$$V_u = q_{u1} \times l + q_{u2} = 12.58 \times 1.40 + 2.40 = 20.01 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{20.01 \times 10^3}{1000 \times 120} = 0.16 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.15 \times 25}{1.5} ; 4 \text{ MPa} \right) = \min (2.5 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0.16 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \Rightarrow$ Condition vérifiée \Rightarrow Pas de risque de cisaillement.

V.3. Vérification de l'adhérence :

On doit vérifier que : $\tau_{Se} \leq \bar{\tau}_{Se}$

$$\bar{\tau}_{Se} = \Psi_s \cdot f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa} \quad (\Psi_s = 1.5 \rightarrow \text{HA})$$

$$\tau_{Se} = \frac{V_u}{0.9d \sum U_i} \quad \sum U_i = n \pi = 5 \times 3.14 \times 12 = 188.4 \text{ mm}$$

$$\tau_{Se} = \frac{20.01 \times 10^3}{0.9 \times 120 \times 188.4} = 0.98 \text{ MPa}$$

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

V.4. espacement des barres (BAEL91-Art-6.1.235) :

Armature principale : $St \leq \min(3h, 33\text{cm}) = 33\text{cm} > St = 20\text{cm} \rightarrow$ Vérifiée.

Armature de répartition: $St \leq \min(4h, 45\text{cm}) = 45\text{cm} > St = 25\text{cm} \rightarrow$ Vérifiée.

V.5. calcul de la longueur d'ancrage :

$$\tau_{se} = 0.6\Psi^2 \cdot f_{t28} = 2.835\text{Mpa}$$

$$L_s = \frac{\varphi \times f_e}{4 \times \tau_{se}} = \frac{12 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.32\text{cm}$$

soit $L_s = 45\text{cm}$

$$L_{cr} = 0.4L_s = 0.4 \times 45 = 18\text{cm}$$

VI. Vérification des contraintes à L'ELS :

Le balcon est exposé aux intempéries, donc la fissuration est prise comme préjudiciable.

VI.1. Vérification vis-à-vis de l'ouverture des fissures :

$$M_s = 12.24\text{KN.ml}$$

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}} \right\} a$$

$$\text{On a des aciers } \left\{ \begin{array}{l} HA: \phi \geq 6\text{mm} \\ FeE400 \end{array} \right\} \Rightarrow \eta = 1.6$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400, 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right\} = \min \left\{ 266.66, 201.63 \right\}$$

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

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

Valeur de β_1 :

$$\rho = \frac{100 A_s}{bd} = \frac{100 \times 5.65}{100 \times 12} = 0.471.$$

Tableau

$$\rho = 0.471 \longrightarrow \beta_1 = 0.896$$

$$\text{Alors : } \sigma_s = \frac{12.24 \times 10^6}{0.896 \times 120 \times 5.65 \times 10^2} = 201.48 \text{ MPa} \Rightarrow \sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$$

Conclusion : La section est justifiée vis-à-vis de l'ouverture des fissures.

VI.2. Vérification de la flèche :

D'après le BAEL91, on vérifié la flèche si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée :

$$1/ \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{15}{140} = 0.1 > \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$2/ \frac{h}{L} \geq \frac{M_s}{10.M_0} \Rightarrow \frac{15}{140} = 0.1 > \frac{12.24}{10(12.24)} = 0.1 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$3/ \frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{5.65}{12 \times 100} = 0.0047 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion :

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

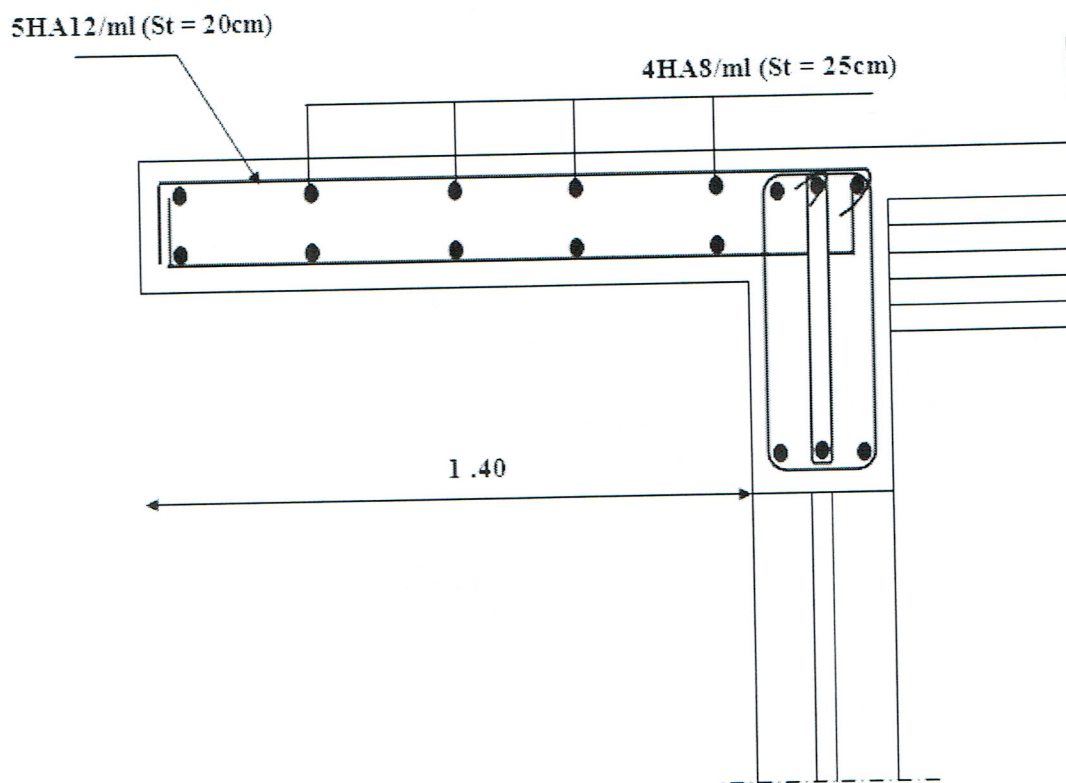
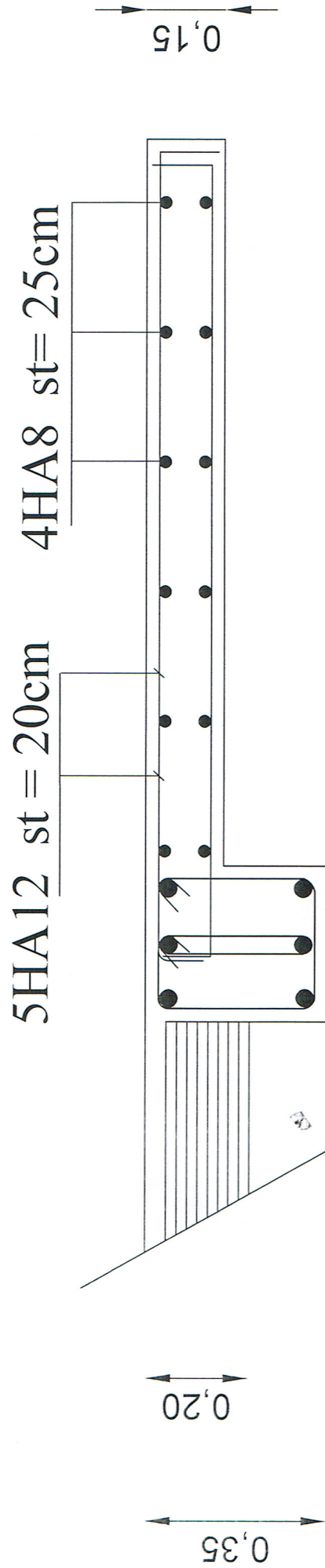


Figure III.D.3 : Ferrailage du balcon



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 UNIVERSITE MOULOU MAMMERI DE TIZI OUZOU
 FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR:
 Melle HANOUTI KAMILIA
 Melle OULD CHABANE FATIHA

TITRE:

FERRAILLAGE DE BALCON

FERRAILLAGE DE BALCON

DIRIGE PAR:
 Mr ILLOULI

PROMOTION 2017

III.E. Acrotère

III.E.1 Calcul de l'acrotère :

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

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

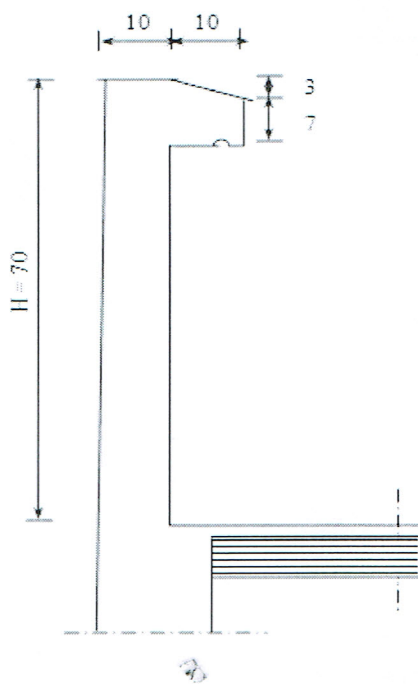


Fig. III.E-1 : Coupe verticale de l'acrotère

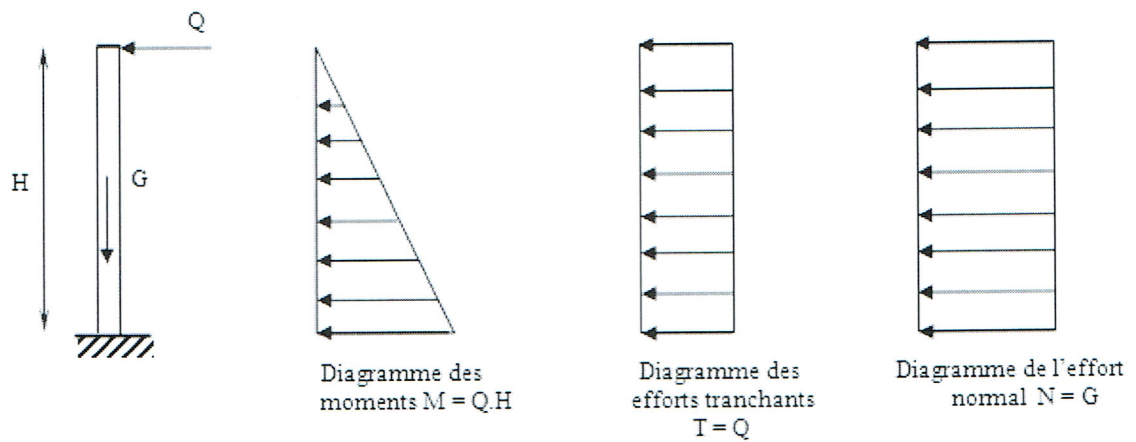


Fig. III.E.2 : Schéma statique de l'acrotère

III.E.1.1 Calcul des sollicitations :

- ❖ Effort normal du au poids propre :

$$G = S \times \rho$$

$$G = \left[(0.6 \times 0.1) + (0.07 \times 0.1) + \left(\frac{0.03 \times 0.1}{2} \right) \right] \times 25$$

$$G = 1.7 \text{ KN/ml}$$

Avec :

ρ : Masse volumique du béton

S : Section transversale

- ❖ Effort horizontal :

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

- ❖ Moment de renversement M du à l'effort horizontal :

$$M = Q \times H$$

$$M = 1 \times 0.6 = 0.6 \text{ KN.m}$$

III.E.1.2 Combinaison de charges :

a- A L'ELU :

La combinaison est : $1.35.G + 1.5.Q$

❖ Effort normal du à G

$$N_u = 1.35.G = 1.35 \times 1.7 = 2.29 \text{ KN/ml}$$

$$N_u = 2.29 \text{ KN/ml}$$

❖ Moment de flexion du à Q :

$$M_u = 1.5 \times M_Q = 1.5 \times 0.6 = 0.9 \text{ KN.m}$$

$$M_u = 0.9 \text{ KN.m}$$

b- A L'ELS :

La combinaison est : $G + Q$ selon BAEL

❖ Effort normal de compression

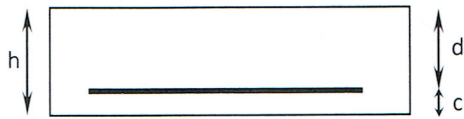
$$N_s = G = 1.7 \text{ KN/ml}$$

❖ Moment de flexion

$$M_s = M_Q = 0.6 \text{ KN.m}$$

III.E.1.3 Détermination du ferrailage :

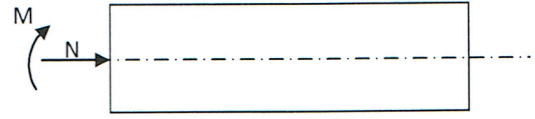
Il est à l'étude, d'une section rectangulaire soumise à la flexion composée (de hauteur $H = 10 \text{ cm}$ et de largeur $b = 1 \text{ m} = 100 \text{ cm}$).



$$h = 10 \text{ cm}$$

$$d = 7 \text{ cm}$$

$$c = 3 \text{ cm}$$



Avec :

C : Centre de poussée

e : Excentricité

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

c : Enrobage

a- Calcul à L'ELU :

❖ Calcul de l'excentricité :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9}{2.29} = 0.393 \text{ m} = 39.3 \text{ cm}$$

$$\text{Nous avons } a = \frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 3 = 2 \text{ cm} = 0.02 \text{ m}$$

$$\Rightarrow e_u = 39.3 > h/2 - c = 2$$

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

a: Distance entre le CDG de la section et le CDG des armatures tendues

❖ Calcul en flexion simple, section fictive :

➤ Calcul de moment fictif :

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

$$M_f = 0.9 + 2.29 \times 0.02 = 0.95 \text{ KN.m}$$

$$M_f = 0.95 \text{ KN.m}$$

❖ Calcul de μ :

$$\mu_b = \frac{M_f}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0.95 \times 10^3}{100 \times (7)^2 \times 14.2} = 0.013$$

$$\mu_b = 0.013 < \mu_R = 0.392$$

→ La section est simplement armée

$$\mu_b = 0.013 \Rightarrow \beta = 0.993a$$

❖ Calcul des armatures fictives :

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{0.95 \times 10^3}{0.993 \times 7 \times 348} = 0.393 \text{ cm}^2$$

❖ Calcul à la flexion composée :

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

Avec :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A = 0.393 - \frac{2.29 \times 10}{348} = 0.327 \text{ cm}^2$$

❖ **Condition de non fragilité du béton (de la section minimale) (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.

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{c28}}{f_e} \times \left[\frac{e_S - (0.455 \times d)}{e_S - (0.185 \times d)} \right]$$

Avec :

$$e_S = \frac{M_S}{N_S} = \frac{0.6}{1.7} = 0.353 \text{ m} = 35.3 \text{ cm}$$

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

$$\text{D'où : } A_{\min} = \frac{0.23 \times 100 \times 7 \times 2.1}{400} \times \left[\frac{35.3 - (0.455 \times 7)}{35.3 - (0.185 \times 7)} \right] = 0.798 \text{ m}^2$$

$$A_{\min} = 0.798 \text{ cm}^2 > A = 0.327 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{La section n'est pas vérifiée}$$

Donc on adopte une section : $A = A_{\min} = 0.798 \text{ cm}^2$

Soit : 4HA8 $\Rightarrow A = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$

❖ **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.5025 \text{ cm}^2$$

Soit : 4 HA8 $\Rightarrow A_r = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$

$$(S_t \leq \min(2h ; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm})$$

❖ **Vérification au cisaillement :**

La fissuration est préjudiciable donc :

$$\overline{\tau}_u = \min \left(\frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 4MPa \right)$$

$$\overline{\tau}_u = \min \left(\frac{0.15 \times 25}{1.5} ; 4MPa \right) = \min (2.5 MPa ; 4MPa) = 2.5 MPa$$

$$\overline{\tau}_u = 2.5 MPa$$

$$V_u = 1.5 \times Q = 1.5 \times 1 = 1.5 KN$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{1.5}{100 \times 7} = 0.0021 KN/cm^2$$

$$\tau_u < \overline{\tau}_u \Rightarrow \text{Pas de risque de cisaillement}$$

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

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

Ψ_s : Coefficient de scellement

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 \times d \times \sum U_i}$$

Avec :

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

$$\sum U_i = \pi \times n \times \varphi = 3.14 \times 4 \times 0.8 = 10.048 cm$$

n: Nombre de barres

D'où :

$$\tau_{se} = \frac{1.5 \times 10}{0.9 \times 7 \times 10.048} = 0.23 \text{ MPa}$$

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

b- Vérification à L'ELS :

Il faut vérifiée Les conditions suivantes :

$$\text{La contrainte dans les aciers } \sigma_{st} < \overline{\sigma}_{st}$$

$$\text{La contrainte dans le béton } \sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$$

❖ Dans l'acier :

La fissuration est considérée comme préjudiciable, donc :

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

Avec : $\eta = 1.6$: coefficient de fissuration

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400, 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right\} = \min \left\{ 266.6, 201.63 \right\}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa}$$

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

$$\text{On a : } \rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 7} = 0.287$$

$$\rho_1 = 0.287 \Rightarrow \beta_1 = 0.9155 \Rightarrow K_1 = 44.17$$

$$\text{D'où : } \sigma_{st} = \frac{0.6 \times 10^3}{0.287 \times 7 \times 2.01} = 148.58 \text{ MPa}$$

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

❖ **Dans le béton :**

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

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \times \sigma_{st} = \frac{1}{47.89} \times 47.31 = 0.98 \text{ MPa}$$

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

III.E.1.4 Vérification de l'acrotère au séisme :

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

Q

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

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4-1) du RPA99 suivant la zone sismique

et le groupe d'usage du bâtiment $\Rightarrow A = 0.20$

C_p : Facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8

Soit : $C_p = 0.8$

W_p : Poids propre de l'acrotère

$W_p = 1.7 \text{ KN/ml}$

D'où : $F_p = 4 \times 0.20 \times 0.8 \times 1.7 = 1.088 \text{ KN/ml}$

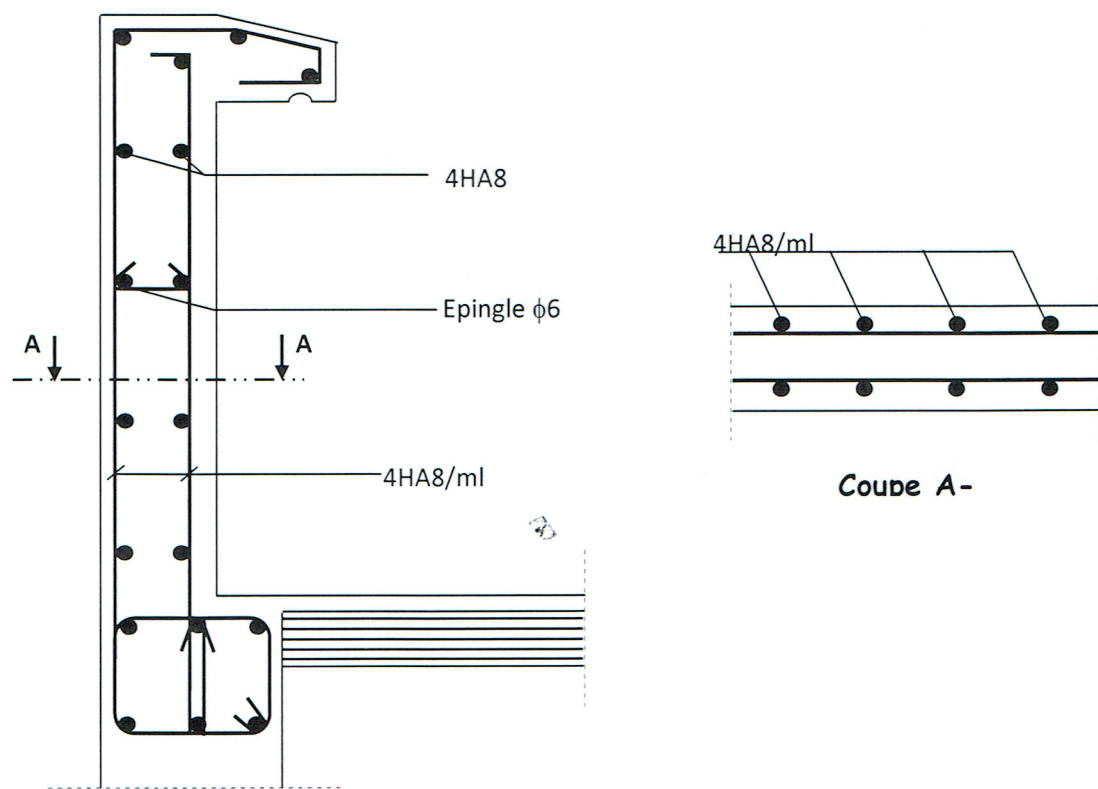
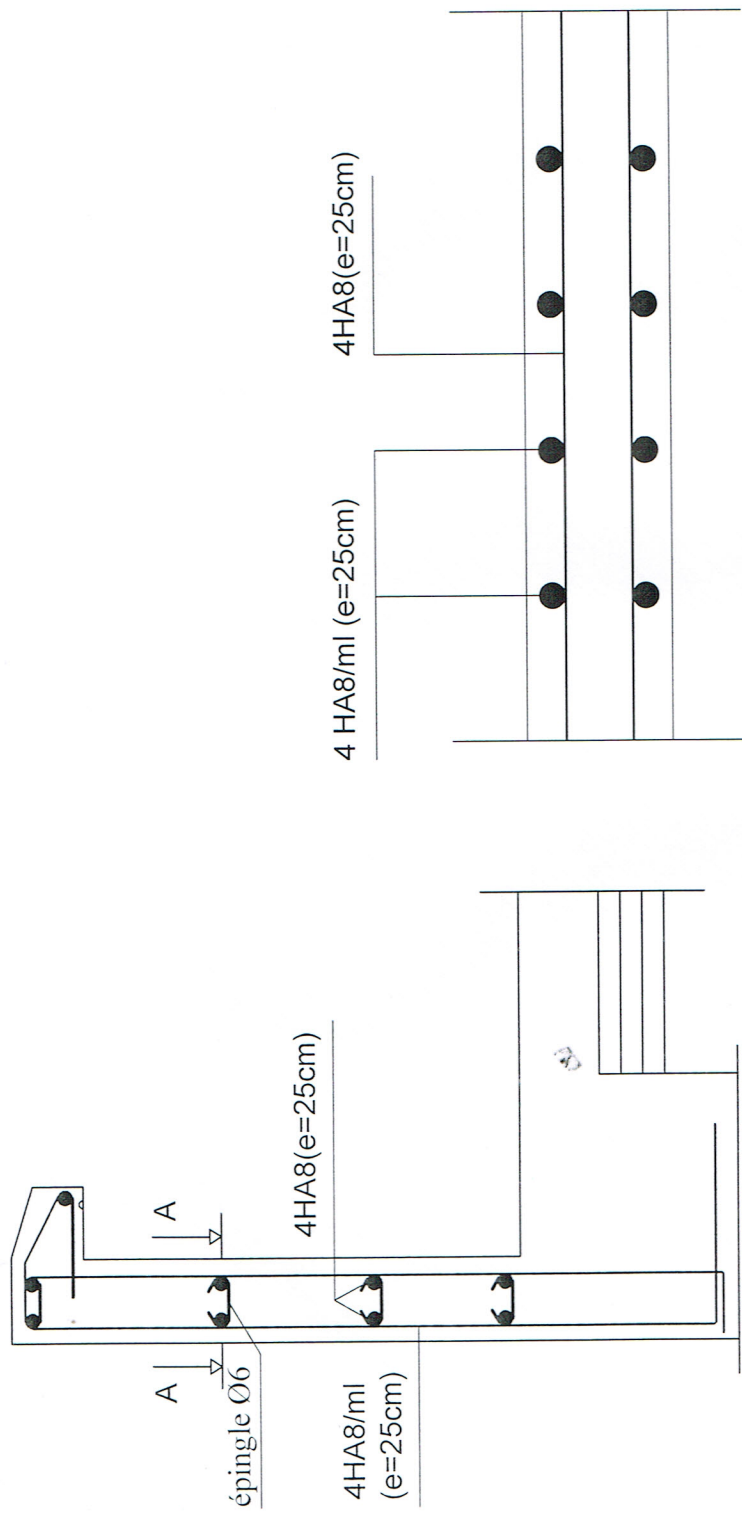


Fig. III.E.3 : Ferrailage de l'acrotère



Coupe A-A

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOU MAMMERI DE TIZI OUZOU FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
<u>ETUDIE PAR:</u> Melle HANOUTI KAMILIA Melle OULD CHABANE FATIHA	<u>TITRE</u> FERRAILLAGE DE L'ACROTERE
<u>DIRIGE PAR:</u> Mr ILLOULI	PROMOTION 2017

Chapitre IV
Modélisation et Vérification
du RPA

IV.1. Modélisation :**IV.1.1. Introduction :**

L'étude dynamique d'une structure est très complexe en particulier le calcul sismique qui demande des méthodes très fastidieuses dont le calcul manuel est pénible. Pour cette raison, on fait appel à l'outil informatique basé sur la méthode des éléments finis (MEF) afin d'avoir les résultats les plus approchés dans des délais raisonnables.

On dispose de nombreux programmes permettant l'étude statique et dynamique des structures dont on cite : ETABS, ROBOT, SAP. .etc.

Pour notre étude nous avons utilisé **ETABS Version 9.6.0**

IV.1.2. Description du logiciel ETABS:

ETABS est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments et des ouvrages de génie civil. Il est basé sur la méthode des éléments finis, son utilisation est à la fois facile et très efficace pour le calcul vis-à-vis des forces horizontales dues au séisme; il permet aussi:

- > La modélisation de tous types de structure.
- > La prise en compte des propriétés des matériaux.
- > Le calcul des éléments.
- > L'analyse des effets dynamiques et statiques.
- > La visualisation des déformées, des diagrammes des efforts internes, des modes de vibration... etc.
- > Le transfert de donnée avec d'autres logiciels (AUTOCAD, SAP2000.....).

IV.1.3. Etapes de modélisation :

Les étapes de modélisation peuvent être résumées comme suit:

1. Introduction de la géométrie du modèle;

2. Définition des propriétés mécaniques des matériaux à utilisée ;
3. Spécification des propriétés géométriques des éléments ;
4. Définition des charges statiques (G, Q) ;
5. Introduction du spectre de réponse (E) donné par le RPA99/version2003 qui dépend de :

- Coefficient d'accélération de zone **A**

Zone sismique : III	}	A= 0.25
Groupe d'usage : 2		

-Coefficient de comportement $R = 5$ (contreventement mixte)

- Coefficient d'amortissement ξ : 10%

- SITE : 2 (ferme)

- Le facteur de qualité

6. Définition de la charge sismique E
7. Chargement des éléments
8. Introduction des combinaisons d'actions

Combinaisons aux états limites:

ELU: $1.35G+1.5Q$

ELS : $G+Q$

Combinaisons accidentelle du RPA

GQE: $G+Q+E$

08GE: $0.8G+E$

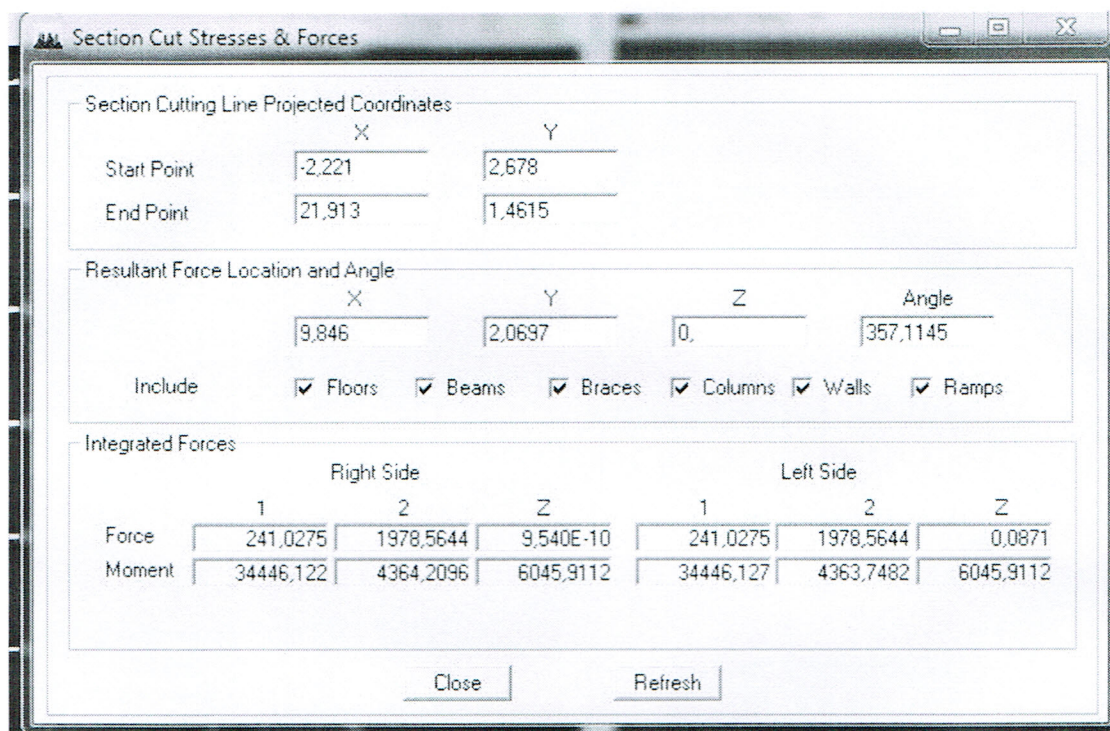
9. Déroulement de l'analyse et visualisation des résultats

IV.2. Contreventement et vérification des conditions du RPA :

