

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou

Faculté de Génie de la Construction

Département de Génie Civil



Mémoire

De fin d'étude

*En vue de l'obtention du diplôme master 2 en Génie
Civil*

OPTION : Constructions Civiles et Industrielles (CCI)

Thème

**Etude de la structure d'un bâtiment en
(RDC+4étage+Entre Sol +toiture) à usage
d'habitation et commercial contreventée par
portiques et voiles en béton armé avec logiciel
ETABS**

Dirigé par :

M^r : MEGHLAT

Étudié par :

BOUAMRANE CYLIA

Promotion 2019

Remerciements



Nous rendons grâce à Dieu, de nous avoir accordé le courage et la patience jusqu'à l'aboutissement de nos études et l'accomplissement de ce modeste travail.

*Nous tenons à adresser nos vifs remerciements tout particulièrement à notre promoteur **Mr. MEGHLAT** pour le vif intérêt qu'il a témoigné à l'égard de notre travail, sa disponibilité, ses orientations, et pour ces précieux conseils tout le long de notre travail.*

Aussi il a su répondre à notre nombreuse sollicitation avec efficacité.

Nous tenons également à remercier toute personne ayant contribué de près ou de loin à la réalisation de ce modeste projet.

Dédicaces



Je tiens à exprimer ma sincère reconnaissance à mes chers parents, ma sœur et mes frères : ils n'ont pas hésité à accepter mon rythme et reprendre présent à tout moment, alors je leur dédie ce travail.

Je le dédie aussi à tous mes amis : Kahina et Ghania;

A tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à sa réussite.

Cylia

Sommaire

Introduction générale.....	01
Chapitre I : Présentation de l'ouvrage.....	02
Chapitre II : Pré dimensionnement.....	15
Chapitre III : Calcul des éléments non-structuraux.....	38
III.1 -L'acrotère	38
III.2 –planchers.....	44
III.3 -escaliers	67
III.4–salle machine	87
III.5–toiture	98
Chapitre IV : contreventement	107
Chapitre V : Modélisation et vérification selon les exigences du RPA	120
Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux.....	132
VI.1 – Poteaux.....	132
VI.2 – Poutres.....	144
VI.3- Voiles.....	154
Chapitre VII : Etude du Mur Plaque	166
Chapitre VIII : Etude d'infrastructure	171
Conclusion générale	181

Bibliographie

Introduction générale

Introduction générale

Le génie civil est un domaine qui s'intéresse à la construction de divers ouvrages tels que :

- les bâtiments à multiple usage,
- les gros œuvres de fondations des bâtiments de toutes natures,
- les ponts, viaducs et tunnels, désignées habituellement comme ouvrages d'art,
- les barrages, quais, les bassins et autres constructions hydrauliques
- L'ossature porteuse des constructions industrielles, usines, réservoirs, grandes canalisations, etc.
- Les terrassements et les chaussées.

Au cours de ce travail, nous nous sommes intéressés à l'étude de conception de la structure d'un bâtiment en (R+4+ Etre sol+ terrasse en charpente). Pour le calcul de la structure nous avons utilisé un logiciel de calcul (ETABS) adapté essentiellement aux calculs des ossatures en béton armé. L'utilisation d'un tel logiciel permet une rapidité de l'exécution et une fiabilité des résultats. Pour cela, une interprétation juste et correcte des résultats est plus qu'indispensable.

Nous commençons notre travail par la description et la présentation de l'ouvrage et des matériaux utilisés notamment le béton et l'acier ; Nous nous intéressons ensuite au calcul des éléments non structuraux (planchers, escaliers ...) mais nous passerons avant à leurs pré dimensionnement).

Après avoir suivi les différentes étapes de modélisation, nous passerons à l'exploitation des résultats obtenus qui nous permettront de procéder au ferrailage et aux vérifications des différentes sollicitations. Par la suite nous passerons à l'élaboration des plans d'exécution.

Au final, nous terminerons par une conclusion qui dressera une synthèse des connaissances acquises ouvrant à des perspectives.

Chapitre I

Présentation de l'ouvrage

I. 1. INTRODUCTION :

Le projet présenté dans ce mémoire a pour but d'étudier la structure d'un bâtiment (entre sol+ RDC+4 +terrasse en charpente) à usage mixte habitation et commerciale. Le bâtiment sera implanté à la wilaya de TIZI OUZOU.

Nous calculons dans ce qui suit seront conformes aux règlements de **BAEL** modifié 99(béton armé aux états limites),**RPA99**modifié 2003(règles parasismique algériennes),**DTR**(document technique réglementaire), **CBA**

I.1.2. Données du site (RPA):

- Le bâtiment est implanté dans une zone classée par le RPA 99/ modifié en 2003,comme zone sismique zone IIa.
- L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2.
- Le site est considéré comme ferme : catégorie S2.
- Contrainte admissible de sol : $\sigma_{sol}=2bars$

I.1.3. La nature de l'ouvrage :

Le bâtiment est composé de :

- l'entre sol est à usage commercial ;
- le RDC est à usage de service ;
- les étages courants sont à usage d'habitation ;
- 01cage d'escaliers
- 01 cage d'ascenseur.

I.2. Caractéristiques géométriques du bâtiment :

Notre bâtiment a pour dimensions suivantes :

a) Dimension en élévation :

- Hauteur totale du bâtiment(sans la charpente) :.....Ht=19.38m
- Hauteur d'étage courant :.....H = 3.06m
- Hauteur de riez- de chaussé :.....H = 3.06m
- Hauteur du l'entre sol :.....H = 4.08m
- Hauteur de la charpente :.....H=3.00m

b) Dimensions en plan :

- Longueur du bâtiment :.....L=25.60m (sens longitudinal)
- Largeur du bâtiment :.....l =12m (sens transversale)

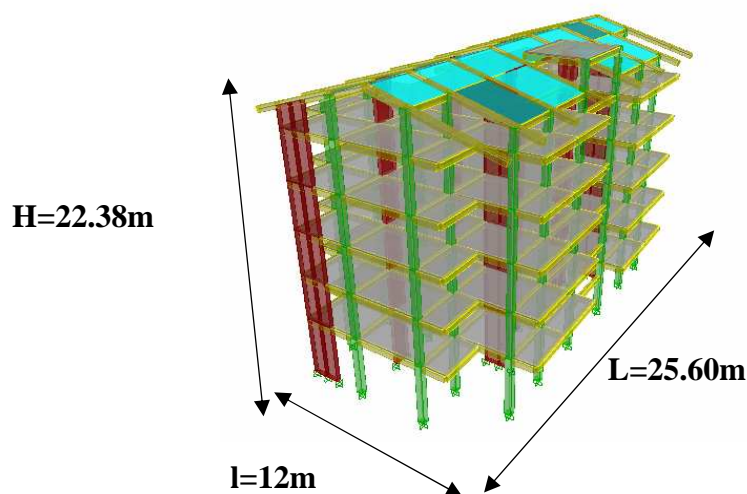


fig. I : les dimensions de la structure

I.3. Caractéristiques mécaniques des matériaux :**Introduction :**

Les matériaux utilisés dans les travaux de bâtiment et de génie civil doivent répondre à des impératifs de qualité et à des caractéristiques propres à chaque usage. Ses matériaux de structure jouent un rôle important dans la résistance des constructions

I.3.1 Béton

Le béton est un matériau de construction Constitue de ciment (liant hydraulique), gravier (roches concassé), eau degâchage, sable, air (vide), pour l'améliore on ajout des adjuvants (éventuel).Il caractérise de point de vu mécanique par sa résistance à la compression qui est élevé par rapport à sa résistance à la traction qui est faible.

➤ La composition du béton :**1) Ciment :**

Le ciment est un liant hydraulique (qui durcit sous l'action de l'eau),joue le rôle entre produits employés dans la construction.La fabrication de ciment se réduit aux trois opérations suivantes :

- Réparation du cru ;
- Cuisson ;
- broyage et conditionnement

Les matières premières essentielles sont la roche calcaire et argileelles sont broyées et éventuellement additionnées de produitssecondaires.Le mélange obtenu s'appelle le cru et est composé d'environ 80 % de calcaire et d'environ 20 % d'argile.

2) Granulats :

Les granulats étant le squelette du béton, ils améliorent la résistance.Un granulats est caractérisé par sa classe d/D; d et D étant respectivement la plus petite et la plus grande dimension des grains.et cette dimension comprise entre 3 et 80mm.

3) Sables :

Le sable est un matériau granulaire composé de particules provenant de la dégradation de roches (essentiellement des roches), la grosseur de ces grains est généralement inférieure à 5mm.

4) Pierraille :

Elles sont constituées par des grains rocheux dont la grosseur est généralement comprise entre 5 et 30mm

Elles doivent être dures, propres. Elles peuvent être extraites du lit de rivière(Matériaux roulés) ou obtenues par concassage de roches dures (matériaux concassés).

I.3.2.2. Dosage de béton :

Le dosage de béton est le poids du liant employé pour réaliser un mètre cube de béton. Dans notre ouvrage le béton est composé de granulats naturels dosés à 350 Kg/m³. Ce dosage est destiné à offrir les garanties de résistance et à présenter une protection efficace de l'armature.

La réalité pratique conduit vers le rapport **eau/ciment = 0.5**, pour limiter le retrait du béton.

Si **eau / ciment > 0.5** : un dosage trop élevé en eau, ce qui conduit à un fort retrait.

Si **eau / ciment < 0.5** : il y a insuffisance d'eau, ce qui va conduire à un défaut de maniabilité qui entraînera un mauvais remplissage des moules et une mauvaise étanchéité.

Remarque : Pour maintenir **E/C = 0.5**, il y a lieu d'ajouter des adjuvants.

Résistance caractéristique du béton :

a. Résistance à la compression (Art A-2.11 BAEL 91):

La résistance caractéristique à la compression du béton f_{cj} à j jours d'âge est déterminée à partir d'essais sur des éprouvettes 16cm x 32cm.

Le 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 < 28 jours, sa résistance à la compression est calculée comme suit :

- Pour des résistances $f_{c28} \leq 40$ MPa :

$$\left\{ \begin{array}{ll} f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28} & \text{Si } j < 60 \text{ jours} \\ f_{cj} = 1.1 f_{c28} & \text{Si } j > 60 \text{ jours} \end{array} \right.$$

- Pour des résistances $f_{c28} > 40$ MPa :

$$f_{cj} = \frac{j}{1.40 + 0.95j} f_{c28} \quad \text{Si } j < 28 \text{ jours}$$

Pour le projet on adoptera $f_{c28} = 25$ MPa

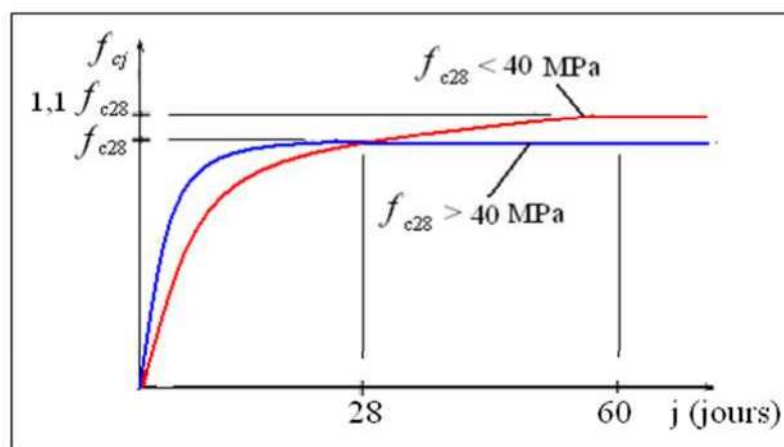


Fig. I.1. Evolution de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton.

b. Résistance à la traction (Art A-2.12 BAEL 91) :

La résistance caractéristique à la traction du béton à jours, notée f_{tj} , est conventionnellement définie par les relations :

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{tj} = 0.6 + 0.06f_{cj} \quad \text{si } f_{cj} \leq 60 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

Pour notre projet on trouve $f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times 25 = 2.1 \text{ MPa}$

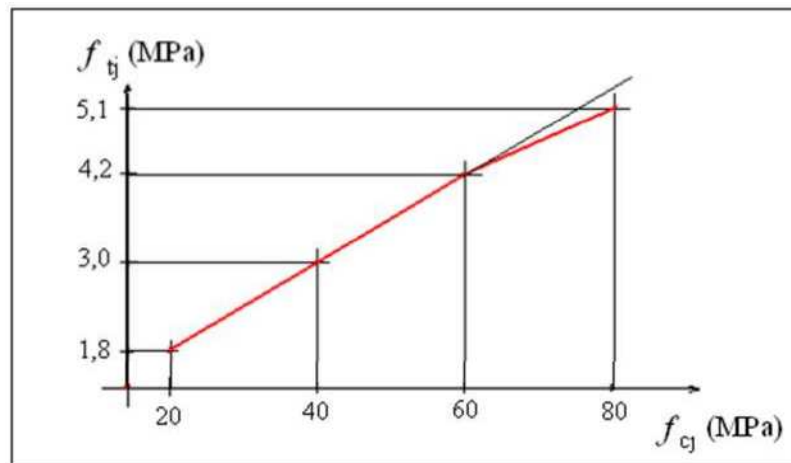


Fig. I.2. Evolution de la résistance à la traction f_{tj} en fonction de celle à la compression f_{cj} .

➤ Etat limite à la compression

c. Etats limites :

Un état limite est une situation au-delà de laquelle, un élément ou un ensemble d'éléments de la structure, n'assure plus la fonction pour laquelle il est conçu ; on distingue deux catégories d'états limites :

- Etat limite ultime.
- Etat limite de service.

c.1) Etat limite ultime (ELU) :

L'état limite ultime est défini généralement par la limite de résistance mécanique au-delà de laquelle il y a ruine de l'ouvrage, les phénomènes correspondants à cet état sont :

- basculement.
- rupture.
- flambement.

Contrainte limite de compression :

- la valeur de calcul de la résistance en compression du béton f_{bu} est donnée par :

(BAEL 91 modifié 99/A.4.3,41)

$$f_{bu} = 0,85 \cdot f_{cj} / \Theta \cdot \gamma_b$$

f_{bu} : la contrainte limite ultime à la compression du béton exprimé en [MPa]

γ_b : Coefficient de sécurité

Tableau 1.1 : coefficient de sécurité γ_b en fonction de la situation de l'action

Situation	Situation courante	Situation accidentelle
γ_b	1.5	1.15

Tableau 1.2 : coefficient θ en fonction de la durée (T) de l'application des actions

Durée d'application	$T > 24h$	$1h \leq T \leq 24H$	$T < 1h$
θ	1	0.9	0.85

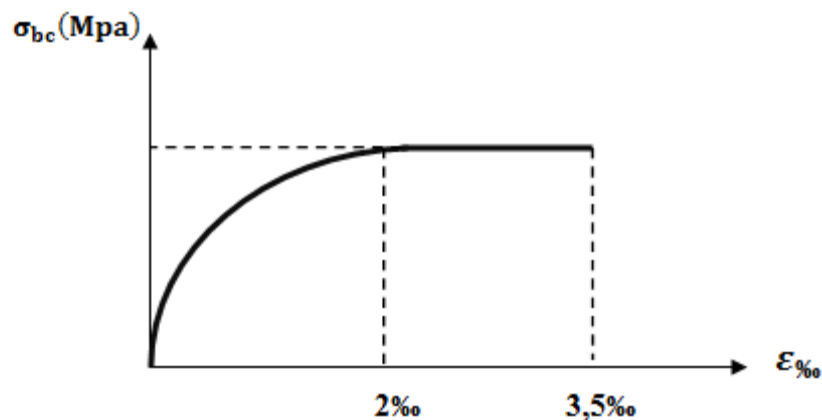
Pour $f_{c28}=25\text{MPa}$

Tableau 1.3 : les valeurs de f_{bu} dans les différentes situations

La situation	γ_b	θ	$f_{bu}[\text{MPa}]$
Situation courante	1.5	1	14.2
Situation accidentelle	1.15	0.85	21.74

Le diagramme contraintes –déformation du béton (ELU)

Le diagramme déformation-contrainte du béton pouvant être utilisé dans tous les cas est le diagramme de calcul dit « **parabole-rectangle** »

**Fig. I.3.** Diagramme contraintes déformation de calcul à l'ELU.

Interprétation de diagramme :

Le diagramme est constitué de deux parties :

- La première partie, est une courbe parabolique de déformation relative limitée à 2‰ (état élastique).
- La deuxième partie, est un rectangle (état plastique).

C.2) Etat limite de service (ELS) :

C'est l'état au-delà duquel, les conditions normales d'exploitation de l'ouvrage ne sont plus satisfaites. Les vérifications à effectuer portent sur un état limite de durabilité de l'ouvrage et un état limite de déformation; on distingue :

- L'état limite de service vis-à-vis de la compression de béton (éclatement)
- L'état limite de service d'ouverture des fissures. (Ouvertures)
- L'état limite de service de déformation. (flèche)

Contrainte limite de service à la compression du béton

La contrainte limite de service en compression du béton est limitée par:

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \text{ Avec: } \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} \text{ (BAEL 91 modifier/A.4.5,2)}$$

Pour $f_{c28} = 25 \text{ MPA}$ $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 * 25 = 15$

$\sigma_{bc} = 15 \text{ MPA}$ $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ —

c'est vérifier pour notre cas.

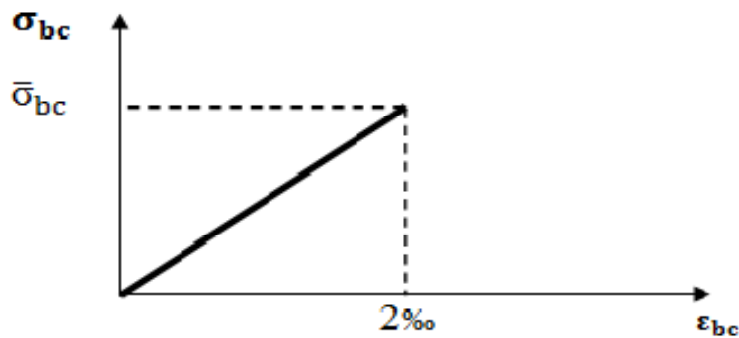


Fig. I.4. Diagramme contrainte-déformation de calcul à l'ELS.

➤ **Contrainte ultime de cisaillement**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} \text{ (BAEL 91 modifier/A.5.1,1)}$$

Avec :

V_u : effort tranchant.

b_0 : largeur de la section considérée

d : hauteur utile

Selon l'article A.5.1,211 du BAEL91, la contrainte limite de cisaillement est limitée selon le type de fissuration comme suit :

- Fissuration peu nuisible : $\tau_u \leq \min \left\{ 0,2 \cdot f_{cj} / \gamma_b ; 5 \text{ MPA} \right\}$
- Fissuration préjudiciable: $\tau_u \leq \min \left\{ 0,15 \cdot f_{cj} / \gamma_b ; 4 \text{ MPA} \right\}$
- Fissuration très préjudiciable : $\tau_u \leq \min \left\{ 0,15 \cdot f_{cj} / \gamma_b ; 4 \text{ MPA} \right\}$

➤ **Modules de déformation :**

❖ **Module de déformation longitudinale du béton**

Ce module est connu sous le nom de « module de Young ou module de déformation longitudinale » est l'un des caractéristiques principales des matériaux de structure fonctionnant dans le domaine élastique. Selon la durée de l'application de la contrainte, on distingue deux sortes de modules :

1. Module de déformation longitudinale instantané du béton :

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures, on admet, à défaut de mesures qu'à l'âge de j jours du module de déformation instantané du béton E_{ij} est égale à : $E_{ij} = 11000(f_{cj})^{1/3}$ (BAEL 91 modifier/A.2.1,21)

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

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} \quad E_{i28} = 32164,2 \text{ MPa}$$

2. Module de déformation longitudinale différée du béton :

Lorsque la contrainte normale appliquée est de longue durée, et à fin de tenir en compte l'effet du fluage et le retrait ; on considère dans les calculs que les effets de ces phénomènes s'additionnent sans atténuation E_{vj} permet de calculer la déformation finale du béton (déformation instantanée augmentée du fluage).

$$E_{vj} = 3700 (f_{cj})^{1/3} \text{ (BAEL 91/Art 2.1, 22)}$$

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

$$E_{v28} = 3700 \cdot (25)^{1/3} = 10818,87 \text{ MPa}$$

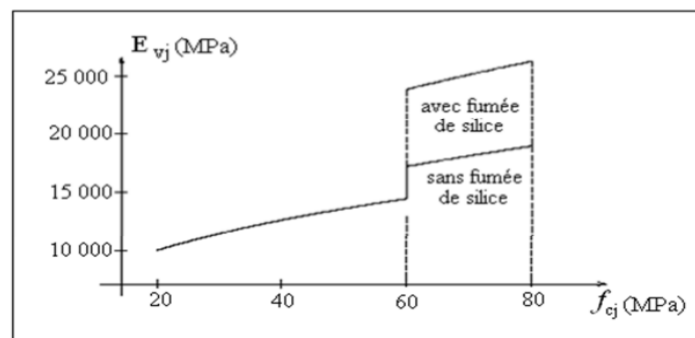


Fig. Evolution du module de Young différée E_{vj} en fonction f_{cj} .

Fluage du béton :

C'est le phénomène de déformation dans le temps sous une charge fixe constamment appliquée. Cette déformation différée est égale au double de la déformation instantanée. Le fluage varie surtout avec la contrainte moyenne permanente imposée au matériau.

Phénomène du retrait :

C'est la diminution de longueur d'un élément de béton, il est dû notamment :

- **Au retrait avant prise** : c'est une évaporation d'une partie de l'eau que contient le béton.

- **Retrait thermique** : dû au retour de béton à la température ambiante après dissipation de la chaleur de la prise du béton.

- **Retrait hydraulique** : dû à une diminution de volume résultant de l'hydratation et du durcissement de la pâte de ciment.

Dilatation thermique :

Une variation de température peut entrainer des contraintes internes de traction qui engendrent une dilatation.

Pour éviter des dommages structuraux dus à ce phénomène, on place régulièrement aux éléments ou bâtiments de grandes dimensions des joints de dilatation espacés selon la région.

❖ **Module de déformation transversale :**

Le module de déformation transversale noté « **G** » caractérise la déformation du matériau sous l'effet de l'effort tranchant. Il est donné par la relation suivante :

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

Avec :

E : Module de Young.

v: Coefficient de poisson $\nu = (\Delta d / d) / (\Delta L / L)$.

Δd / d : Déformation relative transversale.

ΔL / L : déformation relative longitudinale.

➤ **Coefficient de poisson**

Il est défini par le rapport entre la déformation relative transversale et la déformation longitudinale :

$$\nu = (\Delta d / d) / (\Delta L / L) \quad \text{(BAEL91/Art2.1, 3)}$$

Il est pris égale à :

- $\nu = 0$ à l'ELU, pour le calcul des sollicitations.
- $\nu = 0,2$ à l'ELS, pour le calcul des déformations

I.3.2) Acier :

L'acier est un matériau caractérisé par sa bonne résistance à la traction elles sont associées au béton pour équilibrer les efforts de traction auxquelles le béton ne résiste pas.

Elles se distinguent par leurs nuances et leurs états de surface, et dans notre projet, Il se distingue par sa nuance et son état de surface :

Les aciers à haute adhérence (FeE400 et FeE500) dont leurs surface présente des saillies ou des creux correspondant à des états limites d'élasticité garantie de 400 MPA et de 500 MPA.

Treillis soudé sont des réseaux plans à mailles en générale rectangulaires, constituée de barres assemblée par soudage, sont utiliser pour ferrailer rapidement des éléments plans tels que les dalles.

On peut présenter les caractéristiques des aciers sous forme de tableau ci-dessous:

Tableau 1.4 : caractéristique des aciers

Type d'acier	Nuances	Limite d'élasticité	Coefficient de fissuration η	Coefficient de scellement ψ
Haut adhérence HA	F _c E400	400	1,6	1,5
	F _c E500	500	1,6	1,5
Fils tréfilés lisses LT	TL500 $\Phi > 6\text{mm}$	500	1	1
	TL520 $\Phi \leq 6\text{mm}$	520	1,3	1

➤ **Le module d'élasticité longitudinale :**

Le module élasticité longitudinal (**E_s**) ou encore module de traction est la constants qui relie la contrainte et la déformation de matériau élastique.

Module d'élasticité longitudinal de l'acier

Il est noté « **Es** », sa valeur est constante quelle que soit la nuance de l'acier.

Es = 200000 MPA. (BAEL 91, art A.2.2, 1)

➤ **Coefficient de poisson :**

Le coefficient de poisson « **v** » fait partie des constante élastique , est toujours inférieur ou égal à 0,5 S'il est égal à 0.5, le matériau est parfaitement incompressible. Pour l'aciers il est pris égal à : **v=0,3**.

➤ **Contrainte limite de l'acier :**

1. À l'état limite ultime ELU

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

$$\bar{\sigma}_{st} = f_e / \gamma_s$$

Avec :

f_e: limite d'élasticité

γ_s : coefficient de sécurité

Tableau 1.5 : coefficient de sécurité γ_s en fonction de là l'action

situation	Situation courante	Situation accidentelle
γ _s	1,15	1

Tableau 1.6 : limite d'élasticité des aciers utilisée

Nuance de l'acier	Situation courante	Situation accidentelle
f _e =400MPA	$\bar{\sigma}_{st}=348$ MPA	$\bar{\sigma}_{st}=400$ MPA
f _e =500MPA	$\bar{\sigma}_{st}=435$ MPA	$\bar{\sigma}_{st}=500$ MPA

2. À l'état limite de service ELS

l'état limite de service est bornée par des limites de déformation ou de déformation des élément.

Il est nécessaire de réduire le risque des fissures. Pour limiter l'ouverture de cesdernières, on est amené à limiter les contraintes dans les armatures tendues sous l'action dessollicitations de service.

D'après les règles BAEL on distingue trois cas de fissures:

▪ **Fissuration peu préjudiciable :**

La fissuration non ou peu préjudiciable pour les ouvrages de forme simple, en milieu peu agressif laContrainte de traction des armatures soit la limite d'élasticité des aciers utilisée

σ_{st}=f_e(BAEL91modifie99/A.4.5,32)

▪ **Fissuration préjudiciable :**

La fissuration préjudiciable pour les ouvrages en milieu moyennement agressif (bord de mer par exemple)la contrainte admissible de traction dans les aciers est limitée estdonnée ci-dessous :

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min\{ 2/3 f_e ; \max \{ 0,5f_e ; 110(\eta f_{ij})^{1/2} \} \}$$

▪ **Fissuration très préjudiciable :**

La fissuration très préjudiciable pour les ouvrages en milieu fortement agressif (réservoir, ou centre nucléaire)

$$\sigma_{st} = \{0.5f_e ; 90(\eta f_{ij})^{1/2}\} \text{ (BAEL 91 modifié 99/A.4.5,34)}$$

Avec :

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

η : coefficient de fissuration

$\eta = 1$ pour les rends lisse

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

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

Diagramme de contrainte -déformation

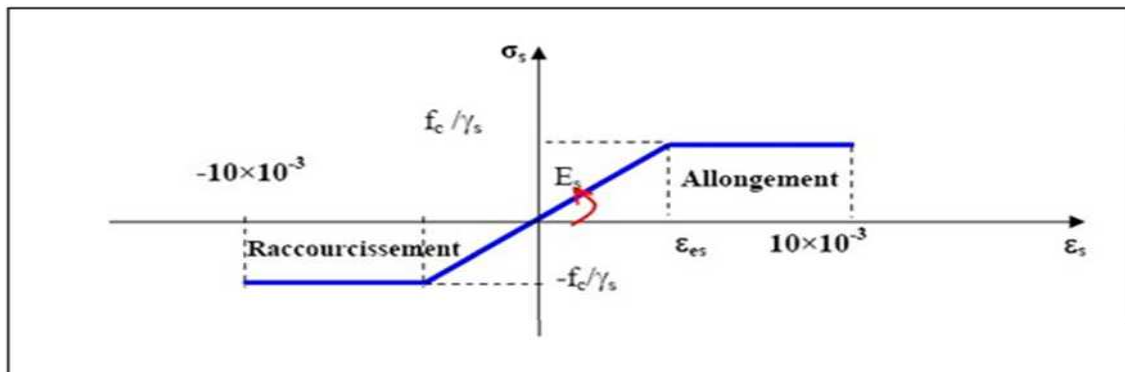


Fig. Diagramme contrainte-déformation

I.3.3. Protection des armatures :

D'après l'article (A.7.1 du BAEL 91), pour avoir un bétonnage correct à fin d'éviter des problèmes de corrosion des aciers, il faut veiller à ce que l'enrobage «c» des armatures soit :

$c \geq 5\text{cm}$: pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins.

$c \geq 3\text{cm}$: pour les éléments en contact d'un liquide (réservoir, tuyaux, canalisation).

$c \geq 1\text{cm}$: pour les parois situées dans des locaux non exposés aux condensations.

I.3.4. Les éléments de l'ouvrage :

A. superstructure

Notre superstructure est constituée de ces éléments :

- L'ossature :

L'ossature en béton armé est constituée de :

- ✓ Poteaux et poutres, formant un système de portiques dans les deux sens transversal et longitudinal, destinés à reprendre les charges et surcharges verticales et une partie des charges horizontales.
- ✓ Des voiles disposés dans les deux sens longitudinal et transversal, constituant un système de contreventement assurant la rigidité et la stabilité de l'ouvrage.

- **Les planchers :**

Le plancher est une aire plane horizontale séparant deux niveaux d'une construction et supportant les revêtements et les surcharges, et parmi ces fonctions :

- ✓ La résistance mécanique : supportent et transmettent des charges et les surcharges aux éléments porteurs de la structure.
- ✓ Isolation thermique et acoustique : ils isolent thermiquement et acoustiquement les différents niveaux

On distingue deux types de planchers :

-Planchers en corps creux : Ils sont réalisés en corps creux avec une dalle de compression, reposant sur des poutrelles préfabriquées.

-Planchers en Dalle pleine : Ce sont des dalles coulées sur place en béton armé directement sur les poteaux dans notre projet les planchers à corps creux sont prévus pour tous les étages, et les planchers à dalle pleine sont prévus dans les paliers de repos des escaliers et les planchers porteurs de l'appareil de levage ascenseur.

- **Les portes à faux :**

Ce sont des aires consolidées au niveau de chaque plancher, faits en dalle pleine.

- **Les escaliers :**

Sont des éléments qui permettent de passer d'un niveau à l'autre, ils sont composés d'un palier et d'une paillasse, réalisés en béton armé ils composent de deux volées.

- **Caged'ascenseur :**

Le bâtiment sera muni d'un ascenseur dont la cage sera réalisée en béton armé coulé sur place.

- **Maçonnerie :**

Il y a deux types de murs dans la structure :

-les murs extérieurs : Ils sont réalisés en doubles cloisons de briques creuses de 10 cm d'épaisseur avec une lame d'air de 5 cm d'épaisseur et cela pour assurer l'isolation phonique et thermique.

-les murs intérieurs : Murs des séparations réalisés en simple cloison de briques creuses d'une épaisseur de 10 cm.

- **Les revêtements :**

Les revêtements utilisés sont :

- ✓ Carrelages pour les planchers et les escaliers ;
- ✓ Céramiques pour les cuisines et les salles d'eau ;
- ✓ Enduits plâtres pour les cloisons intérieures et les plafonds ;
- ✓ Mortier de ciment pour les murs de façade extérieurs.

- **La toiture :**

La toiture de notre bâtiment est une charpente en bois.

- **L'acrotère :**

Le panneau de la cage d'ascenseur sera entouré d'un acrotère de 0.60 m de hauteur réalisé en béton armé coulé sur place.

- **Mur plaque :**

Il est fait pour assurer le soutènement et la résistance à la pression latérale des terres (les pousses)

B) L'infrastructure

Notre infrastructure est composée essentiellement :

- **Les fondations :**

Situées à la base de la structure, les fondations assurent la transmission des charges et des surcharges au sol. Le choix du type de fondation dépend de la nature du sol, de l'implantation et de l'importance du bâtiment.

I.3.5 conclusion

Toutes les caractéristiques mécaniques des matériaux à utiliser dans l'étude de notre structure par suite sont définies, tout en respectant les règles qui ont déjà été saisies.

Chapitre II

Pré dimensionnement

II-1) introduction :

Après avoir défini les caractéristiques de notre ouvrage, et celles des matériaux utilisés dans le chapitre précédent, nous passons dans ce chapitre au pré-dimensionnement des éléments porteurs à savoir les planchers, les poteaux, et les voiles.

II-2) pré-dimensionnement des éléments**1-Les poutres :**

Les poutres sont des éléments en béton armé coulés sur place ; elles supportent les charges verticales des planchers et les transmettent aux éléments verticaux (poteaux, voiles), on distingue

- Les poutres principales
- Les poutres secondaires
- Les poutres palières
- Les poutres de chaînages

-D'après (Art A.4.14 BAEL 91 modifier 99), les dimensions d'une section rectangulaire doit satisfaire les conditions suivantes :

$$\begin{cases} L/15 \leq h \leq L/10 \\ 0.4h \leq b \leq 0.7h \end{cases}$$

Avec :

h: La hauteur de la poutre ;

b : Largeur de la poutre ;

L: la portée libre de la plus grande travée considérée entre un appui

-Elles doivent respecter les dimensions ci-après exigées par le RPA 99 VS 2003 (RPA99. Art 7.5.1) en zone IIa :

- Largeur : $b \geq 20\text{cm}$
- Hauteur : $h \geq 30\text{cm}$ Rapport : $h/b \leq 4.0$
- $b_{\max} \leq 1,5h + b_1$

Avec : **b** : largeur de la poutre.

h : hauteur de la poutre.

a) Les poutres principales (PP) :

Elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles constituant ainsi leurs appuis.

- Hauteur de la poutre principale

$$L_{\max}/15 \leq h \leq L_{\max}/10 \text{ et } l_{\max} = 460 - 25 = 435\text{cm}$$

$$435/15 \leq h \leq 435/10 \quad \longrightarrow \quad 29 \leq h \leq 43.5$$

Avec

25 c'est la valeur min des poteaux donnée par RPA en zone IIa

On prendra comme hauteur **h** pour les poutres principales,

h=35cm

- Largeur de la poutre principale

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

$$0.4 \times 35 \leq b \leq 0.7 \times 35 \longrightarrow 16 \leq b \leq 28$$

Nous optons pour **b=25cm**

b) poutres secondaires (PS)

Elles sont déposées parallèles aux poutrelles, elles servent de chaînage entre les différents éléments de la structure.

- Hauteur de la poutre secondaire

$$L_{\max}/15 \leq h \leq l_{\max}/10 \quad \text{et} \quad l_{\max} = 440 - 25 = 415 \text{cm}$$

$$415/15 \leq h \leq 415/10 \longrightarrow 27.66 \leq h \leq 41.5$$

Nous optons pour **h=35cm**

- Largeur de la poutre secondaire

$$0.4h \leq b \leq 0.7h \quad \longrightarrow 14 \leq b \leq 24.5$$

Nous optons pour **b=25cm**

c) Poutres palières (PPal)

- Hauteur de la poutre palière

$$l/15 \leq h \leq l/10 \quad \text{et} \quad l = 460 - 25 = 435 \text{cm}$$

$$435/15 \leq h \leq 435/10 \longrightarrow 29 \leq h \leq 43.5$$

Nous prendrons **h=35cm**

- Largeur de la poutre de palière

$$0.4h \leq b \leq 0.7h \longrightarrow 16 \leq b \leq 28$$

Nous prendrons pour la sécurité **b=25cm**

d) Les poutres de chinages (PC)

- Hauteur de la poutre de chinage

$$l/15 \leq h \leq l/10 \quad l = 400 - 25 = 375 \text{cm}$$

$$375/15 \leq h \leq 375/10 \longrightarrow 25 \leq h \leq 37.5$$

Nous pondrons **h=35cm**

- Largeur de la poutre de chinage

$$0.4h \leq b \leq 0.7h \longrightarrow 14 \leq b \leq 24.5$$

Nous prendrons **b=25cm**

e) Les fermes de la toiture

- Hauteur des fermes

$$l/15 \leq h \leq l/10 \quad l=400-25=375\text{cm}$$

$$375/15 \leq h \leq 375/10 \longrightarrow 25 \leq h \leq 37.5$$

Nous pondrons **h=35cm**

- Largeur des fermes

$$0.4h \leq b \leq 0.7h \longrightarrow 14 \leq b \leq 24.5$$

Nous prendrons **b=25cm**

Vérification selon le RPA99/version 2003

Tableau II.1 : Vérification des dimensions des poutres conformément à l'article 7.5.1 du RPA99 (modifié 2003).

Conditions	Poutres principales PP	Poutres secondaires PS	Poutres de palière PPal	Poutres de chainages PC	vérifications
$h \geq 30\text{cm}$	35	35	35	35	vérifier
$b \geq 20\text{cm}$	25	25	25	25	vérifier
$h/b \leq 4$	$1.4 < 4$	$1.4 < 4$	$1.4 < 4$	$1.4 < 4$	vérifier
$b_{\max} \leq 1.5h + b$	$25 < 77.5$	$25 < 77.5$	$25 < 77.5$	$25 < 77.5$	vérifier

On remarque que les conditions imposées par le RPA99 sont toutes vérifiées, donc les sections adoptées sont :

Poutres principales (25 x 35) cm²

Poutres secondaires (25 x 35) cm²

Poutre de palière (25 x 35) cm²

Poutre de chinage (25 x 35) cm²

Les fermes de la toiture (25 x 35) cm²

Poutre principale poutre secondaire Poutre palier poutre de chinage

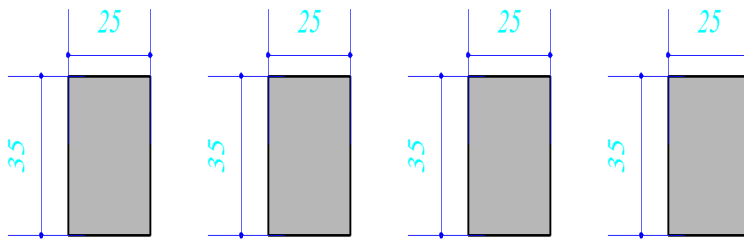


Fig II.2 le dimensionnement des poutres

2- les planchers

A) Planchers en corps creux

Ils sont constitués d’une dalle de compression ferrillée, et de corps creux reposant sur des poutrelles préfabriquées disposée suivant la petite portée ; afin de limiter la flèche.

L’épaisseur minimum des planchers doit satisfaire la condition suivante :

$$h_t \geq l_{max} / 22.5 \text{ (BAEL91 modifié 99/ B.6.8 ,424)}$$

h_t : épaisseur du planchers

l_{max} : la plus grande portée entre nus d’appuis dans le sens des poutrelles

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

Sachant que le RPA préconise de prendre des poteaux de dimensions $\geq 25 \text{ cm}$ pour la zone II a

$$h_t \geq 415 / 22.5 = 18.44 \text{ cm}$$

on prend : **h_t = 20 cm**

On optera pour un plancher une épaisseur de **ht = (16+4) cm**

16 cm : la hauteur de corps creux

4 cm : la hauteur de la dalle pleine (de compression)

Remarque : cette hauteur sera valable pour tous les planchers.

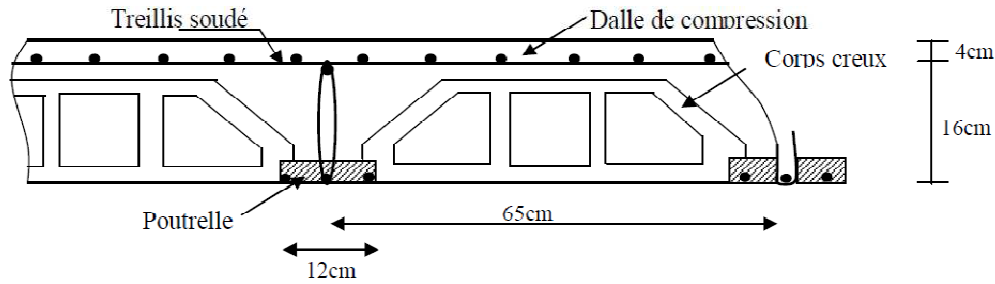


Figure II.1 Schématisation d'un plancher à corps creux.

B) Planchers dalle pleine

Ce sont des plaques minces dont l'épaisseur est moins importante comparé aux autres Dimensions. Leurs épaisseurs est déterminés selon leurs portés ainsi que les conditions suivantes :

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

a. la résistance au feu

- Pour 1 heure de coupe-feu..... $e \geq 7 [cm]$;
 - Pour 2 heures de coupe-feu..... $e \geq 11 [cm]$;
 - Pour quatre heures de coup de feu..... $e \geq 17 [cm]$.
- Pour deux heures d'exposition au feu, l'épaisseur minimale de la dalle pleine doit être supérieure ou égale à 11cm.

b. isolation acoustique

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

$$\left. \begin{aligned} L &= 13,3 \log (10M) \text{ si } M < 200 \text{ kg/m}^2 \\ L &= 15 \log (M) + 9 \text{ si } M > 200 \text{ kg/m}^2 \end{aligned} \right\} \text{selon l'ouvrage : ouvrage en béton armée}$$

H. RENAUD page 235

Donc pour assurer un minimum d'isolation acoustique, il est exigé une masse surfacique minimale de 350 kg/m², d'où l'épaisseur minimale de la dalle est :

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

c. résistance à la flexion

Panneau de dalle pleine reposant sur quatre appuis :

Si $\rho \leq 0,4$ la dalle travail dans un seul sens suivant x : $e_p \geq l_x / 25$

Si $\rho > 0,4$ la dalle travail dans deux sens x et y : $e_p \geq l_x / 30$

Avec :

$$\rho = l_x / l_y$$

l_x : petit côté du panneau de dalle considéré

l_y : grand coté du panneau de dalle considéré.

$\rho = 3.60 / 4.60 = 0.78 \longrightarrow$ la dalle travail dans deux sens
 $e_p \geq l_x / 30 = 360 / 30 = 12 \text{ cm}$

On opte pour l'épaisseur de la dalle pleine une épaisseur de **15cm**

3- les voiles

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

Le pré-dimensionnement se fera conformément aux règles de **(RPA99version 2003)**

a) Épaisseur du voile

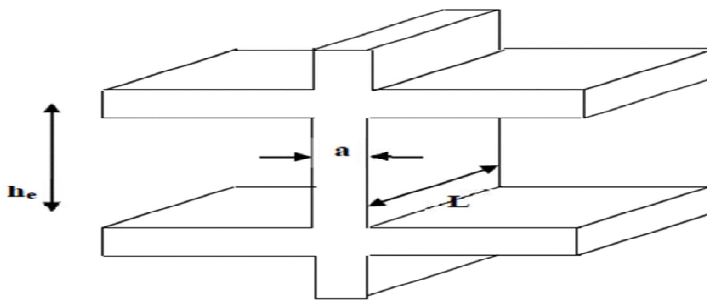


Fig. II-3 coupe d'un voile en élévation

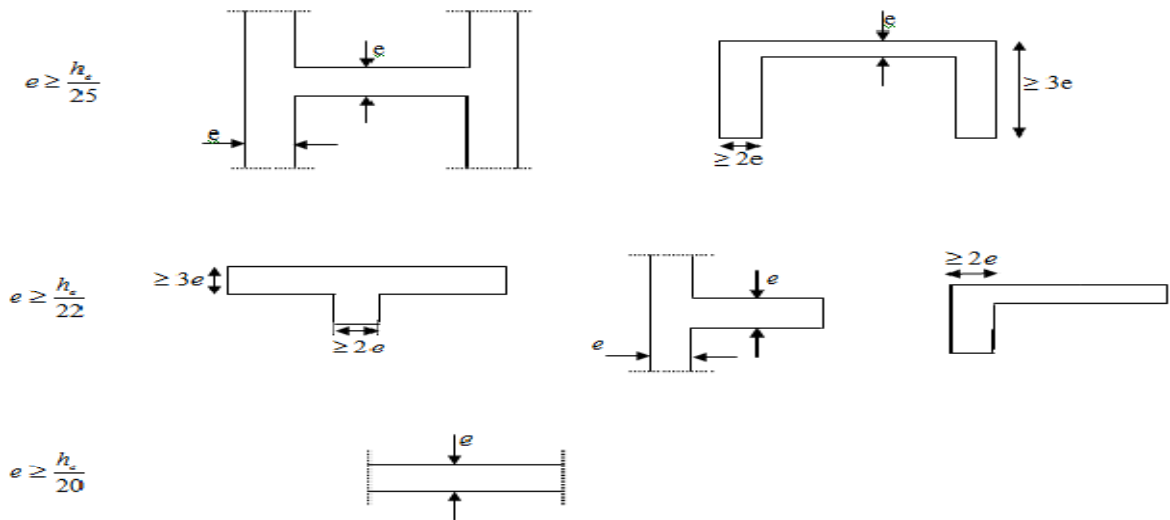


Fig. II-4 coupe des déifiantes formes des voiles en plan

D'après le règlement **RPA2003 (Article 7.7.1)**, on considère comme voiles les éléments satisfaisant la condition : $l \geq 4e$

Avec :

l : longueur du voile

e: épaisseur du voile

L'épaisseur minimale d'un voile : $e_{min} = 15 \text{ cm}$. De plus l'épaisseur est déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités.