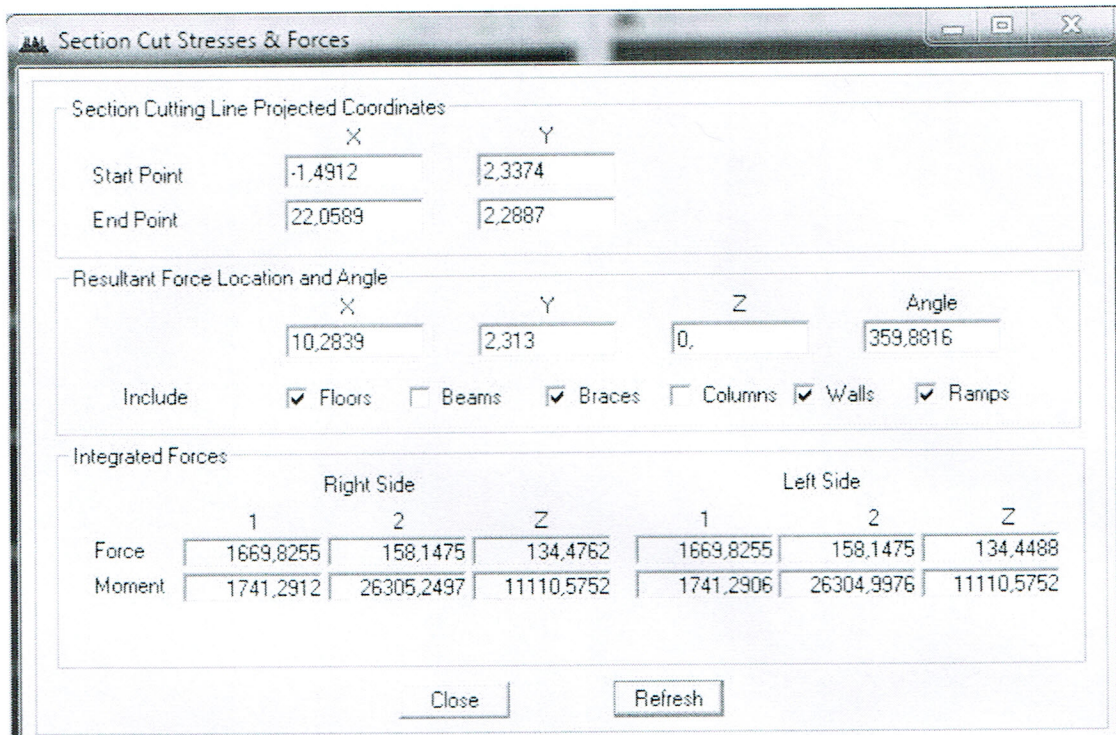
V.2.1. Type de contreventement :

Les efforts horizontaux repris par le système de contreventement sont donnés par l'ETABS (combinaison E_X et E_Y) :

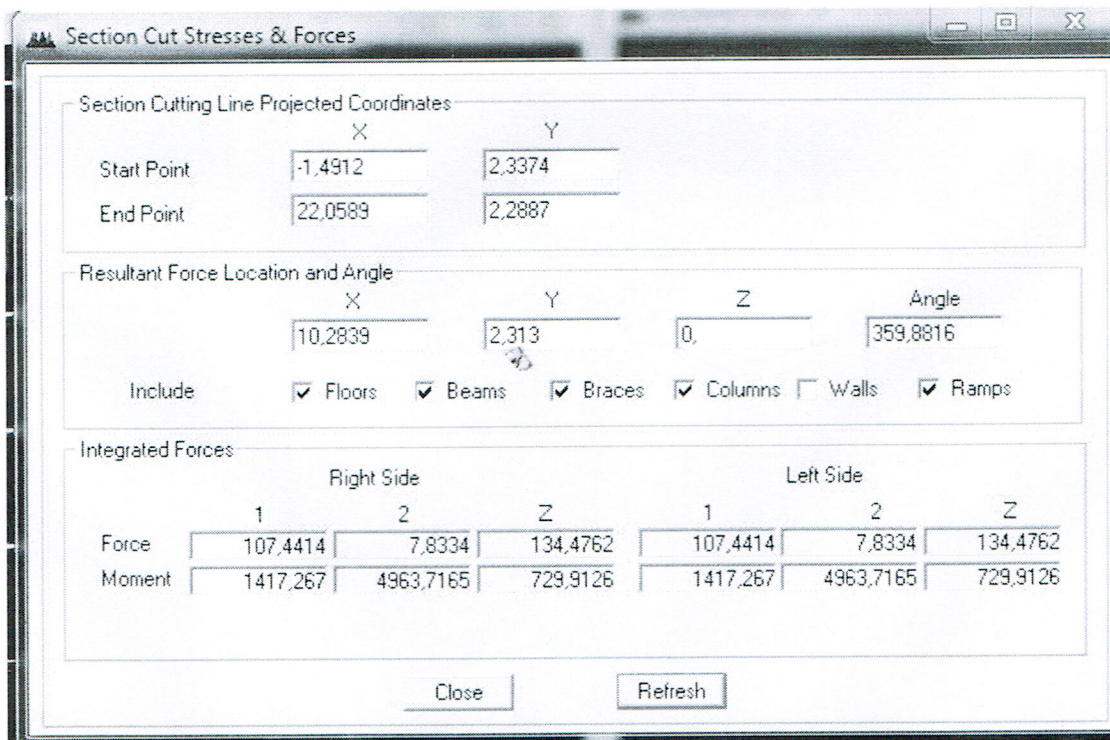
L'effort total repris par les voiles et les portiques dans le niveau sélectionné :



L'effort total repris par les voiles seuls dans le niveau sélectionné :



L'effort total repris par les portiques seuls dans le niveau sélectionné :



$$\% V_{voile} = \frac{V_{voiles}}{V_{tot}} \times 100$$

$$\% V_{portiques} = \frac{V_{portiques}}{V_{tot}} \times 100$$

$$\% N_{voile} = \frac{N_{voiles}}{N_{tot}} \times 100$$

$$\% N_{portiques} = \frac{N_{portiques}}{V_{tot}} \times 100$$

Sens x-x :

Effort horizontal repris par les portiques = 6.05 %

Effort horizontal repris par les voiles = 94.06 %

Sens y-y :

Effort horizontal repris par les portiques = 5.24 %

Effort horizontal repris par les voiles = 95.76%

Les charges verticales revenant aux portiques et aux voiles sont données par l'ETABS suivant la combinaison (G+0.2Q) :

Charges verticales reprises par les portiques = 64.67 %

Charges verticales reprises par les voiles = 35.33 %

Conclusion

Les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations due aux charges verticales et la totalité des charges horizontales. D'après les résultats ci-dessus, la structure est contreventée par voile porteurs.

IV.3. Vérification des conditions du RPA :

Le séisme est un phénomène naturel qui produit des dégâts destructifs au niveau des constructions et par conséquent des vies humaines.

Pour cela, le règlement parasismique Algérien prévoit des mesures nécessaires à la conception et à la réalisation de la construction de manière à assurer un degré de protection acceptable.

IV.2.1. Choix de la méthode de calcul :

Le règlement parasismique algérien « RPA99 version 2003 » propose trois méthodes de calcul des forces sismique dont les conditions d'application différent et cela selon le type de structure à étudier, ces méthodes sont les suivantes :

1. La méthode statique équivalente.
2. La méthode d'analyse modale spectrale.
3. La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

IV.2.2. La méthode modale spectrale :

La méthode consiste à déterminer les caractéristiques vibratoires de la structure telles que les périodes propres de vibrations et les formes modales.

Pourcentage de participation de la masse modale :

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure. (Article 4.3.4 RPA99 version 2003).

Mode	Période	U _X	U _Y	U _Z	SumU _X	SumU _Y	SumU _Z
1	0.597762	68.7163	0.3531	0	68.7163	0.3531	0
2	0.453921	0.4495	65.975	0	69.1658	66.3281	0
3	0.37277	0.0472	2.9951	0	69.2129	69.3233	0
4	0.138592	20.8047	0.0455	0	90.0176	69.3688	0
5	0.105721	0.0495	20.5576	0	90.0671	89.9264	0
6	0.08659	0.0004	0.7942	0	90.0675	90.7205	0
7	0.06248	6.2632	0.0089	0	96.3306	90.7295	0
8	0.048764	0.001	5.9573	0	96.3316	96.6867	0
9	0.040016	0.1277	0.1924	0	96.4592	96.8792	0
10	0.03825	2.1149	0.0092	0	98.5742	96.8884	0
11	0.030557	0.0006	1.97	0	98.5748	98.8584	0
12	0.027519	0.9356	0.0004	0	99.5104	98.8589	0

Tableau IV.1 : participation massique.

Dans la direction (x-x), on a atteint la masse participante au mode **12 (91.5104 ≥ 90%)**.

Dans la direction (y-y), on a atteint la masse participante au mode **12 (98.8589 ≥ 90%)**.

-Vérification des déplacements relatifs :

D'après le RPA 99 (art 5.10), les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser **1%** de la hauteur d'étage.

Le déplacement horizontal à chaque niveau (**K**) de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_K = R \times \delta_{eK} \quad (\text{formule 4-19 de RPA})$$

Avec :

δ_{eK} : déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion).

R : coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \quad (\text{formule 4-20 de RPA 99}).$$

Story	Diaph	$\delta_x(m)$	$\Delta_k=\delta_k-\delta_{k-1}$	$\delta_y(m)$	$\Delta_k=\delta_k-\delta_{k-1}$	1% h(m)	condition
ETG 7	D8	0.0525	0.008	0.0045	0.0010	0.0306	CV
ETG 6	D7	0.0445	0.008	0.0035	0.0005		CV
ETG 5	D6	0.0365	0.008	0.0030	0.0005		CV
ETG 4	D5	0.0285	0.0075	0.0025	0.0010		CV
ETG 3	D4	0.0210	0.007	0.0015	0.0005		CV
ETG 2	D3	0.0140	0.006	0.0010	0.005		CV
ETG 1	D2	0.0080	0.0077	0.0005	0.0005	CV	
RDC	D1	0.0003	0	0	0	0.0408	CV

Tableau IV.2 : Déplacements relatifs sous l'action Ex et Ey.

-Déplacement maximal :

On doit vérifier que le déplacement maximal que subit la structure vérifie la formule suivante :

$$\delta_{Max} \leq f = \frac{h_t}{500}$$

Avec : **f** : la flèche admissible.

H_t : la hauteur totale du bâtiment.

-Suivant Ex :

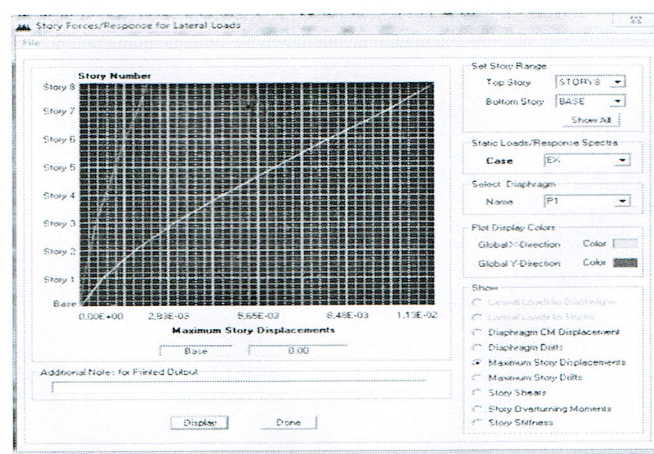


Figure V.1 : Déplacement maximal dans le sens (xx).

$$\delta_{Max} = 0.04 \text{ m} \leq f = \frac{h_t}{500} = \frac{43}{500} = 0.086 \text{ m} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

-Suivant E_Y :

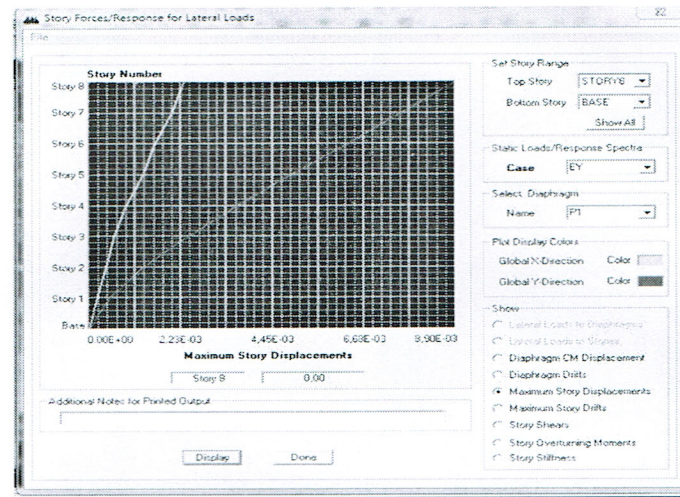


Figure IV.2 : Déplacement maximal dans le sens (yy).

$$\delta_{Max} = 0.05 \text{ m} \leq f = \frac{H_t}{500} = \frac{43}{500} = 0.086 \text{ m} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

-Vérification de l'excentricité : D' après le RPA99/version 2003 (article 4.3.7)

On doit vérifier que : $|C_M - C_R| \leq 5\% L$

Sens x-x :

Story	Diaphragme	X _{CM}	X _{CR}	X _{CM} -X _{CR}	5% L _x	condition
RDC	DA1	9.293	10.278	-0.985	0.997	CV
ETG 1	DA2	9.474	10.414	-0.940	0.997	CV
ETG 2	DA3	9.848	10.500	-0.652	0.997	CV
ETG 3	DA4	9.848	10.553	-0.705	0.997	CV
ETG 4	DA5	9.848	10.586	-0.738	0.997	CV
ETG 5	DA6	9.848	10.608	-0.760	0.997	CV
ETG 6	DA7	9.848	10.624	-0.776	0.997	CV
ETG 7	DA8	9.843	10.637	-0.794	0.997	CV

Tableau IV.3 : vérification de l'excentricité suivant x-x.

Sens y-y :

Story	Diaphragm	Y _{CM}	Y _{CR}	Y _{CM} -Y _{CR}	5% L _y	condition
RDC	DA1	8.214	7.939	0.275	0.837	CV
ETG 1	DA2	8.293	7.555	0.738	0.837	CV
ETG 2	DA3	7.426	7.230	0.196	0.837	CV
ETG 3	DA4	7.426	7.066	0.360	0.837	CV
ETG 4	DA5	7.424	6.997	0.427	0.837	CV
ETG 5	DA6	7.422	6.975	0.447	0.837	CV
ETG 6	DA7	7.422	6.969	0.453	0.837	CV
ETG 7	DA8	7.476	6.962	0.514	0.837	CV

Tableau IV.4 : vérification de l'excentricité suivant y-y.

-Vérification de l'effort tranchant à la base :

Calcul de l'effort tranchant avec la méthode statique équivalente :

$$V = \frac{A D Q}{R} W$$

Avec :

Calcul du facteur de qualité « Q » :

Est donné par la formule suivante : $Q = \sum_6^1 P_q + 1$

Critère q	Observé	P _q
1. condition minimal sur les files de contreventement.	NON	0.5
2. redondance en plan.	NON	0.5
3. régularité en plan.	NON	0.5
4. régularité en élévation.	NON	0.5
5. contrôle de la qualité des matériaux	OUI	0
6. contrôle de la qualité de l'exécution	OUI	0
Q = 1.2		

Tableau IV.5 : facteur de qualité de la structure suivant (x-x) et (y-y).

-Facteur d'amplification dynamique moyen D :

Il dépend de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & \text{Avec : } 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & \text{Avec : } T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \quad \text{Avec } D \leq 2.5 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & \text{Avec : } T > 3.0 \text{ s} \end{cases}$$

T_2 : Période caractéristique, associée du site, donné par le tableau (4.7 RPA/99).

La nature du sol : Site ferme (S_2) $\Rightarrow T_2 = 0.4 \text{ s}$.

η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule (4-3) comme suit :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0.7$$

ξ (%) : est le pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif, du type de la structure et de l'importance des remplissages. (Tab 4.2. RPA99/ version2003).

$$\text{D'ou : } \xi = 10 \% \quad \Rightarrow \quad \eta = \sqrt{\frac{7}{2+10}} = 0.76 \geq 0.7$$

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir des formules empiriques ou calculées par des méthodes analytiques ou numériques.

$$T = \min \left(C_T h_n^{3/4} ; \frac{0.09 h_n}{\sqrt{L}} \right)$$

C_T : coefficient en fonction du système de contreventement et du type de remplissage

$C_T = 0.05$ (contreventement est assuré partiellement ou totalement par voiles, RPA/ tableau 4.6).

L : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

sens x-x : $L_x = 29.65\text{m}$

$$T = 0.05 \times 43^{3/4} = 0.83 \text{ s}$$

$$T = \frac{0.09 \times 43}{\sqrt{29.65}} = 0.72 \text{ s}$$

$$T = \min(0.83 ; 0.72) = 0.72 \text{ s}$$

$$\text{On a: } T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \quad \Rightarrow \quad D_x = 2.5 \times 0.76 \left(\frac{0.4}{0.72}\right)^{2/3} = 1.26$$

Sens y-y : $L_y = 26.80\text{m}$

$$T = 0.05 \times 43^{3/4} = 0.83 \text{ s}$$

$$T = \frac{0.09 \times 43}{\sqrt{26.80}} = 0.75 \text{ s}$$

$$T = \min(0.87 ; 0.75) = 0.75 \text{ s}$$

$$\text{On a: } T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \quad \Rightarrow \quad D_y = 2.5 \times 0.76 \left(\frac{0.4}{0.75}\right)^{2/3} = 1.23$$

Facteur	Valeur
A	0.15
R	5
Q	1.2
D	1.86
W KN	30201.97

- Calcul de l'effort tranchant a la base :

Sens	V _{calculé} (KN)	0.8 x V _{calculé}	V _{ETABS}	condition
x-x	2022.32	3794.74	29272.64	CV
y-y	4630.48	3704.38	4646.64	CV

- Vérification de l'effet P-Delta :

L'effet P-Delta est un effet de second ordre (Non linéaire) qui se produit dans chaque structure ou les éléments sont soumis à des charges axiales. Cet effet est étroitement lié à la valeur de la force axiale appliquée (P) et au déplacement « delta » (Δ).

$$\theta_k = \frac{P_k \Delta_k}{V_k h_k} < 0.1$$

Tel que :

- $\theta_k < 0.10$: les effets de 2^{ème} ordre sont négligés.
- $0.10 < \theta_k < 0.20$: il faut augmenter les effets de l'action sismique calculés par un facteur égale à $1/(1 - \theta_k)$.
- $\theta_k > 0.20$: la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Avec :

P_K : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau K.

V_K : effort tranchant d'étage au niveau « K ».

Δ_K : déplacement relatif du niveau K par rapport au niveau « K-1 ».

h_K : hauteur de l'étage « K ».

Sens x-x :

Story	P_k (KN)	h_k (m)	Δ_{kx} (m)	V_{kx} (m)	θ_{kx}
ETG 8	3712.11	3.06	0.008	470.81	0.020
ETG 7	3554.85	3.06	0.008	806.57	0.011
ETG 6	3554.84	3.06	0.008	1062.53	0.008
ETG 5	3623.69	3.06	0.007	1272.89	0.006
ETG 4	3623.69	3.06	0.007	1443.62	0.005
ETG 3	3623.69	3.06	0.006	1576.63	0.004
ETG 2	4138.76	3.06	0.007	1691.02	0.005
ETG 1	4370.34	4.08	0	1775.36	0

Tableau IV.7: Justification vis A vis de l'effet P- Δ sens x-x.

Sens y-y :

Story	P _k (KN)	h _k (m)	Δ _{ky} (m)	V _{ky} (m)	θ _{ky}
ETG 8	3712.11	3.06	0.0010	522.03	0.002
ETG 7	3554.85	3.06	0.0005	901.07	0.0006
ETG 6	3554.84	3.06	0.0005	1180.28	0.0004
ETG 5	3623.69	3.06	0.0010	1406.89	0.0008
ETG 4	3623.69	3.06	0.0005	1596.01	0.0003
ETG 3	3623.69	3.06	0.005	1749.82	0.003
ETG 2	4138.76	3.06	0.0005	1886.82	0.0003
ETG 1	4370.34	4.08	0	1986.58	0

Tableau IV.8: Justification vis A vis de l'effet P- Δ sens y-y.

-Vérification des efforts normaux aux niveaux des poteaux (RPA 99/version 2003
Article 7.4.3.1) :

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$V = \frac{N_d}{B f_{c28}} \leq 0.3$$

Avec :

N_d : Effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

B: l'aire (section brute) de la section de béton.

f_{c28} : la résistance caractéristique du béton.

Pour les poteaux de (45x 45) :

$$N_d = 1727.11 \text{ KN}$$

$$V = \frac{1727.11 \times 10^3}{500 \times 500 \times 25} = 0.28 \leq 0.3$$

Condition vérifiée.

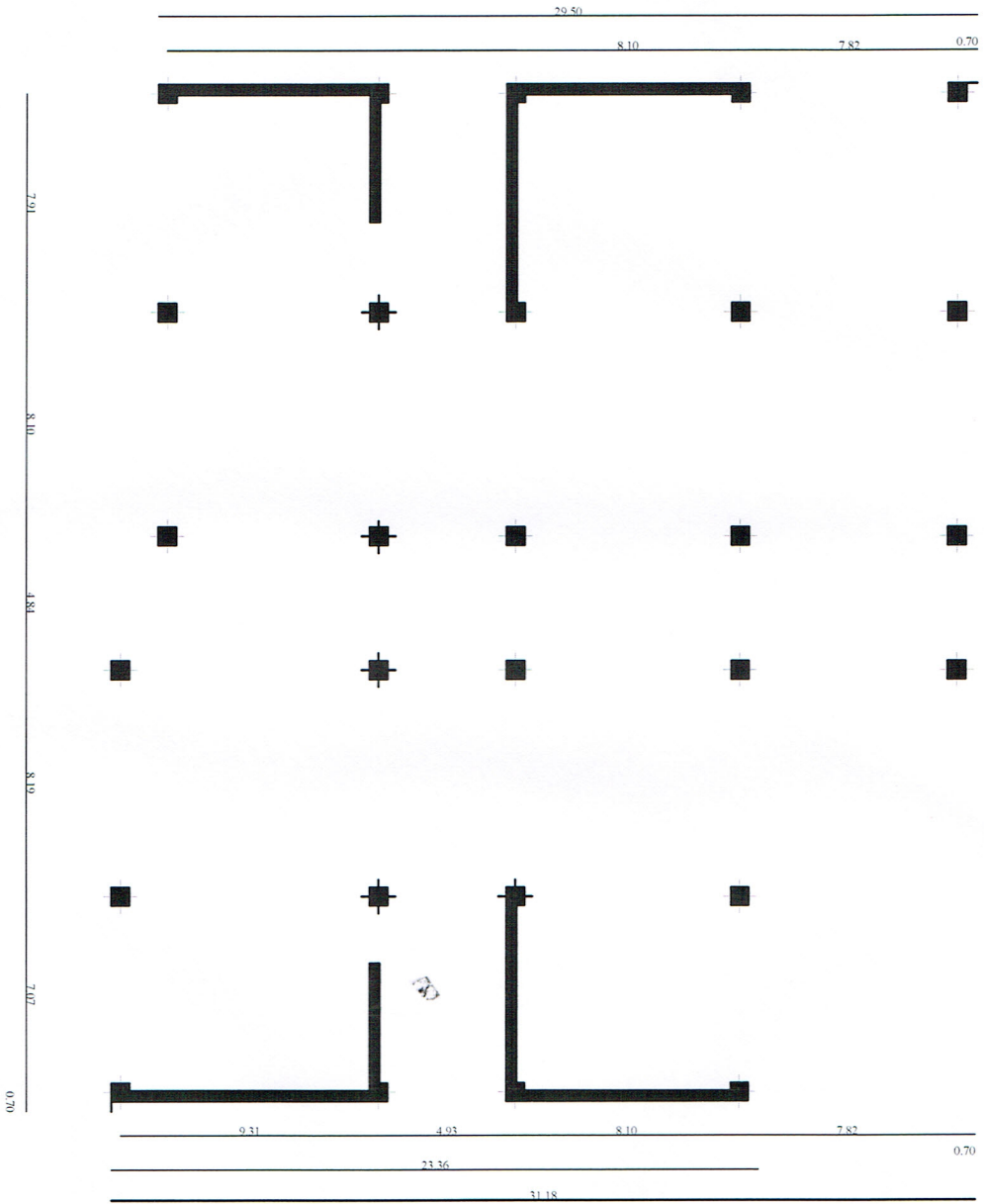
Conclusion :

D'après les résultats obtenus si dessus on peut conclure que :

- Le pourcentage de participation massique est vérifié.
- Les déplacements relatifs et le déplacement maximal sont vérifiés.
- L'excentricité est vérifiée.
- L'effort tranchant à la base est vérifié.
- L'effet P-Delta est vérifié.

Après avoir effectuée toutes les vérifications de RPA, on peut passer au ferrailage des éléments structuraux.

Diposition des voiles



Chapitre V
Ferraillage des Eléments

V.A Poteaux

V.1. Ferrailage des poteaux :

En flexion composée, l'effort normal est un effort de compression ou de traction et le moment qu'il engendre est un moment de flexion.

V.1.1.Introduction :

Les poteaux sont des éléments structuraux qui ont pour rôle la transmission des efforts des poutres vers la fondation.

Chaque poteau est soumis un effort N et à un moment fléchissant M, qui sont extrait à partir de logiciel ETABS (V9.6), ils sont donc calculés en flexion composé.

Les calculs se font en tenant compte de trois types de sollicitations :

- 1 - Effort normal maximal et le moment correspondant.
- 2 - Effort normal minimal et le moment correspondant.
- 3 - Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant.

• Les combinaisons considérées pour les calculs sont :

$1.35G+1.5Q \rightarrow$ à l'ELU.

$G+Q \rightarrow$ à l'ELS

$G+Q\pm E \rightarrow$ RPA99 révisée 2003.

$0.8G\pm E \rightarrow$ RPA99 révisée 2003.

V.1.2.Recommandations du RPA :

Armatures longitudinales : (R.P.A Art.7.5.2.2)

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Le diamètre minimal est de **12 mm**.

- La longueur minimale de recouvrement est de $40\Phi_L$ (zone IIa).
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser **25 cm en zone IIa.**
- Pour tenir compte de la réversibilité du séisme, les poteaux doivent être ferrailés symétriquement.

Pourcentage total minimum :

Le pourcentage minimal d'aciers est de **0.8%** de la section du béton (**0.8% bh**) :

Pourcentage total maximum :

Le pourcentage maximal d'aciers est de 4 % en zone courante et 6 % en zone de recouvrement :

	0.8% b h (cm ²)	4% b h (cm ²)	6% b h (cm ²)
Poteaux (45x45)	16.2	81	121.5
Poteaux (40x40)	12.8	64	96
Poteaux (35x35)	9.8	49	73.5

Tableau V.1.1 : la section minimale et maximale d'armature.

V.1.3. Calcul des armatures longitudinales à l'ELU :

Exposé de la méthode de calcul :

Pour la détermination des armatures longitudinales, trois cas peuvent être représentés.

- Section partiellement comprimée (SPC).
- Section entièrement comprimée (SEC).
- Section entièrement tendue (SET).

Calcul du centre de pression :

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

a- Section partiellement comprimée (SPC) :

La section est partiellement comprimée si l'une des relations suivantes est vérifiée :

- Le centre de pression se trouve à l'extérieur du segment limité par les armatures.
(Que ça soit un effort normal de traction ou de compression) :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} > \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

- Le centre de pression se trouve à l'intérieur du segment limité par les armatures et l'effort normal appliqué est de compression :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} < \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

Dans ce cas il faut vérifier la condition suivante:

$$N_u(d-c') - M_f \leq \left[0.337 - 0.81\frac{c'}{h}\right] bh^2f_{bc}$$

Avec :

N_u : effort de compression.

M_f : moment fictif.

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

Détermination des armatures :

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2f_{bc}} \quad \text{avec : } f_{bc} = \frac{0.85f_{c28}}{\theta\gamma_b}$$

-1er cas :

Si $\mu \leq \mu_1 = 0.392$ la section est simplement armée. ($A' = 0$)

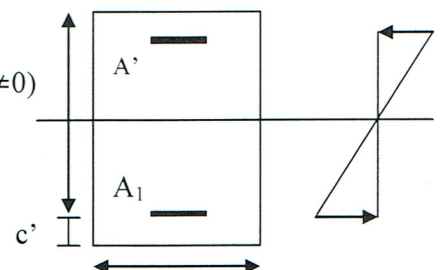
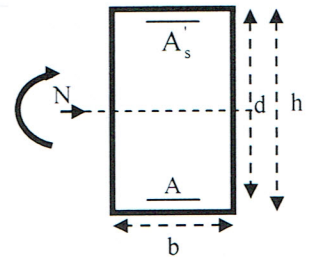
- Armatures fictives: $A_f = \frac{M_f}{\beta.d.\sigma_s}$
- Armatures réelles : $A = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s}$ Avec : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

-2^{ème} cas :

Si $\mu \geq \mu_1 = 0.392$ la section est doublement armée. ($A' \neq 0$)

On Calcul: $M_r = \mu_1 \cdot bd^2f_{bc}\sigma_{bc}$

$$\Delta M = M_f - M_r$$



Avec :

M_f : moment ultime pour une section simplement armée.

$$A_I = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d-c') \cdot \sigma_s}$$

$$A' = \frac{\Delta M}{(d-c') \cdot \sigma_s} \sigma_{st}$$

La section réelle d'armature :

$$A_s' = A'$$

$$A_s = A_I + \frac{N_u}{\sigma_s}$$

b- Section entièrement comprimée (SEC) :

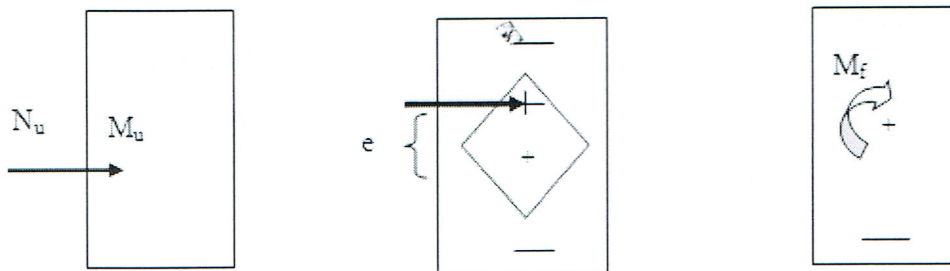
La section est entièrement comprimée si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} < \left(\frac{h}{2} - c \right)$$

$$N_u (d - c') - M_f > (0.337h - 0.81 \frac{c}{h}) bh^2 f_{bc}$$

Le centre de pression se trouve dans la zone délimitée par les armatures.

Deux cas peuvent se présenter :



-1^{er} cas :

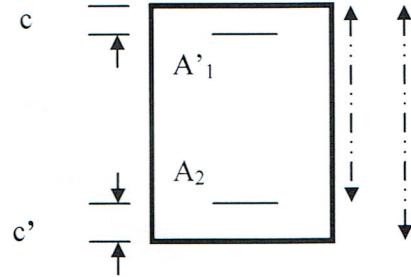
Si $N_u(d-c')-M_f \geq (0.5 - \frac{c'}{h}) bh^2 f_{bc}$ \longrightarrow la section est doublement armée

$A_2 > 0$ et $A_1 > 0$

La section d'armature :

$$A'_1 = \frac{M_f(d-0.5h)bh.f_{bc}}{(d-c')\sigma_s} d \quad h$$

$$A_2 = \frac{N_u - bh.f_{bc}}{\sigma_s} - A'_1$$



-2^{eme} cas :

Si $N_u(d-c')-M_f < (0.5 - \frac{c'}{h}) bh^2 f_{bc}$ \longrightarrow la section est simplement armée

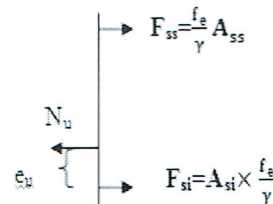
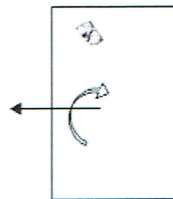
$A_2 > 0$ et $A_1 = 0$

$$A_2 = \frac{N_u - \psi bh f_{bc}}{\sigma_s} \quad \text{avec :} \quad \psi = \frac{0.3571 + \frac{N(d-c') - M_f}{bh^2 f_{bc}}}{0.8571 - \frac{c'}{h}}$$

b- Section entièrement tendue :

$$e_u = \frac{N_u}{M_u} \leq \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

$$\begin{cases} A_{si} = N_u \frac{\frac{h}{2} - c + e_u}{\sigma_{10}(d-c)} \\ A_{ss} = \left(\frac{N_u}{\sigma_{10}} - A_{si}\right) \end{cases}$$



Avec : $\sigma_{10} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ Mpa}$

Remarque :

Si $e_u = \frac{M_u}{N_u} = 0$ (excentricité nulle ; compression pure), le calcul se fera à l'état limite de

stabilité de forme et la section d'armature sera : $A = \frac{N_u - Bf_{bc}}{\sigma_s}$

Avec : B : Aire de la section du béton seul.

σ_s : Contrainte de l'acier.

Calcul du ferrailage des poteaux:

Sens xx :

niveau	poteau	N	M	OBS	As' (cm ²)	As (cm ²)	Amin (cm ²)	Ferrailage	A adopte (cm ²)
RDC+ Etagel	45x45	$N_{max}=-2125.11$	$M_{cor}=-8.079$	SPC	0	0	16.2	4HA20+4HA16	20.61
		$N_{min}=625.21$	$M_{cor}=1.333$	SEC	0	0			
		$N_{cor}=-1775.5$	$M_{max}=68.371$	SPC	2.24	0			
Etagel (2.3.4)	40x40	$N_{max}=-1571.31$	$M_{cor}=-12.359$	SPC	0	0	12.8	4HA16+4HA14	14.20
		$N_{min}=-285.63$	$M_{cor}=1.227$	SEC	0	0			
		$N_{cor}=-275.32$	$M_{max}=59.692$	SPC	0.65	0			
Etagel (5.6.7)	35x35	$N_{max}=-785.79$	$M_{cor}=-10.921$	SPC	0	0	9.6	8HA14	12.32
		$N_{min}=-36.1$	$M_{cor}=0.718$	SEC	0	0			
		$N_{cor}=-71.75$	$M_{max}=56.183$	SPC	3.65	0			

Tableau V.1.2 : Ferrailage des poteaux dans le sens (x-x).

Sens yy :

Niveau	poteau	N (KN)	M (KN.m)	OBS	As (cm ²)	As' (cm ²)	Amin (cm ²)	Ferrailage	A adopter (cm ²)
RDC et 1Etagel	45x45	$N_{max}=-2125.11$	$M_{cor}=-1.329$	SPC	0	0	16.2	4HA20+4HA16	20.61
		$N_{min}=285.63$	$M_{cor}=7.305$	SEC	0	0			
		$N_{cor}=-227.16$	$M_{max}=66.224$	SPC	0.35	0			
Etagel (2.3.4)	40x40	$N_{max}=-1571.31$	$M_{cor}=-2.842$	SPC	0	0	12.8	4HA16+4HA14	14.20
		$N_{min}=285.63$	$M_{cor}=7.305$	SEC	0	0			
		$N_{cor}=-120.58$	$M_{max}=66.224$	SPC	2.99	0			
Etagel (5.6.7)	35x35	$N_{max}=-785.79$	$M_{cor}=-3.626$	SPC	0	0	9.6	8HA14	12.32
		$N_{min}=36.10$	$M_{cor}=8.369$	SEC	0.16	0			
		$N_{cor}=-51.52$	$M_{max}=59.124$	SPC	4.03	0			

Tableau V.1.3 : ferrailage des poteaux dans le sens (y-y).

V.1.4. Vérifications à l'ELU :**Les armatures transversales :**

Les armatures transversales sont disposées de manière à empêcher tout mouvement des aciers longitudinaux vers les parois du poteau, leur but essentiel :

- Reprendre les efforts tranchants sollicitant les poteaux aux cisaillements.
- Empêcher le déplacement transversal du béton.

Les armatures transversales sont disposées dans les plans perpendiculaires à l'axe longitudinal.

Diamètre des armatures transversales : (Art A.8.1,3/BAEL91 modifiées 99)

$$\phi_t = \frac{\phi_l}{3} = \frac{20}{3} = 6.66 \text{ mm} \quad \phi_t = \mathbf{8 \text{ mm}} \quad \longrightarrow$$

ϕ_t : Diamètre max des armatures longitudinales.

Les armatures longitudinales des poteaux seront encadrées par deux cadres en $\phi 8$.
Soit ($A_t = 2,01 \text{ cm}^2$).

Espacement des armatures transversales :

- ❖ Selon le BAEL 91 (Art A8.1.3)

$$S_t \leq \min\{15\phi_l^{\min}; 15\text{cm}\}$$

Avec : a : la petite dimension transversale des poteaux

- ❖ Selon le RPA 99 version 2003 (Art 7.4.2.2)

- En zone courante :

$$S_t \leq \min\{15 \times 1.4; 15\text{cm}\}$$

soit : $S_t = 10\text{cm}$

- En zone nodal :

$S_t \leq 10 \text{ cm}$ soit : $S_t = 8 \text{ cm}$

Vérification de la quantité d'armatures transversales :

$$\text{Si } \lambda_g \geq 5 \dots\dots\dots A_t^{\min} = 0.3\% S_t \cdot b_1$$

$$\text{Si } \lambda_g \leq 3 \dots\dots\dots A_t^{\min} = 0.8\% S_t \cdot b_1$$

Si $3 < \lambda_g \leq 5 \dots\dots\dots$ interpoler entre les deux valeurs précédentes

Avec :

b_1 : Dimension de la section droite du poteau dans la direction considérée.

λ_g : Elancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a}$$

Avec : l_f : longueur de flambement du poteau.

$$l_f = 0.707 l_0$$

l_0 : Hauteur libre du poteau.

❖ **Poteaux (45 x 45)**

✓ RDC :

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0.707 \times 4.08}{0.45} = 6.41 > 5$$

$$\rho_a = 2.5$$

- Zone nodale : $A_t^{\min} = 0.003 \times 8 \times 45 = 1.08 \text{ cm}^2 \leq 2.01 \text{ cm}^2$ CV
- Zone courante : $A_t^{\min} = 0.003 \times 10 \times 45 = 1.35 \text{ cm}^2 \leq 2.01 \text{ cm}^2$ CV

❖ **Poteaux (45 x 45):**

✓ Etage 1 :

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0.707 \times 3.06}{0.45} = 4.80 < 5$$

$$\rho_a = 3.75 \quad \longrightarrow \quad \text{Interpolation} \quad \frac{A_t}{b \times S_t}$$

- Zone nodale : $A_t^{\min} = 0.005 \times 8 \times 45 = 1.8 \text{ cm}^2 \leq 2.01 \text{ cm}^2$ CV

- Zone courante : $A_t^{\min} = 0.004 \times 10 \times 45 = 1.8 \text{ cm}^2 \leq 2.01 \text{ cm}^2$ CV

❖ **Poteaux (40 x40):**

- ✓ Etage 2, 3 et 4:

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0.707 \times 3.06}{0.4} = 5.4 > 5$$

$$\rho_a = 2.5$$

- Zone nodale : $A_t^{\min} = 0.003 \times 8 \times 40 = 1.6 \text{ cm}^2 \leq 2.01 \text{ cm}^2$ CV
- Zone courante : $A_t^{\min} = 0.003 \times 10 \times 40 = 2 \text{ cm}^2 \leq 2.01 \text{ cm}^2$ CV

❖ **Poteaux (35 x35):**

- ✓ Etage 5,6 et 7 :

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0.707 \times 3.06}{0.35} = 6.18 > 5.83$$

$$\rho_a = 2.5$$

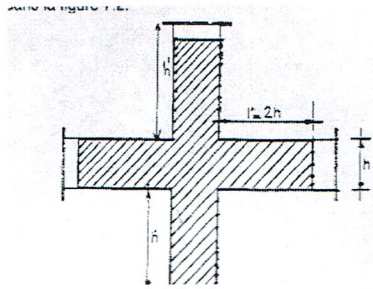
- Zone nodale : $A_t^{\min} = 0.003 \times 8 \times 35 = 0.84 \text{ cm}^2 \leq 2.01 \text{ cm}^2$ CV
- Zone courante : $A_t^{\min} = 0.003 \times 10 \times 35 = 1.05 \text{ cm}^2 \leq 2.01 \text{ cm}^2$ CV

Détermination de la zone nodale :

La zone nodale est constituée par le nœud poutre-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure ci-dessous.

$$h' = \text{Max}(h_e/6; b_1; h_1; 60) \quad (\text{Art.7.4.2.1})$$

h_e : la hauteur d'étage moins la hauteur de la poutre secondaire.



	H	h'
Poteaux (45 x 45)	4.08	$h' = \text{Max} \left(\frac{408-35}{6}; 35; 35; 60 \right) = 62.15\text{cm}$
Poteaux (45x 45)	3.06	$h' = \text{Max} \left(\frac{306-35}{6}; 45; 45; 60 \right) = 60\text{cm}$
Poteaux (35x 35)	3.06	$h' = \text{Max} \left(\frac{306-35}{6}; 40; 40; 60 \right) = 60\text{cm}$
Poteaux (35x 35)	3.06	$h' = \text{Max} \left(\frac{306-35}{6}; 35; 35; 60 \right) = 60\text{cm}$

Tableau V.1.4 : détermination de la zone nodal.

La longueur minimale des recouvrements est de:

Pour la zone IIa : $L_r = 40\Phi^{\text{max}}$

$\text{Ø}20 \rightarrow L_r = 40 \times 2 = 80\text{cm}$

$\text{Ø}16 \rightarrow L_r = 40 \times 1.6 = 64\text{cm}$

$\text{Ø}14 \rightarrow L_r = 40 \times 1.4 = 56\text{cm}$

Vérification des contraintes tangentielles (Art.7.4.3.2 /RPA99 version 2003) :

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante:

On doit vérifier : $\tau_b = \frac{T_u}{b d} \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_b \times f_{c28}$

Avec : $\lambda_g \geq 5 \left\{ \begin{array}{l} \rho_b = 0.075 \rightarrow \bar{\tau}_{bu} = 1.875\text{MPa} \quad \lambda_g < 5 \\ \rho_b = 0.04 \rightarrow \bar{\tau}_{bu} = 1\text{MPa} \end{array} \right.$

Poteau	h (m)	b (cm)	T (KN)	λg	ρ_b	τ_b	$\bar{\tau}_{bu}$	condition
45 × 45	4.08	45	50.48	6.41	0.075	0.25	1.875	CV
45 × 45	3.06	45	50.48	4.80	0.040	0.25	1.00	
40 × 40	3.06	40	35.09	5.40	0.075	0.22	1.875	CV
35 × 35	3.06	35	36.40	6.18	0.075	0.30	1.875	CV

Tableau V.1.5 : Vérification des contraintes tangentielles

V.1.5. Vérifications à l'ELS :

A. Vérification des contraintes a l'ELS :

La vérification d'une section en béton armé à l'ELS consiste à démontrer que les contraintes maximales dans le béton σ_{bc} et dans les aciers σ_{st} sont au plus égales aux contraintes admissibles $\bar{\sigma}_{bc}$ et $\bar{\sigma}_{st}$.

$$\begin{cases} \sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_s = 348 \text{ Mpa} \\ \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \end{cases}$$

Le calcul des contraintes du béton et d'acier se fera dans les deux directions x-x et y-y.

Deux cas peuvent se présenter :

Si $e_s = \frac{M_s}{N_s} \leq \frac{h}{6} \Rightarrow$ Section entièrement comprimée.

Si $e_s = \frac{M_s}{N_s} \geq \frac{h}{6} \Rightarrow$ Section partiellement comprimée.

❖ Vérification d'une section entièrement comprimée :

- On calcul l'air de la section homogène totale : $S = bh + 15(A_s + A'_s)$
- On détermine la position du centre de gravité

$$X_G = 15 \frac{A'_s(0.5h - d') - A_s(d - 0.5h)}{bh + 15(A_s + A'_s)}$$

- On calcul l'inertie de la section homogène totale :

$$I = \frac{bh^3}{12} + bhX_G^2 + [A'_s(0.5h - d' - X_G)^2 - A_s(d - 0.5h + X_G)^2]$$

- Les contraintes dans le béton sont :

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{N_s}{S} + \frac{N_s(e_s - X_G)\left(\frac{h}{2} - X_G\right)}{I}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{N_s}{S} - \frac{N_s(e_s - X_G)\left(\frac{h}{2} - X_G\right)}{I}$$

Remarque :

Si les contraintes sont négatives on refait le calcul avec une section partiellement comprimée.

❖ **Vérification d'une section partiellement comprimée :**

Pour calculer la contrainte du béton on détermine la position de l'axe neutre :

$$y_1 = y_2 + L_C$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} y_1 : \text{la distance entre l'axe neutre à l'ELS et la fibre la plus comprimée.} \\ y_2 : \text{la distance entre l'axe neutre à l'ELS et le centre de pression } C_p. \end{array} \right.$$

L_C : la distance entre le centre de pression C_p et la fibre la plus comprimée.

y_2 : est à déterminer par l'équation suivante : $y_2^3 + py_2 + q = 0$

$$\text{Avec : } \left\{ \begin{array}{l} L_C = \frac{h}{2} + C_s \\ P = -3L_C^2 - \frac{90A'_s}{b}(L_C - c') + \frac{90A_s}{b}(d - L_C) \\ q = -2L_C^3 - \frac{90A'_s}{b}(L_C - c')^2 + \frac{90A_s}{b}(d - L_C) \end{array} \right.$$

La solution de l'équation est donnée par la méthode suivante :

On calcul : $\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}$.

- Si $\Delta \geq 0 \Rightarrow$ alors il faut calculer :

$$t = 0.5 (\sqrt{\Delta} - q), \quad u = t^{\frac{1}{3}}, \quad y_2 = u - \frac{p}{3u}$$

- Si $\Delta \leq 0 \Rightarrow$ L'équation admet trois racines :

$$\left\{ \begin{array}{l} y_2^1 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3}\right) \\ y_2^2 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 120\right) \\ y_2^3 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 240\right) \end{array} \right.$$

Avec : $\cos \varphi = \frac{3q}{2q\sqrt{|P|}}$ et $a = \sqrt{\frac{|P|}{3}}$

On tiendra pour y_2 la valeur positive ayant un sens physique tel que : $0 < y_1 = y_2 + Lc < h$

$$I = \frac{b}{S} y_1^3 + 15 [A_s (d - y_1)^2 + A'_s (y_1 + c')^2]$$

Finalement : $\sigma_{bc} = \frac{y_2 N_s}{I} Y_1 \leq \bar{\sigma}_{bc}$

Les contraintes obtenues sont :

σ_{bs} : Contrainte max dans la fibre supérieure du béton.

σ_{ss} : Contrainte max dans les aciers supérieure.

σ_{bi} : Contrainte max dans la fibre inférieure du béton.

σ_{si} : Contrainte max dans les aciers inférieure.

Vérification des contraintes à l'ELS sens transversal

NIV	N (KN)	M (KN.m)	b x h	σ_{b1}	σ_{b2}	$\bar{\sigma}_b$	σ_{s1}	σ_{s2}	$\bar{\sigma}_s$	Obs
RDC+ Etage 1	$N_{max}=1543.21$	$M_{cor}=-5.842$	45x45	7.13	6.53	15	106.5	98.4	348	CV
	$N_{min}=-48.17$	$M_{cor}=-25.527$		2.05	0		26.8	-55.7		
	$N_{cor}=-129.49$	$M_{max}=49.531$		4.06	0		53.8	-90.3		
Etage (2.3.4)	$N_{max}=1141.60$	$M_{cor}=-9.252$	40x40	7.15	5.77	15	106.3	87.6	348	CV
	$N_{min}=-134.08$	$M_{cor}=-0.09$		0.77	0.75		11.5	11.3		
	$N_{cor}=-311.39$	$M_{max}=37.384$		4.78	0		67	-19.8		
Etage (5.6.7)	$N_{max}=-571.06$	$M_{cor}=-8.187$	35x35	5.26	3.35	15	77.3	51.8	348	CV
	$N_{min}=-14.05$	$M_{cor}=-0.313$		0.14	0.07		2.08	1.1		
	$N_{cor}=-79.61$	$M_{max}=37.60$		7.65	0		92.2	258.3		

Tableau V.1.6 : vérifications à l'ELS (sens x-x).

NIV	N (KN)	M (KN.m)	b x h	σ_{b1}	σ_{b2}	$\bar{\sigma}_b$	σ_{s1}	σ_{s2}	$\bar{\sigma}_s$	Obs
RDC+ Etage 1	$N_{max}=1543.21$	$M_{cor}=-0.963$	45x45	6.88	6.78	15	103.1	101.8	348	CV
	$N_{min}=-48.17$	$M_{cor}=-2.239$		0.33	0.1		4.76	1.63		
	$N_{cor}=-647.14$	$M_{max}=20.435$		3.91	1.82		57.2	28.7		
Etage (2.3.4)	$N_{max}=1141.60$	$M_{cor}=-2.105$	40x40	6.62	6.3	15	99	94.8	348	CV
	$N_{min}=-134.08$	$M_{cor}=-9.197$		1.47	0.07		20.7	2.1		
	$N_{cor}=-311.39$	$M_{max}=32.578$		4.3	0		60.5	9.87		
Etage (5.6.7)	$N_{max}=-571.06$	$M_{cor}=-2.666$	35x35	4.62	3.99	15	68.7	60.4	348	CV
	$N_{min}=-14.05$	$M_{cor}=-0.523$		0.17	0.04		2.4	0.78		
	$N_{cor}=-79.61$	$M_{max}=36.055$		7.35	0		88.7	-243.6		

Vérification des contraintes à l'ELS sens longitudinal

Tableau V.1.7 : vérifications à l'ELS (sens y-y).

B. Condition de non fragilité :

$$A_{MIN} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} \left[\frac{e_s - 0.445 \cdot d}{e_s - 0.185 \cdot d} \right]$$

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

Sens x-x :

niveau	N (KN)	M(KN.m)	e_s	A_{min} (cm^2)	A adopter (cm^2)	OBS
RDC+ Etage 1	$N_{max}=-2125.11$	$M_{cor}=-8.079$	0.0038	5.90	20.61	CV
	$N_{min}=625.21$	$M_{cor}=-1.333$	0.0021	5.83		CV
	$N_{cor}=-1775.5$	$M_{max}=68.371$	0.0385	8.94		CV
Etage (2.3.4)	$N_{max}=-1571.31$	$M_{cor}=-12.359$	0.0078	4.84	14.20	CV
	$N_{min}=-285.63$	$M_{cor}=1.227$	0.00420	4.68		CV
	$N_{cor}=-275.32$	$M_{max}=59.692$	0.2168	0.55		CV
Etage (5.6.7)	$N_{max}=-785.79$	$M_{cor}=-10.921$	0.0138	4.02	12.32	CV
	$N_{min}=-36.10$	$M_{cor}=-0.718$	0.0198	4.40		CV
	$N_{cor}=-71.75$	$M_{max}=56.183$	0.7830	1.22		CV

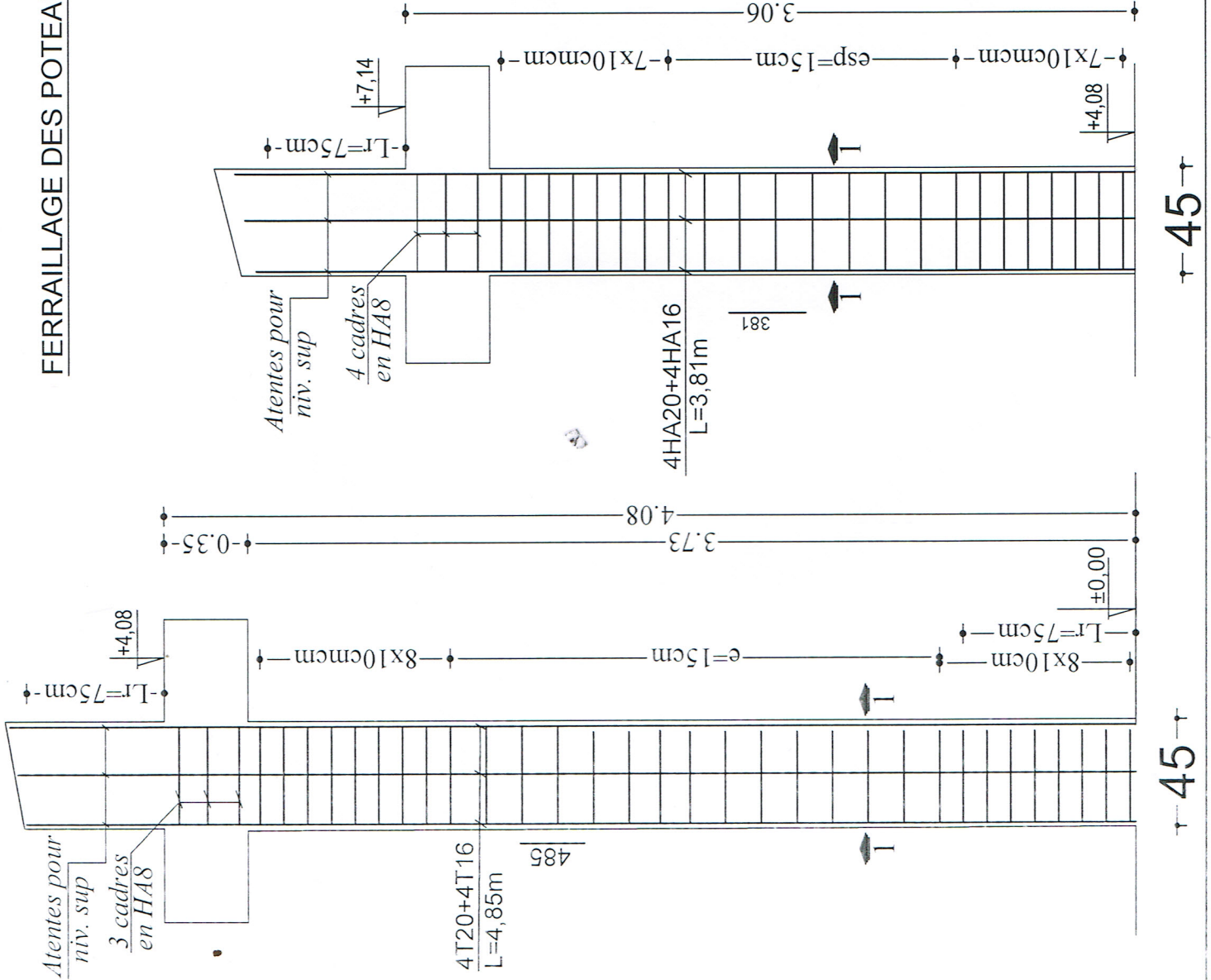
Tableau V.1.8 : vérifications Condition de nom fragilité (sens x-x).

Sens y-y :

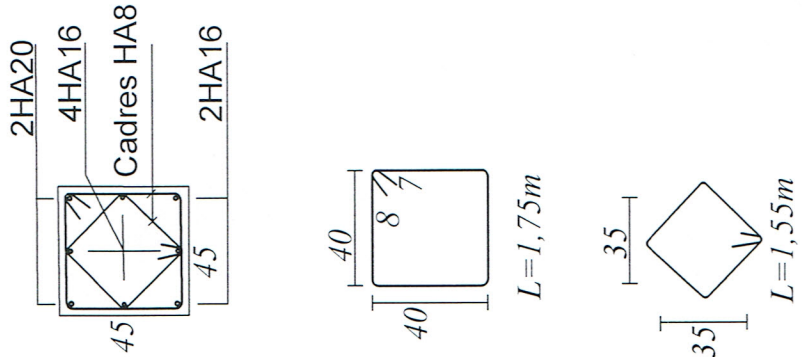
niveau	N (KN)	M(KN.m)	e_s	A_{min} (cm^2)	A adopter (cm^2)	OBS
RDC+ Etage 1	$N_{max}=-2125.11$	$M_{cor}=-1.329$	0.0006	5.77	20.61	CV
	$N_{min}=285.63$	$M_{cor}=7.305$	0.0255	7.35		CV
	$N_{cor}=-227.16$	$M_{max}=66.224$	0.2915	1.05		CV
Etage (2.3.4)	$N_{max}=-1571.31$	$M_{cor}=-2.842$	0.0018	4.58	14.20	CV
	$N_{min}=285.63$	$M_{cor}=7.305$	0.0255	6.03		CV
	$N_{cor}=-120.58$	$M_{max}=66.224$	0.5492	1.44		CV
Etage (5.6.7)	$N_{max}=-785.79$	$M_{cor}=-3.626$	0.0046	3.60	12.32	CV
	$N_{min}=36.10$	$M_{cor}=8.369$	0.2318	0.66		CV
	$N_{cor}=-51.52$	$M_{max}=59.124$	1.1475	1.28		CV

Tableau V.1.9 : vérifications Condition de nom fragilité (sens y-y).

FERRAILLAGE DES POTEAUX DE RDC ET 1ere ETAGE :



COUPE 1-1 :



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOU MAMMERI DE TIZI OUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

TITRE

FERRAILLAGE DES POTEAUX
DE RDC ET 1ere ETAGE :

ETUDIE PAR:

Melle HANOUTI KAMILIA
Melle OULD CHABANE FATIHA

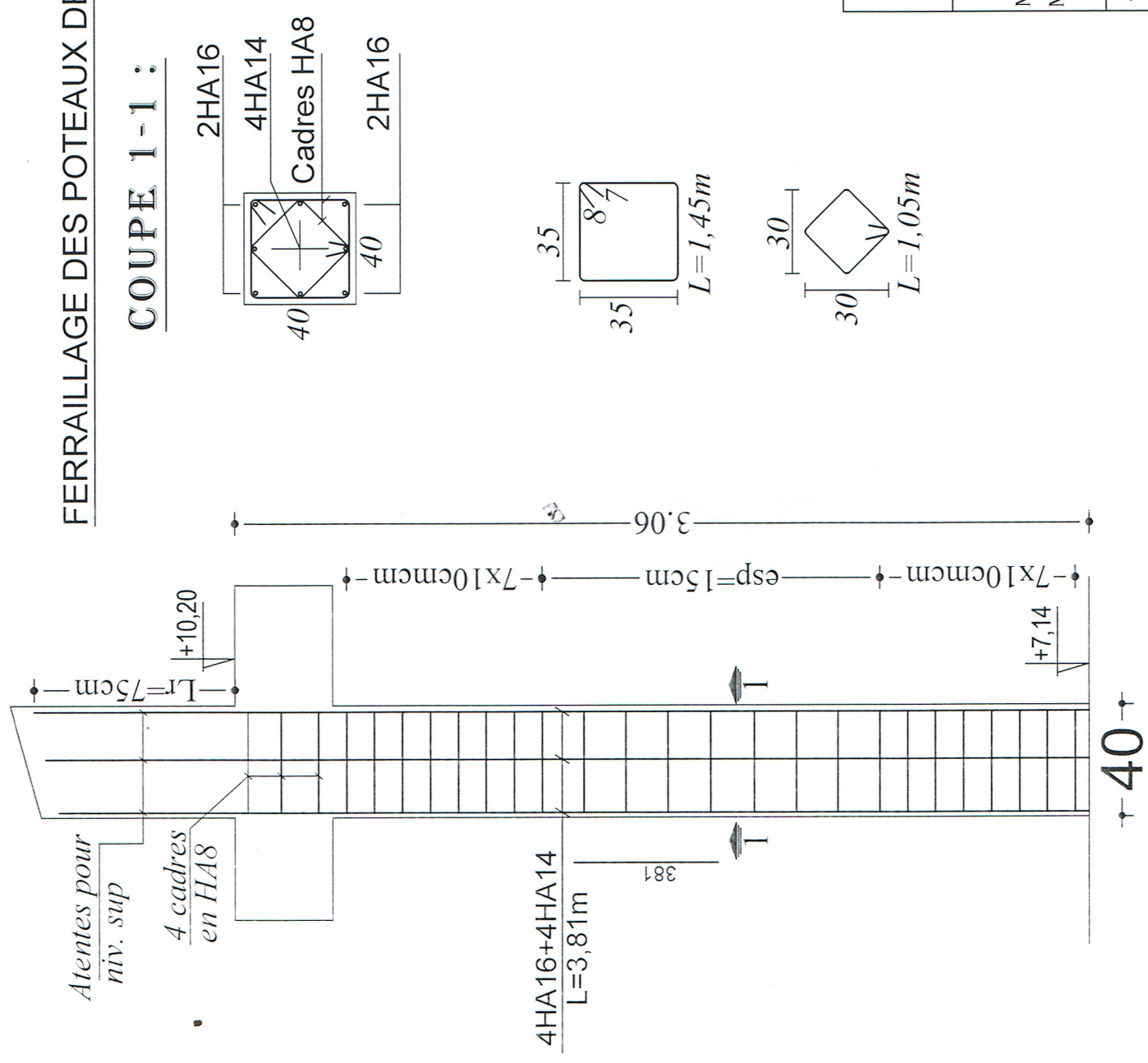
DIRIGE PAR:

Mr ILLOULI

PROMOTION 2017

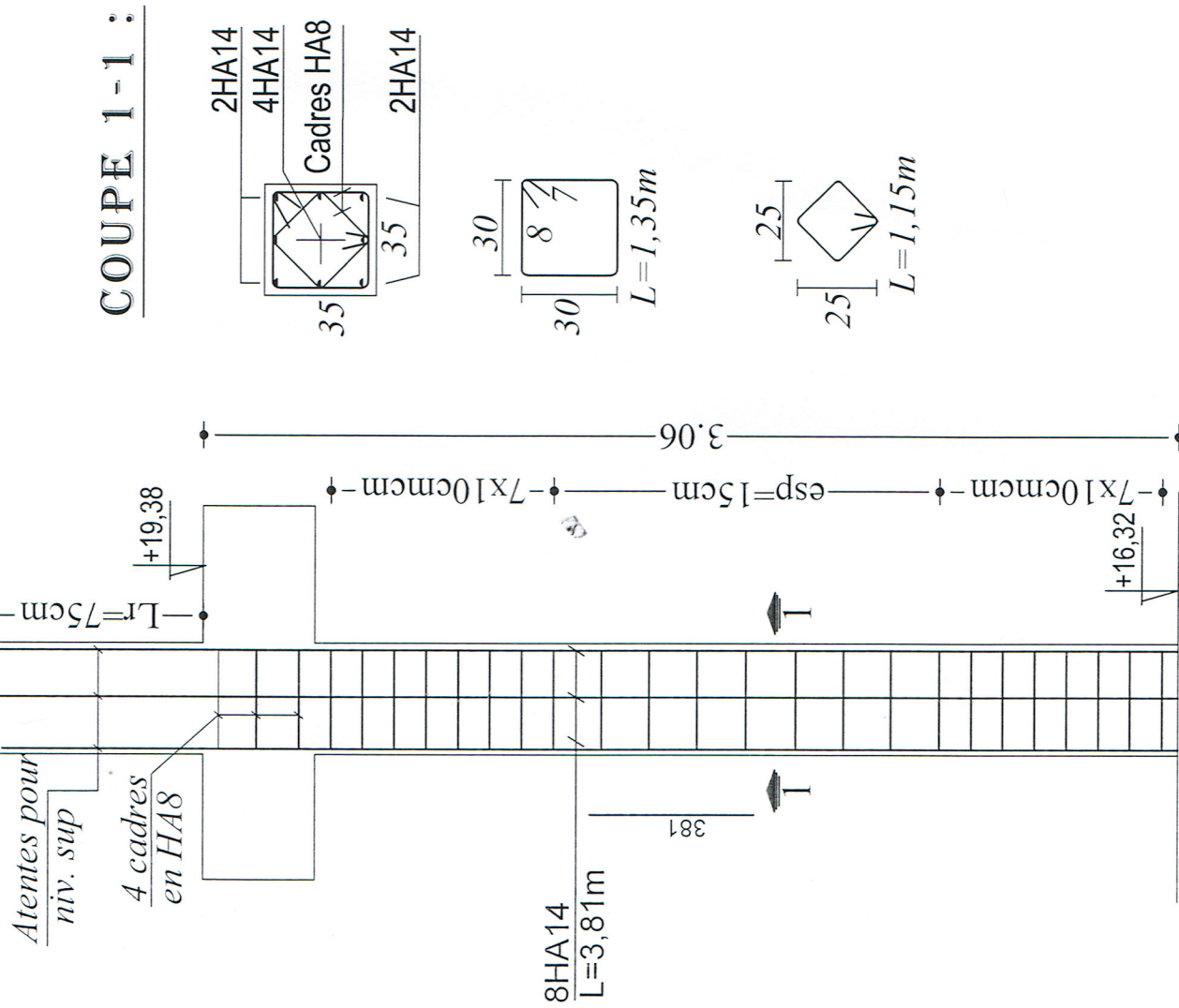
FERRAILLAGE DES POTEAUX DE 2eme ,3eme ,4eme ETAGE :

COUPE 1-1 :



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOU MAMMARI DE TIZI OUZOU FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
ETUDIE PAR: Melle HANOUTI KAMILIA Melle OULD CHABANE FATIHA	TITRE FERRAILLAGE DES POTEAUX DE 2eme ,3eme ,4eme ETAGE :
DIRIGE PAR: Mr ILLOULI	PROMOTION 2017

FERRAILLAGE DES POTEAUX DE 5eme ,6eme , 7eme ETAGE:



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	ETUDIE PAR: Melle HANOUDI KAMILIA Melle OULD CHABANE FATIHA	TITRE FERRAILLAGE DES POTEAUX DE 5eme ,6eme, 7eme ETAGE:
DIRIGE PAR: Mr ILLOULI	PROMOTION 2017	

VI.B Ferrailage des poutres :

Introduction :

Les poutres en béton armée, sont des éléments structuraux non exposés aux intempéries, sollicités par des moments de flexion et des efforts tranchants. Leur calcul se fera en flexion simple en considérant la fissuration comme étant peu nuisible, et leur ferrailage se fera en fonction des efforts calculés par **ETABS** qui résultent des combinaisons de charge les plus défavorables, décrites par le **RPA 99 version 2003** et le **BAEL 91/99** :

Combinaison fondamentale

$$\left. \begin{array}{l} 1,35G + 1,5Q \text{ à L'ELU} \\ G + Q \text{ à L'ELS} \end{array} \right\} \text{BAEL 91}$$

Combinaisons accidentelle

$$\left. \begin{array}{l} G + Q \mp E \\ 0,8G \mp E \end{array} \right\} \text{RPA 99/Version 2003}$$

VI. B.1 Recommandations du RPA99/ version 2003 :

a) Armatures longitudinales (Art 7.5.2.1 RPA / version 2003):

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de **0,5 %** en toute section.