Soit **h** la hauteur du l'entre sol tel que : $h=4.08\text{m}$

$$h_e = h - e_{dalle}$$

e_{dalle} : Epaisseur de la dalle=20cm

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

Pour le cas de notre structure nous avons le troisième type de voiles c'est-à-dire des voiles linéaires, donc leurs épaisseurs seront comme suit : $e = h_e / 20$

Tableau II-2 épaisseur des voiles

	Entre sol	RDC	Etage de service et étages courants
$h_e(\text{cm})$	408-20=388	306-20=286	306-20=286
$E_p(\text{cm})$	19.4	14.3	14.3

Pour la sécurité et la faciliter de la mise en œuvre, on opte pour une épaisseur $e=25\text{cm}$ du l'entre sol jusqu'au dernier étage. L'ouvrage sera implanté à Tizi-Ouzou zone de moyenne sismicité (IIa) Selon le (Art7.7.1,RPA 99/ version2003). L'épaisseur minimale exigée est de 15 cm.

$$e_{p \min} \geq 15\text{cm} \longrightarrow e_{p \min} 25 \text{ cm} \geq 15 \text{ cm} \longrightarrow \text{vérifier}$$

b) Longueur du voile

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

$$L \geq l_{min} = 4 e_p \text{ (Art7.7.1,RPA99 VERSION 2003).}$$

$$L \geq L_{min} = 4e \quad L \geq l_{min} = 100\text{cm}$$

Donc la largeur de nos voiles doit dépasser **100 cm**

4- Les poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux en béton armé qui composent le squelette d'un bâtiment ,destiné à stabiliser la structure et transmettre les charges et les surcharges verticales et horizontales aux fondations.. Le pré dimensionnement de ces derniers se fait à l'ELS en compression simple.

La combinaison des charges et des surcharges a l'ELS sera exprimée par la relation suivante :

$$N_s = G + Q$$

Avec :

N_s : l'effort de compression revenant au poteau le plus sollicité, Il sera déterminé à partir de la descente de charge donnée par les règles du **BAEL 91**.

G : charges permanentes

Q : surcharges d'exploitations

➤ Les vérification de la zone II_a avec (RPA 99/version 2003, A.7.4.1) :
 $S=N_s/v.f_{c28} \leq 0,3 \longrightarrow S=N_s/0,3.f_{c28}$

➤ La dimension des sections transversales des poteaux doit satisfaire les conditions suivantes

$$\begin{cases} \text{Min } (b_1, h_1) \geq 25\text{cm} \\ \text{Min } (b_1, h_1) \geq h_c/20 \\ 1/4 < b_1/h_1 < 4 \end{cases}$$

II -3) Détermination des charges et surcharges :

Charges permanentes « G »:

▪ **Toiture :**

Tableau II.3 : les charges permanentes de la toiture.

Eléments	G(KN/m ²)
Couverture en tuile mécanique	0.45
Chevrons et pannes et fixation	0.10
Isolation thermique en liège	0.16
Enduit de plâtre	0.2
	G_T=1.81KN/m²

▪ **Les planchers :**

a) **Plancher étage courant (corps creux) :**

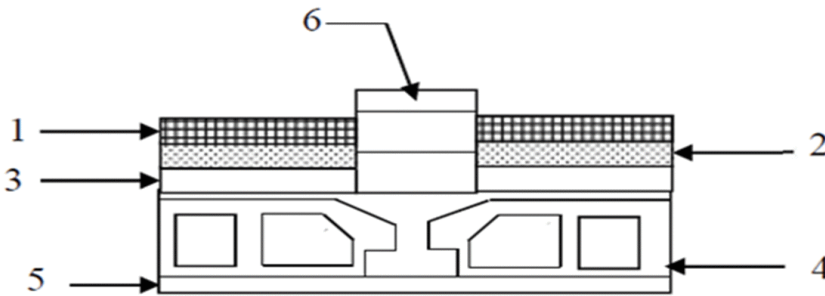


Fig. II.5 : coupe de planchers étage courant

Tableau II.4 : les charges permanentes de l'étage courant

N ⁰	Eléments	Poids volumique γ (KN/m ³)	Epaisseur e(m)	Charge (KN/m ²)
01	carrelage	20	0.02	0.40
02	mortier	20	0.02	0.40
03	Couche de sable	19	0.02	0.38
04	Dalle en corps creux	14	0.2	2.8
05	Enduit en plâtre	10	0.02	0.20
06	Cloison de séparation	/	/	1.30
				G_T=5.48KN/m²

b) Planchers dalle pleine :

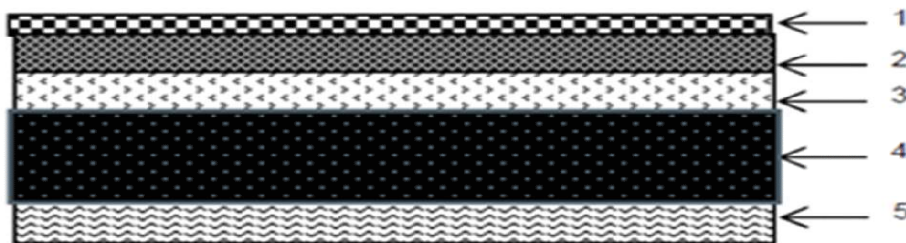


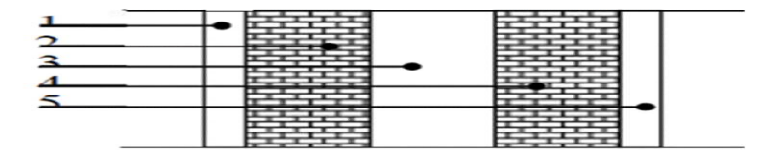
Fig. II.6 : coupe de planchers dalle pleine

Tableau II.5 : valeur de la charge permanente de la dalle pleine

N ⁰	Eléments	Poids volumique γ (KN/m ³)	Epaisseur e(m)	Charge (KN/m ²)
01	Revêtement carrelage	20	0.02	0.40
02	Mortier de pose	20	0.02	0.40
03	Couche de sable	19	0.02	0.38
04	Dalle en béton armé	25	0.15	3.75
05	Enduit ciment	20	0.02	0.40
	Mur intérieur	/	/	1.3
				G_T=6.63KN/m²

▪ Maconnerie

a) Mur extérieure



FigII.7 : coupe verticale d'un mur extérieur

Tableau II.6 : charges revenant aux murs extérieur

N°	Eléments	Poids volumique $\gamma(\text{KN/m}^3)$	Epaisseur (m)	Charge(KN/m^2)
01	Enduit au mortier de ciment	20	0.02	0.40
02	Cloison en brique creuses(8trous)	9	0.10	0.90
03	Lame d'air	/	0.05	/
04	Cloison en brique creuses (12 trous)	8.67	0.15	1.30
05	Enduit de plâtre sur la face intérieur	10	0.02	0.20
		$G_T=2.80\text{KN/m}^2$		

b) Murs intérieur

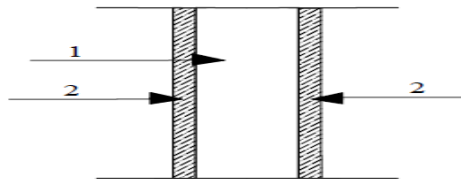


Fig. II.8 : coupe verticale d'un mur intérieur

Tableau II.7 : charges revenant aux murs intérieur

N°	Elément	Poids volumique (KN/m^3)	Epaisseur(m)	Charges (KN/m^2)
01	Enduit en plâtre	10	0.02	0.20
02	Brique creuse	9	0.10	0.90
03	Enduit en plâtre	10	0.02	0.20
		$G_T=1.30\text{KN/m}^2$		

▪ Acrotère

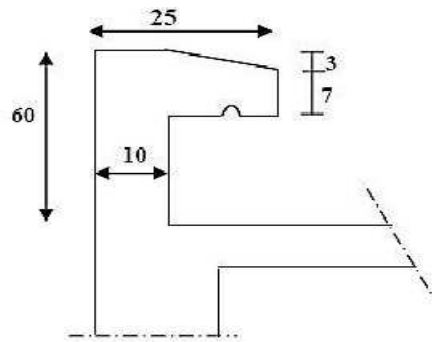


Fig. : coupe transversale de l'acrotère

la charge permanente de l'acrotère est déterminée comme suite :

poids propre : $G = \rho \times S \times 1ml$

$$S = (0.03 \times 0.15) / 2 + (0.07 \times 0.15) + (0.1 \times 0.6) = 0.07275$$

$$S = 0.07275 m^2$$

$$D'où \quad G = 25 \times 0.07275 \times 1ml \quad \longrightarrow \quad G = 1.818 KN/ml$$

Surcharges d'exploitation « Q »

Tableau II.9 : surcharges d'exploitation des différents éléments

Eléments	Surcharge « Q » [KN/m ²]
Toiture	1.00
Acrotère	1.00
Planchers étage courant à usage habitation	1.5
RDC à usage de service	2.5
L'entre sol à usage commercial	5
Balcon	3.5
Escalier	2.5

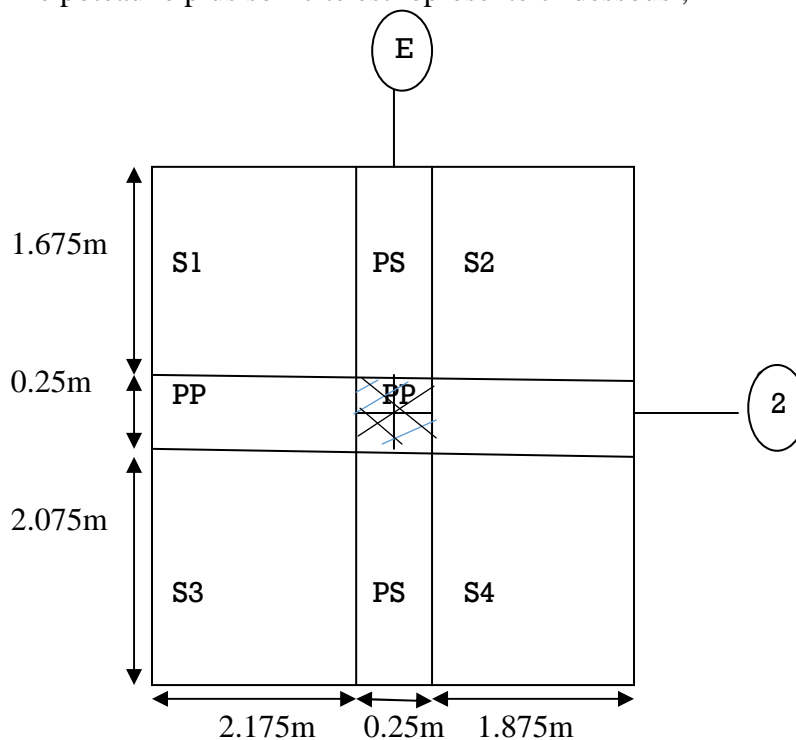
II-4) : Descente de charge :

La descente des charges est obtenue en déterminant le cheminement des efforts verticaux dans la structure depuis leur point d'application jusqu'aux fondations.

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

Remarque : nous allons considérer, en premier temps pour nos calcul la section des poteaux selon le minimum exigé par le **RPA (RPA 99VERSSION 2003/Art7.4.1)** qui est de **(25x25)cm²**

Le poteau le plus sollicité est représenté ci-dessous ;



FigII.9: surface d'influence

Surface d'influence

L'aire des planchers revenant au poteau le plus sollicité sera déterminé comme suit :

$$S1+S2+S3+S4=4.513+3.643+3.890+3.140=15.186\text{m}^2$$

$$S_T=15.186 \text{ m}^2$$

II-4-1) Détermination du poids propre des éléments :**A)Les planchers :**

$$P_{\text{plancher}}=G_{\text{plancher}} \times S$$

a) **Plancher étage courant, RDC et l'entre sol** : $P=5.48 \times 15.186=83.219$

$P=83.219\text{KN}$

b) **Plancher terrasse** : $P_T=6.63 \times 15.186=86.104$

$P_T=86.104\text{KN}$

B) La toiture

$P_{\text{toiture}}=G_{\text{toiture}} \times S \longrightarrow 1.81 \times 15.186=27.486$

$P_{\text{toiture}}=27.486\text{KN}$

C) Les poutres

$P_{\text{poutre}}=(b \times h \times \rho) \times L$

Avec ρ : le poids volumique du béton égale 25KN/m^3

L : longueur de la poutre

a) **Les poutre principales(25x35)**

$P_{PP}=(0.25 \times 0.35 \times 25) \times 4.35=9.515\text{KN}$

b) **Les poutres secondaires (25x35)**

$P_{PS}=(0.25 \times 0.35 \times 25) \times 4.15=9.078\text{KN}$

Le poids total de la poutre est **$P_{\text{Ptot}}=18.593\text{KN}$**

D)Les poteaux

$P_{\text{pot}}=S \times \rho \times h_e$

Avec **S** : sections des poteaux en zone $\text{II}_a \geq 25\text{cm}$ (RPA99/verssion2003)

ρ : poids volumique du béton égale 25KN/m^3

h_e :hauteur d'étage

a) **Pour l'entre sol** : $P_{E \text{ sol}}=0.25 \times 0.25 \times 25 \times 4.08=6.375$

$P_{E \text{ sol}}=6.375\text{KN}$

b) **Pour RDC et les étages courants** : $P_c=0.25 \times 0.25 \times 25 \times 3.06=4.781$

$P_c=4.781\text{KN}$

II-4-2) Les surcharges d'exploitation :

$$Q_{\text{plancher}} = Q \times S$$

Toiture : $Q = 1.00 \times 15.186 = 15.186 \text{KN}$

Plancher terrasse : $Q = 1.00 \times 15.186 = 15.186 \text{KN}$

Plancher étages courants : $Q = 1.5 \times 15.186 = 22.779 \text{KN}$

Plancher étage de service (RDC) : $Q = 2.5 \times 15.186 = 37.965 \text{KN}$

L'entre sol (usage commercial) : $Q = 5 \times 15.186 = 75.93 \text{KN}$

II-4-3) calcul des surcharges d'exploitation cumulé selon la loi de dégression des charges :

D'après le **DTR B.C.2.2**, la loi de dégression des charges s'applique aux bâtiments à grand nombre de niveaux. Le nombre minimum de niveaux « n » pour tenir compte de cette loi est de cinq.

En raison du nombre d'étage qui compose une structure étudiée $n = 10 \geq 5$, on doit compter de la loi de dégression pour des surcharges d'exploitation différentes.

La loi de dégression est donc définie comme suit :

$$Q_n = Q_0 + (3+n)/2n (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + \dots + Q_n)$$

Avec Q_0 : surcharges d'exploitation à toiture

Q_i : surcharges d'exploitation à étage i

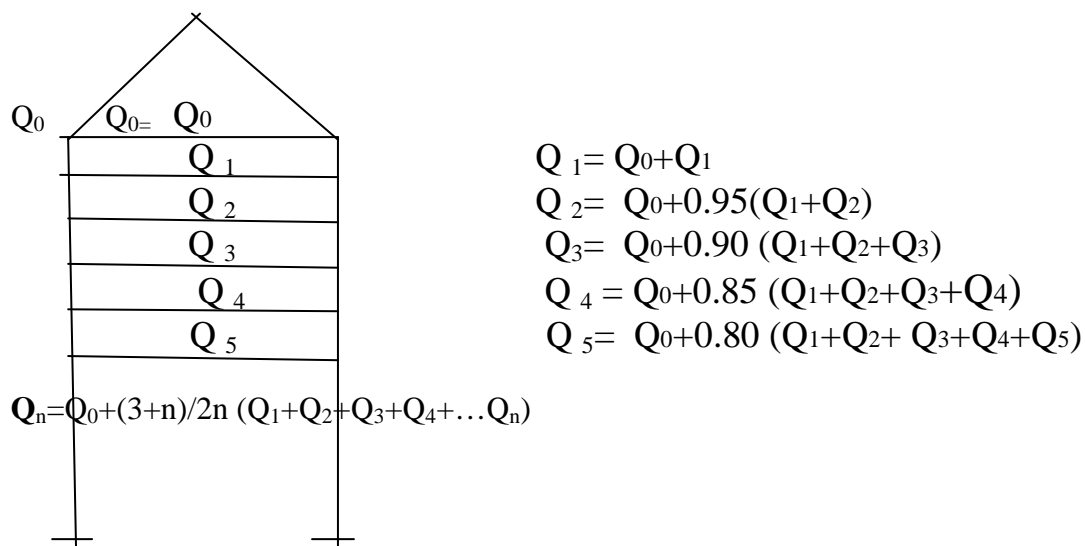


Fig II.10 : la loi de dégression des charges

II.4-4) Le coefficient de dégression de charges (3+n/2n)

Tab II.2.1 : coefficients de dégression des charges

Niveau	T	4	3	2	1	RDC	Entre sol
coefficient	1	1	0.95	0.90	0.85	0.80	0.75

Surcharges d’exploitation cumulées d’après la loi de dégression des charges :

$$S_T = Q_0$$

$$S_4 = Q_0 + Q_1$$

$$S_3 = Q_0 + 0,95 \times (Q_1+Q_2)$$

$$S_2 = Q_0 + 0,90 \times (Q_1+Q_2+Q_3)$$

$$S_1 = Q_0 + 0,85 \times (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$$

$$RDC = Q_0 + 0,80 \times (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)$$

$$\text{Entre sol} = Q_0 + 0,75 \times (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6)$$

• Application numérique :

Toiture = 15.186 x 1 = **15.186KN.**
04^{ème} = 15.186 + 22.779 = **37.965 KN.**
03^{ème} = 15.186 + 0.95 (2x22.779) = **58.466KN.**
02^{ème} = 15.186 + 0,90 (3 x 22.779) = **76.689 KN.**
01^{ème} = 15.186 + 0,85 (4 x 22.779) = **92.634KN.**
RDC = 15.186 + 0,80 (4x 22.779+37.965) = **118.450KN.**
Entre sol = 15.186 + 0,75 (4 x 22.779+37.965+75.93) = **168.944KN.**

Tableau II.2.2 : pré dimensionnement des poteaux

N	Charge permanant (KN)					Effet normal(KN)	Section(cm ²)		Section adoptée
	Poids plancher	Poids poutre	Poids poteau	G	G _c		N _s =G _c + Q _c	S=N _s /0.3f _{c28}	
T	27.486	18.593	4.781	50.86	50.86	15.186	66.046	88.061	25x30
4	83.219	18.593	4.781	106.593	157.453	37.965	195.418	260.557	25x30
3	83.219	18.593	4.781	106.593	264.046	58.466	322.512	430.016	25x30
2	83.219	18.593	4.781	106.593	370.639	76.689	447.328	596.437	25x30
1	83.219	18.593	4.781	106.593	477.232	92.634	569.866	759.821	30x35
RDC	83.219	18.593	4.781	106.593	583.825	118.450	702.275	936.366	30x35
E SOL	83.219	18.593	6.375	108.187	692.012	168.944	860.956	1147.941	35x40

II-5) vérification :

1) Vérification relative au coffrage

Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent respecte les conditions suivantes **RPA 99/version 2003(ART7.4.1)**

Tableau II.2.3 vérification des sections des poteaux selon le RPA99

Conditions exigés par le RPA	Section des poteaux	Valeur calculée	vérification
Min (b,h)≥25 Min (b,h)≥h_e /20 1/4<b/h<4	RDC et étage courant : (25x30) (30x35)	Min (b,h)≥25	vérifier
		Min (b,h)≥h _e /20 h _e /20=306/20=15.3	vérifier
		1/4<b/h<4	vérifier
	Entre sol (35x40)	Min (b,h) =35≥25	vérifier
		h _e /20=408/20=20.4	vérifier
		1/4<b/h<4	vérifier

2) vérification au flambement

le flambement est une perte de stabilité, lorsque l'élément (poteau) est soumis à des forces de compression par la suite à tendance à fléchir et à se déformer dans une direction perpendiculaire à l'axe de compression (passage d'un état de compression à un état de flexion).