- Poutres Principales : **(40 x 35)** : $A_{\min} = 0,005 \times 40 \times 35 = 7 \text{ cm}^2$
- Poutres Secondaires : **(30 x 35)** : $A_{\min} = 0,005 \times 30 \times 35 = 5,25 \text{ cm}^2$

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- **4 %** en zone courante

- **6 %** en zone de recouvrement

- Poutres Principales **(40x 35)** :

En zone courante $A_{\max} = 0,04 \times 40 \times 35 = 56 \text{ cm}^2$

En zone de recouvrement $A_{\max} = 0,06 \times 40 \times 35 = 84 \text{ cm}^2$

- Poutres Secondaire (30 x 35) :

En zone courante $A_{\max} = 0,04 \times 30 \times 35 = 42 \text{ cm}^2$

En zone de recouvrement $A_{\max} = 0,06 \times 30 \times 35 = 63 \text{ cm}^2$

- Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.
- La longueur minimale de recouvrement est de : $40 \emptyset$ en zone I et II

$50 \emptyset$ en zone III

b) Armatures transversales (Art 7.5.2.2 RPA 99/ version 2003) :

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \times s \times b$$

L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

- Dans la zone nodale et en travée (si les armatures comprimées sont nécessaires) :
 $\min \left(\frac{h}{4}, 12 \emptyset \right)$
- En dehors de la zone nodale : $s \leq \frac{h}{2}$

La valeur du diamètre \emptyset_1 des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

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

VI.B.2 étapes de calcul du ferrailage à L'ELU :

Les poutres sont ferrillées en flexion simple. Elles sont calculées en travées puis aux appuis sous les sollicitations les plus défavorables.

Soit :

A_{st} : Section d'acier inférieure tendue,

A_{sc} : Section d'acier supérieure la plus comprimée,

M_u : Moment de flexion,

h : Hauteur de la section du béton,

b : Largeur de la section du béton

d : Hauteur utile $d = h - c$,

c ; c' : Distance entre la fibre la plus tendue et le centre de gravité des armatures tendues.

➤ Calcul du moment réduit

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

On a deux cas :

1^{er} cas : Section simplement armée : $A_c = 0$

Si $\mu < \mu_i = 0,392$ la section d'acier nécessaire sera donnée par la formule suivante :

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$$

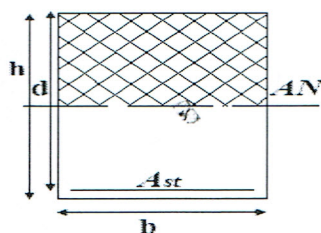


Figure VI.B.1 : section simplement armée.

2^{eme} cas : Section doublement armée : $A_c \neq 0$

Si $\mu > \mu_i = 0,392$ la section d'acier nécessaire seront données par les formules suivant :

$$A_{st} = \frac{M_e}{\beta_e \times d \times \sigma_{st}} + \frac{\Delta M}{(d-c) \times \sigma_{st}} \quad ; \quad A_{sc} = \frac{\Delta M}{(d-c') \times \sigma_{st}}$$

Avec : $M_e = \mu_e \times b \times d^2 \times f_{bu}$

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \gamma_b}$$

$$\Delta M = M_u - M_e$$

M_u : Moment sollicitant.

M_e : Moment limite pour qu'une section soit simplement armée.

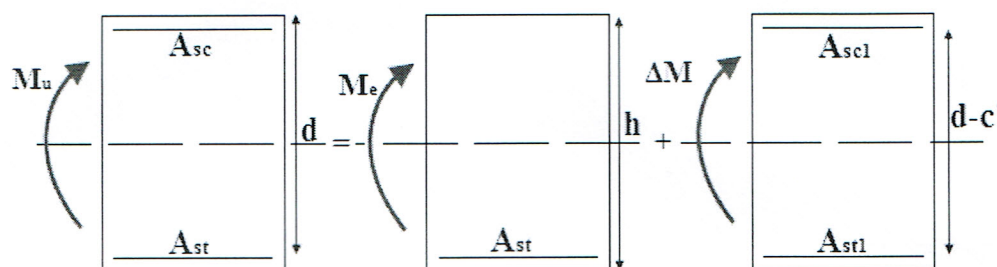


Figure VI.B.2 : section doublement armée.

On utilisera dans nos calculs les paramètres suivant :

	f_{c28} (MPa)	f_e (MPa)	f_{bu} (MPa)	γ_b	γ_s	θ	σ_{st} (MPa)
Situation Accidentelle	25	400	21,73	1,15	1	0,85	400
Situation Courante	25	400	14,2	1,5	1,15	1	348

TAB VI.B.1 : Tableau récapitulatif des paramètres de calculs.

VI.B.3 Ferrailage des poutres :

Après avoir extrait les moments, nous avons ferrailé comme suit on prend les moments max soit aux appuis soit en travée.

Note :

En raison des coefficients de sécurité qui diffèrent, une distinction sera faite entre les moments à l'ELU et ceux des combinaisons accidentelles.

M_{ELU} : Moment max à l'ELU

M_{ACC} : Moment max dû aux combinaisons accidentelles.

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

- Les poutres principales :
- ✓ En travée :

zone	Comb	M_{sa} (KN.m)	μ	Obs	β	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	ferrailage	A_{adop} (cm ²)
Zone I (RDC+Etg1)	ELU	68.331	0.096	SSA	0.949	5.44	7.00	3HA14+3HA12	8.01
Zone II (2, 3,4)	G+Q+EY	81.417	0.113	SSA	0.939	6.55	7.00	3HA14+3HA12	8.01
Zone III (5, 6,7)	G+Q+EY	84.909	0.118	SSA	0.937	6.85	7.00	3HA14+3HA12	8.01

Tableau VI.B.2: ferrailage des poutres principales en travée.

- ✓ Aux appuis :

zone	comb	M_{sa} (KN.m)	μ	obs	β	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	Ferrailage	A_{adop} (cm ²)
Zone I (RDC+Etg1)	ELU	92.391	0.128	SSA	0.931	7.50	7.00	3HA14+3HA16	10.65
Zone II (2, 3,4)	ELU	108.427	0.152	SSA	0.915	8.96	7.00	3HA14+3HA16	10.65
Zone III (5, 6,7)	ELU	121.787	0.170	SSA	0.906	10.16	7.00	3HA14+3HA16	10.65

Tableau VI.B.3: ferrailage des poutres principales aux appuis.

- Poutres secondaires :

✓ En travée :

zone	comb	M_{sa} (KN.m)	μ	Obs	β	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	Ferrailage	A_{adop} (cm ²)
Zone I (RDC+Etg1)	G+Q+EX	49.296	0.106	SSA	0.944	4.54	5.25	3HA14+3HA16	10.65
Zone II (2, 3,4)	G+Q+EX	68.487	0.148	SSA	0.919	6.48	5.25	3HA14+3HA16	10.65
Zone III (5, 6,7)	G+Q+EX	68.076	0.146	SSA	0.921	6.43	5.25	3HA14+3HA16	10.65

Tableau VI.B.4: ferrailage des poutres secondaires en travée.

✓ Aux appuis :

zone	comb	M_{sa} (KN.m)	μ	Obs	β	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	ferrailage	A_{adop} (cm ²)
Zone I (RDC+Etg1)	G+Q+EX	93.167	0.200	SSA	0.887	9.14	5.25	3HA16+3HA20	15.45
Zone II (2, 3,4)	G+Q+EX	123.216	0.266	SSA	0.842	12.74	5.25	3HA16+3HA20	15.45
Zone III (5, 6,7)	G+Q+EX	122.589	0.264	SSA	0.843	12.66	5.25	3HA16+3HA20	15.45

Tableau VI.B.5: ferrailage des poutres secondaires aux appuis.

VI.B 3.1 Vérification à l'ELU :

- 1) Condition de non fragilité du béton de la section minimale :(Art B.4.2.1 BAEL 91 modifiée99).

Le ferrailage de la poutre doit satisfaire la C.N.F : $A_{st} \geq A_{st}^{min}$

❖ Calcul de la section minimale.

$$A_{st}^{\min} \geq \frac{0,23 b d f_{t28}}{f_e} \text{ Avec : } f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$\checkmark \text{ Poutres principales : } A_{st}^{\min} \geq \frac{0,23 \times 35 \times 37 \times 2,1}{400} = 1,56 \text{ cm}^2$$

*Aux appuis :

$$A_{\text{Adopte}} = 10,65 \text{ cm}^2 > A_{st}^{\min} = 1,56 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée.}$$

En travées :

$$A_{\text{Adopte}} = 8,01 \text{ cm}^2 > A_{st}^{\min} = 1,56 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\checkmark \text{ Poutres Secondaire : } A_{st}^{\min} \geq \frac{0,23 \times 30 \times 32 \times 2,1}{400} = 1,16 \text{ cm}^2$$

Aux appuis :

$$A_{\text{Adopte}} = 15,45 \text{ cm}^2 > A_{st}^{\min} = 1,16 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

En travées :

$$A_{\text{Adopte}} = 10,65 \text{ cm}^2 > A_{st}^{\min} = 1,16 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration dans le cas des poutres étant considéré peu nuisible, alors cette vérification n'est pas nécessaire.

2) Justification de l'effort tranchant :

Les poutres soumises à des efforts tranchants sont justifiées vis-à-vis de l'état limite ultime, cette justification est conduite à partir de la contrainte tangente « τ_u », prise conventionnellement égale à :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d}$$

T_u^{\max} : effort tranchant maximal a l'ELU

- **poutre principale:** $T_u^{\max} = 11.099 \text{ kN}$.

$$\tau_u = \frac{11.099 \times 10^{-3}}{0,35 \times 0,37} = 0.099 \text{ MPa}$$

- **poutre secondaire:** $T_u^{\max} = 9.762 \text{ kN}$.

$$\tau_u = \frac{9.762 \times 10^{-3}}{0,30 \times 0,32} = 0.102 \text{ MPa}$$

c) Influence de l'effort tranchant sur le béton au niveau des appuis :

$$T_u \leq \bar{T}_u = 0.4 \times \frac{0.9 \times b \times d \times f_{c28}}{1.5}$$

Poutre principale : $T_u = 11.099 \text{ kN} < \bar{T}_u = 0.4 \times \frac{0.9 \times 0.35 \times 0.37 \times 25 \times 10^3}{1.5} = 777 \text{ kN}$

Poutre secondaire : $T_u = 9.762 \text{ kN} < \bar{T}_u = 0.4 \times \frac{0.9 \times 0.30 \times 0.32 \times 25 \times 10^3}{1.5} = 576 \text{ kN}$

2) Vérification de la contrainte d'adhérence : (BAEL91/Art 6.1.3)

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9d \sum u_i} \leq \bar{\tau}_{se}$$

$$\Psi f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

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

- **poutres principale :**

$$\sum u_i = n\phi\pi = (3 \times 14 + 3 \times 16) \times 3.14 = 282.6 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{11.099 \times 10^3}{0.9 \times 370 \times 282.6} = 0.118 \text{ MPa} < 3.15 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

- **Poutres secondaire :**

$$\Sigma u_i = n\phi\pi = (3 \times 16 + 2 \times 20) \times 3.14 = 339.12 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{9.762 \times 10^3}{0.9 \times 320 \times 339.12} = 0.099 \text{ MPa} < 3.15 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

3) Ancrage des barres :

-Longueur de scellements(Art. A.6.1,22/BAEL91).

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

avec: $\tau_{su} = 0.6\Psi^2 f_{t28} = 0.6 \times (1.5^2) \times 2.1 = 2.84 \text{ MPa.}$

pour les **HA16** $l_s = \frac{1.6 \times 400}{4 \times 2.84} = 56.33 \text{ cm.}$

pour les **HA20** $l_s = \frac{2 \times 400}{4 \times 2.84} = 70.42 \text{ cm.}$

Les règles de BAEL (Art A.6.1,253/BAEL91) admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne : terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la portée mesurée hors crochet est au moins égal à 0.4 l_s pour les aciers HA.

Pour les **HA16** $L_a = 0.4 \times 56.33 = 22.53 \text{ cm} \rightarrow L_a = 25 \text{ cm}$

Pour les **HA20** $L_a = 0.4 \times 70.42 = 28.16 \text{ cm} \rightarrow L_a = 30 \text{ cm}$

4) Calcul des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \left(\frac{h}{35} ; \phi_l ; \frac{b}{10} \right) \right\}$$

Poutre principales :

$$\phi_t = \min\{1; 1.4; 3\} = 1 \text{ cm.}$$

On prend : $\phi_t = 8 \text{ mm}$

On choisira 1 cadre + 1 étrier soit $A_t = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}$

5) Calcul des espacements :

1)	Zone	nodale :
$S_t \leq \min \left\{ \frac{h_t}{4}; 12\phi_l; 30\text{cm} \right\}$		
- Poutre principales de (35x40) :	$S_t=10\text{cm}$	Soit $S_t = 10\text{cm}$
-Poutre secondaire de (30x35) :	$S_t=8.75\text{cm}$	Soit $S_t = 10\text{cm}$

2)	Zone	courante :
$S_t \leq \frac{h}{2}$		
-Poutre principales de (35x40) :	$St=20\text{cm}$	Soit $S_t = 15 \text{ cm}$
-Poutre secondaire de (30x35) :	$St=17.5\text{cm}$	Soit $S_t=15\text{cm}$

$A_t = 2.01 > 1.35\text{cm}^2 \rightarrow$ **condition vérifiée**

3) Délimitation de la zone nodale :

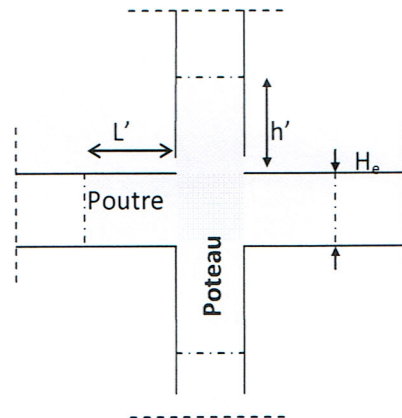
$$h' = \max \left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60\text{cm} \right)$$

$L'=2xh$

h : hauteur de la poutre.

b_1 et h_1 : dimensions du poteau.

h_e : hauteur entre nus des poutres.



On aura :

Figure.VI.B.3 Délimitation de la zone nodale.

- $L'=2x40=80[\text{cm}]$: poutre principale de (35x40)

- $L'=2x35=70[\text{cm}]$: poutre principale de (30x35)

6) armatures transversales minimales :

Selon le RPA 99/version2003 la section d'armatures transversale doit vérifier :

- Poutres principale :

$$A_t \geq A_t^{\min} = 0,003 \times St \times b = 0,003 \times 15 \times 35 = 1,57\text{cm}^2$$

$$A_t = 2,01\text{cm}^2 > 1,57\text{cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

- poutres secondaire :

$$A_t \geq A_t^{\min} = 0,003 \times St \times b = 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35\text{cm}^2$$

$$A_t = 2,01\text{cm}^2 > 1,35\text{cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifié}$$

VI.B.3.2) Vérifications à l'ELS :

a) Vérification de la résistance du béton à la compression $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPae}$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} \quad \text{avec} \quad \sigma_s = \frac{M_a}{\beta_1 \times d \times A_a}$$

β_1 et k_1 en fonction de

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{b \times d}$$

Les résultats sont donnés par les tableaux suivants :

- Poutres principales :

Zone		M_s	A_s	ρ_1	β_1	K_1	σ_s	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	Obs
RDC+ étage 1	Travée	49.33	8.01	0,817	0,871	23.76	252.52	10.62	15	CV
	Appuis	-66.72	10.65	1.086	0.856	19.72	261.38	13.25	15	CV
(3.4.5) Etages	Travée	46.90	8.01	0,817	0,871	23.76	240.08	10.10	15	CV
	Appuis	-78.86	10.65	1.086	0.856	19.76	308.94	14.63	15	CV
(6.7.8) Etages	Travée	49.22	8.01	0,817	0,871	23.76	251.96	10.60	15	CV
	Appuis	-88.59	10.65	1.086	0.856	19.76	347.05	14.56	15	CV

Tableau VI.B.6 : vérification du ferrailage des poutres principales.

- Poutres secondaires :

Zone		M_s	A_s	ρ_1	β_1	K_1	σ_s	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	Obs
RDC+étage1	Travée	19.39	10.65	1.075	0.857	19.96	64.37	3.22	15	CV
	Appuis	-38.80	15.45	1.560	0.837	15.67	90.92	5.80	15	CV
Etages (2.3.4)	Travée	34.41	10.65	1.075	0.857	19.96	114.24	5.72	15	CV
	Appuis	-69.5	15.45	1.560	0.837	15.67	162.86	10.39	15	CV
Etages (5.6.7)	Travée	41.28	10.65	1.075	0.857	19.96	137.05	6.86	15	CV
	Appuis	-82.12	15.45	1.560	0.837	15.67	192.43	12.28	15	CV

Tableau VI.B.7 : vérification du ferrailage des poutres secondaires.

b) Etat limite de déformation :

- Vérification de la flèche : (BAEL 91/ Art B .6.5.2)

On doit justifier l'état limite de déformation par le calcul de la flèche « f », qui ne doit pas dépasser la valeur limite « \bar{f} ».

Valeurs limites de la flèche :

$$\text{Pour } L \leq 5 \text{ m} \implies \bar{f} = \frac{L}{500}$$

L : La portée mesurée entre nus d'appuis.

$$\text{Poutre secondaires : } \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{500}{500} = 1 \text{ cm}$$

$$\text{Poutres principales : } \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{440}{500} = 0.88 \text{ cm}$$

La flèche tirée par le logiciel ETABS est :

- Poutres secondaire : $f = 0,021 \text{ cm} < \bar{f} = 1,06$
- Poutres principales : $f = 0,046 \text{ cm} < \bar{f} = 1,08$

Donc la flèche est vérifiée

Disposition des armatures :

Lors de la détermination de la longueur des chapeaux, il y'a lieu d'observer les recommandations qui stipulent que la longueur des chapeaux à partir des nus d'appuis doit être au moins égale à :

- $\frac{1}{5}$ de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui n'appartenant pas à une travée de rive.
- $\frac{1}{4}$ de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui intermédiaire voisin d'un appui de rive.

La moitié au moins de la section des armatures inférieures nécessaire en travée est prolongée jusqu'aux appuis et les armatures de second lit sont arrêtées à une distance des appuis au plus égale à $\frac{1}{10}$ de la porté.

V.C Voiles**V. Ferrailage des voiles :**

Le ferrailage d'un voile consiste à déterminer ses armatures en flexion composée due à l'action des sollicitations verticales (G et Q) et horizontales d'origine sismique simultanée à ces sollicitations, on doit prévoir trois types d'armatures :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

Combinaison d'action :

Les combinaisons a prendre en comptes sont données ci-dessous :

Selon le BAEL 91 : $1.35G+1.5Q$

$G+Q$

Selon le RPA version 2003 : $G+Q\pm E$

$0.8G\pm E$

Dans le but de faciliter la réalisation et alléger les calculs, on décompose le bâtiment en trois zones :

- ✓ **Zone I :** RDC.
- ✓ **Zone II :** 1^{er} étage.
- ✓ **Zone III :** 2^{eme}, 3^{eme} et 4^{eme} étage.
- ✓ **Zone IV :** 5^{eme}, 6^{eme} et 7^{eme} étage.

Les armatures constituant le ferrailage d'un voile plein seront déterminées à l'aide de la méthode suivante :

V.C.1 Exposé de la méthode de calcul:**1. Armature vertical :**

En fonction des contraintes agissant sur le voile, trois cas peuvent se présenter :

- Section entièrement comprimé **SEC**.
- Section partiellement comprimé **SPC**.
- Section entièrement tendue **SET**.

Le calcul se fera pour par bandes de longueur « d » donnée par :

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3}L_c\right)$$

Avec : h_e : hauteur entre nus de planchers du voile considéré.

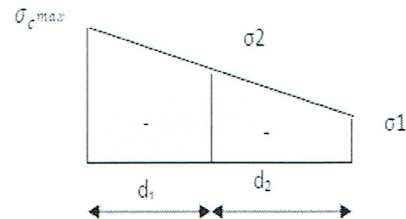
- Largeur de a zone comprimée :

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} - \sigma_{\min}} L$$

- longueur de la zone tendue :

$$L_t = L - L_c$$

- a. Section entièrement comprimée (SEC) :



$$N_1 = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d \cdot e$$

Figure V.C..1: Diagramme des contraintes d'une (S.E.C)

Section d'armature :
$$A_{vi} = \frac{N_i \cdot B \cdot f_{bc}}{\sigma_s}$$

Avec : e : épaisseur du voile.

σ_s : contrainte de l'acier.

B : Section du voile.

Armatures minimales : (Art A.8.1, 21BAEL91)

$$A_{\min} \geq \frac{4 \text{ cm}^2}{m l}$$

$$0.2\% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 0.5\%$$

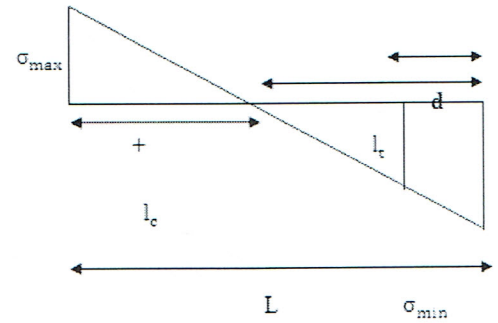


Figure V.C.2: Diagramme des contraintes

b. Section partiellement comprimée : σ_{\max}

$$N_1 = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} d \cdot e$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e$$

Section d'armature : $A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$

Armatures minimales : (BAEL art A4.2.1)

$$A_{\min} \geq \frac{B f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} \geq A = 0.002B$$

(Section min du RPA art 7.7.4.1)

c. Section entièrement tendue (SET) :

$$N_1 = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d_1 \cdot e$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d_2 \cdot e$$

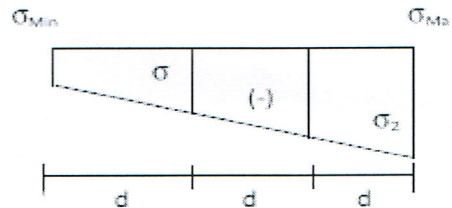


Figure V.C.3: Diagramme des contraintes

Section d'armature : $A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$

Armatures minimales : (BAEL art A4.2.1)

$$A_{\min} \geq \frac{B f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} \geq A = 0.002B$$

(Section min du RPA art 7.7.4.1)

2. Armatures horizontales :

Les armatures horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10Φ et disposées de manière à servir de cadre aux armatures verticales.

$$\text{D'après le BEAL 91 : } A_h = \frac{A_v}{4}$$

$$\text{D'après le RPA 2003 : } A_h \geq 0.15\% B$$

3. Armature transversale :

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends, elles relient les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'article (7.7.4.3 du RPA 2003).

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingles au mètre carré de surface.

4. Armature de couture :

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{V}{f_e}$$

$$\text{Avec : } V=1.4 T$$

T : effort tranchant calculé 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. Armature pour les potelets :

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est $\geq 4HA10$ ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

6. Disposition constructives :

Longueur de l'Espacement :

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S_t \leq \min\{1.5e; 30\text{cm}\} \quad \text{Art 7.7.4.3 RPA99 (version 2003)}$$

Aux extrémités des voiles l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la longueur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.

Longueur de recouvrement :

- 40Φ pour les barres situées dans les zones où le renversement 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 1/10 de l'épaisseur du voile.

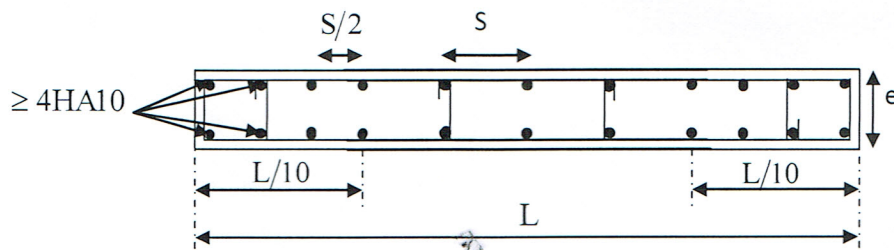


Figure VI.3.4: Disposition des armatures verticales dans les voiles.

7. Vérification des contraintes de cisaillement :

D'après le RPA99 /2003:

Contrainte de cisaillement dans le béton τ_b doit être inférieur à la contrainte admissible $\bar{\tau}_b$

$$\tau_b = \frac{V}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_b = 0.2f_{c28}$$

Avec : $V = 1.4 T$

b: Épaisseur du voile.

d : hauteur utile : $d = 0.9h$.

h : Hauteur totale de la section brute.

D'après le BAEL91 :

Il faut vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

Fissuration préjudiciable : $\bar{\tau}_u \leq \min \left\{ 0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4 \text{ Mpa} \right\}$

τ_u : Contrainte de cisaillement.

$$\tau_u = \frac{V}{b \cdot d}$$

8. Vérification à L'ELS :

A l'état limite de service il faudra vérifier que la contrainte de compression soit inférieure à 15 Mpa.

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15 \cdot A} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

Avec :

N_s : Effort normal appliqué.

B : Section du béton.

A : Section d'armatures adoptée.

VI.3.2 Calculer de ferrailage :

Caractéristiques géométriques	Zone		I	II	III	IV
	L (m)		2,50	2,50	2,50	2,50
	e (m)		0,20	0,20	0,20	0,20
	B (m ²)		0,5	0,5	0,5	0,5
Sollicitation de calcul	T(kN)		497,72	598,75	448,13	230,73
	N _S (kN)		905,25	807,90	723,54	383,45
	σ_{\max} (kN/m ²)		5707,20	4108,94	3352,93	1802,92
	σ_{\min} (kN/m ²)		2868,040	1538,79	1097,36	1089
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC	SPC
	L _c		1,66	1,82	1,88	1,56
	L _t		0,84	0,68	0,62	0,94
	d ₁		0,42	0,34	0,31	0,47
	d ₂ = L _t - d ₁		0,42	0,34	0,31	0,47
	σ_1		1434,02	769,40	548,68	544,50
	N ₁		179,86	78,61	50,74	76,89
N ₂		59,95	26,20	16,91	25,63	
armatures verticales	A _{v1} /bande (cm ²)		4,50	1,97	1,27	1,92
	A _{v2} /bande (cm ²)		1,50	0,66	0,42	0,64
	A _{vi} (cm ²)		19,16	23,05	17,25	8,88
	A' _{v1} /bande (cm ²)		9,29	7,73	5,58	4,14
	A' _{v2} /bande (cm ²)		6,29	6,42	4,74	2,86
armatures minimales	A _{min} /bande (cm ²)		4,39	3,58	3,24	4,94
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A' _{v1} adopté (cm ²)		11,3	9,05	9,05	9,05
	A' _{v2} adopté (cm ²)		9,05	9,05	9,05	9,05
	Choix de A (cm ²)	Bande 1	2x5HA12	2x4HA12	2x4HA12	2x4HA12
		Bande 2	2x4HA12	2x4HA12	2x4HA12	2x4HA12
	S _t		30	30	30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	8	8	8	12
		Bande 2	10	8	8	12
Armatures horizontales	A _H (cm ²)		7,50	7,50	7,50	7,50
	A _H adopté (cm ²)		7,92	7,92	7,92	7,92
	choix de la section		7HA12	7HA12	7HA12	7HA12
	Espacement S _t (cm)		20	20	20	20
Armatures transversales	A _t adoptées		4 épingles HA8 /m ²			
Vérification des contraintes	$\bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa}$	τ_b	1,548	1,863	1,394	0,718
	$\bar{\tau}_u = 3,26 \text{ MPa}$	τ_u	1,106	1,331	0,996	0,513
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$	σ_{bc}	1,746	1,572	1,408	0,752

Tableau VI.1 : ferrailage de voile VL1-3.

Caractéristiques géométriques	Zone		I	II	III	IV
	L (m)		4,25	4,25	4,25	4,25
	e (m)		0,20	0,20	0,20	0,20
	B (m ²)		0,85	0,85	0,85	0,85
Sollicitation de calcul	T(kN)		589,750	498,180	448,130	230,730
	N _S (kN)		1844,68	1576,57	1417,09	741,82
	σ _{max} (kN/m ²)		7217,390	5914,270	5062,310	3055,870
	σ _{min} (kN/m ²)		3312,800	2549,760	2050,180	2272,160
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC	SPC
	L _c		2,91	2,97	3,02	2,44
	L _t		1,34	1,28	1,23	1,81
	d ₁		0,67	0,64	0,61	0,91
	d ₂ = L _t - d ₁		0,67	0,64	0,61	0,91
	σ ₁		1656,400	1274,880	1025,090	1136,080
	N ₁		332,20	244,83	188,37	308,86
	N ₂		110,73	81,61	62,79	102,95
armatures verticales	A _{v1} /bande (cm ²)		8,31	6,12	4,71	7,72
	A _{v2} /bande (cm ²)		2,77	2,04	1,57	2,57
	A _{vi} (cm ²)		22,71	19,18	17,25	8,88
	A' _{v1} /bande		13,98	10,92	9,02	9,94
	A' _{v2} /bande		8,44	6,84	5,88	4,79
armatures minimales	A _{min} /bande (cm ²)		7,02	6,72	6,43	9,52
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A' _{v1} adopté (cm ²)		15,39	11,31	9,05	11,31
	A' _{v2} adopté (cm ²)		11,31	9,05	9,05	12,32
	Choix de A (cm ²)	Bande 1	2x5HA14	2x5HA12	2x4HA12	2x5HA12
	Choix de A (cm ²)	Bande 2	2x5HA12	2x4HA12	2x4HA12	2x5HA12
	S _t		30	30	30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	13	12	15	18
		Bande 2	13	16	15	18
	Armatures horizontales	A _H (cm ²)		12,75	12,75	12,75
A _H adopté (cm ²)			13,57	13,57	13,57	13,57
choix de la section			12HA12	12HA12	12HA12	12HA12
Espacement S _t (cm)			20	20	20	20
Armatures transversales	A _t adoptées		4 épingles HA8 /m ²			
Vérification des contraintes	$\bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa}$	τ _b	1,079	0,912	0,820	0,422
	$\bar{\tau}_u = 3,26 \text{ MPa}$	τ _u	0,771	0,651	0,586	0,302
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$	σ _{bc}	2,113	1,815	1,632	0,854

Tableau VI.2 : ferrailage de voile VL2.

Caractéristiques géométriques	Zone		I	II	III	IV
	L (m)			3,80	3,80	3,80
e (m)			0,20	0,20	0,20	0,20
B (m ²)			0,76	0,76	0,76	0,76
Sollicitation de calcul	T(kN)		607,970	503,040	458,700	236,470
	N _S (kN)		1615,51	1372,55	1241,17	652,00
	σ_{\max} (kN/m ²)		7086,610	5841,300	4996,120	3165,070
	σ_{\min} (kN/m ²)		3117,420	2349,550	1884,000	2406,270
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC	SPC
	L _c		2,64	2,71	2,76	2,16
	L _t		1,16	1,09	1,04	1,64
	d ₁		0,58	0,55	0,52	0,82
	d ₂ = L _t - d ₁		0,58	0,55	0,52	0,82
	σ_1		1558,710	1174,775	942,000	1203,135
	N ₁		271,43	192,08	147,03	296,19
	N ₂		90,48	64,03	49,01	98,73
armatures verticales	A _{v1} /bande (cm ²)		6,79	4,80	3,68	7,40
	A _{v2} /bande (cm ²)		2,26	1,60	1,23	2,47
	A _{vi} (cm ²)		23,41	19,37	17,66	9,10
	A' _{v1} /bande		12,64	9,64	8,09	9,68
	A' _{v2} /bande		8,11	6,44	5,64	4,74
armatures minimales	A _{min} /bande (cm ²)		6,09	5,72	5,46	8,62
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A' _{v1} adopté (cm ²)		13,57	11,31	9,05	9,05
	A' _{v2} adopté (cm ²)		9,05	9,05	6,79	9,05
	Choix de A (cm ²)	Bande 1	2x6HA12	2x5HA12	2x4HA12	2x4HA12
	Choix de A (cm ²)	Bande 2	2x4HA12	2x4HA12	2x3HA12	2x4HA12
	S _t		30	30	30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	10	11	13	20
		Bande 2	14	13	17	20
Armatures horizontales	A _H (cm ²)		11,40	11,40	11,40	11,40
	A _H adopté (cm ²)		7,85	7,85	7,85	7,85
	choix de la section		11HA12	11HA12	11HA12	11HA12
	Espacement S _t (cm)		20	20	20	20
Armatures transversales	At adoptées		4 épingles HA8 /m ²			
Vérification des contraintes	$\bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa}$	τ_b	1,244	1,030	0,939	0,484
	$\bar{\tau}_u = 3,26 \text{ MPa}$	τ_u	0,889	0,735	0,671	0,346
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$	σ_{bc}	2,063	1,763	1,594	0,838

Tableau V.3 : ferrailage de voile VL4

Caractéristiques géométriques	Zone		I	II	III	IV
	L (m)			4,35	4,35	4,35
e (m)			0,20	0,20	0,20	0,20
B (m ²)			0,87	0,87	0,87	0,87
Sollicitation de calcul	T(kN)		560,780	498,180	442,390	225,390
	N _S (kN)		1704,22	1481,62	1340,54	707,74
	σ_{\max} (kN/m ²)		6303,280	5044,770	4408,440	2510,130
	σ_{\min} (kN/m ²)		3303,320	2569,830	2324,540	1880,770
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC	SPC
	L _c		2,85	2,88	2,85	2,49
	L _t		1,50	1,47	1,50	1,86
	d ₁		0,75	0,73	0,75	0,93
	d ₂ = L _t - d ₁		0,75	0,73	0,75	0,93
	σ_1		1651,660	1284,915	1162,270	940,385
	N ₁		370,58	282,95	261,83	262,83
	N ₂		123,53	94,32	87,28	87,61
armatures verticales	A _{v1} /bande (cm ²)		9,26	7,07	6,55	6,57
	A _{v2} /bande (cm ²)		3,09	2,36	2,18	2,19
	A _{v1} (cm ²)		21,59	19,18	17,03	8,68
	A' _{v1} /bande		14,66	11,87	10,80	8,74
	A' _{v2} /bande		8,49	7,15	6,44	4,36
armatures minimales	A _{min} /bande (cm ²)		7,85	7,71	7,88	9,78
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A' _{v1} adopté (cm ²)		15,39	12,32	11,31	12,32
	A' _{v2} adopté (cm ²)		9,05	9,05	9,05	12,32
	Choix de A (cm ²)	Bande 1	2x5HA14	2x4 HA14	2x5 HA12	2x5HA12
	Choix de A (cm ²)	Bande 2	2x5HA14	2x4 HA12	2x4HA12	2x5HA12
	S _t		30	30	30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	15	18	15	18
		Bande 2	15	18	18	18
Armatures horizontales	A _H (cm ²)		13,05	13,05	13,05	13,05
	A _H adopté (cm ²)		15,83	15,83	15,83	15,83
	choix de la section		14HA12	14HA12	14HA12	14HA12
	Espacement S _t (cm)		20	20	20	20
Armatures transversales	At adoptées		4 épingles HA8 /m ²			
Vérification des contraintes	$\bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa}$	τ_b	1,003	0,891	0,791	0,403
	$\bar{\tau}_u = 3,26 \text{ MPa}$	τ_u	0,716	0,636	0,565	0,288
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$	σ_{bc}	1,908	1,668	1,509	0,797

Tableau VI.4 : ferrailage de voile VT2-4.

Caractéristiques géométriques	Zone		I	II	III	IV
	L (m)		4,75	4,75	4,75	4,75
	e (m)		0,20	0,20	0,20	0,20
	B (m ²)		0,95	0,95	0,95	0,95
Sollicitation de calcul	T(kN)		563,500	474,400	435,380	225,400
	N _S (kN)		1575,89	1360,72	1243,87	659,24
	σ _{max} (kN/m ²)		6190,810	4871,100	4288,390	2516,890
	σ _{min} (kN/m ²)		2757,540	2076,050	1865,750	1854,410
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC	SPC
	L _c		3,29	3,33	3,31	2,73
	L _t		1,46	1,42	1,44	2,02
	d ₁		0,73	0,71	0,72	1,01
	d ₂ = L _t - d ₁		0,73	0,71	0,72	1,01
	σ ₁		1378,770	1038,025	932,875	927,205
	N ₁		302,73	221,02	201,51	280,26
	N ₂		100,91	73,67	67,17	93,42
armatures verticales	A _{v1} /bande (cm ²)		7,57	5,53	5,04	7,01
	A _{v2} /bande (cm ²)		2,52	1,84	1,68	2,34
	A _{vi} (cm ²)		21,69	18,26	16,76	8,68
	A' _{v1} /bande		12,99	10,09	9,23	9,18
	A' _{v2} /bande		7,95	6,41	5,87	4,50
armatures minimales	A _{min} /bande (cm ²)		13,91	13,91	13,91	13,91
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A' _{v1} adopté (cm ²)		15,39	15,39	15,39	15,39
	A' _{v2} adopté (cm ²)		15,39	15,39	15,39	15,39
	Choix de A (cm ²)	Bande 1	2x5HA14	2x5HA14	2x5HA14	2x5HA14
	Choix de A (cm ²)	Bande 2	2x5HA14	2x5HA14	2x5HA14	2x5HA14
	S _t		30	30	30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	7	7	9	10
	Bande 2	10	10	13	18	
Armatures horizontales	A _H (cm ²)		14,25	14,25	14,25	14,25
	A _H adopté (cm ²)		15,83	16,92	16,92	16,92
	choix de la section		15HA12	15HA12	15HA12	15HA12
	Espacement S _t (cm)		20	20	20	20
Armatures transversales	At adoptées		4 épingles HA8 /m ²			
Vérification des contraintes	τ _b = 5 MPa	τ _b	0,923	0,777	0,713	0,369
	τ _u = 3,26 MPa	τ _u	0,659	0,555	0,509	0,264
	σ _{bc} = 15 MPa	σ _{bc}	1,619	1,398	1,278	0,677

Tableau VI.5 : ferrailage de voileVT1.

Caractéristiques géométriques	Zone		I	II	III	IV
	L (m)		4,75	4,75	4,75	4,75
	e (m)		0,20	0,20	0,20	0,20
	B (m ²)		0,95	0,95	0,95	0,95
Sollicitation de calcul	T (kN)		554,270	478,910	429,860	220,410
	N _S (kN)		1912,18	1660,05	1511,97	799,45
	σ_{\max} (kN/m ²)		6190,810	4440,350	3945,080	2646,050
	σ_{\min} (kN/m ²)		2757,540	1602,530	1431,260	2028,540
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC	SPC
	L _c		3,29	3,49	3,49	2,69
	L _t		1,46	1,26	1,26	2,06
	d ₁		0,73	0,63	0,63	1,03
	d ₂ = L _t - d ₁		0,73	0,63	0,63	1,03
	σ_1		1378,770	801,265	715,630	1014,270
	N ₁		302,73	151,40	135,74	313,60
	N ₂		100,91	50,47	45,25	104,53
armatures verticales	A _{v1} /bande (cm ²)		7,57	3,78	3,39	7,84
	A _{v2} /bande (cm ²)		2,52	1,26	1,13	2,61
	A _{vi} (cm ²)		21,34	18,44	16,55	8,49
	A' _{v1} /bande		12,90	8,39	7,53	9,96
	A' _{v2} /bande		7,86	5,87	5,27	4,73
armatures minimales	A _{min} /bande (cm ²)		13,91	13,91	13,91	13,91
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A' _{v1} adopté (cm ²)		15,39	15,39	15,39	15,39
	A' _{v2} adopté (cm ²)		15,39	15,39	15,39	15,39
	Choix de A (cm ²)	Bande 1	2x5HA14	2x5HA14	2x5HA14	2x5HA14
		Bande 2	2x5HA14	2x5HA14	2x5HA14	2x5HA14
	S _t		30	30	30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	15	12	12	20
		Bande 2	15	12	12	20
Armatures horizontales	A _H (cm ²)		14,25	14,25	14,25	14,25
	A _H adopté (cm ²)		16,92	16,92	16,92	16,92
	choix de la section		15HA12	15HA12	15HA12	15HA12
	Espacement S _t (cm)		20	20	20	20
Armatures transversales	A _t adoptées		4 épingles HA8 /m ²			
Vérification des contraintes	$\bar{\tau}_b = 5$ MPa	τ_b	0,908	0,784	0,704	0,361
	$\bar{\tau}_u = 3,26$ MPa	τ_u	0,648	0,560	0,503	0,258
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15$ MPa	σ_{bc}	1,965	1,706	1,554	0,822

Tableau VI.6: ferrailage de voile VT3.

Chapitre VI
Etude de l'Infrastructure

VI.1.Introduction :

Les fondations sont des éléments de la structure ayant pour objet la transmission des charges de la superstructure au sol. Cette transmission se fait soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers), soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux).

Dans le cas le plus générale un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- Un effort normal : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes
- Une force horizontale résultant de l'action de séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction
- Un moment qui peut être exercé dans de différents plans.

On distingue deux types de fondation selon leur mode d'exécution et selon la résistance aux sollicitations extérieurs.

- **Fondations superficielles :**

Elles sont utilisées pour les sols de bonne capacité portante. Elles permettent la transmission directe des efforts au sol.

Les principaux types de fondations superficielles que l'on rencontre dans la pratique sont :

- Les semelles continues sous mur
- Les semelles continues sous poteaux
- Les semelles isolées
- Les radiers

- **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

VI.2. Etude géotechnique du sol :

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude détaillée du sol qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier. Les résultats de cette étude sont :

- La contrainte admissible du sol est $\sigma_{sol} = 2$ bars.
- Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux.

VI.3. Choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation, est fonction du type de la superstructure ainsi que des caractéristiques topographiques et géologiques 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 superstructure
- Le tassement du sol

Dimensionnement :**a) Semelles isolées :**

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal ser N qui est obtenu à la base de tous les poteaux du sous sol.

$$A \times b \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K = 1 \Rightarrow A = B \text{ (poteau carré)}$$

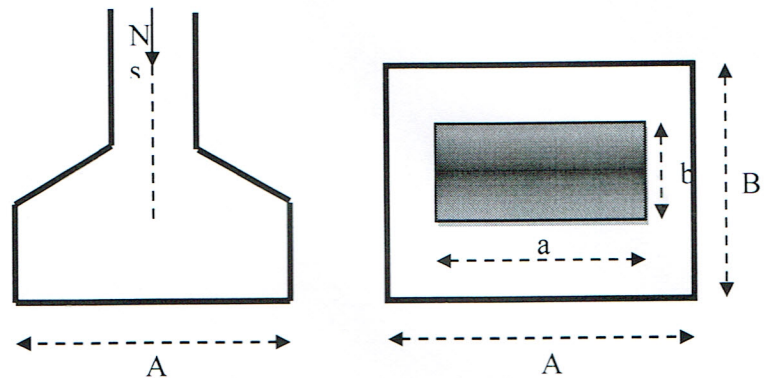
D'où

$$B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\sigma_{sol}}}$$

Exemple de calcul :

$$N_{ser} = 1543.21 \text{ kN}$$

$$\sigma_{sol} = 0.2 \text{ Mpa}$$



$$B \geq \sqrt{\frac{1543.21}{200}} = 2.77 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow A = B = 3 \text{ m}$$

Figure VI.1 : dimensionnement d'une fondation

Remarque :

L'importance des dimensions des semelles expose nos fondations au chevauchement, alors il faut opter pour des semelles filantes.

b) semelles filantes :**1) Semelles filantes sous voiles :**

Elles sont dimensionnées à l'ELS sous l'effort normal N, données par la condition la plus défavorable.

$$\text{Avec : } N_s = G + Q$$

La largeur B de la semelle est déterminée par la formule suivante :

$$\frac{N_s}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow \frac{G + Q}{B L} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow B \geq \frac{G + Q}{B \bar{\sigma}_{sol}}$$

Avec :

B : Largeur de la semelle

L : Longueur de la semelle sous voile

G : Charge permanent a la base du voile considéré

Q : Surcharge d'exploitation a la base du voile considéré

$\bar{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol.

Sens longitudinal :

Voile	Ns(KN)	L(m)	B(m)	S=BxL (m ²)
VL1	865.09	2.5	1.73	4.325
VL2	1844.68	4.25	2.17	9.222
VL3	905.25	2.5	1.81	4.525
VL4	1615.51	3.8	2.12	8.056
				$\Sigma=26.128$

Tableau VI.1 : Surface des semelles filantes sous voile (sens longitudinal).

Sens transversal :

Voile	Ns(KN)	L(m)	B(m)	S=BxL (m ²)
VT1	1575.89	4.10	1.92	7.872
VT2	1704.22	4.35	1.96	8.526
VT3	1912.18	5.00	1.91	9.550
VT4	1596.06	4.35	1.83	7.960
				$\Sigma=33.908$

Tableau VI.2 : Surface des semelles filantes sous voile (sens transversal).

La somme des surfaces des semelles sous voiles est :

$$S_v = \sum S_i = 26.128 + 33.908 = 60.036 \text{ m}^2$$

2) Semelles filantes sous poteaux :

On fera le calcul sur le portique longitudinal (fil de poteaux le plus sollicité).

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Poteaux	N _s (KN)	Minf (KN.m)	ei (m)	N x ei
C54	1543.21	-5.842	-8.1	-12500
C42	1304.40	-1.14	-3.1	-4043.64
C43	1080.70	-2.783	-0.45	-486.315
C44	1036.75	-0.715	3.90	4043.325
C32	125.83	0.395	8.1	1019.223
	Σ=5090.89	Σ= -10.085		Σ= -11967.40

Tableau VI.3 : Surface des semelles filantes sous poteaux.

- Détermination de la coordonnée de la résultante des forces

$$e = \frac{\sum N_i e_i + \sum M_i}{R} = \frac{-11967.407 + (-10.085)}{5090.89} = -2.35 \text{ m}$$

- Détermination de la distribution par mètre linéaire de la semelle

On a : $e = -2.35 \text{ m} < \frac{L}{6} = \frac{16.20}{6} = 2.7 \text{ m} \Rightarrow$ Répartition trapézoïdale

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6e}{L} \right) = \frac{5090.89}{16.20} \times \left(1 - \frac{6 \times (-2.35)}{16.20} \right) = 587.76 \text{ KN/ml}$$

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6e}{L} \right) = \frac{5090.89}{16.20} \times \left(1 + \frac{6 \times (-2.35)}{16.20} \right) = 86.32 \text{ KN/ml}$$

$$q_{(L/4)} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6e}{L} \right) = \frac{11921.07}{16.20} \times \left(1 + \frac{3 \times (-2.12)}{16.20} \right) = 177.50 \text{ KN/ml}$$

- **Détermination de la largeur de la semelle**

$$B \geq \frac{q(L/4)}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{177.50}{200} = 0.89 \text{ m}$$

Donc on opte pour $B = 1 \text{ m}$.

On aura : $S = 1 \times 16.20 = 16.20 \text{ m}^2$

Nous aurons la surface totale des semelles sous poteaux : $S_p = S \times n$

n : Nombre de portique dans le sens considéré.

$$S_p = (1 \times 15.30) \times 3 + (1 \times 16.20) + (1 \times 12) \times 2 = 86.10 \text{ m}^2$$

La surface totale occupée par les semelles filantes est :

$$S_t = S_p + S_v = 86.10 + 60.036 = 146.136 \text{ m}^2$$

La surface totale de la structure : $S_{\text{bat}} = 270.93 \text{ m}^2$

Le rapport de la surface des semelles sur la surface de la structure est :

$$\frac{S_t}{S_{\text{bat}}} = \frac{146.136}{270.93} \times 100 = 54\%$$

Donc : $S_t > 50\% S_{\text{bat}}$

Conclusion :

Les semelles présentent de grandes largeurs provoquant un chevauchement entre elles occupant ainsi une superficie supérieure à **50%** de la surface totale du bâtiment, pour cela nous opterons pour un radier général.

VI.4. Etude du radier général :

Un radier est défini comme étant une fondation travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol diminuée du poids propre du radier.

Le radier est :

- Rigide en son plan horizontal
- Permet une meilleure répartition de la charge sur le sol de fondation (répartition linéaire)
- Facilité de coffrage
- Rapidité d'exécution

VI.4. 1. Pré dimensionnement du radier :

a) Condition de vérification de la longueur élastique :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{Kb}} \geq \frac{2}{\pi} L_{\max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e \quad \Rightarrow \quad \text{Ce qui conduit à} \quad h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} L_{\max}\right)^4 \frac{3K}{E}}$$

Avec :

L_e : Longueur élastique

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface $K=40$ MPa pour un sol moyen

I : L'inertie de la section du radier (bonde de 1 m)

E : Module de déformation longitudinale déferée

$$E = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.865 \text{ MPa}$$

L_{\max} : Distance maximale entre nus des nervures.

D'où

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times 5\right)^4 \frac{3 \times 40}{10818.865}} = 1.04 \text{ m}$$

Condition forfaitaire :

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5}$$

$$\frac{500}{8} \leq h \leq \frac{500}{5} \Rightarrow 62.5 \leq h \leq 100 \text{ cm}$$

D'après ces conditions, nous adopterons une épaisseur du radier de $h_n = 100 \text{ cm}$

❖ Dalle

La dalle du radier doit satisfaire la condition suivante :

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20} \quad , \text{ avec un minimum de } 25 \text{ cm}$$

$$h_d \geq \frac{500}{20} = 25 \text{ cm} \quad \text{Soit : } h_d = 30 \text{ cm}$$

❖ Nervure (poutre)

Elle doit vérifier la condition suivante :

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{500}{10} = 50 \text{ cm}$$

$$\text{Soit } h_n = 100 \text{ cm} \quad \text{et } 0.4 h_n \leq b_n \leq 0.7 h_n$$

$$0.4 \times 100 = 40 \leq b_n \leq 0.7 \times 100 = 70 \text{ cm} \quad \text{soit : } b_n = 55 \text{ cm}$$

Conclusion :

D'après les calculs précédents on adopte le dimensionnement suivant

$$h_n = 100\text{cm} \quad (\text{hauteur de la nervure})$$

$$h_d = 30\text{ cm} \quad (\text{hauteur de la dalle})$$

$$b_n = 55\text{ cm} \quad (\text{largeur de la nervure})$$

VI.4.2. Calcul de la surface nécessaire au radier :

Charge permanente de la structure : $G = 29272.64\text{ KN}$

Charge d'exploitation de la structure : $Q = 4646.64\text{ KN}$

a) Combinaison d'actions :

A l'ELU :

$$N_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 29272.64 + 1.5 \times 4646.64 = 46488.02\text{KN}$$

A l'ELS :

$$N_s = G + Q = 29272.64 + 4646.64 = 33919.28\text{KN}$$

b) Détermination de la surface du radier :

A l'ELU :

$$\sigma_{nec}^{ELU} \geq \frac{N_u}{1.33 \sigma_{sol}} = \frac{46488.02}{1.33 \times 200} = 174.76\text{ m}^2$$

A l'ELS :

$$\sigma_{nec}^{ELS} \geq \frac{N_s}{1.33 \sigma_{sol}} = \frac{33919.28}{1.33 \times 200} = 127.51\text{ m}^2$$

D'où :

$$S_{rad} = \max (s_{nec}^{ELU} , s_{nec}^{ELS}) = 174.76\text{ cm}^2$$

$$S_{bat} = 270.93\text{ m}^2 > S_{rad} = 174.76\text{ cm}^2$$

Remarque :

On remarque que la surface totale du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, dans ce cas on opte juste pour un débord minimal que nous imposent les règles du BAEL, et il sera calculé comme suit :

$$L_{\text{deb}} \geq \max \left(\frac{h}{2} ; 30\text{cm} \right) = \max \left(\frac{100}{2} ; 30\text{cm} \right) = 50\text{cm}$$

Soit un débord de : $L_{\text{deb}} = 50\text{ cm}$

$$S_{\text{deb}} = P \cdot L_{\text{deb}} = 70.45 \times 0.50 = 35.22\text{ m}^2$$

Donc on aura une surface totale du radier : $S_{\text{rad}} = S_{\text{bat}} + S_{\text{deb}} = 270.93 + 35.22 = 306.15\text{ m}^2$

VII.4. 3. Calcul des sollicitations à la base du radier :**a) Charges permanentes :**

_Poids du bâtiment : $G = 59597.23\text{ KN}$

Poids de radier :

$G =$ Poids de la dalle + poids de la nervure + poids de (T.V.O) + poids de la dalle flottante

Poids de la dalle :

$$P_{\text{dalle}} = S_{\text{radier}} h_d \rho_b$$

$$P_{\text{dalle}} = 306.15 \times 0.3 \times 25 = 2296.12\text{KN}$$

Poids des nervures :

$$P_{\text{nerv}} = b_n (h_n - h_d) \rho_b \sum (L_x \cdot n + L_y \times m)$$

$$P_{\text{nerv}} = 0.55 \times (1 - 0.3) \times 172.3 \times 25 = 1658.38\text{KN}$$

Poids de TVO :

$$P_{\text{TVO}} = (S_{\text{rad}} - S_{\text{ner}}) \cdot (h_n - h_d) \cdot \rho_{\text{TVO}}$$

$$S_{\text{ner}} = b_n \sum (L_x \cdot n + L_y \times m) = 0.55 \times 172.3 = 94.76\text{ m}^2$$

$$P_{TVO} = (306.15 - 94.76) \times 0.55 \times 17 = 1976.5 \text{ KN}$$

Poids de la dalle flottante :

$$P_{\text{dalle flottante}} = S_{\text{rad}} \cdot e_{\text{pdalle flottante}} \cdot \rho_b$$

$$P_{\text{dalle flottante}} = 306.15 \times 0.15 \times 25 = 1148.06 \text{ KN}$$

$$G_{\text{rad}} = 2296.12 + 1658.38 + 1976.5 + 1148.06 = 7079.06 \text{ KN}$$

b) Surcharges d'exploitations :

$$\text{Surcharge de bâtiment : } Q = 4646.64 \text{ KN}$$

$$\text{Surcharge du radier : } Q = 1.5 \times 306.15 = 459.22 \text{ KN}$$

c) Poids total de la structure :

$$G_T = G_{\text{bat}} + G_{\text{rad}} = 29272.64 + 7079.06 = 36351.7 \text{ KN}$$

$$Q_T = Q_{\text{bat}} + Q_{\text{rad}} = 4646.64 + 459.22 = 5105.86 \text{ KN}$$

d) Combinaison d'actions :

A l'ELU :

$$N_U = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 \times 36351.7 + 1.5 \times 5105.86 = 56733.58 \text{ KN}$$

A l'ELS :

$$N_S = G + Q = 36351.7 + 5105.86 = 41457.56 \text{ KN}$$

$$\text{D'où : } N_U = 56733.58 \text{ KN}$$

$$N_S = 41457.56 \text{ KN}$$

VI.4.4. Vérifications:

a) Vérification à la contrainte de cisaillement :

Nous devons vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

Avec : $b=100 \text{ cm}$; $d=0.9h_d=0.9 \times 30=27 \text{ cm}$

$$T_U^{\max} = \frac{q_u L_{\max}}{2} = \frac{N_u b}{S_{\text{rad}}} \cdot \frac{L_{\max}}{2} = \frac{56733.58 \times 1}{306.15} \times \frac{5.00}{2} = 463.28 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{463.28 \times 10^3}{1000 \times 270} = 1.71$$

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

b) Vérification de la stabilité du radier :

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- Efforts normaux (N) dus aux charges verticales.
- Moment de renversement (M) du au séisme dans le sens considéré.

$$M = M_0 + T_0 \cdot h$$

Avec :

$M_{j(K=0)}$: Moment sismique à la base de la structure ;

$T_{j(K=0)}$: Effort tranchant à la base de la structure ;

h : Profondeur de l'infrastructure.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne

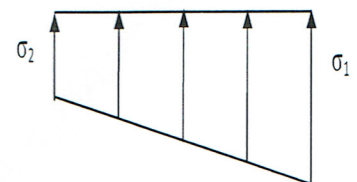


Figure VI.2 : Diagramme des contraintes

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

On doit vérifier que :

L'ELU :

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1.33 \sigma_{sol}$$

L'ELS :

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$$

Avec : $\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \cdot V$

$$\sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2$$

Calcul du centre de gravité du radier :

Les coordonnées du centre de gravité du radier seront calculées comme suite :

$$X_G = \frac{\sum S_i X_i}{\sum S_i} = 9.14 \qquad Y_G = \frac{\sum S_i Y_i}{\sum S_i} = 6.69$$

Avec :

S_i : Aire du panneau considéré.

X_i, Y_i : Centre de gravité du panneau considéré.

Moment d'inertie du radier :

$$I_{XX} = 4361.11 \text{ m}^4$$

$$I_{YY} = 8852.41 \text{ m}^4$$

➤ **Sens longitudinal :**

$$M_X = 34592.93 + 1986.58 \times 1 = 36579.51 \text{ KN.m}$$

A l'ELU :

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{56733.58}{306.15} + \frac{36579.51}{8852.41} \times 9.14 = 223.08 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{56733.58}{306.15} - \frac{36579.51}{8852.41} \times 9.14 = 147.54 \text{ KN/m}^2$$

D'où

$$\sigma_m = \frac{3 \times 223.08 + 147.54}{4} = 204.19 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 204.19 \text{ KN/m}^2 < 1.33\sigma_{sol} = 266 \text{ KN/m}^2$$

Condition vérifiée.