Le risque de flambement d'un élément étant lié aux dimension de cet élément on dit que le flambement est un phénomène d'instabilité de forme. Cette instabilité dépend de :

- la longueur de flambement
- la section (caractéristique géométrique)

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

$$\lambda=L_f/i \leq 50$$

Avec λ : Elancement du poteau

L_f : longueur de flambement du poteau ($l_f=0.7 \times l_0$) (BAEL99/B.8.3,31)

$l_0 = h_e$: longueur libre du poteau.

i : rayon de giration ($i=(I/S)^{1/2}$)

S : section transversal du poteau ($S=b \times h$)

I : moment d'inertie du Poteau $I_{xx}=b \times h^3/12$ et $I_{yy}= h \times b^3/12$

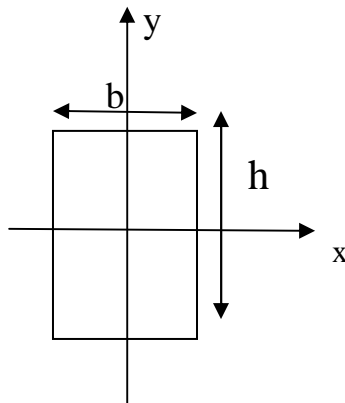


fig. II 2.1 coupe du poteau

En remplace et on trouve

$$\lambda = l_f / (I/S)^{1/2} \longrightarrow \begin{cases} 0.7 \times l_0 / (b^2/12)^{1/2} = 0.7 \times l_0 (12)^{1/2} / b \text{ (suivant } I_y) \\ 0.7 \times l_0 / (h^2/12)^{1/2} = 0.7 \times l_0 (12)^{1/2} / h \text{ (suivant } I_x) \end{cases}$$

Finalement : $\lambda_y = 2.425 L_0/b$ et $\lambda_x = 2.425 L_0/h$

Les résultants sont dans le tableau suivant :

Tableau II.2.4 : vérification au flambement

condition	niveau	Poteau	L_0 (m)	b (m)	h (m)	λ_x	λ_y	vérification
$\lambda = 2.425 L_0/b$	E sol	35x40	4.08	0.35	0.40	24.735	28.268	vérifier
	RDC	30x35	3.06	0.30	0.35	21.201	24.735	vérifier
	1 ^{er}	30x35	3.06	0.30	0.35	21.201	24.735	vérifier
	2 ^{eme}	25x30	3.06	0.25	0.30	24.735	29.682	vérifier
	3 ^{eme}	25x30	3.06	0.25	0.30	24.735	29.682	vérifier
	4 ^{eme}	25x30	3.06	0.25	0.30	24.735	29.682	vérifier
	Toiture	25x30	3.00	0.25	0.30	24.735	29.682	vérifier

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

3. Vérification des rigidités :

Nous devons avoir des rigidités dans les poteaux supérieures à celles des poutres.

Calcul des rigidités linéaires des poteaux et des poutres :

Rigidité linéaire d'un poteau : $K_p = I_p / h_c$

Rigidité linéaire d'une poutre : $K_i = I / L_c$

Identification des paramètres :

Avec I : Moment d'inertie de l'élément

h_c, L_c : Hauteur et longueur calculées qui seront déterminées ultérieurement :

$$h_c = h + 1/2 e_{pot} \quad L_c = L + 1/2 h_{poutre}$$

h : Hauteur de poteau entre nus des poutres.

L : Longueur de la poutre entre nus des appuis (poteaux)

h_0 : Hauteur des poteaux entre axes des poutres.

h_p : Hauteur de la poutre.

e_p : Largeur des poteaux.

L_0 : Longueur de la poutre entre axes des poteaux.

K : Rigidité linéaire (poutre, poteau).

$$K_p = I_p / L_c$$

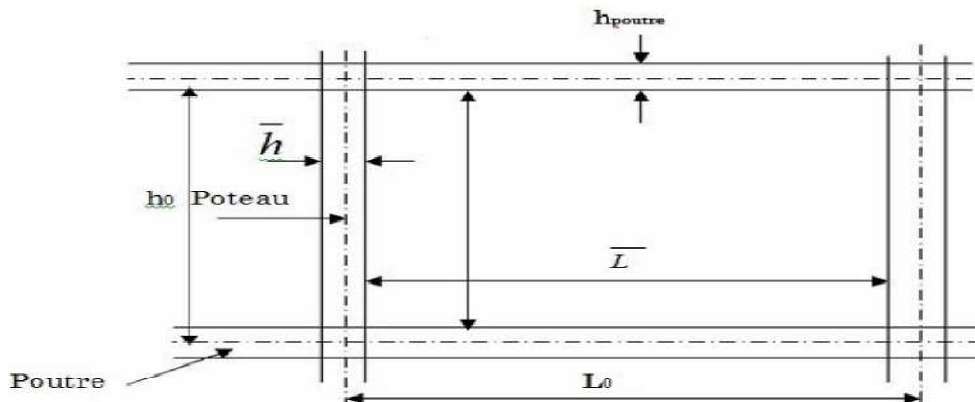


Fig. II.2.2 : identification des paramètres

Tableau II.2.5 : rigidités des poteaux dans les sens xx

niveau	section	h_0	h	1/2ep	h_c	I_p	K_p
E sol	35x40	408	373	20	393	186666.666	481.099
RDC	30x35	306	271	15	286	107187.5	378.086
Etage1	30x35	306	271	15	286	107187.5	378.086
Etage 2	25x30	306	271	12.5	283.5	56250	200.177
Etage3	25x30	306	271	12.5	283.5	56250	200.177
Etage4	25x30	306	271	12.5	283.5	56250	200.177

Tableau II.2.6 : rigidité des poteaux dans sens yy

niveau	section	h_0	h	1/2ep	h_c	I_p	K_p
E sol	35x40	408	373	20	393	142916.666	363.655
RDC	30x35	306	271	15	286	78750	272.963
Etage1	30x35	306	271	15	286	78750	272.963
Etage 2	25x30	306	271	12.5	283.5	39062.5	136.582
Etage3	25x30	306	271	12.5	283.5	39062.5	136.582
Etage4	25x30	306	271	12.5	283.5	39062.5	136.582

Tableau II.2.7 rigidités des poutres suivant xx

cm ²			cm				cm ⁴	cm ³
Niveau	travée	section	L ₀	L	1/2h _{poutr}	L _C	I _p	K _i
E sol	1-2	25x35	300	260	17.5	277.5	89322.916	321.884
	2-3		330	290		307.5		290.481
	3-4		400	360		377.5		236.616
	4-5		460	420		437.5		204.166
	5-6		400	360		377.5		236.616
	6-7		330	290		307.5		290.481
	7-8		300	260		377.5		236.616
RDC	1-2	25x35	300	265	17.5	282.5	89322.916	316.187
	2-3		330	295		312.5		285.833
	3-4		400	365		382.5		233.523
	4-5		460	425		442.5		201.859
	5-6		400	365		382.5		233.523
	6-7		330	295		312.5		285.833
	7-8		300	265		282.5		316.187
Etage 1	1-2	25x35	300	270	17.5	287.5	89322.916	310.688
	2-3		330	300		317.5		281.332
	3-4		400	370		387.5		230.510
	4-5		460	430		447.5		199.604
	5-6		400	370		387.5		230.510
	6-7		330	300		317.5		281.332
	7-8		300	270		287.5		310.688
Etage 2	1-2	25x35	300	270	17.5	287.5	89322.916	310.688
	2-3		330	300		317.5		281.332
	3-4		400	370		387.5		230.510
	4-5		460	430		447.5		199.604
	5-6		400	370		387.5		230.510
	6-7		330	300		317.5		281.332
	7-8		300	270		287.5		310.688
Etage 3	1-2	25x35	300	270	17.5	287.5	89322.916	310.688
	2-3		330	300		317.5		281.332
	3-4		400	370		387.5		230.510
	4-5		460	430		447.5		199.604
	5-6		400	370		387.5		230.510
	6-7		330	300		317.5		281.332
	7-8		300	270		287.5		310.688
Etage 4	1-2	25x35	300	275	17.5	292.5	89322.916	305.377
	2-3		330	305		322.5		276.970
	3-4		400	375		392.5		227.574
	4-5		460	435		452.5		197.398
	5-6		400	375		392.5		227.574
	6-7		330	305		322.5		276.970
	7-8		300	275		292.5		305.377

Tableau II.2.8 rigidités des poutres suivant yy

cm ²			cm				cm ⁴	cm ³
Niveau	travée	section	L ₀	L	1/2h _{poutr}	L _C	I _P	K _i
E sol	1-2	25x35	360	320	17.5	337.5	45572.916	264.660
	2-3		440	400		417.5		213.947
	3-4		360	320		337.5		264.660
RDC	1-2	25x35	360	325	17.5	342.5	45572.916	260.796
	2-3		440	405		422.5		211.415
	3-4		360	325		342.5		260.796
Etage1	1-2	25x35	360	330	17.5	347.5	45572.916	257.044
	2-3		440	410		427.5		208.942
	3-4		360	330		347.5		257.044
Etage 2	1-2	25x35	360	330	17.5	347.5	45572.916	257.044
	2-3		440	410		427.5		208.942
	3-4		360	330		347.5		257.044
Etage 3	1-2	25x35	360	330	17.5	347.5	45572.916	257.044
	2-3		440	410		427.5		208.942
	3-4		360	330		347.5		257.044
Etage 4	1-2	25x35	360	335	17.5	352.5	45572.916	253.398
	2-3		440	415		432.5		206.526
	3-4		360	335		352.5		253.398

Dans les tableaux ci-dessus, nous remarquons que la rigidité des poteaux est inférieure à celles des poutres (2^{eme}, 3^{eme}, 4^{eme}, étages), donc nous devons augmenter les sections des poteaux.

Conclusion :

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

Tableau II.9 : Récapitulatif des résultats

Hauteur de plancher corps creux		$h_t=20 \text{ cm}(16+4)$
Epaisseur de la dalle pleine		$e=15\text{cm}$
Epaisseur des voiles		$e=25\text{cm}$
Sections des poutres	Poutre principale	(25x35)
	Poutre secondaire	(25x35)
	Poutre palière	(25x35)
	Poutre de chaînage	(25x35)
	Les fermes de la toiture	(25x35)
Sections des poteaux	Entre sol	(35x40)
	RDC	(30x35)
	1 ^{er} étage	(30x35)
	2 ^{eme} étage	(30x35)
	3 ^{eme} étage	(30x35)
	4 ^{eme} étage	(30x35)

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

Chapitre III

Calcul des éléments non-structuraux

Introduction :

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

III-1. Acrotère :

III-1-1. Définition et rôle de l'acrotère :

L'acrotère est un élément non structural contournant le bâtiment conçu pour assurer la sécurité au niveau de la terrasse inaccessible et protéger le gravier contre la poussée du vent.

La forme de pente de l'acrotère est réalisée en béton armé assimilé à une console encastrée au niveau du plancher terrasse, elle est soumise à son poids propre G donnant un effort normal N et une charge d'exploitation horizontale (Q=1KN/ml) non pondérée qui engendre un moment de flexion M dans la section d'encastrement.

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

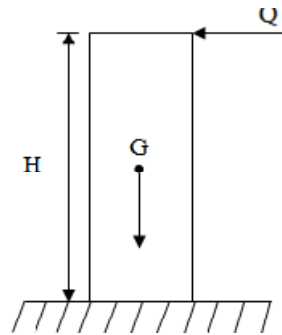
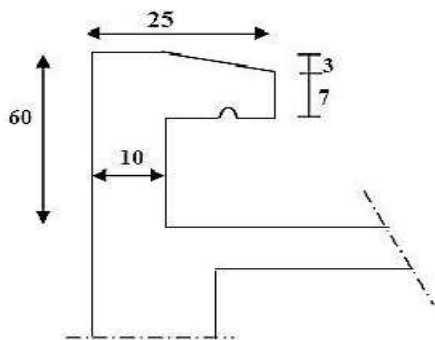


Fig. III.1 : coupe verticale de l'acrotère

Fig. III.2 : schéma statique de l'acrotère

III.1.2) Détermination des sollicitations pour une bande unitaire

- **Poids propre de l'acrotère**

$$G_{acrotère} = \rho \times S \times 1ml$$

$$S = (0.03 \times 0.15) / 2 + (0.07 \times 0.15) + (0.1 \times 0.6) = 0.07275 m^2$$

$$D'où G_{acrotère} = 25 \times 0.07275 \times 1ml \longrightarrow G = 1.818 KN/ml$$

Avec ρ : poids volumique du béton

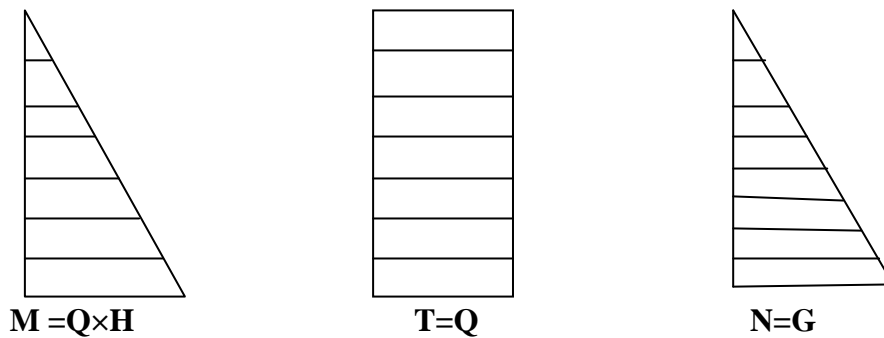
S : section transversale de l'acrotère

- **Les efforts internes**

$$M_0 = Q \times H = 1 \times 0,6 = 0,6 KNm. \text{ (Moment de renversement)}$$

$$T = Q = 1 KN. \text{ (Poussée latérale)}$$

$$N = G = 1,818 KN.$$



Les Moments efforts tranchants efforts normaux

Fig. III.3 diagramme des efforts interne de l'acrotère (M T N)

III.1.3) Combinaison de charges :

- **A L'ELU : 1.35G+1.5Q**

$N_u = 1.35G = 1.35 \times 1.818 = 2.454 \text{ KN}$

$T_u = 1.5Q = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ KN}$

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

- **A L'ELS: G+Q**

$N_s = N = 1.818 \text{ KN}$

$T_s = T = 1 \text{ KN}$

$M_s = M = 0.6 \text{ KN.m}$

III-1-4. Ferrailage :

Il consiste à l'étude d'une section rectangulaire de hauteur ($h = 10 \text{ cm}$) et de largeur ($b = 100 \text{ cm}$). Le principe est d'étudier la section du béton en flexion simple sous un moment fictif (M_f) afin de déterminer les armatures fictives A_f puis en flexion composée pour déterminer les armatures réelles A

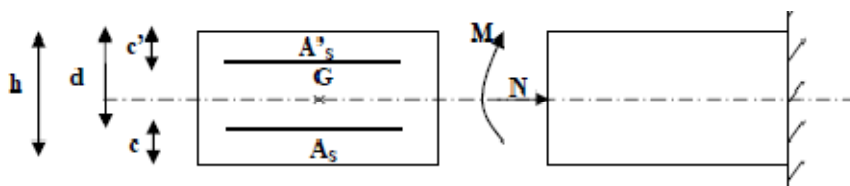


Fig. III.4 : section de l'acrotère soumise à la flexion composée

Avec h : épaisseur de la section.

c : la distance entre le centre de gravité des aciers et la fibre extrême du béton (enrobage)

$d = h - c$: hauteur utile.

M_r : moment fictif calculé par rapport au centre de gravité des armatures tendues.

Remarque : le calcul se fera à l'ELU puis nous vérifions à l'ELS

III.1.5) Calcul à l'ELU

1. Calcul de l'excentricité

$$e_u = M_u / N_u \longrightarrow e_u = 0.9 / 2.454 = 0.366 \text{ m} = [36.6 \text{ cm}] \text{ et } h/2 - c = 5 - 3 = 2 \text{ cm}$$

Avec M_u : moment dus à un effort de compression

N_u : effort de compression.

e_u : l'excentricité.

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

$e_u = 36.6 \text{ cm} > 2 \text{ cm}$ le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures d'où la section est partiellement comprimée.

Donc, l'acrotère sera calculé en flexion simple sous l'effet du moment fictif (M), puis en flexion composée ou la section d'armatures sera déterminée en fonction de celle déjà calculée

2. Calcul en flexion simple :

▪ Moment fictif :

$$M_f = N_u \times a$$

Avec a : distance entre « cp » et le centre de gravité des armatures inferieures tendues.

$$a = e_u + (h/2 - c).$$

$$M_f = 2.454 \times [0,366 + 0.02] \longrightarrow M_f = 2.454 \times 0.386 = 0.947 \text{ KN.m}$$

$$M_f = 0.947 \text{ KN.m}$$

▪ Moment réduit

$$\mu_u = M_f / b d^2 f_{bu}$$

$$\text{Avec } f_{bu} = 0.85 f_{c28} / \theta \gamma_b \longrightarrow f_{bu} = 0.85 \times 25 / 1 \times 1.5 = 14.17 \text{ MPA}$$

$$d = h - c \longrightarrow d = 100 - 30 = 70 \text{ mm}$$

$$\mu_u = 0.947 \times 10^6 / 1000 \times 70^2 \times 14.17 \longrightarrow \mu_u = 0.0136$$

$\mu_u = 0.0136 < \mu_l = 0.392 \implies$ la section est simplement armée (les armatures comprimées ne sont pas nécessaires pour la section).

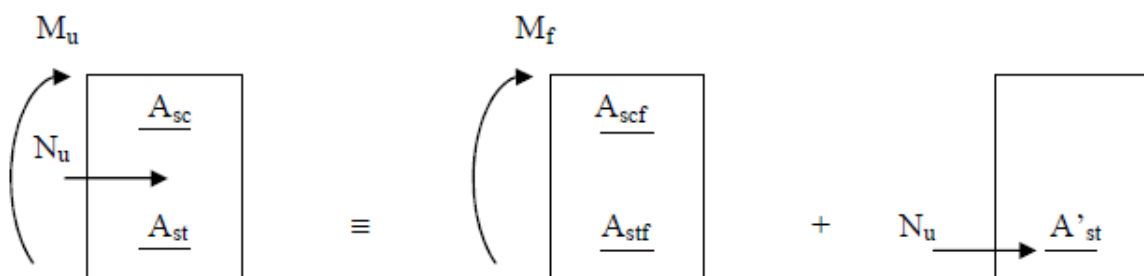


Fig.III.5 : la section d'armature sous la flexion composée

Sachant que $A_{st} = A_{stf} - A'_{st}$

- Calcul des armatures fictives en flexion simple (A_{stf})

$$A_{stf} = M_f / \beta \cdot d \cdot \sigma_{st}$$

$$\mu_u = 0.0136 \longrightarrow \beta = 1 - 0.4\alpha$$

Avec σ_{st} : contrainte limite d'élasticité de l'acier $\sigma_{st} = f_e / \gamma_s$

$$\alpha = 1.25(1 - (1 - 2\mu)^{1/2})$$

$$\alpha = 0.0171 \longrightarrow \beta = 0.933$$

$$A_{stf} = 0.947 \times 10^6 / 0.933 \times 70 \times 348 \longrightarrow A_{stf} = 41.67 \text{ mm}^2$$

$$A_{stf} = 0.416 \text{ cm}^2$$

- Calcul des armatures réelles en flexion composée (A_{st}):

$$A_{st} = A_{stf} - A'_{st}$$

$$A_{st} = A_{stf} - A'_{st} \longrightarrow A_{st} = A_{stf} - N_u / \sigma_{st}$$

$$A_{st} = 0.416 - 0.0705 = 0.35 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 0.35 \text{ cm}^2 \quad A_{sc} = 0 \text{ cm}^2$$

III.1.6) vérification à l'ELU

1) Condition de non fragilité du béton (BAEL91/ Art A.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.

$$\rho \geq 0.23 f_{tj} / f_c \longrightarrow A_{min} \geq 0.23 f_{tj} \cdot b \cdot d / f_c$$

avec $\rho = A / b \cdot d$

$$A_{min} \geq (0.23 \cdot 2.1 / 400) \cdot 1000 \cdot 70 \longrightarrow A_{min} \geq 0.845 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0.845 \text{ cm}^2 \geq 0.35 \text{ cm}^2 \text{ condition non vérifier}$$

-Les armatures calculées à la condition de non fragilité sont supérieures à celles calculées à l'ELU, donc nous adopterons une section :

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

Soit $A_s = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$, avec un espacement $S_t = 100/4 = 25 \text{ cm}$

Armatures de répartition

$$A_r = A_s / 4 \longrightarrow A_r = 2.01 / 4 = 0.50 \text{ cm}^2$$

On adaptera $3\text{HA}8 = 1.51 \text{ cm}^2$ avec un espacement $S_t = 60/3 = 20 \text{ cm}$

2) vérification au cisaillement (BAEL91/ Art 5.1,211)

Nous avons une fissuration peu nuisible d'où :

$$\tau_u = \min \left\{ 0.2 f_{c28} / \gamma_b, 5 \text{ MPA} \right\} \longrightarrow \min \left\{ 3.33 \text{ MPA}, 5 \text{ MPA} \right\} = \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = v_u / b \cdot d$$

avec $v_u = 1.5Q = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ KN}$ l'effort tranchant, $b = 100 \text{ cm}$ et $d = 7 \text{ cm}$

$$\tau_u = 1.5 \times 10^3 / 1000 \times 70 = 0.02143 \text{ MPA} \longrightarrow \tau_u = 0.02143 \text{ MPA} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPA}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \text{ condition vérifier}$$

Alors les armatures transversales ne sont pas nécessaires

3) Vérification de l'adhérence des barres : (BAEL91/ Art 6.1.3)

le béton armé est composé de béton et d'acier, donc il est nécessaire de connaître le comportement à l'interface entre ces deux matériaux, pour cela on doit vérifier l'inégalité suivante

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}} = \psi_s \times f_{t28} \quad \text{et } \psi_s: \text{coefficient de scellement égale à 1.5 pour les barres HA}$$

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

$$\tau_{se} = v_u / 0.9d \sum u_i$$

avec $\sum u_i$: somme des périmètre utiles des barres

$$\sum u_i = n \pi \Phi \longrightarrow \sum u_i = 4 \times 3.14 \times 0.8 = 10.05 \text{ cm}$$

n : nombre de barres

$$\tau_{se} = 1.5 \times 10^3 / 0.9 \times 70 \times 10.05 \times 10 = 0.236 \text{ MPA}$$

$$\tau_{se} = 0.236 \text{ MPA} \leq \overline{\tau_{se}} = 3.15 \text{ MPA} \text{ la condition vérifier}$$