A l'ELS :

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{41457.56}{306.15} + \frac{36579.51}{8852.41} \times 9.14 = 173.18 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{41457.56}{306.15} - \frac{36579.51}{8852.41} \times 9.14 = 97.64 \text{ KN/m}^2$$

D'où

$$\sigma_m = \frac{3 \times 173.18 + 97.64}{4} = 154.29 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 154.29 \text{ KN/m}^2 < 1.33\sigma_{sol} = 266 \text{ KN/m}^2$$

Condition vérifiée.

➤ **Sens transversal :**

$$M_y = 31213.58 + 1775.36 \times 1 = 32988.94 \text{ KN.m}$$

A l'ELU:

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{56733.58}{306.15} + \frac{32988.94}{4361.11} \times 6.69 = 235.92 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{56733.58}{306.15} - \frac{32988.94}{4361.11} \times 6.69 = 134.70 \text{ KN/m}^2$$

D'où

$$\sigma_m = \frac{3 \times 235.92 + 134.70}{4} = 210.61 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 210.61 \text{ KN/m}^2 < 1.33\sigma_{sol} = 266 \text{ KN / m}^2$$

Condition vérifiée.

A l'ELS :

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{41457.56}{306.15} + \frac{32988.94}{4361.11} \times 6.69 = 186.02 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{41457.56}{306.15} - \frac{32988.94}{4361.11} \times 6.69 = 84.81 \text{ KN/m}^2$$

D'où

$$\sigma_m = \frac{3 \times 186.02 + 84.81}{4} = 160.71 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 160.71 \text{ KN/m}^2 < 1.33\sigma_{sol} = 266 \text{ KN / m}^2$$

Condition vérifiée.

VI.4.4. Ferrailage du radier :

1) Ferrailage du radier :

Pour le ferrailage du radier on utilise les méthodes exposées dans le (BAEL 91, modifié 99) ; on considère le radier comme un plancher renversé soumis à une charge uniformément répartie.

Pour l'étude, on utilise la méthode des panneaux encastré sur 04 appuis

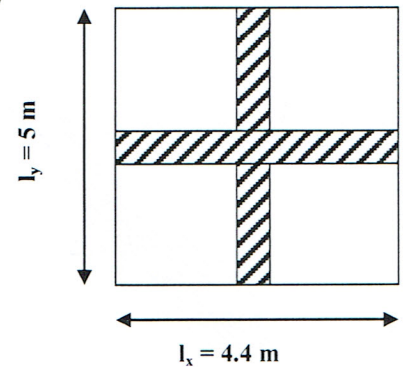
Identification du panneau le plus sollicité :

Remarque :

Les panneaux étant soumis à des chargements voisins et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, on considérera pour les calculs le panneau le plus sollicité, ensuite on adoptera le même ferrailage pour tout le radier.

Le panneau le plus sollicité a les dimensions suivantes : $l_x = 4.4\text{m}$ et $l_y = 5\text{m}$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{4.4}{5} = 0.88$$



$0.4 \leq \rho = 0.88 \leq 1 \rightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens

Pour le calcul du ferrailage, on soustrait de la contrainte maximale σ_m^{max} , la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

Avec :

A l'ELU :

$$\sigma_m^{max} = \max(\sigma_u^1; \sigma_u^2) = \max(204.19; 210.61) = 210.61 \text{ KN/m}^2$$

A l'ELS :

$$\sigma_m^{max} = \max(\sigma_s^1; \sigma_s^2) = \max(154.29; 160.71) = 160.71 \text{ KN/m}^2$$

D'où :

E.L.U :

$$q_u = \sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = \left(210.61 - \frac{7079.06}{306.15} \right) \times 1\text{m} = 187.48 \text{ KN/ml}$$

E.L.S :

$$q_s = \sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = \left(160.71 - \frac{7079.06}{306.15} \right) \times 1\text{m} = 135.58 \text{ KN/m}$$

Calcul a L'ELU :

Calcul des sollicitations:

$$\text{On a : } \rho = 0.88 \text{ et } \nu = 0$$

$$\text{A l'ELU : } \begin{cases} \mu_x = 0.0478 \\ \mu_y = 0.740 \end{cases}$$

Moments fléchissant :

Suivant (x-x) :

$$M_{0x} = \mu_x q_u l_x^2 = 0.0478 \times 187.48 \times 4.4^2 = 173.5 \text{ KN.m}$$

Suivant (y-y) :

$$M_{0y} = \mu_y M_x = 0.740 \times 173.5 = 128.4 \text{ KN.m}$$

Remarque :

Afin de tenir compte du semi encastrement de cette dalle au niveau des nervures, les moments calculés seront minorés en leur affectant un coefficient de 0.5 aux appuis et 0.75 en travée.

Moments en travées :

$$M_{tx} = 0.75 M_{0x} = 0.75 \times 173.5 = 130.12 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.75 M_{0y} = 0.75 \times 128.5 = 96.38 \text{ KN.m}$$

Moments aux appuis :

$$M_{ax} = -0.5 M_{0x} = -0.5 \times 173.5 = -86.75 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = -0.5 M_{0y} = -0.5 \times 128.5 = -64.25 \text{ KN.m}$$

Ferraillage :

Le ferraillage se fera en flexion simple pour une bande de 1 ml

Avec : $b = 100 \text{ cm}$; $h = 30 \text{ cm}$, $d = 27 \text{ cm}$

Sens	zone	M_u (KN.m)	μ_u	β	Section	A (cm ²)	$A_{adoptée}$ (cm ²)	st (cm)
xx	Appuis	86.75	0.084	0.956	SSA	7.67	5HA16 = 10.06	20
	Travée	130.12	0.126	0.932	SSA	14.85	6HA20 = 18.85	16
yy	Appuis	64.25	0.062	0.968	SSA	7.06	5HA16 = 10.06	20
	travée	96.37	0.093	0.952	SSA	10.77	6HA20 = 18.85	16

Tableau VI.4 : Ferrailage du radier.

VI.4.5. Vérification à L'ELU :

a) condition de non fragilité (Art B.7.4 BAEL.91/ modifié 99) :

$$\omega_x = \frac{A_{min}^x}{b h} \geq \omega_0 \frac{3 - \frac{L_x}{L_y}}{2} \quad \Rightarrow \quad A_{min}^x \geq \omega_0 \frac{3 - \rho}{2} b h$$

Avec : $\omega_0 = 0.0008$ pour fe 400

$$A_{min}^x \geq 0.0008 \frac{3 - 0.88}{2} \times 100 \times 30 = 2.54 \text{ cm}^2$$

Sens	Zone	A(cm ²)	A_{min} (cm ²)	Observation
xx	Appuis	10.30	2.54	Condition vérifiée
	Travée	18.85		Condition vérifiée
yy	Appuis	10.30		Condition vérifiée
	Travée	18.85		Condition vérifiée

Tableau VI.5 : Vérification de la condition de non fragilité.

b) Vérification des espacements (Art A8.2, 42 BAEL91/modifié 99) :

L'écartement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs ci-dessous, dans lesquels h désigne l'épaisseur totale de la dalle.

Dans le sens xx :

$$S_t \leq \min \{3h; 33\text{cm}\} = \min \{3 \times 30; 33\text{cm}\} = 33\text{cm}$$

$$S_t = 16 \text{ cm} < 33\text{cm}$$

Condition vérifiée.

Dans le sens yy :

$$S_t \leq \min \{4h; 45\text{cm}\} = \min \{4 \times 30; 45\text{cm}\} = 45\text{cm}$$

$$S_t = 16\text{cm} < 45\text{cm} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

c) Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b d} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec :

$$p = q_{\text{um}} l_x l_y = 187.48 \times 4.4 \times 5 = 4124.56 \text{KN/m}^2$$

Sens x-x :

$$V_u = \frac{P}{3 l_y} = \frac{4124.56}{3 \times 5} = 274.97 \text{KN}$$

Sens y-y :

$$V_u = \frac{P}{2 l_y + l_x} = \frac{4124.56}{2 \times 5 + 4.4} = 286.42 \text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{286.42 \times 10^{-3}}{1 \times 0.27} = 1.06 \text{MPa}$$

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

$$\tau_u = 1.06 \text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

VI.4.5. Calcul et vérification à l'E.L.S :

On a : $\rho = 0.88$ et $v = 0.2$

$$\text{A l'ELS:} \quad \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0.0549 \\ \mu_y = 0.818 \end{array} \right.$$

Moments fléchissant :

Suivant (x-x) :

$$M_{0x} = \mu_x q_u l_x^2 = 0.0549 \times 135.58 \times 4.4^2 = 144.1 \text{ KN.m}$$

Suivant (y-y) :

$$M_{0y} = \mu_y M_x = 0.818 \times 144.1 = 117.87 \text{ KN.m}$$

Moments en travées :

$$M_{tx} = 0.75 M_{0x} = 0.75 \times 144.1 = 108.07 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.75 M_{0y} = 0.75 \times 117.87 = 88.40 \text{ KN.m}$$

Moments aux appuis :

$$M_{ax} = -0.5 M_{0x} = -0.5 \times 144.1 = -72.05 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = -0.5 M_{0y} = -0.5 \times 117.87 = -58.93 \text{ KN.m}$$

Vérification des contraintes :

Dans le béton :

On doit vérifier que :

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

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} \quad \rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} \quad \sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

Sens	zone	As (cm ²)	Ms	ρ_1	β	K ₁	σ_{st}	$\bar{\sigma}_{st}$	σ_b	$\bar{\sigma}_b$	Obs
X _x	Appuis	10.30	72.05	0.372	0.905	37.63	293.10	348	7.78	15	Cv
	Travée	18.85	108.07	0.698	0.878	25.98	241.84	348	9.30	15	Cv
Y _y	Appuis	10.30	58.93	0.372	0.905	37.63	239.73	348	6.37	15	Cv
	travée	18.85	88.40	0.698	0.878	25.98	197.82	348	7.61	15	Cv

Tableau VI.6 : Vérification des contraintes à l'ELS.

Remarque :

Pour faciliter les travaux de ferrailage, et pour des raisons économiques, il faut adopter un même ferrailage pour tous les panneaux.

VI.5.Ferrailage du débord:

Le débord est assimilé à une console soumise à une charge uniformément répartie. Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur.

Sollicitation de calcul :**A l'ELU :**

$$P_u = q_u = 187.48 \text{ KN/ml}$$

$$M_u = \frac{-P_u l^2}{2} = \frac{-187.48 \times 0.5^2}{2} = -23.43 \text{ KN.m}$$

A l'ELS :

$$P_s = q_s = 146.89 \text{ KN/ml}$$

$$M_s = \frac{-P_s l^2}{2} = \frac{-135.58 \times 0.5^2}{2} = -16.94 \text{ KN.m}$$

Calcul des armatures : $b = 1 \text{ m}; d = 27 \text{ cm}$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{23.43 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14.2} = 0.022 < 0.392$$

SSA

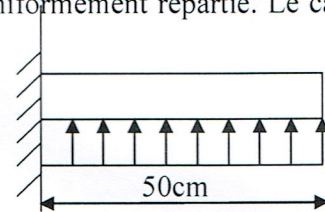


Figure VI.3: Schéma statique du débord.

$$\mu = 0.022 \quad \rightarrow \quad \beta = 0.989$$

$$A_s = \frac{M_s}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{23.43 \cdot 10^3}{0.989 \times 27 \times 348} = 2.52 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Soit : } A_a = 4\text{HA}12 = 4.52 \text{ cm}^2 \quad \text{avec : } S_t = 25 \text{ cm}$$

Vérification à l'ELU :

$$A_{\min} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 27 \times 2.1}{400} = 3.26 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 4.52 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3.26 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_r = 4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2 \quad \text{avec : } S_t = 25 \text{ cm}$$

Vérification à l'ELS :

$$\sigma_{bc} = K \sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 4.52}{100 \times 27} = 0.167$$

$$\rho_1 = 0.167 \rightarrow \beta_1 = 0.933 \rightarrow \alpha_1 = 0.201$$

$$K = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)} = \frac{0.201}{15(1-0.201)} = 0.016 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} = \frac{23.43 \times 10^{-3}}{0.933 \times 0.27 \times 4.52 \times 10^{-4}} = 205.57 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} = 0.016 \times 185.39 = 2.96 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- **Vérification de la contrainte dans les aciers :**

$$\sigma_{st} = 205.57 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Remarque :

Les armatures de la dalle sont largement supérieures aux armatures nécessaires au débord ; Afin d'homogénéiser le ferrailage, les armatures de la dalle seront prolonger et constituerons ainsi le ferrailage du débord.

VI.6.Ferrailage de la nervure :**Détermination des sollicitations:**

Pour le calcul des efforts, on utilisera le logiciel ETABS.

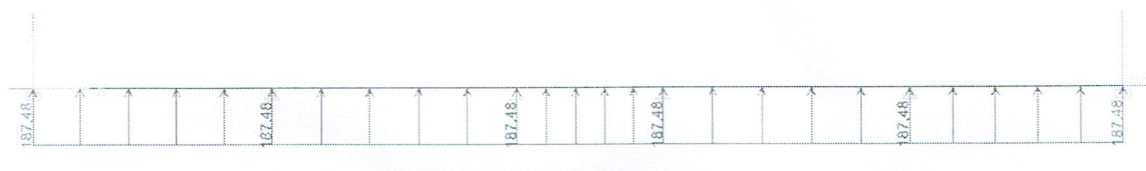
Sens longitudinal :

Figure VI.6 : Schéma statique de la nervure ELU (sens longitudinal).

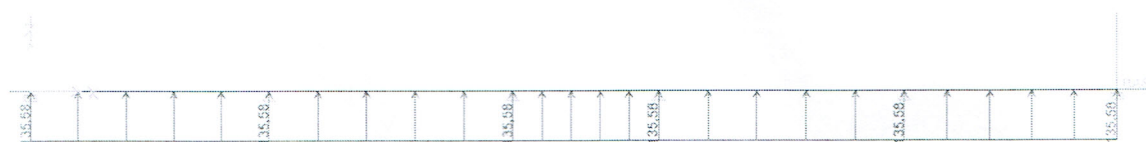


Figure VI.7 : Schéma statique de la nervure ELS (sens longitudinal).

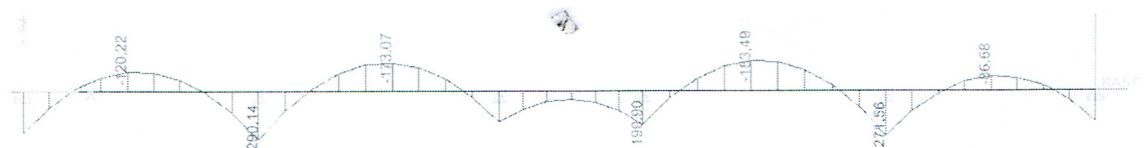


Figure VI.8 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.

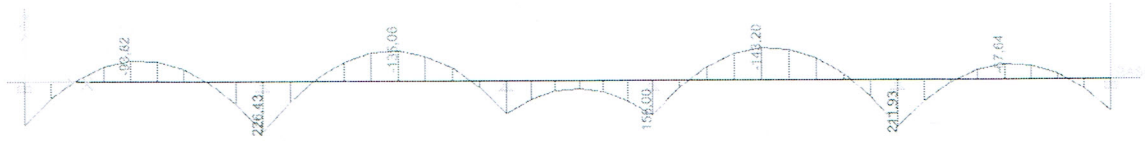


Figure VI.9 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.

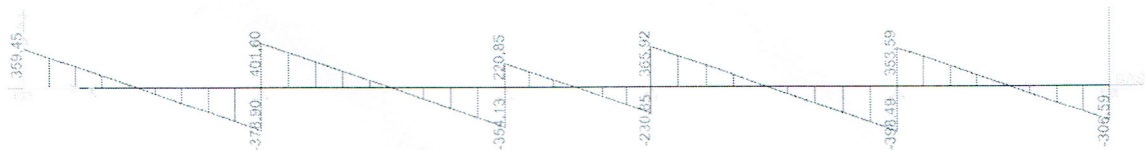


Figure VI.10 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.

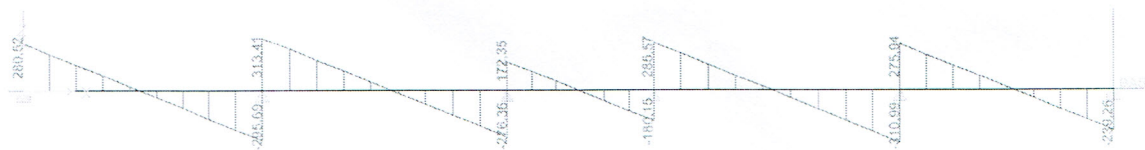


Figure VI.10 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS.

Sens transversal :



Figure VI.11 : Schéma statique de la nervure ELU (sens transversal).

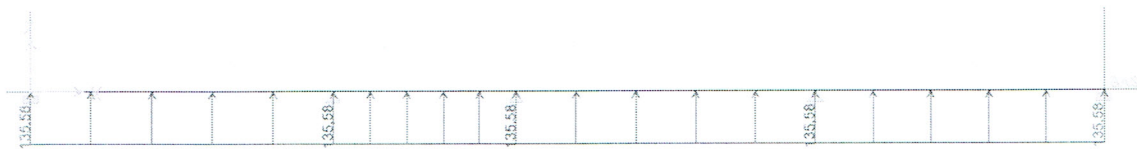


Figure VI.12 : Schéma statique de la nervure ELS (sens transversal).

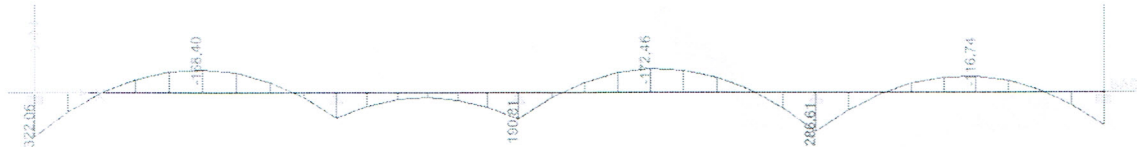


Figure VI.13 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.

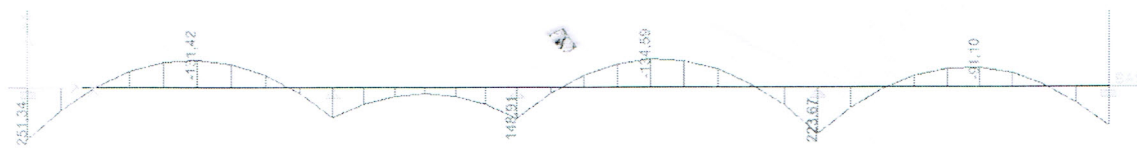


Figure VI.14 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.

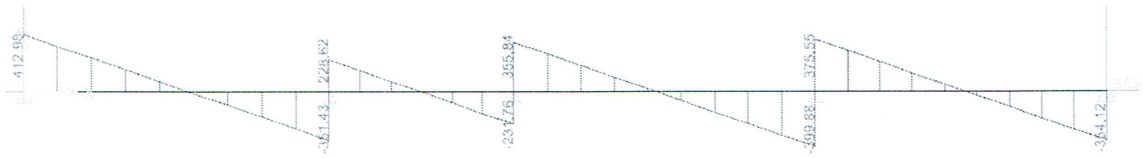


Figure VI.15 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.

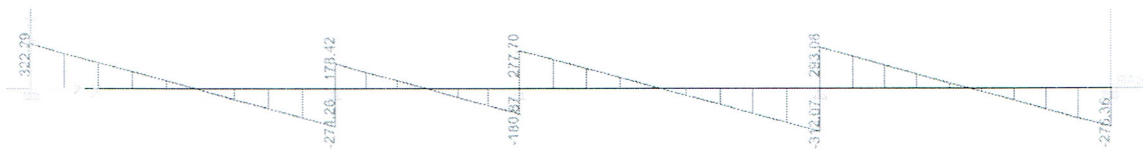


Figure VI.15 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS.

	Sens longitudinal		Sens transversal	
	ELU	ELS	ELU	ELS
M_{amax} (KN.m)	290.14	226.43	322.06	251.34
M_{tmax} (KN.m)	183.49	143.20	172.46	134.59
T_{max} (KN)	401.60	313.41	412.98	322.29

Tableau VI.9 : Les efforts internes dans les nervures.

Calcul des Armatures :

Armatures longitudinales : $b=55$ cm $d=95$ cm

Le ferrailage adopté pour la nervure dans les deux sens est donné dans le tableau ci-dessous :

Sens	zone	M_u (KN.m)	μ_u	β	Section	A (cm ²)	$A_{adoptée}$ (cm ²)
xx	Appuis	290.14	0.042	0.979	SSA	8.96	4HA16fil+2HA14chap
	Travée	183.49	0.026	0.987	SSA	5.62	4HA16
yy	Appuis	322.06	0.046	0.976	SSA	9.98	4HA16fil+2HA14chap
	travée	172.46	0.024	0.988	SSA	5.28	4HA16

Tableau VI.10: Le ferrailage adopté pour la nervure.

Armatures transversales (Art A.7.2.2/ BAEL 91modifiée 99) :

Diamètre des armatures transversales :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_{l_{max}}}{3} = \frac{14}{3} = 4.66\text{mm} \quad \text{Soit : } \phi = 8 \text{ mm}$$

Espacement des armatures :

En zone nodale :

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi_{l_{max}} \right\} = \min \left\{ \frac{100}{4}; 12 \times 1.4 \right\} = \min \{25; 16.8\} = 16 \text{ cm}$$

En zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{100}{2} = 50\text{cm} \quad \text{Soit : } S_t = 20 \text{ cm}$$

Armatures transversales minimales (Art 7.5.2.2 RPA 99/ version 2003) :

$$A_{min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 16 \times 55 = 2.64\text{cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_t = 6\text{HA}8 = 3.02\text{cm}^2 \text{ (un cadre et un étrier)}$$

Armatures de peau (Art 4.5.34/ BAEL 91modifiée 99) :

Les armatures de peau sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur ; leur section est d'au moins (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 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 :

$$A_p = 3 \text{ cm}^2 / \text{ml} \times 1 = 3 \text{ cm}^2$$

On opte pour : $2\text{HA}14 = 3.08 \text{ cm}^2$

Vérification à l'ELU :

Condition de non fragilité (Art. A.4.2.1/ BAEL91 modifiées 99) :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 55 \times 95 \times \frac{2.1}{400} = 6.3 \text{ cm}^2$$

Aux appuis :

$$A_a = 10.3 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 6.3 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

En travées :

$$A_t = 6.79 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 6.3 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

Vérification de la contrainte de cisaillement : (Effort tranchant)

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ Mpa} \right\} = 2.5 \text{ Mpa}$$

Sens longitudinale : $T_u^{\max} = 401.60 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{401.60}{55 \times 95} = 0.77 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ Mpa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Sens transversal: $T_u^{\max} = 412.98 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{412.98}{55 \times 95} = 0.79 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ Mpa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Dans le béton :

On doit vérifier que :

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

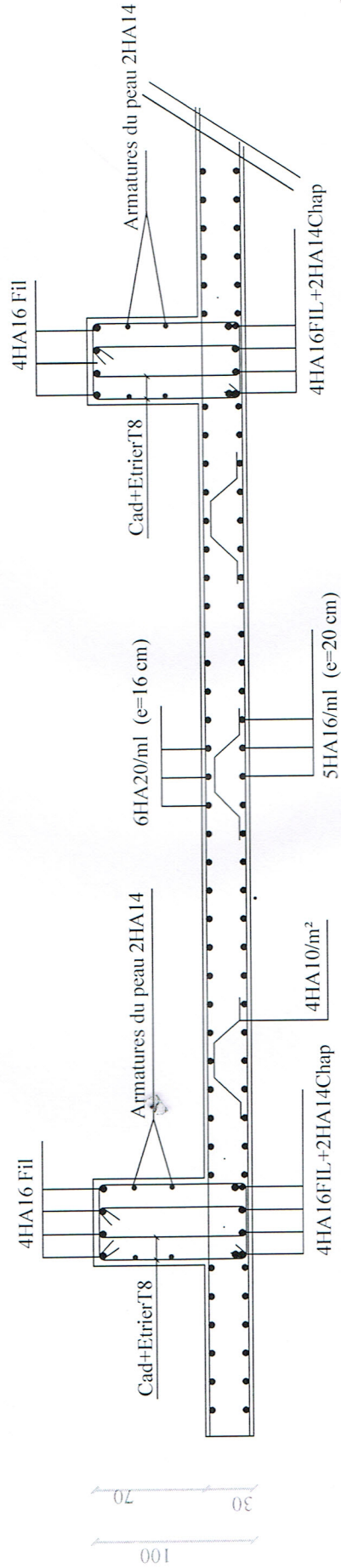
$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} \quad \rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} \quad \sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

Sens	zone	As (cm ²)	Ms	ρ_1	β	K ₁	σ_{st}	$\bar{\sigma}_{st}$	σ_b	$\bar{\sigma}_b$	Obs
xx	Appuis	11.12	226.43	0.212	0.925	51.67	231.72	348	4.48	15	Cv
	Travée	8.03	143.20	0.153	0.935	61.92	200.76	348	3.24	15	Cv
yy	Appuis	11.12	251.34	0.212	0.925	51.67	257.21	348	4.97	15	Cv
	travée	8.03	134.59	0.153	0.935	61.67	188.69	348	3.06	15	Cv

Tableau VI.11 : Vérification des contraintes à l'ELS

FERRAILLAGE DE LA DALLE DU RADIER ET LA NERVURE:

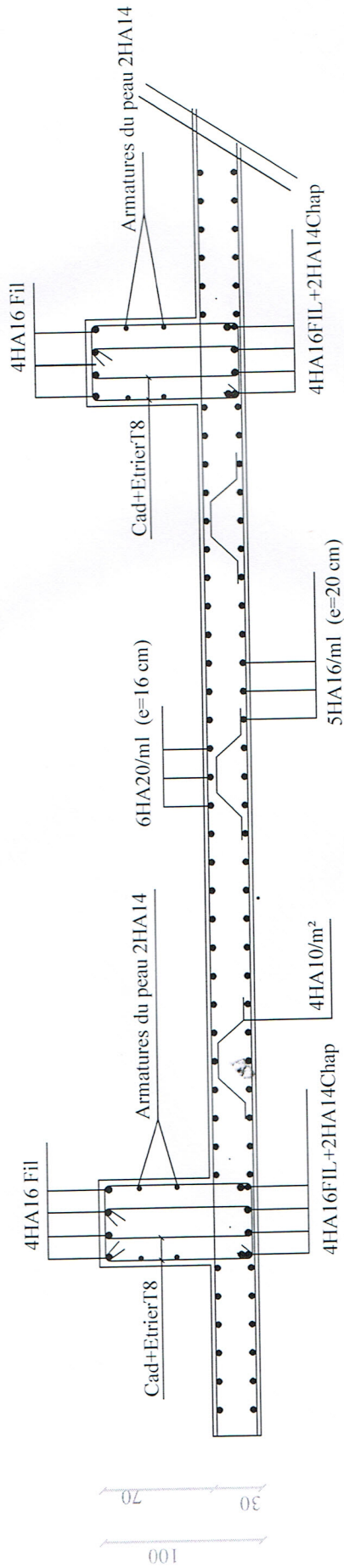
Sens X-X :



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
<u>ETUDIE PAR:</u> Melle HANOUDI KAMILIA Melle OULD CHABANE FATHA	<u>TITRE</u> FERRAILLAGE DU RADIER
<u>DIRIGE PAR:</u> Mr ILLOULI	
PROMOTION 2017	

FERRAILLAGE DE LA DALLE DU RADIER ET LA NERVURE :

Sens Y-Y :



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
ETUDIE PAR: Melle HANOUTI KAMILIA Melle OULD CHABANE FATIHA	TITRE FERRAILLAGE DU RADIER
DIRIGE PAR: Mr ILLOULI	
PROMOTION 2017	

Chapitre VII
Etude du Mur Plaque

VII.1. Introduction :

Pour assurer la stabilité de talus derrière notre structure, et pour faire face aux poussées des terres dû au remblai retenu par le mur, ainsi qu'aux charges d'exploitation éventuelles supportées par le remblai, il est nécessaire de prévoir un mur plaque en béton armé dont la hauteur est inférieure à 6m, celui-ci sera revêtu d'une couche de bitume et aussi un joint de 1cm d'épaisseur de polystyrène le séparant des poteaux.

VII.2. Pré dimensionnement du mur plaque :

L'épaisseur minimale imposée par le RPA 2003 (Art 10.1.2) est de 15 cm. On opte pour une épaisseur de 20cm.

Détermination des sollicitations :

Les contraintes qui s'exercent sur la face du voile sont σ_H et σ_V tel que :

$$\sigma_H = K_0 \cdot \sigma_V$$

Avec :

K_0 : Coefficient des poussées de terre au repos $K_0 = \frac{1 - \sin\varphi}{\cos\varphi}$

σ_H : Contraintes horizontales.

σ_V : Contrainte verticale.

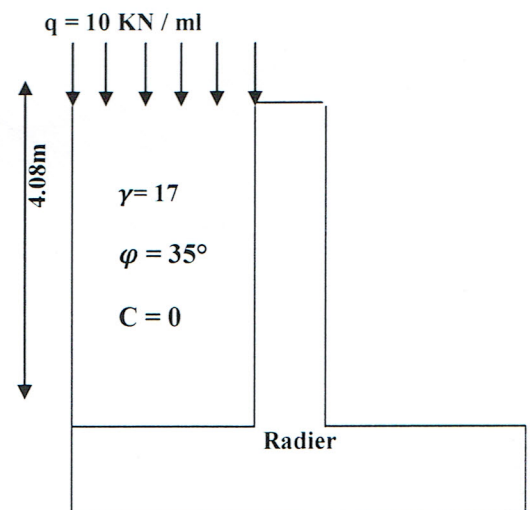
φ : Angle de frottement interne.