4) vérifier la longueur de scellement droit (Art A.6.2.21/BAEL91) :

$$L_s = 40\Phi \text{ pour FeE400}$$

$$L_s = 50\Phi \text{ pour FeE500}$$

$$\text{Dans notre cas FeE400} \longrightarrow L_s = 40 \times 0.8 = 32 \text{ cm}$$

5) vérifier l'espacements des barres (Art A.8.2.42/BAEL91) :

$$\text{Armatures principales : } S_t \leq \min\{3h; 33 \text{ cm}\} = 30 \text{ cm} \text{ Soit } S_t = 25 \text{ cm.}$$

$$\text{Armatures de répartition : } S_t \leq \min\{4h; 45 \text{ cm}\} = 40 \text{ cm} \text{ Soit } S_t = 20 \text{ cm.}$$

III.1.7 vérification à l'ELS

Les contraintes limites dans le béton et les aciers doivent vérifier les conditions suivantes :

$$\text{-la contrainte dans les aciers : } \sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}}$$

$$\text{-la contrainte dans le béton : } \sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$$

σ_{bc} : la contrainte dans le béton

$\overline{\sigma_{bc}}$: la contrainte limite dans le béton

σ_{st} : la contrainte dans les aciers tendus

$\overline{\sigma_{st}}$: la contraint limite dans les aciers tendus

1) Vérification des contraintes d'ouverture des fissures dans l'acier (Art A.4.5,33/BAEL91)

L'acrotère est exposé aux intempéries c'est pour cette raison que la fissuration est considérée comme préjudiciable, on doit donc vérifier :

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min\{2/3 f_e ; \max\{0,5f_e ; 110(\eta f_{tj})^{1/2}\}\}$$

Avec η : coefficient de fissuration dans notre cas $\eta=1.6$ pour HA

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\{2/3 \times 400, \max(0.5 \times 400, 110(1.6 \times 2.1)^{1/2})\}$$

Soit : $\bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{MPa}$

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

$$\text{Avec } \rho_1 = 100 \times A_{st} / b d \quad \longrightarrow \quad \rho_1 = 100 \times 2.01 / 100 \times 7 = 0.287$$

du tableau on trouve que $\beta_1 = 0.9155$

$$\sigma_{st} = 0.6 \times 10^6 / 0.9155 \times 70 \times 2.01 \times 10^2 = 46.579 \text{MPa}$$

$\sigma_{st} = 46.579 \text{MPa} \leq \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{MPa}$ la condition est vérifiée

2) Vérification de la contrainte de compression dans le béton

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

Avec σ_{bc} : la contrainte dans le béton comprimé

$\bar{\sigma}_{bc}$: la contrainte limite dans le béton comprimé

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{t28} = 0.6 \times 2.1 \quad \longrightarrow \quad \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \sigma_{st} / k_1$$

$$\rho_1 = 0.287 \quad \longrightarrow \quad k_1 = 44.17$$

$$\sigma_{bc} = 46.579 / 44.17 = 1.054 \text{MPa}$$

$\sigma_{bc} = 1.054 \text{MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa}$ la condition est vérifiée

III.1.8 vérification de l'acrotère au séisme

Les forces horizontales de calcul F_p agissant sur les éléments non structuraux et les Équipements ancrés à la structure sont calculées suivant la formule :

$$F_p = 4 \cdot A \cdot C_p \cdot W_p \quad (\text{RPA99 version 2003/Art 6.2.3})$$

A : Coefficient d'accélération de la zone et le groupe d'usage appropriés, tiré du RPA99 dans notre cas (zone IIa, groupe d'usage 2) $A=0.15$ (RPA version 2003/Art 4.2.3 tab 4-1)

C_p : Facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8 dans notre cas on prend : $C_p =$

0.8 (valeurs tiré du RPA99 tableau 6.1),

W_p : Poids de l'acrotère = **1,818 kN/ml**

D'où : $F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 1.818 = 0.872 \text{KN/ml}$

$$F_p = 0.872 \text{KN/ml} \leq Q = 1 \text{KN/ml} \quad \longrightarrow \quad \text{la condition est vérifiée}$$

Donc il est inutile de calculer l'acrotère au séisme.

Conclusion

Après les différents calculs et vérifications effectuées, nous adaptons le ferrailage suivant pour notre acrotère :

- Armatures principales : **4HA8** avec un espacement **St=25cm**
- Armatures de répartitions : **3HA8** avec un espacement **St=20cm**

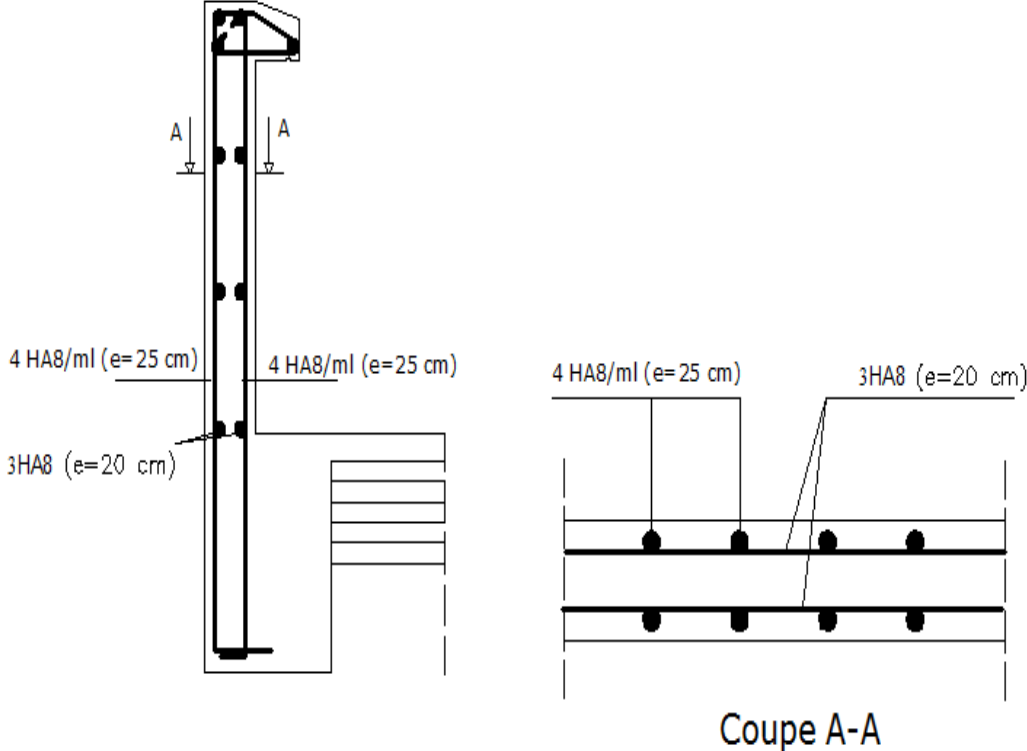


Fig.III.6 : Le ferrailage de l'acrotère

III.2) planchers**Planchers à corps creux**

Le calcul se fera pour le plancher le plus sollicité, le plancher à corps creux avec une dalle de compression.

Le plancher à corps creux est constitué de :

- Nervures appelées poutrelles de section en T.
- Remplissage en corps creux, sont utilisé comme coffrage et comme isolant phonique.
- Une dalle de compression en béton.

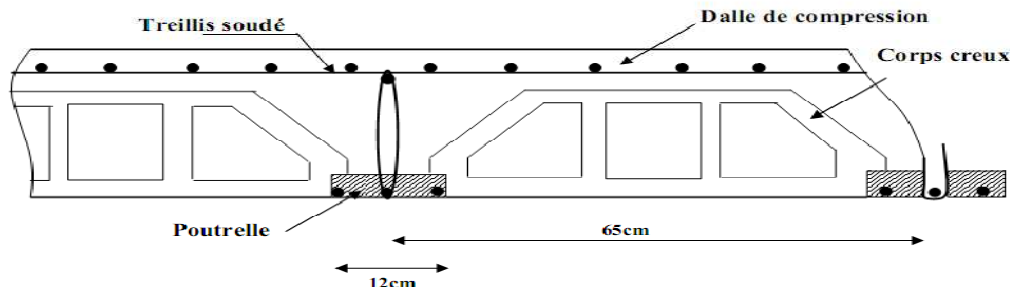


Fig. III.7 : coupe verticale de plancher au corps creux

III.2.1) ferrailage de la dalle de compression

La dalle de compression doit avoir une épaisseur minimale de 4 cm, coulé sur place. Elle sera armée d'un treillis soudé de nuance (TLE 520 $\Phi \leq 6\text{mm}$) dont le but est de :

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

Les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser les normes données par le (BAEL91/Art B.6.8, 423) qui sont les suivantes :

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

A. Calcul des armatures**❖ Armatures perpendiculaires aux poutrelles (A_{\perp})**

On a la distance entre axes des poutrelles compris entre 50 cm et 80 cm ($50 \leq L = 65 \text{ cm} \leq 80 \text{ cm}$).

$$A_{\perp} \geq (4 \times L) / f_e$$

Avec :

L : La distance entre axes des poutrelles.

f_e : Limite d'élasticité des aciers en MPa

$$A_{\perp} \geq (4 \times 65 / 520) \longrightarrow A_{\perp} \geq 0.5 \text{ cm}^2$$

Soit $A_{\perp} = 6\Phi 6 = 1.7 \text{ cm}^2$; avec un espacement de **15 cm**

❖ Armatures parallèles aux poutrelles (A_{\parallel})

$$A_{\parallel} = A_{\perp} / 2$$

$$A_{\parallel} = 1.7 / 2 = 0.85 \text{ cm}^2$$

Soit $A_{\parallel} = 6\Phi 6 = 1.7 \text{ cm}^2$; avec un espacement de **15 cm**

Conclusion

Pour le ferrailage de la dalle de compression, on adoptera un treillis soudé de mailles (6x150x6x150).

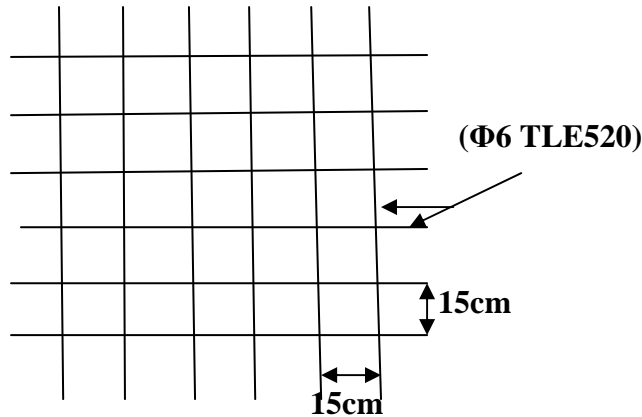


Fig. III.8 : treilles soudées de (15×15) cm²

▪ **Calcul des poutrelles**

Les poutrelles sont sollicitées par une charge uniformément répartie et le calcul se fait en deux étapes à savoir avant coulage de la dalle de compression et après coulage de la dalle de compression

1) **Dimensionnement des poutrelles**

Les poutrelles sont calculées comme des poutres en T, le règlement **BAEL91** préconise que la largeur **b₁** de la dalle de compression à prendre en compte dans chaque côté d'une nervure est limitée par la plus faible des valeurs suivantes :

b

- $b_1 \leq L/2$
- $b_1 \leq l_1/10$
- $b_1 \leq l_1/3$

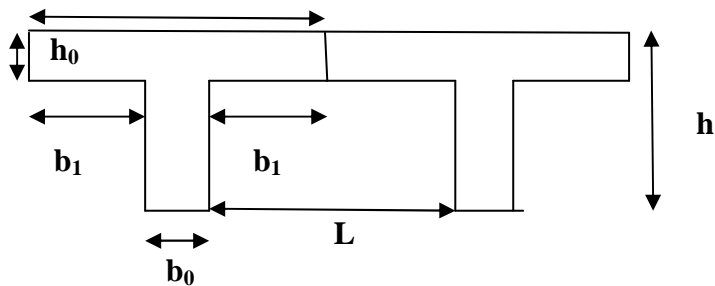


Fig. III.9 : caractéristique géométrique de la section en T

avec **L** : distance entre axes des poutrelles

L₁ : portée de la plus grande travée telle que $l_1=4.40m$ (la travée la plus sollicitée)

b : largeur de la dalle de compression à prendre en considération dans les calculs

b₀ : largeur de la nervure

h₀ : épaisseur de la dalle de compression

D'où largeur efficace de la table de compression :

$$\left. \begin{array}{l} b_1 \leq 65 - 12/2 = 26.5 \text{ cm} \\ b_1 \leq 440/10 = 44 \text{ cm} \\ b_1 \leq 440/3 = 153.33 \text{ cm} \end{array} \right\} b_1 = \min(26.5, 44, 153.33)$$

b₁ = 26.5 cm

D'où **b = 2b₁ + b₀** $b = 2 \times 26.5 + 12 = 65 \text{ cm}$ **b = 65 cm**

2)calcul des poutrelles

Le calcul des poutrelles se fait pour une bande de 1ml en deux étapes :

a) La 1^{er} étape : avant coulage de la dalle de compression :

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

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

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

Poids propre totale $G_T=0.12+0.62=0.74\text{KN/ml}$

La surcharge de l'ouvrier $Q=1\text{KN/ml}$

Combinaison des charges :

$$q_u=1.35G+1.5Q \longrightarrow 1.35 \times 0.74 + 1.5 \times 1 = 2.5\text{KN/ml}$$

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

Ferraillage à l'état limite ultime (ELU)

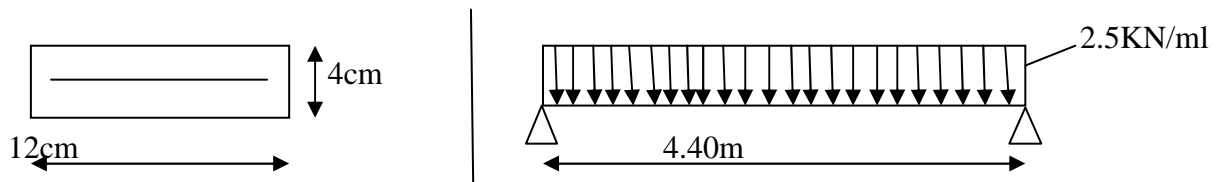


Fig. III.10 :schéma statique de la poutrelle

- Calcul du moment : $M=q_u l^2/8$

$$M=2.5 \times (4.4)^2/8 = 6.05\text{KN.m}$$

- Calcul de l'effort tranchant : $T=q_u l/2$

$$T=2.5 \times 4.4/2 = 5.5\text{KN}$$

Calcul des armatures :

$$b=12\text{cm} ; \quad d=h_0-c=4-2=2\text{cm} ; \quad f_{bu}=14.2\text{MPa}$$

$$\mu_b=M/bd^2f_{bu}=6.05 \times 10^6/120 \times 20^2 \times 14.2=8.87 > \mu_1 = 0.392 \longrightarrow \text{S.D.A}$$

Conclusion :

Vu la faible hauteur de la poutrelle (4cm), il est impossible de disposer deux nappes d'armatures, par conséquent il est nécessaire de prévoir des étriers pour soulager la poutrelle pour l'aider à supporter les charges qui lui sont appliquées et de manière à ce que les armatures comprimées (A_{sc}) ne soient pas nécessaires.

Calcul de la distance entre étriers :

Calcul du moment limite qui correspond à une SSA.

$$M_l=\mu_1 \times b \times d^2 \times f_{bu} \longrightarrow M_l=0.392 \times 0.12 \times (0.02)^2 \times 14.2 \times 10^3 = 0.26\text{KN.m}$$

$$L_{\max}=(8 \times M_l/q_u)^{1/2} \longrightarrow l_{\max}=(8 \times 0.26/2.5)^{1/2} = 0.91\text{m}$$

Donc On prend $l = 1\text{ m}$ entre étais.

b) 2^{eme} étape : après le coulage de la dalle de compression

Le calcul sera conduit en considérant que la poutrelle travaille comme une poutre continue de section en Té, avec une inertie constant, reposant sur des appuis.

La poutrelle travaille en flexion simple sous la charge « q_u » uniformément répartie.

A ce stade, la poutrelle doit reprendre son poids propre, le poids du corps creux et celui de la dalle de compression ainsi que les charges et les surcharges revenant au plancher.

Le calcul des efforts internes se fera à l'aide de l'une de ces trois méthodes.

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

NB : Nous avons deux cas à étudier pour avoir le cas le plus défavorable :

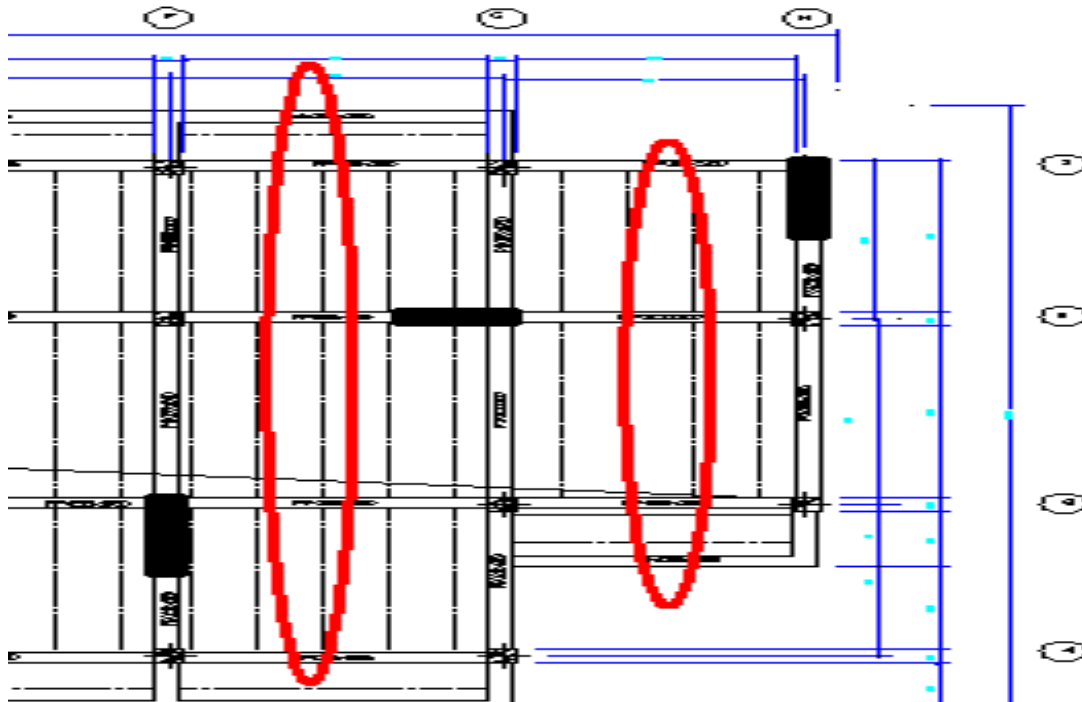
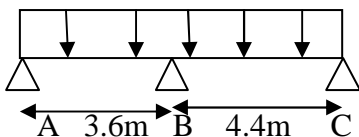


Fig. III.11 : la présentation des poutrelles

Le 1^{er} cas



Le 2^{eme} cas

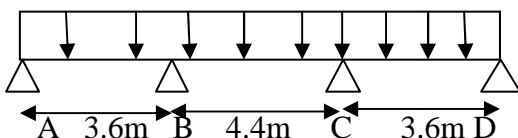


Fig. III.12 : Le schéma statique des deux cas

La vérification de la méthode à utiliser

1) La méthode forfaitaire

Suivant le **BAEL 91** on peut appliquer cette méthode si les conditions suivant sont vérifiées :

Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire (Article B.6.2, 210 / BAEL 91 modifié 99) pour la poutre N°1

1^{er} condition $Q \leq (2G \text{ ou } 5KN/m^2)$

- Plancher étage courant à usage habitation
 $Q=1.5KN/m^2 < (2G \text{ ou } 5KN/m^2)=10.96KN/m^2 \longrightarrow$ **Condition vérifier**

- Plancher de RDC à usage de service
 $Q=2.5KN/m^2 < (2G \text{ ou } 5KN/m^2)=10.96KN/m^2 \longrightarrow$ **Condition vérifier**

- Le plancher de l'entre sol à usage commercial
 $Q=5\text{KN/m}^2 < (2\text{Gou } 5\text{KN/m}^2)=10.96\text{KN/m}^2 \longrightarrow$ **Condition vérifiée**

2^{ème} condition

Les moment d'inertie des sections transversales sont les même dans les déférentes travées
 \longrightarrow **Condition vérifiée**

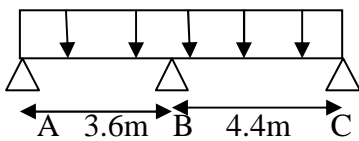
3^{ème} condition

La fissuration est considérée comme non préjudiciable \longrightarrow **condition vérifiée**

4^{ème} condition

le rapport successives des travées doit être compris entre $0.8 < l_i/l_{i+1} < 1.25$

$$\left. \begin{array}{l} 3.6/4.4=0.81 \\ 4.4/3.6=1.22 \end{array} \right\} 0.8 < l_i/l_{i+1} < 1.25 \longrightarrow \text{la condition est vérifiée}$$



Tous les conditions sont vérifier **la méthode forfaitaire est applicable**

2) Application de la méthode forfaitaire

- Le principe de la méthode**

Il s'agit d'une méthode simplifier de calcul applicable aux planchers à surcharges modérées tels que les planchers des constructions courantes comme les bâtiment d'habitation, les bâtiments à usage de bureaux ...ect. Cette méthode concerne les moment fléchis de poutre (poutre principale, poutre secondaire, poutrelle) et de dalles portant dans un seul sens. Son principe consiste à déterminer les moments sur appuis et les moments en travées suivant des fractions fixées forfaitairement de la valeur maximale du moment fléchissant M_0 dans la travée de comparaison. Cette dernier est la travée indépendante de même porte libre que la travée considère et soumise aux même charges

L'utilisation de cette méthode conduit à un calcul rapide et direct puisqu'elle évite au projecteur d'effectuer des calculs laborieux suite à l'étude des cas de surcharges défavorables.