Données de calcul :

Surcharge éventuelle : $q = 10 \text{ KN / ml}$

Caractéristiques du sol :

Poids volumique des terres : $\gamma = 17 \text{ KN / m}^3$



FigureVII.1 : Schéma statique du Mur plaque

Angle de frottement : $\varphi = 35^\circ$

Cohésion : $C = 0$

Calcul des sollicitations :

$$K_0 = \frac{1 - \sin\varphi}{\cos\varphi} = \frac{1 - \sin 35}{\cos 35} = 0.52$$

$$\sigma_v = q + \gamma h \rightarrow 0 < h < 4.08 \text{ m}$$

▪ ELU :

$$\sigma_H = K_0 \sigma_v = K_0 (1.35\gamma h + 1.5q)$$

$$h = 0 \text{ m} \rightarrow \sigma_{H1} = 1.5 \times 10 \times 0.52 = 7.8 \text{ KN/m}^2$$

$$h = 3 \text{ m} \rightarrow \sigma_{H2} = 0.52 \times (1.35 \times 17 \times 4.08 + 1.5 \times 10) = 56.49 \text{ KN/m}^2$$

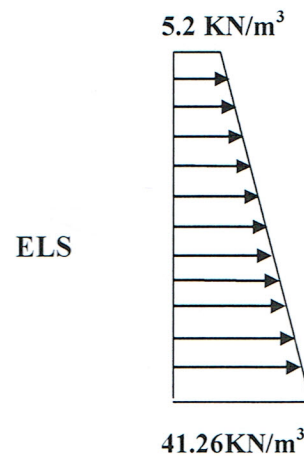
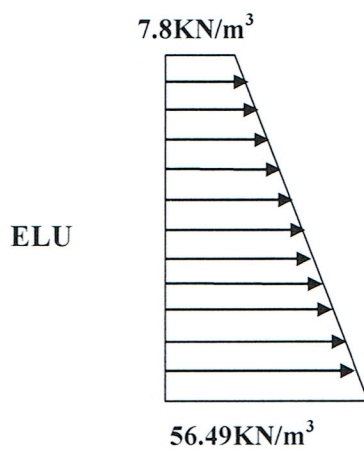
▪ ELS :

$$\sigma_H = K_0 \sigma_v = K_0 (\gamma h + q)$$

$$h = 0 \text{ m} \rightarrow \sigma_{H1} = 0.52 \times 10 = 5.2 \text{ KN/m}^2$$

$$h = 3 \text{ m} \rightarrow \sigma_{H2} = 0.52 \times (17 \times 4.08 + 10) = 41.26 \text{ KN/m}^2$$

Diagramme des contraintes :



Charges moyennes :**ELU :**

$$q_u = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \times 1\text{m} = \frac{3 \times 56.49 + 7.8}{4} \times 1\text{m} = 44.32 \text{KN/ml}$$

ELS :

$$q_s = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \times 1\text{m} = \frac{3 \times 41.26 + 5.2}{4} \times 1\text{m} = 32.24 \text{KN/ml}$$

VII.3. Ferrailage du mur plaque :**Méthode de calcul :**

Le mur plaque sera calculé en flexion comme un ensemble de dalles continue encastrees de 4 cotés au niveau des nervures, des poteaux.

Le panneau considéré est un panneau intermédiaire, dont l'appui peut assurer un encastrement partiel, et pour tenir compte de la continuité de la dalle on affecte les moments surappuis par les coefficients suivants :

- Moment en travée : 0.75
- Appuis intermédiaire : 0.5

Identification de panneau : $L_x = 4.08 \text{ m}$ et $l_y = 5 \text{ m}$

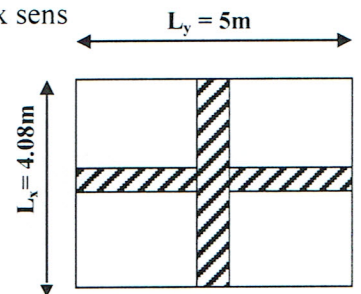
$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{4.08}{5} = 0.82 \rightarrow 0.4 < \rho < 1 \rightarrow \text{le panneau travaille dans les deux sens}$$

Calcul à l'ELU :

$$\rho = 0.82 \rightarrow \mu_x = 0.0542 \text{ et } \mu_y = 0.631$$

$$M_{0x} = \mu_x q l_x^2 = 0.0542 \times 44.32 \times 4.08^2 = 39.99 \text{KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y M_{0x} = 0.631 \times 39.99 = 25.23 \text{KN.m}$$



Correction des moments :**Sens x-x :**

$$M_a = -0.5 \times 39.99 = -19.99 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.75 \times 39.99 = 29.99 \text{ KN.m}$$

Sens y-y :

$$M_a = -0.5 \times 25.23 = -12.61 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.75 \times 25.23 = 18.92 \text{ KN.m}$$

Ferraillage du mur plaque :

Sens	zone	M_u (KN.m)	μ_u	β	section	A (cm ²)	A_{\min} (cm ²)	$A_{\text{adoptée}}$ (cm ²)	S_t (cm)	e (cm)
xx	Appuis	19.99	0.048	0.975	SSA	3.46	2	6HA12 6.78	= 16	20
	Travée	29.99	0.074	0.962	SSA	5.27	2	6HA14 9.24	= 16	20
yy	Appuis	12.61	0.030	0.985	SSA	2.16	2	6HA12 6.78	= 16	20
	travée	18.92	0.046	0.976	SSA	3.27	2	6HA14 9.24	= 16	20

Tableau VII.1: Ferraillage du mur plaque.**VII.4. Recommandations du RPA :**

Le mur plaque doit avoir les caractéristiques suivantes :

- Les armatures sont constituées de deux nappes
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0,10%B dans les deux sens (horizontal et vertical)
- $A \geq 0.001 b h = 0.001 \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2$
- Les deux nappes sont reliées par des épingles/m² en HA8.

VII.5. Vérification à l'ELS :**Calcul à l'ELS :**

$$\rho = 0.82 \rightarrow \mu_x = 0.061 \text{ et } \mu_y = 0.737$$

$$M_{0x} = \mu_x q l_x^2 = 0.061 \times 32.24 \times 4.08^2 = 32.74 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y M_{0x} = 0.737 \times 32.74 = 24.13 \text{ KN.m}$$

Correction des moments :**Sens x-x :**

$$M_a = -0.5 \times 32.74 = -16.37 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.75 \times 32.74 = 24.55 \text{ KN.m}$$

Sens y-y :

$$M_a = -0.5 \times 24.13 = -12.06 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.75 \times 24.13 = 18.09 \text{ KN.m}$$

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 :

$$\bar{\sigma}_{st} = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} f_c ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\} = 201.63 \text{ Mpa}$$

Dans le béton :

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

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

$$\bullet \quad \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta \cdot d \cdot A_{st}} \rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} \sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

Sens	zone	As (cm ²)	Ms	ρ_1	β	K ₁	σ_{st}	$\bar{\sigma}_{st}$	σ_b	$\bar{\sigma}_b$	Obs
xx	Appuis	6.78	16.37	0.398	0.903	36.55	157.28	201.63	4.30	15	Cv
	Travée	9.24	24.55	0.543	0.889	30.04	175.80	201.63	5.85	15	Cv
yy	Appuis	6.78	12.06	0.398	0.903	36.55	115.87	201.63	3.17	15	Cv
	travée	9.24	18.92	0.543	0.889	30.04	135.48	201.63	4.51	15	Cv

Tableau VII.2: vérification des contraintes a ELS.

Résultats:

L'épaisseur du Mur plaque est de **20cm**.

✓ Le ferrailage du Mur plaque est comme suit :

Sens x-x :

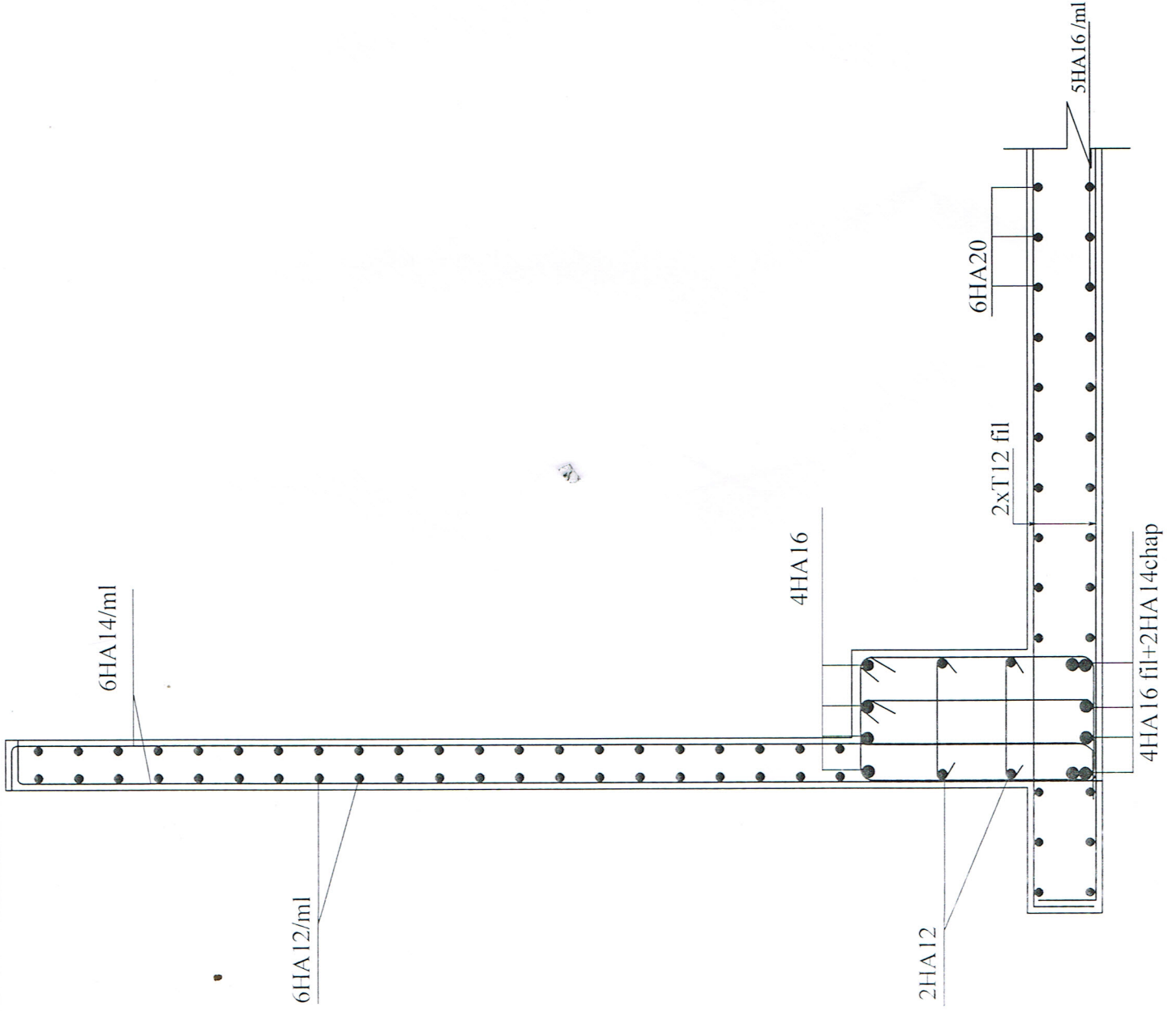
En travée :6HA14/ml avec un espacement de **16 cm**.

Aux appuis: 6HA12/ml avec un espacement de **16 cm**.

Sens y-y :

En travée :6HA14/ml avec un espacement de **16 cm**.

Aux appuis :6HA12/ml avec un espacement de **16 cm**.



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

ETUDIE PAR:

Melle HANOUTI KAMILIA

Melle OULD CHABANE FATIHA

DIRIGE PAR:

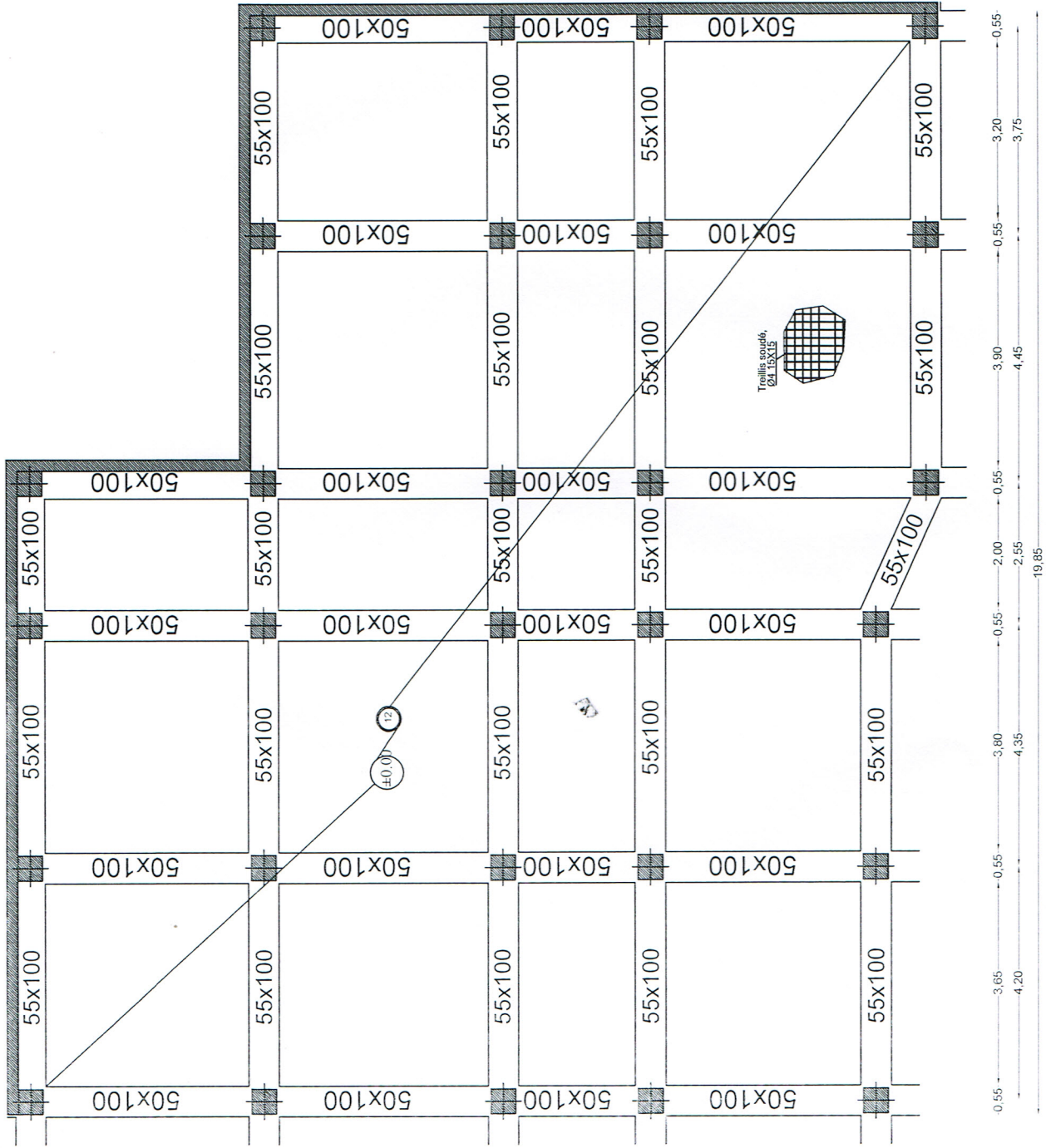
Mr ILLOULI

TITRE

FERRAILLAGE DE MUR PLAQUE

PROMOTION 2017

Plans de Coffrage



15.75
4.05
2.85
4.30
4.20
0.55
3.65
0.55
3.80
0.55
2.00
0.55
3.90
0.55
3.20
0.55
4.20
4.35
4.45
3.75
19.85

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDE PAR: Melle HANOUTI KAMILIA Melle OULD CHABANE FATIHA	TITRE: COFFRAGE DES FONDATIONS
DIRIGE PAR: Mr. ILLLOULI	PROMOTION 2017

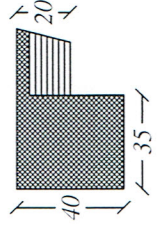
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 UNIVERSITE MOULOUD MAMMERRI DE TIZI OUZOU
 FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDE PAR:
 Melle HANOUTI KAMILIA
 Melle OULD CHABANE FATIHA

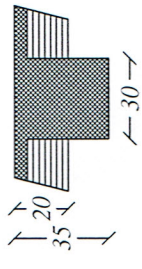
TITRE:
 COFFRAGE DE RDC

DIRIGE PAR:
 Mr. ILLLOULI
 PROMOTION 2017

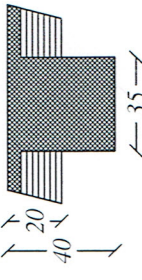
COUPE 1-1 :



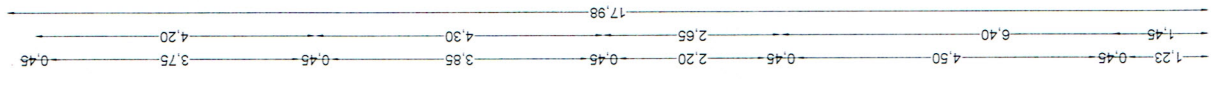
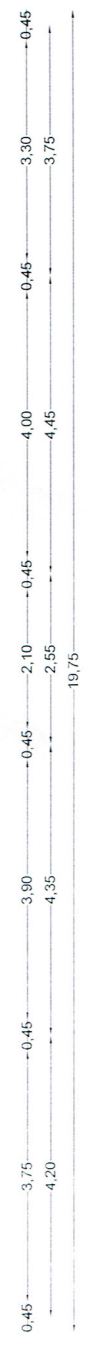
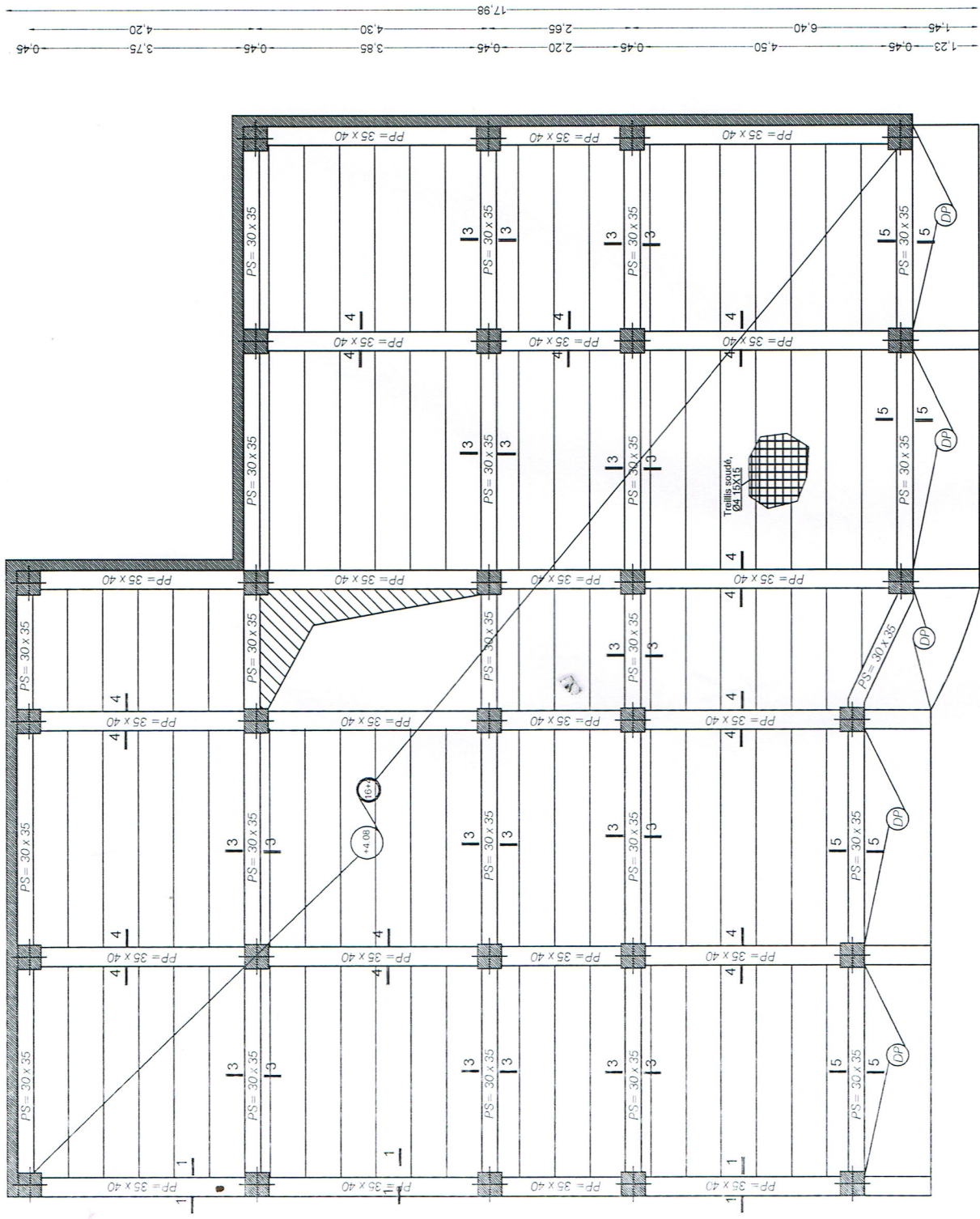
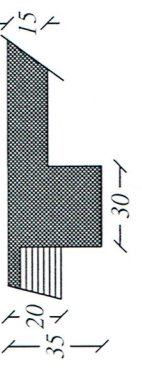
COUPE 3-3 :



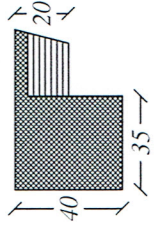
COUPE 4-4 :



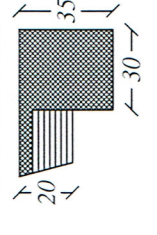
COUPE 5-5 :



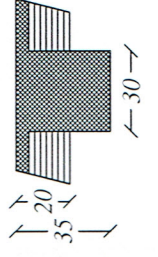
COUPE 1-1 :



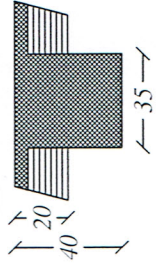
COUPE 2-2 :



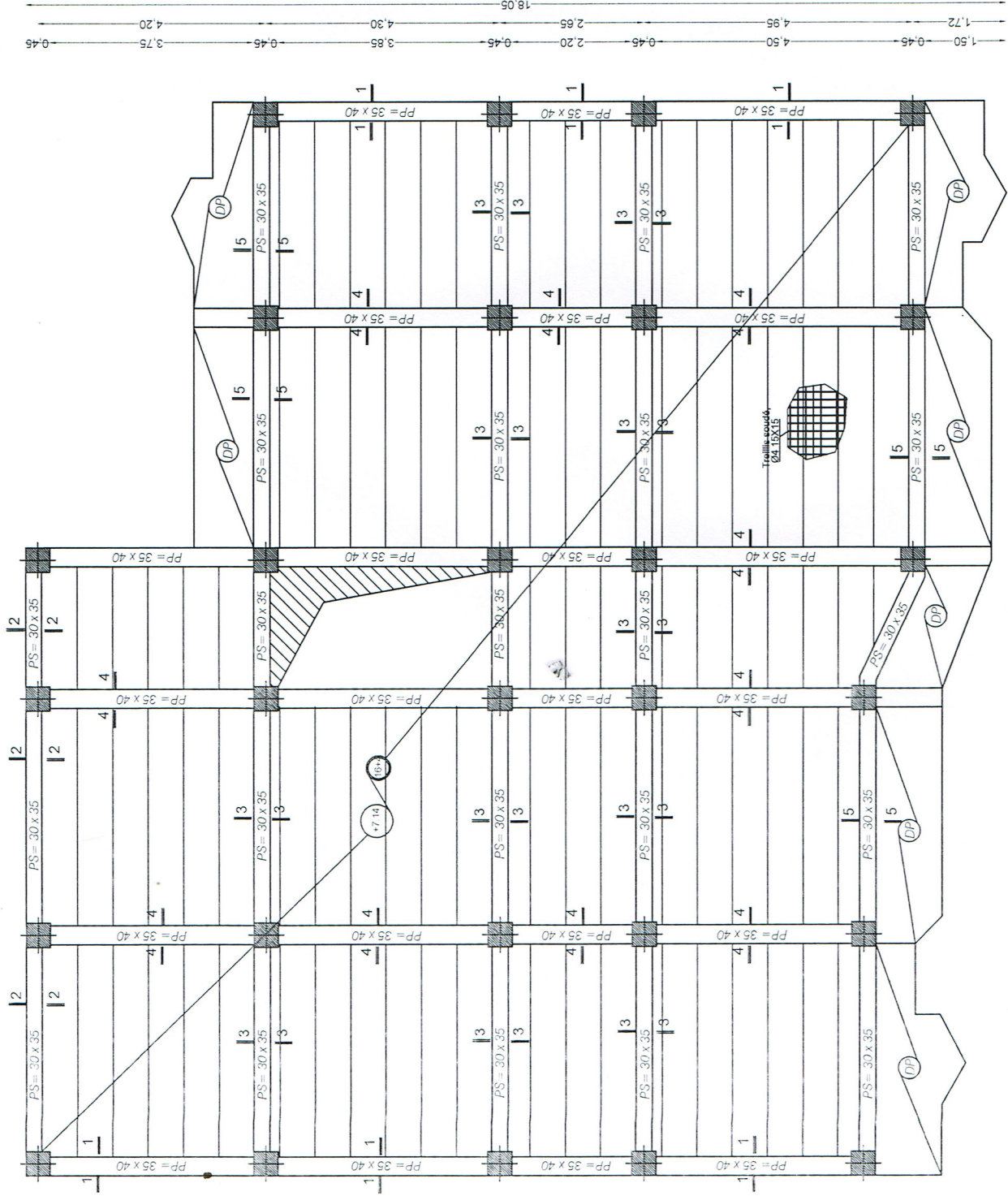
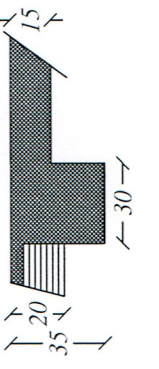
COUPE 3-3 :



COUPE 4-4 :



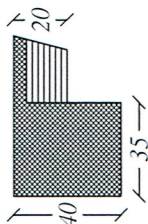
COUPE 5-5 :



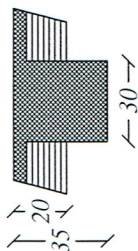
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU
 FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDE PAR: Melle HANOUTI KAMILIA Melle OULD CHABANE FATHA	TITRE: COFFRAGE DE 1ere ETAGE
DIRIGE PAR: Mr ILLLOULI	PROMOTION 2017

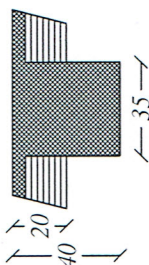
COUPE 1-1 :



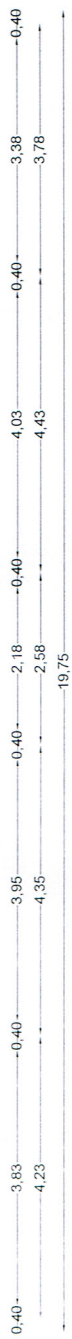
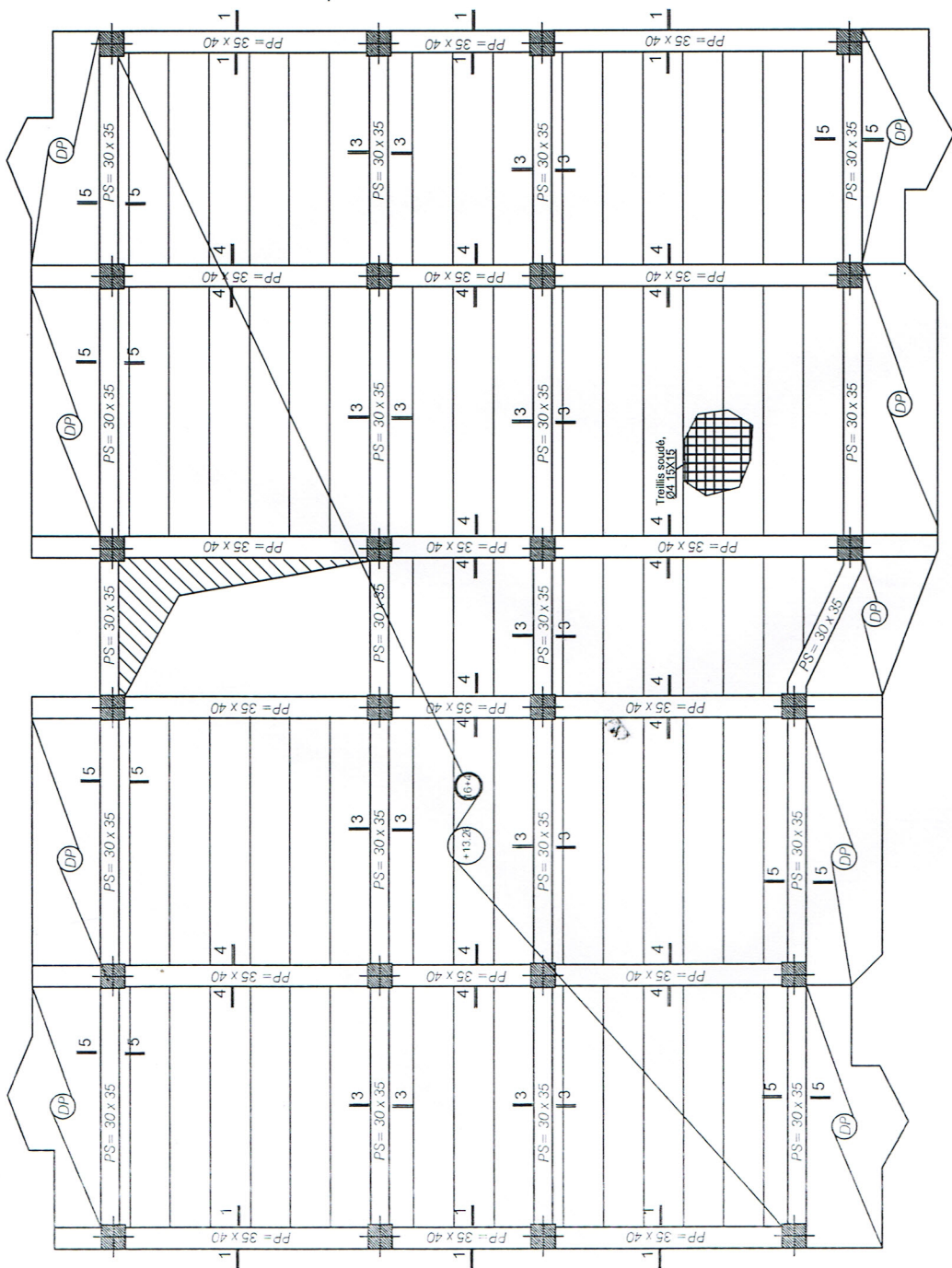
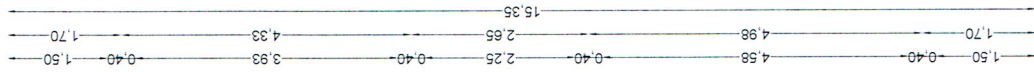
COUPE 3-3 :



COUPE 4-4 :

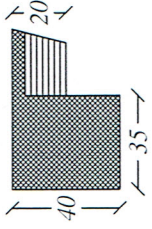


COUPE 5-5 :

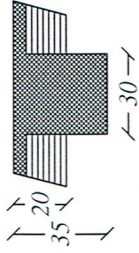


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOUD MAMMARI DE TIZI OUZOU FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
ETUDE PAR: Melle HANOUTI KAMILIA Melle OULD CHABANE FATIHA	TITRE: COFFRAGE DE L'ETAGE COURANT
DIRIGE PAR: Mr ILLOULI	PROMOTION 2017

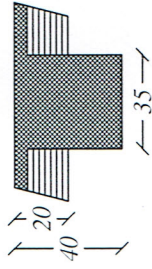
COUPE 1-1 :



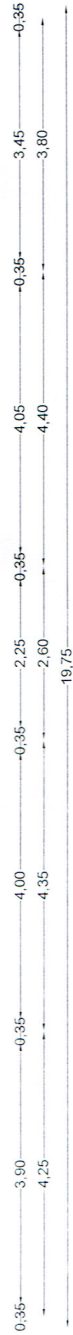
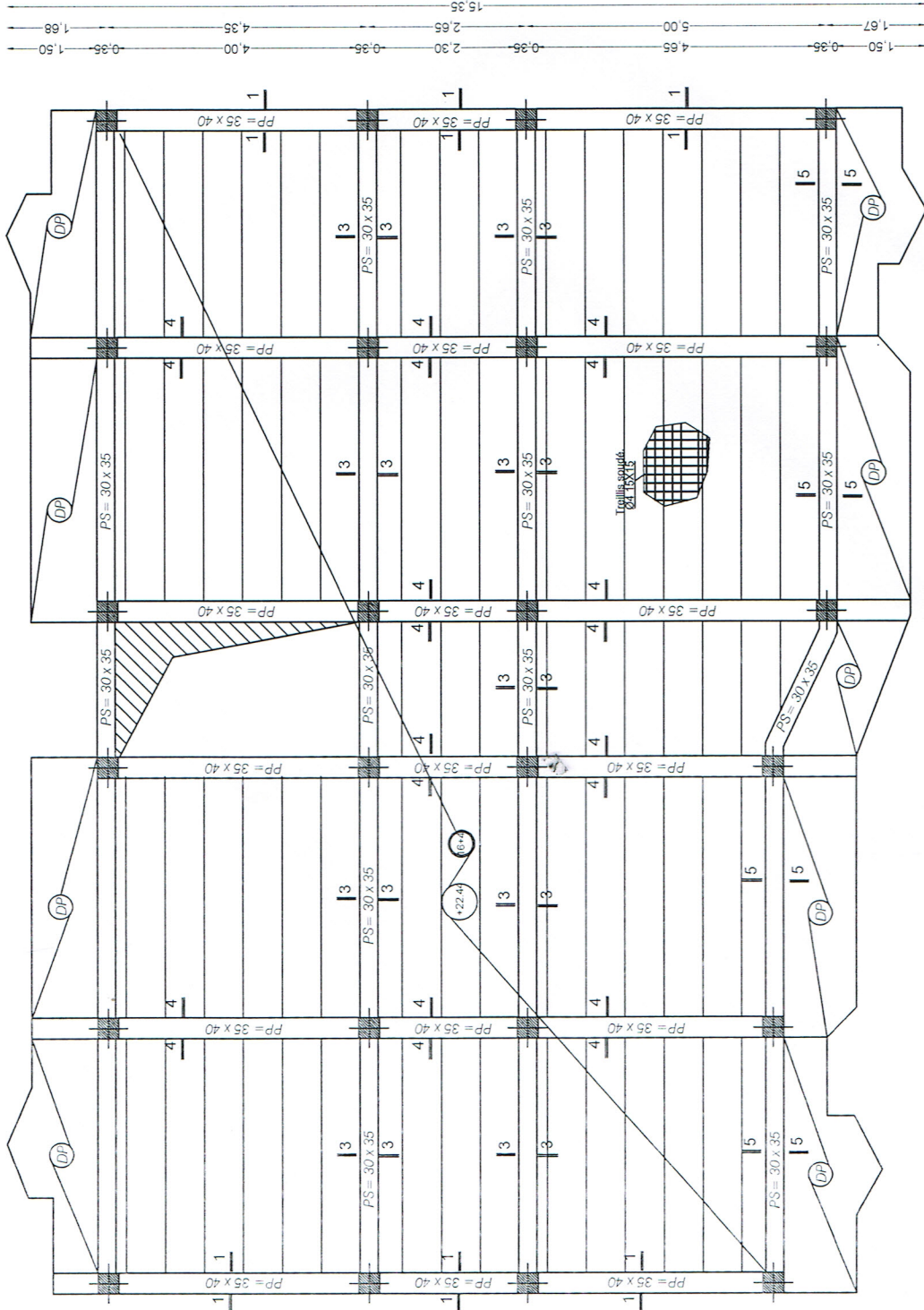
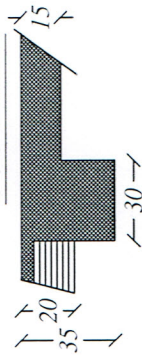
COUPE 3-3 :



COUPE 4-4 :



COUPE 5-5 :



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

ETUDE PAR:

Melle HANOUTI KAMILIA
 Melle OULD CHABANE FATIHA

TITRE:

COFFRAGE DE 7 eme ETAGE

DIRIGE PAR:

Mr. ILLLOULI

PROMOTION 2017

Conclusion Générale

L'étude que nous avons menée dans le cadre de ce projet nous a permis de concrétiser l'apprentissage théorique du cycle de formation de l'ingénieur et surtout d'apprendre les différentes techniques de calcul, les concepts et les règlements régissant le domaine étudié d'une part.

Et d'autre part d'acquérir des connaissances nouvelles sur les méthodes de calcul et d'études des structures ; même sur la pratique des logiciels comme ETABS ; AUTOCAD ... qui permet de réduire le temps et facilite l'analyse et le dessin des structures.

Les avancées scientifiques significatives en matière de connaissance des séismes et la maîtrise de leur phénomène imposent des mises à jour régulières des règlements parasismiques afin d'assurer une protection acceptable des vies humaines et des constructions vis-à-vis des actions sismiques, sans oublier le côté économique.

Dans le domaine de génie civil on s'intéresse à la résistance, durabilité et l'économie.

Nous espérons que ce travail sera un point de départ pour d'autres projets dans notre vie professionnelle.

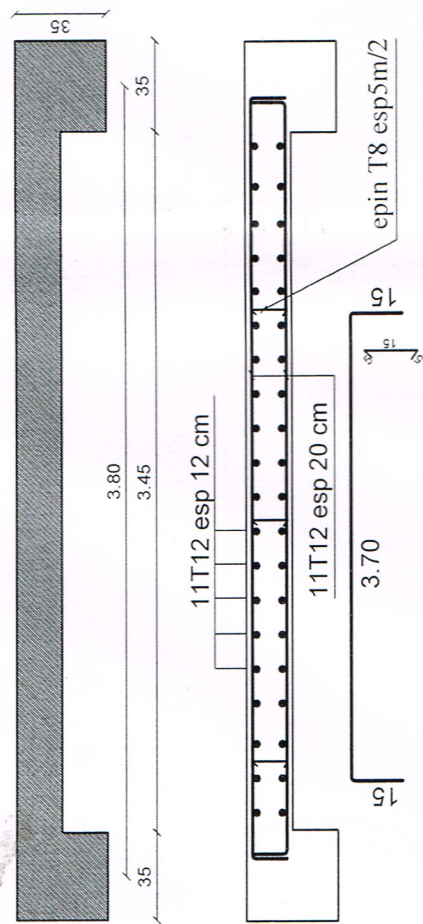
Bibliographie

Bibliographie

- [1] Règles parasismiques algérienne RPA99 (version 2003).
- [2] DTR B.C.2.2 (Charges permanentes et charges d'exploitation).
- [3] Béton armé BAEL91 modifié et DTU associés (Jean-Pierre MOUGIN).
- [4] Règles BAEL 91 modifié 99, Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites.
- [5] Formulaire de Béton armé (Tomes1 et 2 de Victor DAVIDOVICI).
- [6] Cours et TD (Béton, MDS et RDM).
- [7] Mémoires de fin d'étude des promotions précédentes.

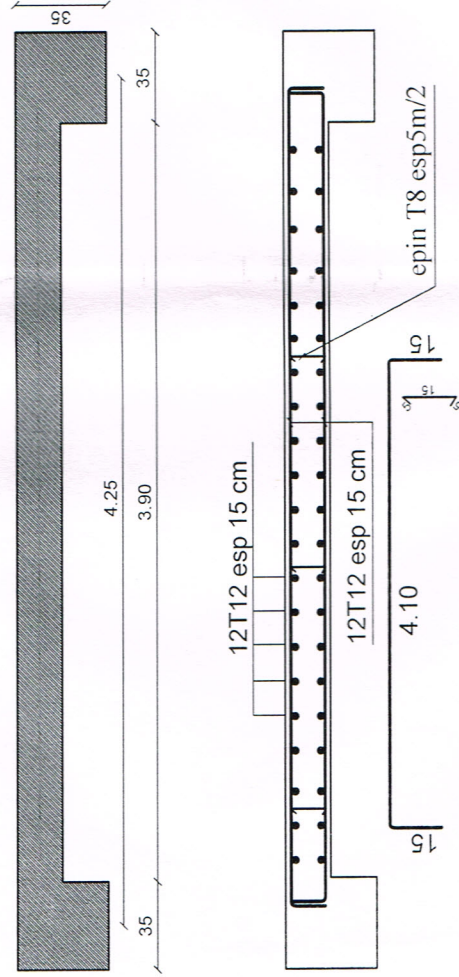
Coffrage et Ferrailage des VL 3.80 m

ZONE 3

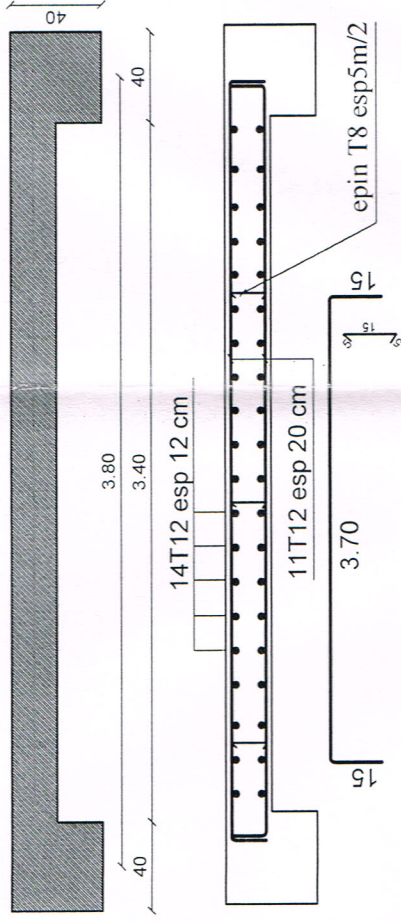


Coffrage et Ferrailage des VL 4.25 m

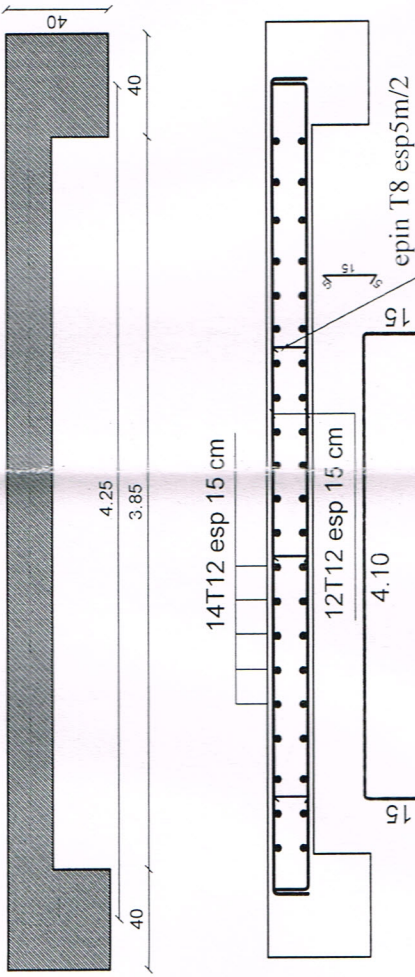
ZONE3



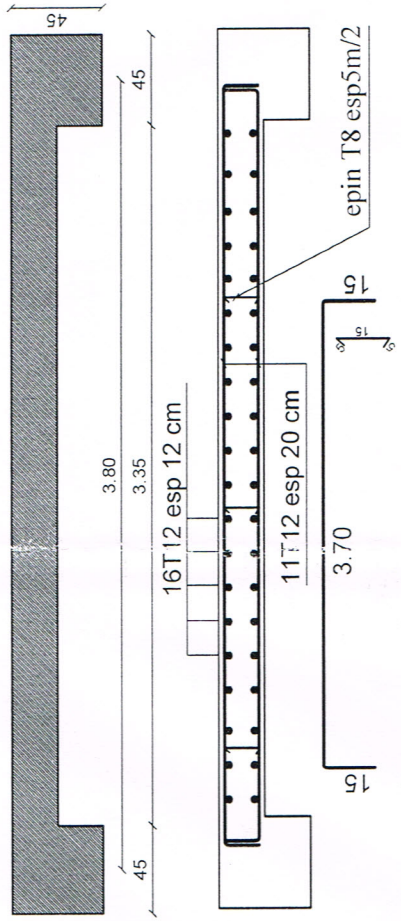
ZONE 2



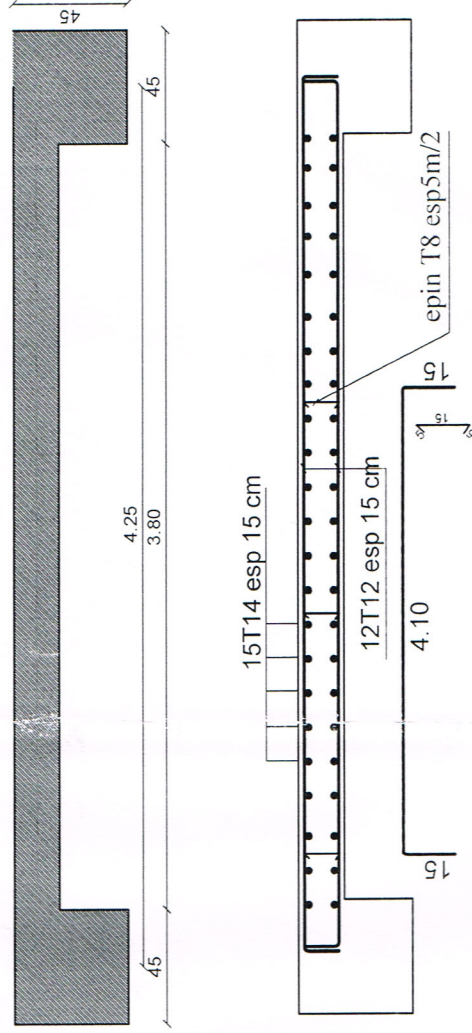
ZONE2



ZONE1



ZONE 1



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOU D MAMMERI DE TIZI OUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR:

Melle HANOUTI KAMILIA

Melle OULD CHABANE FATIHA

DIRIGE PAR:

Mr ILLOULI

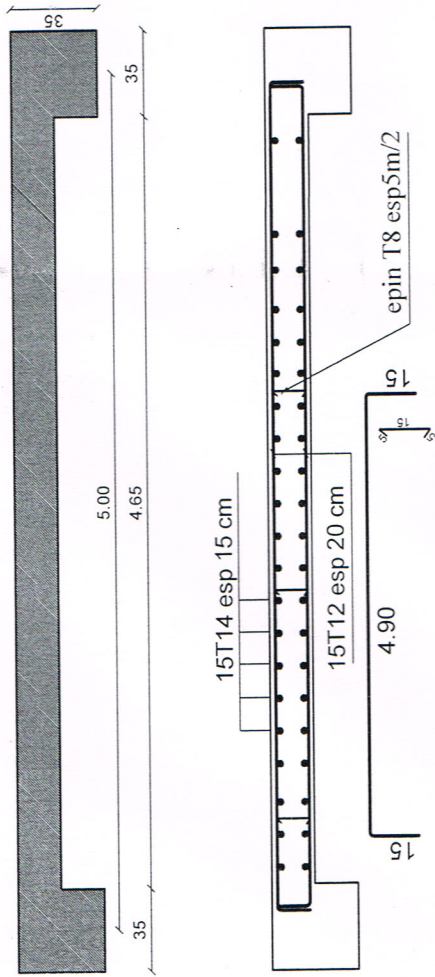
TITRE

FERRAILLAGE DES
VOILES LONGITUDINALES

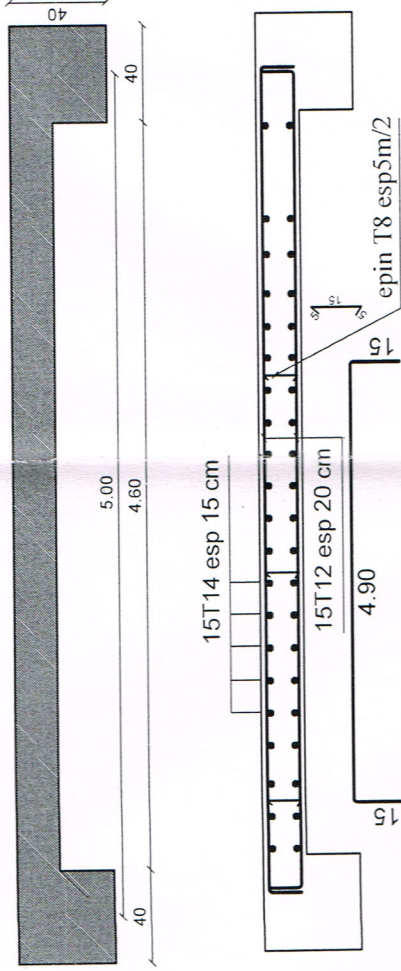
PROMOTION 2017

Coffrage et Ferrailage des VL 5.00 m

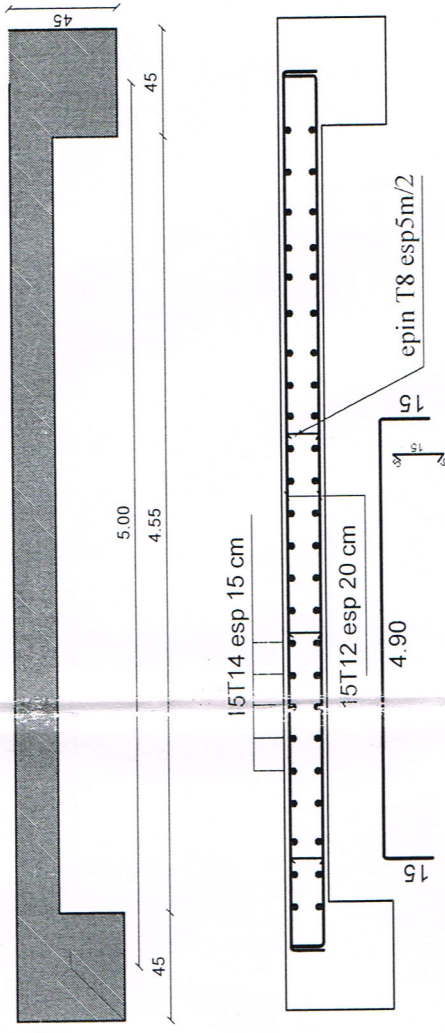
Zone 3



Zone 2

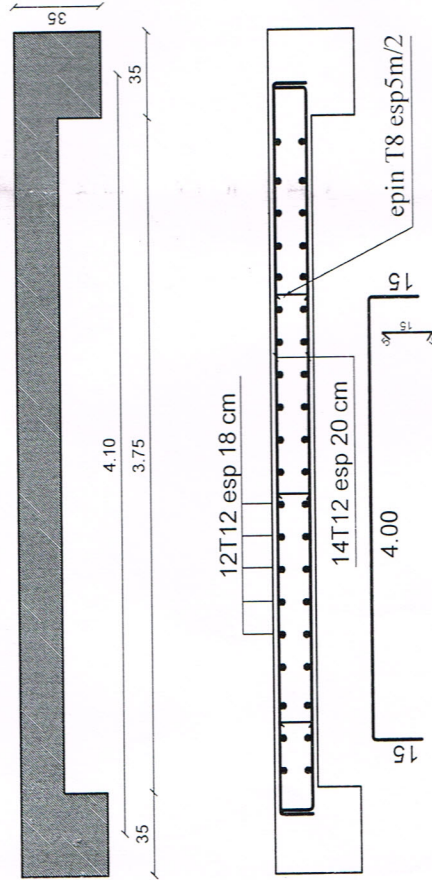


Zone 1

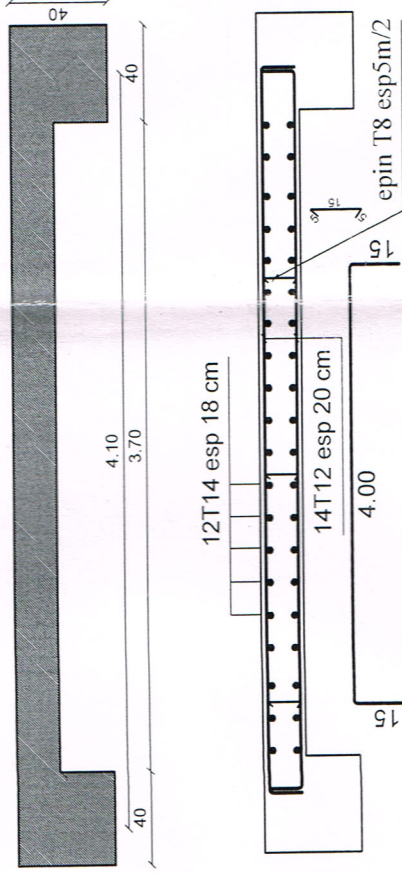


Coffrage et Ferrailage des VT 4.10

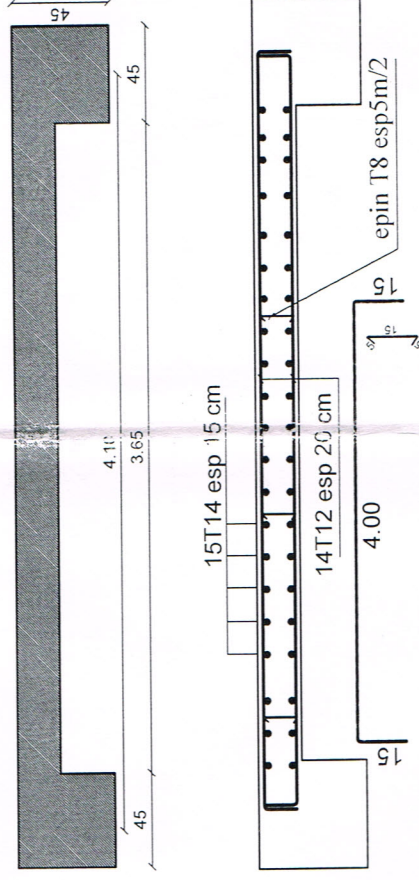
Zone 3



Zone 2



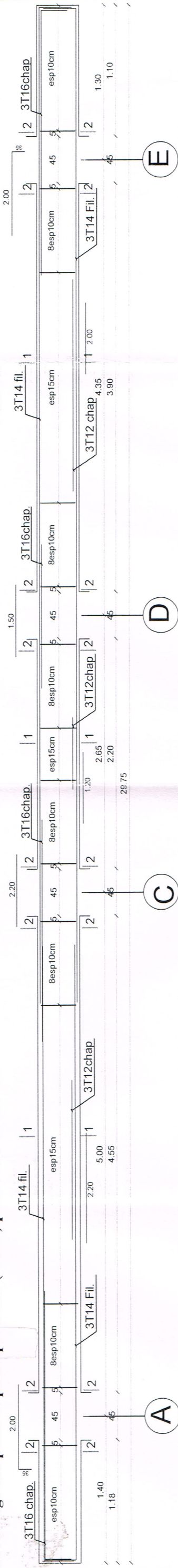
Zone 1



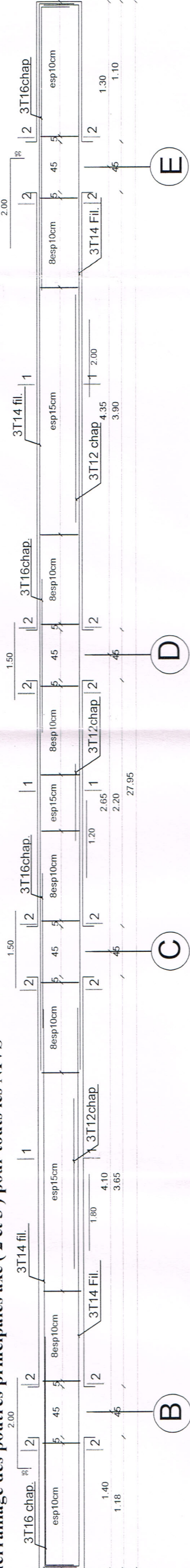
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 UNIVERSITE MOULOU MAMMERI DE TIZI OUZOU
 FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR: Melle HANOUDI KAMILIA Melle OULD CHABANE FATIHA	TITRE FERRAILAGE DES VOILES TRANSVERSALES
DIRIGE PAR: Mr ILLGULI	PROMOTION 2017

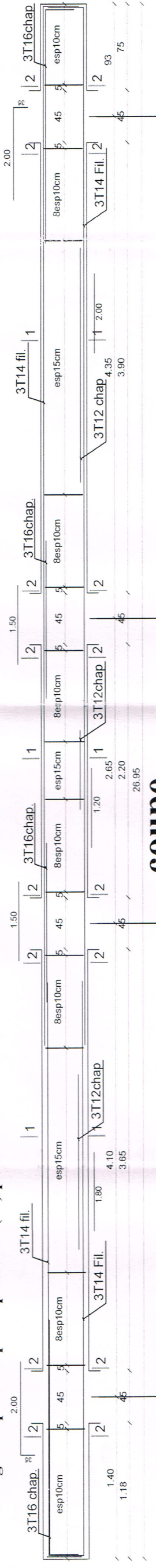
ferrailage des poutres principales axe (4/5/6) pour tous les NIVS



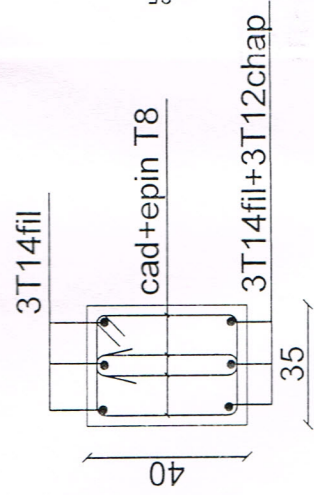
ferrailage des poutres principales axe (2 et 3) pour tous les NIVS



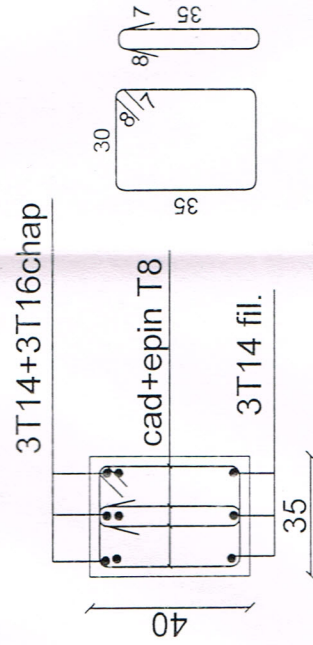
ferrailage des poutres principales axe (1) pour tous les NIVS



coupe 1 - 1



coupe 2 - 2



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR:

Melle HANOUTI KAMILIA
Melle OULD CHABANE FATIHA

TITRE

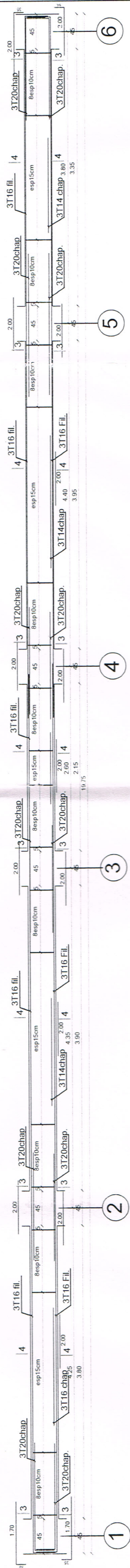
FERRAILLAGE DES
POUTRES PRINCIPALES

DIRIGE PAR:

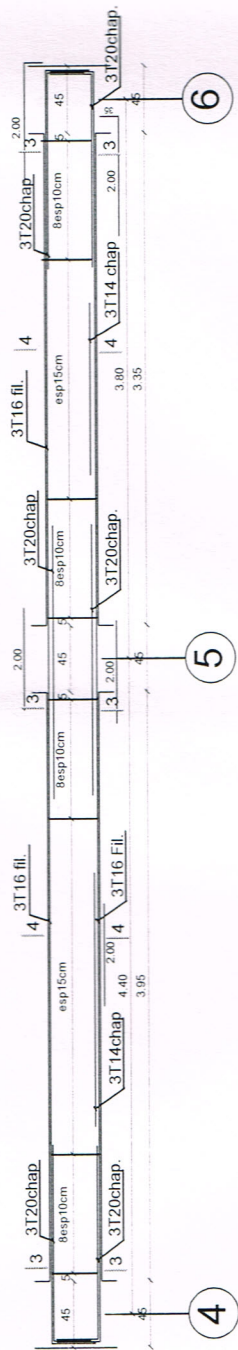
Mr ILLOULI

PROMOTION 2017

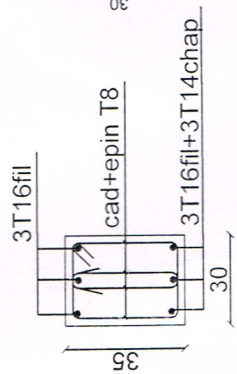
ferrailage des poutres SECONDAIRES files (B/C/D/E) pour tous les NIVS



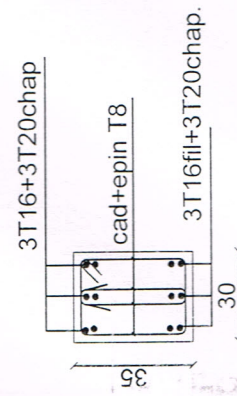
ferrailage des poutres SECONDAIRE FILE (A) pour tous les NIVS



coupe
4 - 4



coupe
3 - 3



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR:

Melle HANOUDI KAM'LIA
Melle OULD CHABANE FATIHA

TITRE

FERRAILLAGE DES
POUTRES SECONDAIRES

DIRIGE PAR:

Mr ILLOULI

PROMOTION 2017