- Exposé de la méthode :**

Les valeurs M_t , M_w et M_e doivent vérifier les coefficients suivants tel que :

M_0 : moment isostatique

$M_0 = q l^2/8$; dont « l » longueur entre nus d'appuis.

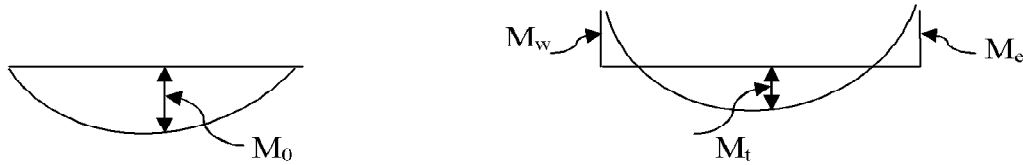
M_w et M_e : moments aux valeurs absolues sur appuis de gauche et de droite de la travée considérée.

M_t : moment Max aux travées pris en compte dans les calculs de la travée Considérée.

$$M_t \geq \max \left\{ (1+0.3\alpha)M_0 ; 1.05M_0 \right\} - M_w + M_e/2$$

$$M_t \geq (1.2+0.3\alpha)M_0/2 \text{ pour la travée de rive}$$

$M_t \geq (1+0.3\alpha)M_0/2$ pour une travée intermédiaire



FigIII.13 :diagramme des moments (principe de la méthode)

Avec α : le rapport des charges d’exploitation à la somme des charges permanent et d’exploitation non pondérée

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

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

0.6 M_0 —————> pour une poutre de deux travées.

0.5 M_0 —————> pour les appuis voisins des appuis de rive d’une poutre à plus de deux travées.

0.4 M_0 —————> pour les autres les appuis intermédiaires d’une poutre à plus de trois travées

1^{er} cas de poutre

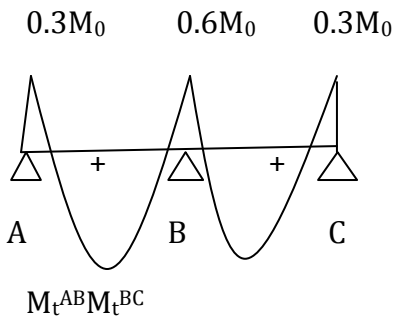


Fig III.14 : diagramme des moments d’une poutre continue N°1

✓ **Calcul le rapport de charge**

$$\alpha = Q/Q+G \quad \longrightarrow \quad \alpha = 2.5/2.5+5.48 = 0.313 \quad \longrightarrow \quad 0 \leq 0.313 \leq 0.666$$

$$1+0.3\alpha = 1.093$$

$$1+0.3\alpha/2 = 0.546$$

$$1.2+0.3\alpha/2 = 0.646$$

✓ Calcul de la charge

À l'ELU

$$q_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$q_u = 1.35 \times 5.48 + 1.5 \times 2.5 = 11.148 \text{ KN/m}^2$$

Pour une bande de largeur 0.65m

$$q_u = 11.148 \text{ KN/m}^2 \times 0.65 \text{ m} = 7.246 \text{ KN/ml} \quad \text{donc}$$

$$q_u = 7.246 \text{ KN/ml}$$

À l'ELS

$$q_s = Q + G$$

$$q_s = 2.5 + 5.48 = 7.98 \text{ KN/m}^2$$

Pour une bande de largeur 0.65m

$$q_s = 7.98 \times 0.65 = 5.187 \text{ KN/ml} \quad \text{donc}$$

$$q_s = 5.187 \text{ KN/ml}$$

✓ Calcul des moments isostatique

A l'ELU

$$q_u = 7.246 \text{ KN/ml}$$

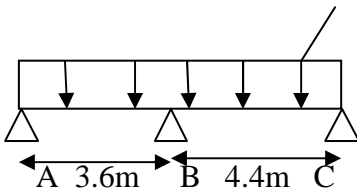


Fig III.15 : schéma statique des poutrelles à l'ELU

Le moment isostatique est déterminé par : $M_0 = q_u l^2 / 8$

$$M_{0AB} = q_u l_{AB}^2 / 8 = 7.246 \times 3.6^2 / 8 = 11.738 \text{ KN.m}$$

$$M_{0BC} = q_u l_{BC}^2 / 8 = 7.246 \times 4.4^2 / 8 = 17.535 \text{ KN.m}$$

✓ Calcul des moments aux appuis

$$M_A = 0.3 M_{0AB} = 0.3 \times 11.738 = 3.521 \text{ KN.m.}$$

$$M_B = 0.6 \max(M_{0AB}, M_{0BC}) = 0.6 \times 17.535 = 10.521 \text{ KN.m.}$$

$$M_C = 0.3 M_{0BC} = 0.3 \times 17.535 = 5.260 \text{ KN.m.}$$

✓ Calcul des moments en travées

Etude de la travée (AB) travée de rive :

$$\left. \begin{aligned} M_i^{AB} &\geq \max[1.05 M_{0AB}; (1 + 0.3\alpha) M_{0AB}] - M_A - M_B / 2 \\ M_i^{AB} &\geq (1.2 + 0.3\alpha) M_{0AB} / 2 \end{aligned} \right\} \text{ on prend le max des deux valeurs}$$

$$1+0.3\alpha=1.093>1.05$$

$$M_t^{AB} \geq (1+0.3\alpha)M_{0AB} - (M_A + M_B)/2 \longrightarrow 1.093(11.738) - (3.521 + 10.521)/2 = 5.808 \text{KN.m}$$

$$M_t^{AB} \geq (1.2+0.3\alpha)M_{0AB}/2 = 0.646 \times 10.521 = 6.796 \text{KN.m}$$

On prend $M_t^{AB} = 6.796 \text{KN.m}$

Etude de la travée (BC) travée de rive :

$$M_t^{BC} \geq \max [1.05M_{0BC} ; (1+0.3\alpha)M_{0BC}] - M_B + M_C/2$$

$$M_t^{BC} \geq (1.2+0.3\alpha)M_{0BC}/2$$

$$1+0.3\alpha=1.093>1.05$$

Donc

$$M_t^{BC} \geq (1+0.3\alpha)M_{0BC} - (M_B + M_C)/2 = (1.093 \times 17.535) - (10.521 + 5.260)/2 = 11.275 \text{KN.m}$$

$$M_t^{BC} \geq (1.2+0.3\alpha)M_{0BC}/2 = 11.327 \text{KN.m}$$

On prend $M_t^{BC} = 11.327 \text{KN.m}$

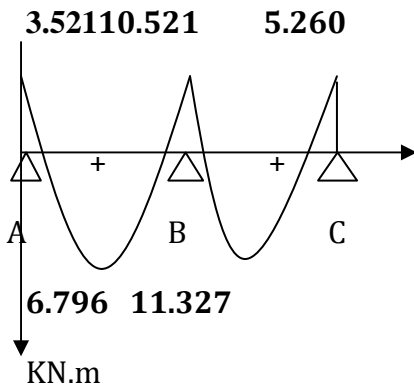


Fig III.16 : diagramme du moment fléchissant poutre continue N°1 à l'ELU

✓ **Calcul des efforts tranchants**

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

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

Avec

$$\theta(x=0) = q_u l/2 \quad \text{et} \quad \theta(x=l) = -q_u l/2$$

$$T_w = q_u l/2 + (M_{i+1} - M_i/l_i)$$

$$T_e = -q_u l/2 + M_{i+1} - M_i/l_i$$

$T(x)$: effort tranchant sur appui, $\theta(x)$: effort tranchant de la travée isostatique.

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

T_w : effort tranchant sur appui gauche de la travée.

T_e : effort tranchant sur appui droit de la travée.

L : longueur de la travée.

Etude de la travée (AB)

$$T_A = q_u l_{AB} / 2 + (M_B - M_A) / l_{AB} = 7.246 \times 3.6 / 2 + (-10.521 - (-3.521)) / 3.6 = \mathbf{11.098 \text{ KN}}$$

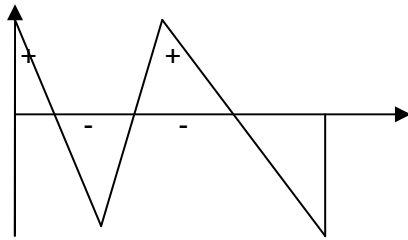
$$T_B = -q_u l_{AB} / 2 + (M_B - M_A) / l_{AB} = -7.246 \times 3.6 / 2 + (-10.521 - (-3.521)) / 3.6 = \mathbf{-14.987 \text{ KN}}$$

Etude de la travée (BC)

$$T_B = q_u l_{BC} / 2 + (M_C - M_B) / l_{BC} = 7.246 \times 4.4 / 2 + (-5.260 - (-10.521)) / 4.4 = \mathbf{17.136 \text{ KN}}$$

$$T_C = -q_u l_{BC} / 2 + (M_C - M_B) / l_{BC} = -7.246 \times 4.4 / 2 + (-5.260 - (-10.521)) / 4.4 = \mathbf{-14.745 \text{ KN}}$$

KN 11.098 17.136



14.987 14.745

Fig. III.17 : diagramme des efforts tranchant de la poutre continue N°1 à l'ELU**❖ Conclusion pour la poutre N°1 :****Le moment max aux appuis**

$M_a^{\max} = 10.521 \text{ KN.m}$

Le moment max en travée

$M_t^{\max} = 11.327 \text{ KN.m}$

L'efforts tranchant max

$T^{\max} = 17.136 \text{ KN}$

2^{eme} cas de poutre

Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire (**Article B.6.2, 210 / BAEL91 modifié 99**) pour la poutre N°2

1^{er} condition $Q \leq (2G \text{ ou } 5 \text{ KN/m}^2)$

- Le plancher de l'entre sol à usage commercial

$$Q = 2.5 \text{ KN/m}^2 < (2G \text{ ou } 5 \text{ KN/m}^2) = 10.96 \text{ KN/m}^2 \quad \text{—————} \text{Condition vérifiée}$$

2^{eme} condition

Les moment d'inertie des sections transversales sont les même dans les déférentes travées

Condition vérifier**3^{eme} condition**

La fissuration est considérée comme non préjudiciable ———> **condition vérifiée**

4^{ème} condition

Le rapport successives des travées doit être compris entre $0.8 < l_i/l_{i+1} < 1.25$

$$\left. \begin{array}{l} 3.6/4.4=0.81 \\ 4.4/3.6=1.22 \\ 3.6/4.4=0.81 \\ 4.4/3.6=1.22 \end{array} \right\} 0.8 < l_i/l_{i+1} < 1.25 \text{ la condition est vérifiée}$$

Tous les conditions sont vérifier **la méthode forfaitaire est applicable**

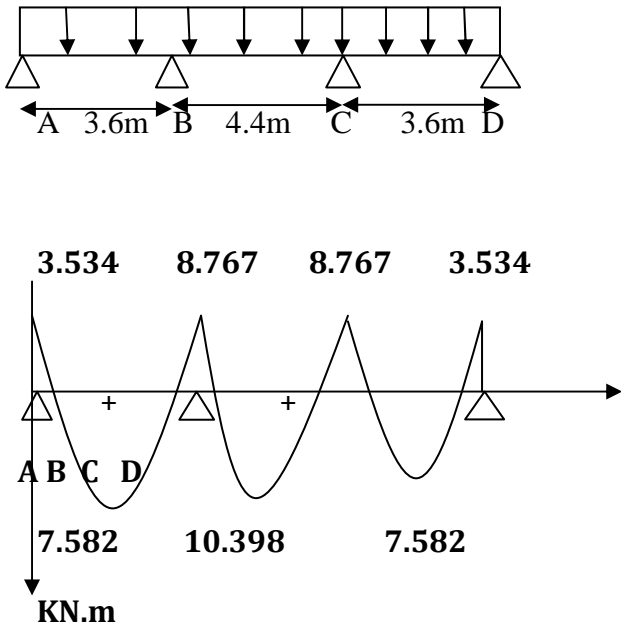


Fig. III.18 : diagramme du moment fléchissant poutre continue N°2 à l'ELU

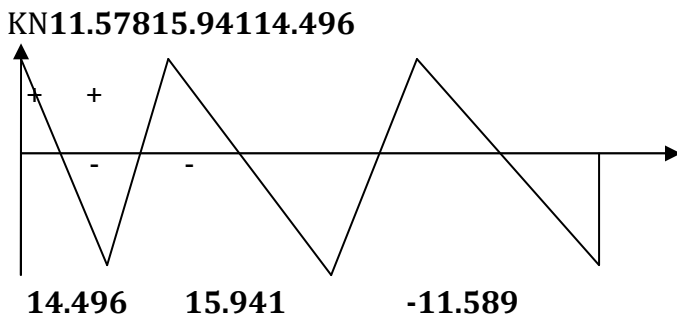


Fig. III.19 : diagramme des efforts tranchant de la poutre continue N°1 à l'ELU

Conclusion pour la poutre N°2 :

Le moment max aux appuis

$$M_a^{\max} = 8.767 \text{KN.m}$$

Le moment max en travée

$$M_t^{\max} = 10.398 \text{KN.m}$$

L'effort tranchant max

$$T^{\max} = 15.941 \text{KN}$$

✓ **Calcul des armatures à l'ELU**

On prend les efforts les plus défavorable

Le moment max aux appuis

$$M_a^{\max} = 10.521 \text{KN.m}$$

Le moment max en travée

$$M_t^{\max} = 11.327 \text{KN.m}$$

L'efforts tranchant max

$$T^{\max} = 17.136 \text{KN}$$

❖ **Armatures longitudinal**

1)En travée

Le calcul en travée s'effectue pour une poutre en T

La position de l'axe neutre :

$M_t^{\max} > M_{tab}$ —————> l'axe neutre est dans la nervure

$M_t^{\max} < M_{tab}$ —————> l'axe neutre est dans la table de compression

M_{tab} : le moment équilibre par la table de compression

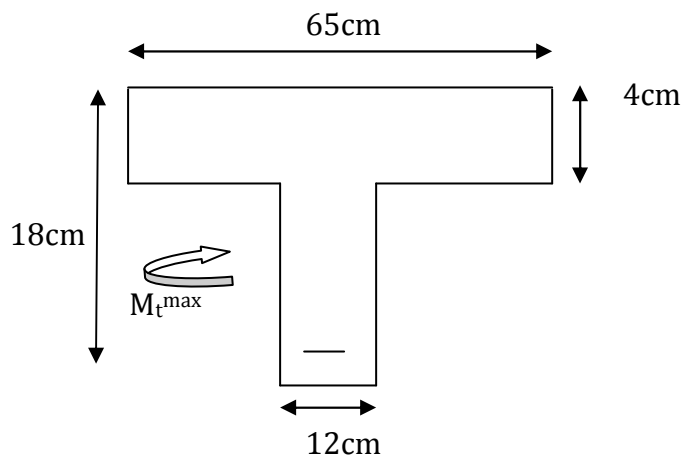


Fig. III.20 :disposition des armatures en T

Le moment équilibre par la table de compression

$$M_{tab} = f_{bc} b h_0 (d - 0.5h_0)$$

Avec $f_{bc} = 14.2 \text{MPa}$, $d = h - c = 20 - 2 = 18 \text{cm}$

$$M_{tab} = 14.2 \times 10^3 \times 0.65 \times 0.04 (0.18 - (0.5 \times 0.04)) = 59.07 \text{KN.m}$$

$$M_{tab} = 59.07 \text{KN.m} \gg M_t^{\max} = 16.238 \text{KN.m}$$

$M_t^{\max} < M_{tab}$ —————> l'axe neutre tombe sur la table de compression

Comme le béton tendu n'intervient pas dans les calculs de résistance, le calcul se fera en considérant une section rectangulaire (bxh) = (65x20)cm

Avec $\mu_u = M_t / b d^2 f_{bc}$

$$f_{bc} = 0.85 f_{bc} / \gamma_b = 0.85 \times 25 / 1.5 \times 1 = 14.2 \text{MPa}$$

$$d = h - c = 20 - 2 = 18 \text{cm}$$

b : la largeur de la section en Té

$$\mu_u = 11.327 \times 10^6 / 650 \times 180^2 \times 14.2 = 0.038$$

$\mu_u = 0.038 < \mu_l = 0.392$ section simplement armée (SSA)

$$\mu = 0.03 \longrightarrow \beta = 0.981$$

$$A_t = M_t / \beta d \sigma_{st} = 11.327 \times 10^6 / 0.981 \times 180 \times 348 = 184.329 \text{mm}^2 = 1.84 \text{cm}^2$$

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

2) Aux appuis

Le béton de la table se trouvant dans la partie tendue nous avons considéré, au point de vue calcul, une section rectangulaire de largeur b=12cm et d=18cm

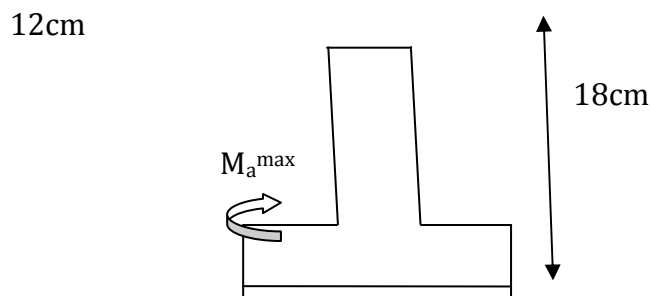


Fig. III.20 : disposition des armatures en Té

$$M_a^{\max} = 10.521 \text{ KN.m}$$

Avec

$$\mu_u = M_a / b d^2 f_{bc}$$

$$f_{bc} = 0.85 f_{bc} / \theta \gamma_b = 0.85 \times 25 / 1.5 \times 1 = 14.2 \text{ MPA}, \quad d = h - c = 20 - 2 = 18 \text{ cm}$$

$$\mu_u = 10.521 \times 10^6 / 120 \times 180^2 \times 14.2 = 0.190$$

$$\mu_u = 0.190 < \mu_l = 0.392 \longrightarrow \text{section simplement armée (SSA)}$$

$$\mu = 0.190 \longrightarrow \beta = 0.894$$

$$A_a = M_a / \beta d \sigma_{st} \longrightarrow A_a = 10.521 \times 10^6 / 0.894 \times 180 \times 348 = 187.87 \text{ mm}^2 = 1.87 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 2 \text{ HA}12 = 2.26 \text{ cm}^2$$

Conclusion

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

$$A_a = 2 \text{ HA}12 = 2.26 \text{ cm}^2$$

❖ Armatures transversales :

Section minimale d'armatures d'âme : (Art A.5.1,22 /BAEL91 modifié 99)

Si on désigne par A_t la section d'un cours d'armatures transversales de limite d'élasticité f_e , on doit avoir :

$$A_t f_e / b_0 S_t \geq 0.4 \text{ MPA} \longrightarrow A_t \geq 0.4 b_0 S_t / f_e$$

L'espacement (S_t) des cours successifs de ces armatures doit être au plus égal à la plus petite des valeurs : $0.9d$ et 40 cm .

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

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

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

$$A_t = 0.4 \times 12 \times 15 / 400 = 0.18 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.18 \text{ cm}^2$$

Possibilité de bétonnage correct : (Art A.5.1,22 /BAEL91 modifié 99)

Le diamètre d'armature d'âme d'une poutre est au plus à $h/35$ (h étant la hauteur de la poutre), ainsi qu'au diamètre des barres longitudinales et au dixième de la longueur d'âme.

$$\Phi \leq \min(h/35, b_0/10, \Phi_1^{\max})$$

Φ_1^{\min} : diamètre max des armatures longitudinales

$$\Phi \leq \min(h/35, b_0/10, \Phi_1^{\max}) \longrightarrow \Phi \leq \min(20/35, 12/10, 1.2) = 0.57 \text{ cm}$$

On choisit un étrier $2\Phi 8 = 1.01 \text{ cm}^2$

Les armatures transversales seront réalisées par des étriers $\Phi 8$ avec un espacement constant $S_t = 15 \text{ cm}$ sur la totalité des poutrelles

.Calcul de l'ancrage :

Ancrages rectilignes : (Art A.6.1.22 /BAEL91 modifié 99)

Les barres rectilignes de diamètre Φ et de limite d'élasticité f_e sont ancrées sur une longueur L_s dite longueur de scellement droit donnée par l'expression :

$$L_s = \Phi f_e / 4 \tau_{su}$$

$$\tau_{su}=0.6\psi^2f_{t28}=0.6\times(1.5)^2\times 2.1=2.835\text{MPa}$$

$$\tau_{su}=2.835\text{MPa}$$

$$l_s=1.2\times 400/4\times 2.835=42.328\text{cm}$$

Les règles de **BAEL 91 (A.6.1.21)** admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet « L_c » est au moins égale à $0,4.L_s$ pour les aciers H.A.

$$l_c=0.4l_s=0.4\times 42.328=16.931\text{cm}$$

A) Vérfications à l'ELU

▪ Condition de non fragilité (Art A 4.2/BAEL91)

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante

$$A_{\text{adopté}} > A_{\text{min}} = 0.23bd f_{t28}/f_e$$

$$\text{Avec } f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28} = 0.6 + 0.06(25) = 2.1\text{MPa}$$

1) En travée

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

$$A_{\text{adopté}} = 3.39\text{cm}^2 > A_{\text{min}} = 1.41\text{cm}^2 \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

2) Aux appuis

$$A_{\text{adopté}} > A_{\text{min}} = 0.23b_0 d f_{t28}/f_e$$

$$A_{\text{min}} = 0.23 \times 12 \times 18 \times 2.1 / 400 = 0.26\text{cm}^2$$

$$A_{\text{adopté}} = 2.26\text{cm}^2 > A_{\text{min}} = 0.26\text{cm}^2 \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

▪ Condition tangentielle (art A5.1./ BAEL 91)

On doit vérifier que :

$$\tau_u = T_{\text{max}}/b_0 d \leq \bar{\tau}_u$$

$$\bar{\tau}_u = \min \{3.33 ; 5\text{MPa}\} \longrightarrow \text{fissuration non préjudiciable}$$

$$T_{\text{max}} = 17.136\text{KN}$$

$$\tau_u = 17.136 \times 10^3 / 120 \times 180 = 0.793\text{MPa} \longrightarrow \tau_u = 0.793\text{MPa}$$

$$\tau_u = 0.793\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33\text{MPa} \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

▪ **Condition d'adhérence et entrainement des barres (Art A.6.1.3/BAEL 91)**

$$\tau_{se} = T_{u\max} / 0.9 \times d \times \sum u_i \leq \bar{\tau}_{se}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28} \quad \Psi_s = 1.5 \text{ pour les HA} \quad \bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPA} \quad \boxed{\bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPA}}$$

$$\sum u_i = n \Phi \pi$$

$\sum u_i$: somme des périmètres utiles

n : nombre des barres

Φ : diamètre des barres

$$\sum u_i = 3 \times 1.2 \times 3.14 = 11.304 \text{ cm} = 113.04 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = 17.136 \times 10^3 / 0.9 \times 180 \times 1130.04 = 0.093 \text{ MPA}$$

$$\tau_{se} = 0.093 \text{ MPA} \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPA} \quad \text{Condition vérifiée}$$

▪ **Influence de l'effort tranchant sur les armatures**

-appui de rive (Art A 5.1.312/BAEL91)

On doit prolonger au -delà de l'appui coté travée et ancrer une section d'armatures suffisante pour équilibrer l'effort tranchant

$$\boxed{A_{st} \geq T_u^{\max} \gamma_s / f_e}$$

$$A_{st} \geq 17.136 \times 10^3 \times 1.15 / 400 = 0.492 \text{ cm}^2$$

$$A_{st \text{ adopté}} = 2.26 \text{ cm}^2 > A_{st} = 0.492 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifiée}$$

-appuis intermédiaire (Art A 5.1.321/BAEL91)

Le BAEL précise que lorsque la valeur absolue du moment fléchissant de calcul vis-à-vis de l'état ultime M_u est inférieure à $(0.9.T_u.d)$ on doit prolonger les armatures en travée au delà des appuis et y ancrer une section d'armature suffisante pour équilibrer un effort égale à

$$\boxed{T_u^{\max} = M_{\max} / 0.9d}$$

$$T_u^{\max} = 17.136 \times 10^3 \text{ N}, \quad M_a^{\max} = 10.521 \times 10^6 \text{ N.mm}$$

$$0.9d T_u^{\max} = 0.9 \times 180 \times 17.136 \times 10^3 = 2.776 \times 10^6 \text{ N.mm}$$

$M_a^{\max} > 0.9d T_u^{\max}$ les armatures inférieures ne sont pas nécessaires.

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

$$2T_u/b_0a \leq 0.8(f_{cj}/\gamma_b)T_{\max} \leq 0.4(f_{c28}/\gamma_b)ab_0$$

Avec $a=0.9d=0.9 \times 18=16.2\text{cm}$

$$T_u^{\max}=17.136\text{KN}$$

$$T_u^{\max} \leq 0.4 \times (25/1.5) \times 0.9 \times 120 \times 180 \times 10^{-3} = 129.6\text{KN}$$

$$T_u^{\max}=17.136\text{KN} \leq 0.4(f_{c28}/\gamma_b)ab_0=129.6\text{KN} \longrightarrow \text{condition verifier}$$

▪ **Vérification de la condition moyenne sur appuis intermédiaire**

$$\sigma_{bc}^{\max}=T_u^{\max}/0.9db_0 \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\bar{\sigma}_{bc}=1.3(f_{c28}/\gamma_b)1.3(25/1.5)=21.66\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc}^{\max}=17.136 \times 10^3 / 0.9 \times 180 \times 120 = 0.881\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc}^{\max}=0.881\text{MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc}=21.66\text{MPa} \longrightarrow \text{condition vérifier}$$

B) Vérification à l'ELS

Les états limites de service sont définis compte tenu des exploitations et de la durabilité de la construction, les vérifications qui sont relative :

- ✓ Etat limite d'ouvertures des fissures
- ✓ Etat limite de résistance de béton en compression
- ✓ Etat limite de déformation

1) combinaison de charge à l'ELS

Lorsque la charge est la même sur les différentes travées on peut multiplier les résultats du calcul à l'ELU avec le coefficient (q_s/q_u) nous donne les valeurs des efforts internes.

$$q_s/q_u=5.187/7.246=0.713$$

$$q_s=6.812\text{KN/ml}$$

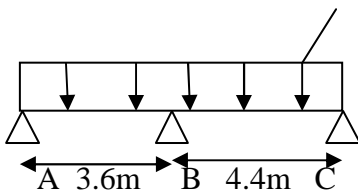


Fig. III2.1 : schéma statique des poutrelles à l'ELS

Les valeurs des efforts internes sont donnes sous forme des tableaux suivants :

✓ **Moments en travée à l'ELS**

$$M_{ts} = M_{tu} \times 0.715$$

Tableau III.2.1 : résumé les valeurs en travées à l'ELS

Travée	L(m)	M_{tu} (KN.m)	M_{ts} (KN.m)
A-B	3.60	6.796	4.859
B-C	4.4	11.327	8.098

✓ **Moments aux appuis à l'ELS**

$$M_{as} = M_{au} \times 0.715$$

Tableau III.2.2 : résumé les valeurs aux appuis à l'ELS

noeuds	M_{au} (KN.m)	M_{as} (KN.m)
A	3.521	2.517
B	10.521	7.522
C	5.260	3.760

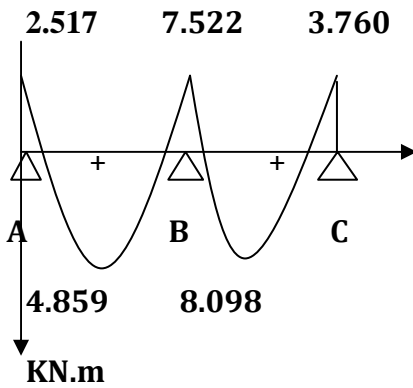


Fig. III.2.2 : diagramme du moment fléchissant à l'ELS

✓ **Calcul l'effort tranchant**

$$T_{ws} = T_w \times 0.715$$

$$T_{es} = T_e \times 0.715$$

Tableau III.2.3 : résumé les efforts tranchants

Travée	T_w (KN)	T_{ws} (KN)	T_e (KN)	T_{es} (KN)
A-B	11.098	7.935	-14.987	-10.715
B-C	17.136	12.252	-14.745	-10.542

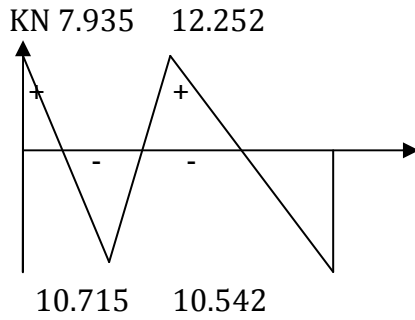


Fig. III.2.3 diagramme des efforts tranchant à l'ELS

❖ **Vérification de la résistance du béton à la compression**

β_1, k_1 : sont tirés du tableau des sections rectangulaires en flexion simple sans armatures comprimées en fonction de ρ puis égale : $\rho = 100A_{st}/b_0d$

✓ **La contrainte dans l'acier**

1) En travée

$$\rho_1 = 100 \times 3.39 / 12 \times 18 = 1.569 \quad \beta_1 = 0.8366 \quad , \quad k_1 = 15.612$$

$$\sigma_s = M_{ts}^{max} / \beta_1 d A_{st} \longrightarrow \sigma_s = 8.098 \times 10^6 / 0.8366 \times 180 \times 339 = 158.630 \text{ MPA}$$

$$\bar{\sigma}_s = f_e / \gamma_s = 400 / 1.15 = 348 \text{ MPA}$$

$$\sigma_s = 158.630 \text{ MPA} \leq \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPA} \longrightarrow \text{condition vérifier}$$

2) aux appuis

$$\sigma_s = M_{as}^{max} / \beta_1 d A_{st} \longrightarrow \sigma_s = 7.522 \times 10^6 / 0.8366 \times 180 \times 226 = 221.021 \text{ MPA}$$

$$\sigma_s = 221.021 \text{ MPA} \leq \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPA} \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

✓ **La contrainte dans le béton**

1) en travée

$$\sigma_{bc} = \sigma_s / k_1 = 158.630 / 15.612 = 10.160 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bc} = 10.160 \text{ MPA} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPA} \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

2) aux appuis

$$\sigma_{bc} = \sigma_s / k_1 = 221.021 / 15.612 = 14.15 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bc} = 14.15 \text{ MPA} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPA} \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

❖ Vérification de la 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 .

Lorsque il est prévu des étais intermédiaire, on peut cependant se dispenser du calcul de la flèche du plancher sous réserve de vérifier les trois conditions suivantes :

$$h/l \geq 1/22.5$$

$$h/l \geq M_t^{\max} / 15M_0$$

$$A/b_0d \leq 3.6/f_e$$

Avec **h**: hauteur totale de la section de nervure 20cm

l : portée entre nu d'appuis

M_t^{max} : moment max en travée

M₀ : moment max de la travée isostatique

A : section des armatures

b: largeur de la section

d : la hauteur utile de la section droit

Vérification

$$M_0 = q_s l^2 / 8 = 5.187 \times 4.4^2 / 8 = 12.552 \text{ KN.m}$$

$$h/l = 20/440 = 0.045 > 1/22.5 = 0.044 \text{ condition vérifiée}$$

$$h/l = 20/440 = 0.045 > 8.098 / 15 \times 12.552 = 0.043 \text{ condition vérifiée}$$

$$A/b_0d = 3.39 / 12 \times 18 = 0.015 \geq 3.2 / 400 = 0.01 \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

Vu que les 3 condition sont vérifiées donc on procède pas au calcul de la flèche

Conclusion

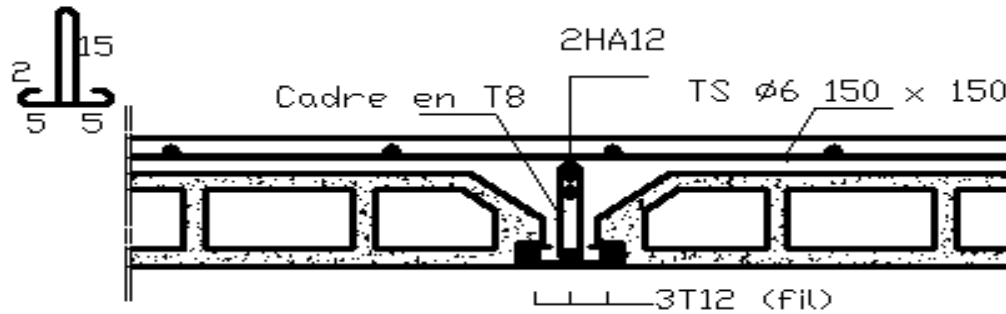
Armatures longitudinales :

3HA12 en travée

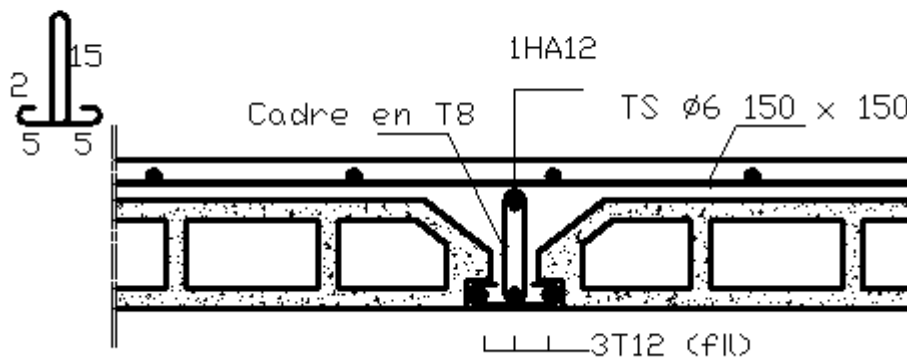
2HA12 aux appuis

Armatures transversale :

2étries en HA8



**Fig.III.2.4 : Ferrailage de plancher en corps creux
Aux appuis**



**Fig.III.2.4 : Ferrailage de plancher en corps creux
En travée**

III.3) Escalier

III.1) introduction

Un escalier est un ouvrage qui permet de passer d'un niveau à un autre d'une construction, les escaliers sont constitués par des volées en béton armé qui reposent simplement sur les paliers.

Escalier du RDC : à deux volées et un palier intermédiaire

Escalier d'autres étages à deux volées et un palier intermédiaire

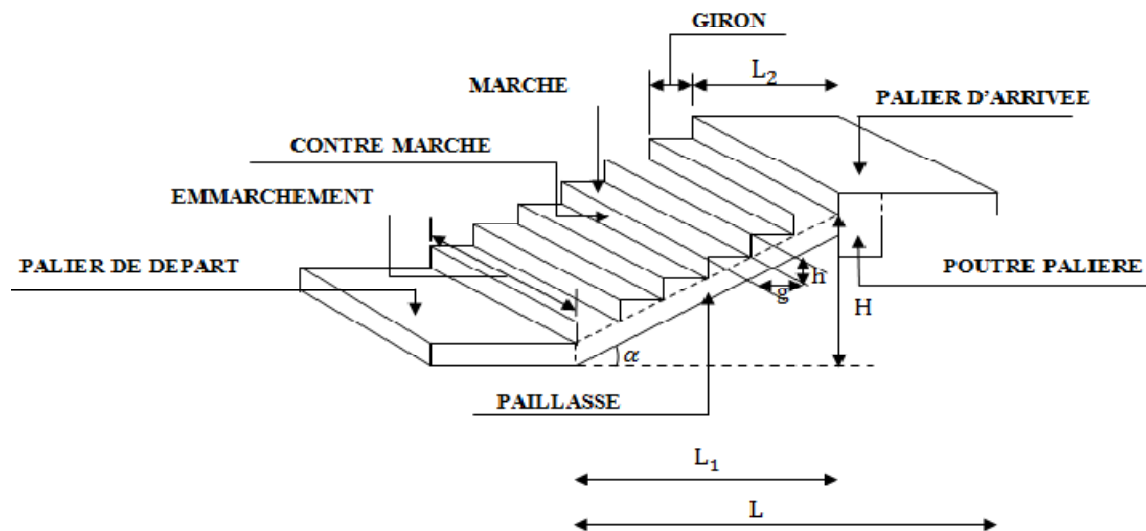


Fig. III.2.5 : construction d'un escalier

La marche : est la surface plane sur laquelle se pose le pied.

La contre marche : C'est la partie verticale entre deux marches consécutives

Emmarchement E : C'est la longueur des marches

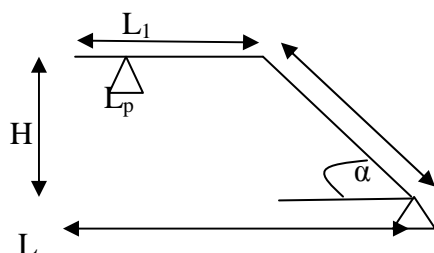
Giron g : C'est la distance en plan sur laquelle on pose le pied, il sépare deux contremarches successives $25\text{cm} \leq g \leq 33\text{cm}$

Hauteur h : représente la différence de niveau entre deux marches successives. Elle varie généralement entre 14 et 18 cm.

La volée : est la partie de l'escalier comprise entre deux paliers.

La pailasse d'épaisseur e_p : est la dalle inclinée en béton armé incorporant les marches et contre marches.

la ligne de foulée : représente en plan le parcours d'une personne qui emprunte l'escalier



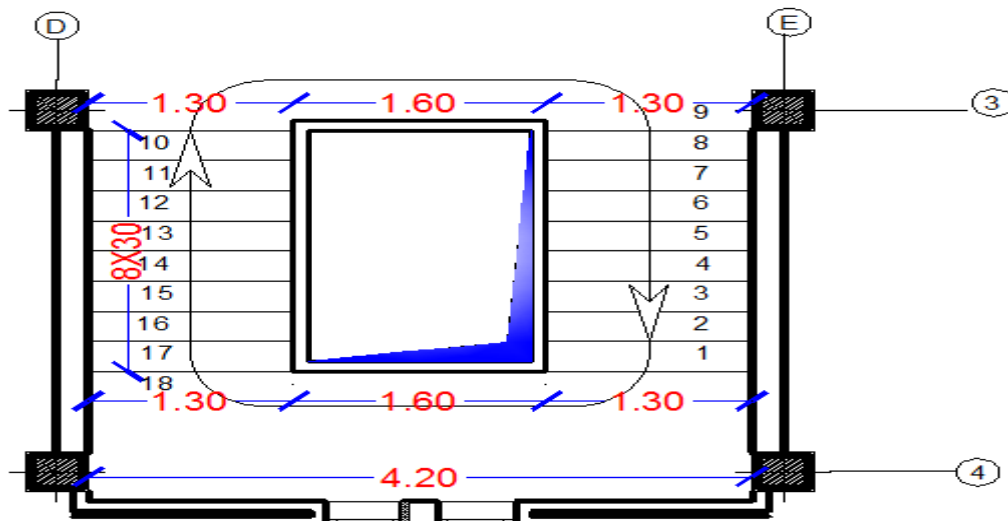


Figure : Vue en plan de l'escalier

III.2) Pré-dimensionnement de l'escalier

Les escaliers seront pré-dimensionnés à l'aide de la **formule de BLONDEL**

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

$h_{\text{contre marche}}$ = hauteur d'étage / nombre de contre marche

g : largeur des marches $25\text{cm} \leq g \leq 33\text{cm}$

h : hauteur de la marche $14\text{cm} \leq h \leq 18\text{cm}$

E : l'embranchement..... $E > 1\text{m}$

H : hauteur de la volée

$h = 306 / 18 = 17$ et $g = 30\text{cm}$

$$h = 17\text{cm} \quad g = 30\text{cm}$$

Vérification de la relation de BLONDEL

$59\text{cm} \leq 30 + 2 \times 17 \leq 64\text{cm} \longrightarrow 59\text{cm} \leq 64 \leq 64\text{cm} \longrightarrow$ **condition vérifiée**

❖ le nombre de contre marche :

$n' = H / h$

$n' = 153 / 17 = 9 \longrightarrow$ **$n' = 9$ contre marche**

❖ nombre de marches :

$n = n' - 1 = 8 \longrightarrow$ **$n = 8$ marches**

❖ la longueur de la paillasse (L_p) :

$L_2 = n \times g = 8 \times 30 = 240\text{cm}$

$H = n' \times h = 9 \times 17 = 153\text{cm}$

$L_p = (240^2 + 153^2)^{1/2} = 284.620\text{cm} \quad \mathbf{L_p = 284.620\text{cm}}$

❖ Angle d'inclinaison

$\text{Tag} \alpha = H / L_2 = 153 / 240 = 0.637 \longrightarrow$ **$\alpha = 32.52^\circ$**

❖ L'épaisseur de la paillasse "ep"

$$L_0/30 \leq ep \leq L_0/20$$

L_0 : porté entre nue d'appuis

$$L_0 = L_p + L_1 = 284.620 + 80 = 364.62 \text{ cm}$$

$$12.154 \leq ep \leq 18.231$$

On prend **ep=17cm**

❖ L'épaisseur du palier « ep »

$$E_p \geq L_1/10$$

L_1 : portée du palier

$$E_p \geq 80/10 = 8 \text{ cm}$$

on prend **Ep=15cm**

III.3) détermination des charges de calcul

A) Charge permanent

La paillasse

Tableau III.2.4 : évaluation des charges permanente de la paillasse

Désignation des éléments	Epaisseur(m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
Carrelage	0.01	20	0.2
Mortier de pose	0.03	20	0.6
Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
Marches	0.17/2	25	2.125
Paillasse	0.17/cos α	25	5.04
Garde-corps	/	/	0.1
Totale			G=8.265

Le palier

Tableau III.2.5 : évaluation des charges permanentes du palier

Désignation des éléments	Epaisseur(m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
Carrelage	0.01	20	0.2
Mortier de pose	0.03	20	0.6
Lit de sable	0.02	19	0.38
Palier	0.15	25	3.75
Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
Totale			G=5.13

$$G_{\text{paillasse}} = 8.265 \times 1 \text{ m} = \mathbf{8.265 \text{ KN/ml}}$$

$$G_{\text{palier}} = 5.13 \times 1 \text{ m} = \mathbf{5.13 \text{ KN/ml}}$$

B) surcharge d'exploitation

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

III.4) dimensionnement de l'escalier

1) Combinaison de charge

- **Le palier :**

$$\text{ELU} : q_{u1} = 1.35G + 1.5Q = (1.35 \times 5.13 + 1.5 \times 2.5) = 10.675 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS} : q_{s1} = G + Q = 5.13 + 2.5 = 7.63 \text{ KN/ml}$$

- **La paillasse :**

$$\text{ELU} : q_{u2} = (1.35 \times 8.265 + 1.5 \times 2.5) = 14.907 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS} : q_{s2} = G + Q = 8.265 + 2.5 = 10.765 \text{ KN/ml}$$

III.4.1 : calcul à l'état limite ultime

Pour déterminer les efforts dans la volée et le palier, on fait référence à la loi de l'RDM en prenant l'ensemble (volée + palier) comme poutre isostatique partiellement encadrée aux appuis

$$q_{u1} = 10.675 \text{ KN/ml}$$

$$q_{u2} = 14.907 \text{ KN/ml}$$

- **Charge de mur extérieur :**

$$F = G (H - e) = 1.30 (1.53 - 0.15) = 1.794 \text{ KN/ml}$$

Avec G : poids volumique de mur extérieur.

H : hauteur du mur.

e : épaisseur du palier

$$q_{u \text{ mur}} = 1.35 \times 1.794 = 2.421 \text{ KN/ml}$$

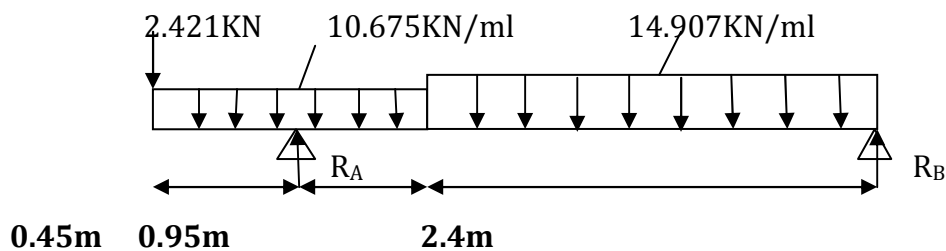


fig. III.2.4 : schéma statique des volées à l'ELU

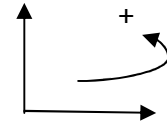
2-Les efforts internes

D'après les formules de l'RDM :

▪ **Réaction d'appuis**

$$\sum F/y=0 \longrightarrow R_A+R_B=14.907 \times 2.4+10.675 \times 1.4+2.421=53.142 \text{KN}$$

$$R_A+R_B=53.142 \text{KN}$$



$$\sum M/A=0 \longrightarrow 2.421 \times 0.45+10.675 \times 0.45^2/2 -10.675 \times 0.95(0.95/2)- (14.907 \times 2.40)(2.4/2+0.95)+3.35R_B=0$$

$$\sum M/A=0 \longrightarrow 3.35R_B-79.566=0 \longrightarrow R_B=79.566/3.35=23.751 \text{KN}$$

$$R_A+R_B=53.142 \text{KN} \longrightarrow R_A=53.142-23.751=29.391 \text{KN}$$

$R_A=29.391 \text{KN}$
$R_B=23.751 \text{KN}$

▪ **Efforts tranchants et moments fléchissant**

1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 2.4$

$$\sum F/y=0$$

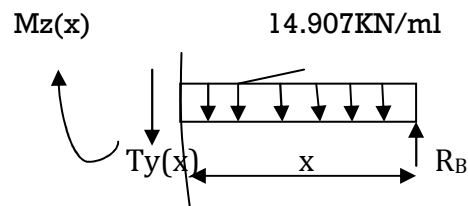
$$T_y=-14.907x+23.751$$

$$\begin{cases} x=0 & T_y=23.751 \text{KN} \\ x=2.4 & T_y=-12.025 \text{KN} \end{cases}$$

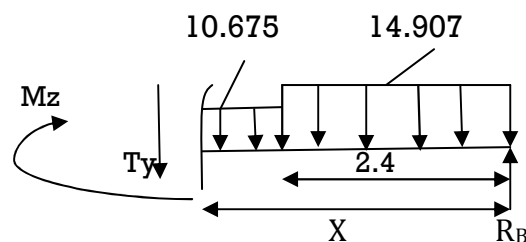
$$\sum M/i=0$$

$$M_z=-7.453x^2+23.751x$$

$$\begin{cases} x=0 & \longrightarrow M_z=0 \text{KN.ml} \\ x=2.4 & \longrightarrow 14.073 \text{KN.ml} \end{cases}$$



2^{eme} tronçon $2.4 \leq x \leq 3.35$



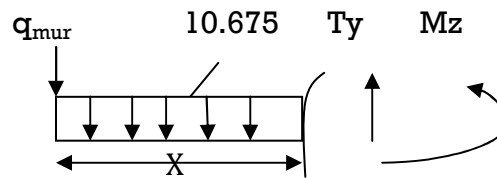
$$\Sigma F/y=0$$

$$T_y = -7.63x - 10.156 + 23.751 \rightarrow \begin{cases} x=2. & \rightarrow -12.025\text{KN} \\ x=3.35 & \rightarrow -22.166\text{KN} \end{cases}$$

$$\Sigma M/i=0$$

$$M_z = -5.337(x-2.4)^2 - 12.025x + 42.932 \rightarrow \begin{cases} x=2.4 & \rightarrow M_z = 14.073\text{KN.ml} \\ x=3.35 & \rightarrow M_z = -2.17\text{KN.ml} \end{cases}$$

3^{eme} tronçon $0 \leq x \leq 0.45$



$$\Sigma F/y=0$$

$$T_y = 10.675x + 2.421 \rightarrow \begin{cases} x=0 & \rightarrow T_y = 2.421\text{KN} \\ x=0.45 & \rightarrow T_y = 7.224\text{KN} \end{cases}$$

$$\Sigma M/i=0$$

$$M_z = -5.337x^2 - 2.421x \rightarrow \begin{cases} x=0 & \rightarrow M_z = 0\text{KN} \\ x=0.45 & M_z = -2.17 \end{cases}$$

Calcul du moment maximal (M_{max})

2^{eme} tronçon

$$M_z = M_{max} \rightarrow T_y = 0$$

$$T_y = 0 \rightarrow T_y = -10.675x - 10.156 + 23.751 = 0$$

$$x = 1.273$$

$$M_t(1.273) = -5.337(1.273-2.4)^2 - 12.025(1.273) + 42.932 = 20.845\text{KN.ml}$$

Remarque

Afin de tenir compte des semi encastremets aux extrémités, on adopte pour une correction à l'aide de coefficient réducteur pour le moment au niveau des appuis et en travées.

- Aux appuis : $-0.3M_{\max} \rightarrow -0.3 \times 20.845 = -6.253 \text{KN.m}$

$M_a = -6.253 \text{KN.m}$

- En travée : $0.85M_{\max} \rightarrow 0.85 \times 20.845 = 17.718 \text{KN.m}$

$M_t = 17.718 \text{KN.m}$

Diagramme des efforts internes

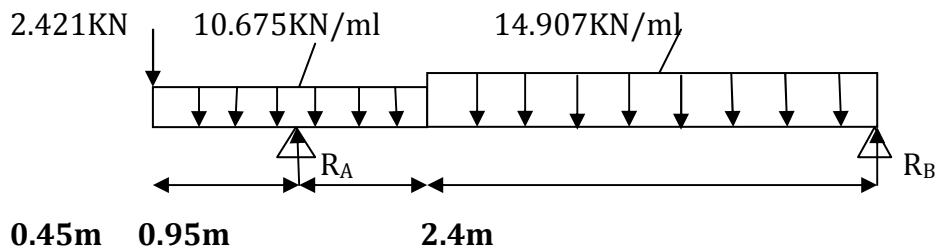


Fig. III.2.4 : schéma statique des volées à l'ELU

Ty(KN)

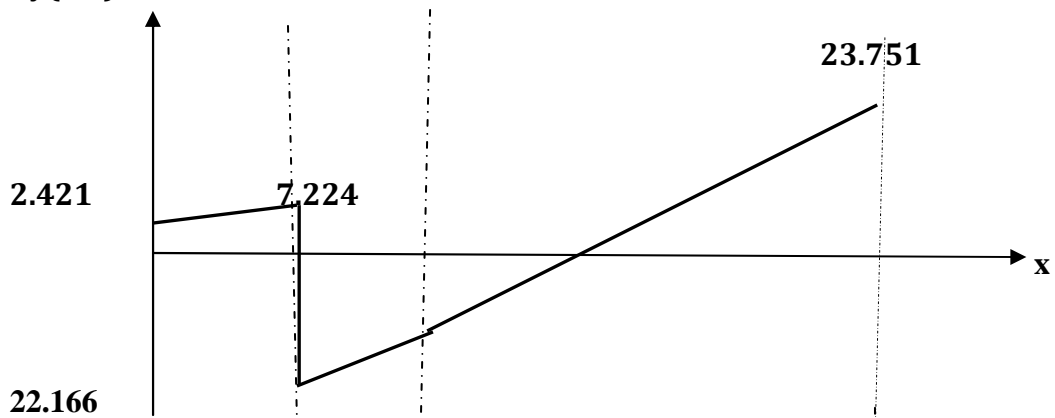


Diagramme des efforts tranchants

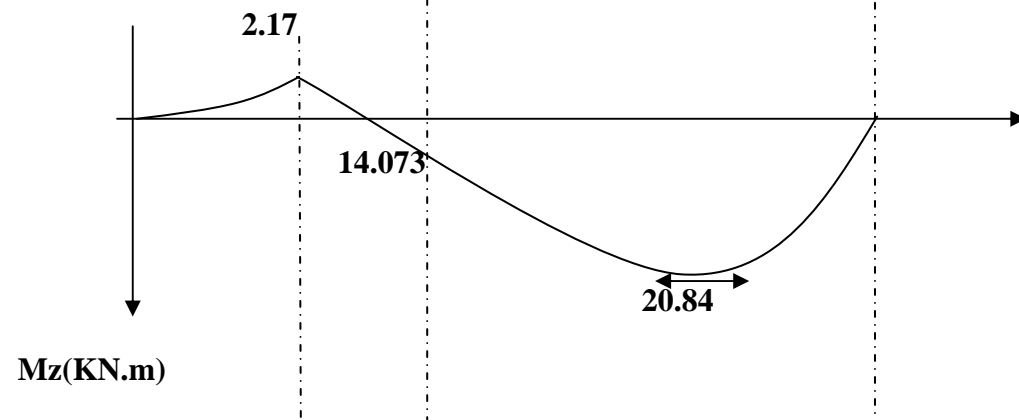


Diagramme des moments fléchissant

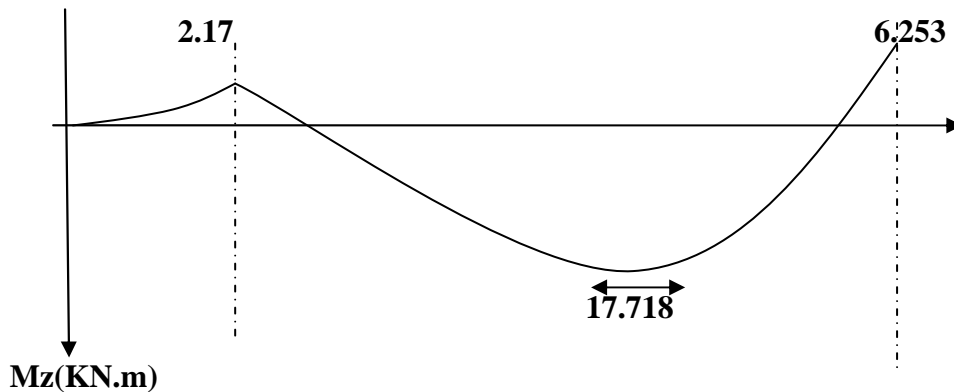


Diagramme des moments en tenant compte des semi encastremements

❖ Calcul des armatures

Le calcul se fera pour une bonde de 1m de largeur soumise à la flexion simple et d'une épaisseur de 17cm

A) En travée

1) armatures principales

$$b=1\text{m}=100\text{cm}, \quad c=2\text{cm}, \quad d=17-2=15\text{cm}$$

$$M_t^{\max}=17.718\text{KN.m}$$

$$\mu_u = M_t^{\max} / b d^2 f_{bc}$$

$$f_{bc} = 0.85 f_{bc} / \theta \gamma_b = 0.85 \times 25 / 1.5 \times 1 = 14.2 \text{MPa}$$

$$\mu_u = 17.718 \times 10^6 / 1000 \times (150)^2 \times 14.2 = 0.053$$

$$\mu_u = 0.053 < \mu_l = 0.392 \quad \longrightarrow \quad \text{section simplement armée (SSA)}$$

$$\mu = 0.053 \quad \longrightarrow \quad \beta = 0.9725$$

$$A_t = M_t^{\max} / \beta d \sigma_{st} \quad \longrightarrow \quad A_t = 17.718 \times 10^6 / 0.9725 \times 150 \times 348 = 349.023 \text{mm}^2$$

$$A_t = 3.490 \text{cm}^2$$

$A_{st} = 3.430 \text{cm}^2$ on adopte pour **5HA10=3.93 cm²** avec un espace **S_t=20cm**

$$A_{st} = 5\text{HA10}, S_t = 20\text{cm}$$

2. Armatures répartition

$$A_r = A_t / 4 \longrightarrow A_r = 3.93 / 4 = 0.982 \text{ cm}^2$$

$A_r = 0.982 \text{ cm}^2$ on adopte pour **4HA8=2.01 cm²** avec un espacement **S_t=25cm**

A_{rt}=4HA8 , S_t=25cm

B) Aux appuis**1. armatures principales**

$$M_a^{\max} = 6.253 \text{ KN.m}$$

$\mu_u = M_a^{\max} / bd^2 f_{bc}$
--

$$f_{bc} = 0.85 f_{bc} / \theta \gamma_b = 0.85 \times 25 / 1.5 \times 1 = 14.2 \text{ MPA}$$

$$\mu_u = 6.253 \times 10^6 / 1000 \times (150)^2 \times 14.2 = 0.018$$

$$\mu_u = 0.018 < \mu_l = 0.392 \longrightarrow \text{section simplement armée (SSA)}$$

$$\mu = 0.018 \beta = 0.991 \rightarrow$$

$$A_t = M_a^{\max} / \beta d \sigma_{st} \quad A_t = 6.253 \times 10^6 / 0.991 \times 150 \times 348 = 120.877 \text{ mm}^2$$

$$A_t = 1.208 \text{ cm}^2$$

$A_{st} = 1.208 \text{ cm}^2$ on adopte pour **5HA8=2.51 cm²** avec un espace **S_t=20cm**

A_{st}=5HA8 , S_t=20cm

2. Armatures de répartition

$$A_r = A_t / 4 \quad A_r = 2.51 / 4 = 0.627 \text{ cm}^2$$

$A_r = 0.627 \text{ cm}^2$ on adopte pour **4HA8=2.01 cm²** avec un espacement **S_t=25cm**

A_{rt}=4HA8 , S_t=25cm

➤ **Vérification à effectuer à l'ELU**

1 condition de non fragilité (Art A4.2/BAEL91)

On doit vérifier la condition suivante :

$$A_{\text{adopte}} \geq A_{\min} = 0.23 b d f_{t28} / f_e$$

$$A_{\min} = 0.23 \times 1000 \times 150 \times 2.1 / 400 = 181.125 \text{ mm}^2 = 1.812 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adopté}} = 4.52 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 1.81 \text{ cm}^2 \text{ condition vérifier}$$

2 espacements des barres (Art A.8.2.4.2/BAEL91)

L'espacement des barres d'une même nappe d'armatures ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

Armatures principales

En travée $S_t = 20 \text{ cm} \leq \min(3h, 33) = 33 \text{ cm}$.
 Aux appuis $S_t = 20 \text{ cm} \leq \min(3h, 33) = 33 \text{ cm}$ } **Condition vérifiée**

Armatures de répartitions

En travée $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(4h, 45) = 45 \text{ cm}$.
 Aux appuis $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(4h, 45) = 45 \text{ cm}$ } **Condition vérifiée**

3 vérifications de la contrainte de cisaillement (Art A.5.5/BAEL91)

On doit vérifier $\tau_u = T_{\max} / bd \leq \overline{\tau_u}$

$$T_{\max} = 23.751 \text{ KN}$$

$$\tau_u = 23.751 \times 10^3 / 1000 \times 150 = 0.162 \text{ MPA} \longrightarrow \tau_u = 0.162 \text{ MPA}$$

$$\overline{\tau_u} = \min \{3.33 ; 5 \text{ MPA}\} \longrightarrow \text{fissuration non préjudiciable}$$

$$\tau_u < \overline{\tau_u} \quad \text{condition vérifiée}$$

4. Condition d'adhérence et entrainement des barres (Art A.6.1.3/BAEL 91)

On doit vérifier $\tau_{se} = T_{\max} / 0.9 \times d \times \sum u_i \leq \overline{\tau_{se}}$

$$\overline{\tau_{se}} = \Psi_s f_{t28} \quad \Psi_s = 1.5 \text{ pour les HA} \quad \overline{\tau_{se}} = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ MPA}$$

$$\sum u_i = n \Phi \pi \text{ avec}$$

$\sum u_i$: somme des périmètres utiles

n : nombre des barres

Φ : diamètre des barres

$$\sum u_i = 4 \times 1 \times 3.14 = 12.56 \text{ cm} = 125.6 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = 23.751 \times 10^3 / 0.9 \times 150 \times 125.6 = 1.4 \text{ MPA}$$

$$\tau_{se} = 1.4 \text{ MPA} \leq \overline{\tau_{se}} = 1.5 \text{ MPA}$$

$\tau_{se} < \overline{\tau_{se}} \longrightarrow$ pas de risque d'entrainement des barres \longrightarrow **condition vérifiée**

5. Longueur de scellement droit (ancrage) (Art A.6.1.22/BAEL91)

Elle correspond à la longueur d'acier ancrée dans le béton pour que l'effort de traction et de compression demandée à la barre puisse être mobilisé.

$$l_s = \Phi f_e / 4 \times \tau_{su} = (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{MPa} \longrightarrow$$

$$l_s = 1 \times 400 / 4 \times 2.835 = 42.328 \text{cm}$$

Les règles de **BAEL 91 (Art.6.1.253 modifiée 99)** n'admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet « Lc » est au moins égale à 0,4.Ls pour les aciers H.A.

$$L_c = 0,4L_s = 0,4 \times 42.328 = 16.931 \text{cm}$$

6. Influence de l'effort tranchant sur le béton (Art A5.1.3/BAEL91)

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} = 2T_u / ab \leq 0.8f_{c28} / \gamma_b$

$$\sigma_{bc} = 2T_u / 0.9db \leq 0.8f_{c28} / \gamma_b$$

$$\sigma_{bc} = 2 \times 23.751 \times 10^3 / 0.9 \times 1000 \times 150 = 0.351 \text{MPa}$$

$$0.8f_{c28} / \gamma_b = 0.8 \times 25 / 1.5 = 13.33 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0.351 \text{MPa} \leq 13.33 \text{MPa} \longrightarrow \text{condition vérifier}$$

7. Influence de l'effort tranchant sur les armatures (Art A5.1.3/BAEL91)

On doit vérifier que : $A_{st} \geq T_u \max \gamma_s / f_e$

$$A_{st} \geq 23.751 \times 10^3 \times 1.15 / 400 = 0.701 \text{cm}^2$$

$$A_{st \text{ adopté}} = 4.52 \text{cm}^2 > A_{st} = 0.701 \text{cm}^2 \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

➤ **Calcul à l'ELS**

1. calcul des efforts internes

a. Réaction d'appuis

$$q_{s1} = 10.765 \text{KN/ml} \quad , \quad q_{s2} = 7.63 \text{KN/ml}$$

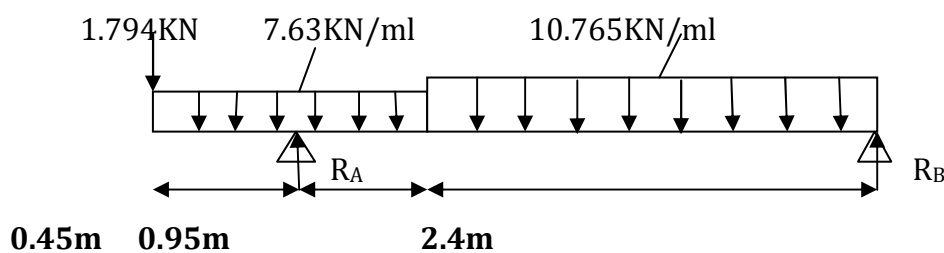
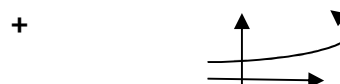


Fig. III.2.4 : schéma statique des volées à l'ELS



D'après les formules de l'RDM :

$$\sum F/y=0 \longrightarrow R_A+R_B=1.794+7.63 \times 1.4+10.765 \times 2.4=38.312$$

$$R_A+R_B=38.312 \text{KN}$$

$$\sum M/A=0 \longrightarrow 1.794 \times 0.45+3.433 \times 0.45/2-7.248 \times 0.95/2-25.836x(2.4/2+0.95)+3.35R_B=0$$

$$\sum M/A=0 \longrightarrow 3.35R_B-57.410=0 \longrightarrow R_B=55.410/3.35=17.137 \text{KN}$$

$$R_A+R_B=38.312 \text{KN} \longrightarrow R_A=38.312-17.137=21.175 \text{KN}$$

$$R_A=21.175 \text{KN}$$

$$R_B=17.137 \text{KN}$$

. Efforts tranchants et moments fléchissant

1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 2.4$

$$\sum F/y=0$$

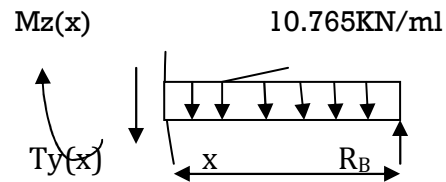
$$T_y=-10.765x+17.137$$

$$\left\{ \begin{array}{l} x=0 \rightarrow T_y=17.137 \text{KN} \\ x=2.4 \rightarrow T_y=-8.699 \text{KN} \end{array} \right.$$

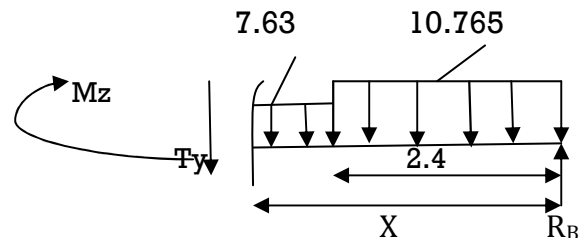
$$\sum M/i=0$$

$$M_z=-5.382x^2+17.137x$$

$$\left\{ \begin{array}{l} x=0 \rightarrow M_z=0 \text{KN.ml} \\ x=2.4 \rightarrow 10.128 \text{KN.ml} \end{array} \right.$$



2^{eme} tronçon $2.4 \leq x \leq 3.35$



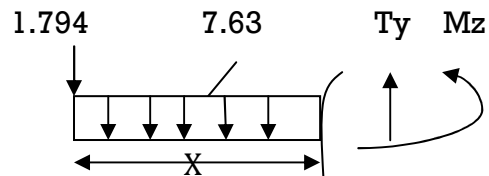
$$\sum F/y=0$$

$$T_y=-7.63x-7.524+17.137 \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} x=2.4 \rightarrow -8.699 \text{KN} \\ x=3.35 \rightarrow -15.947 \text{KN} \end{array} \right.$$

$$\Sigma M/i=0$$

$$Mz = -3.815(x-2.4)^2 - 8.699x + 31.003 \rightarrow \begin{cases} x=2.4 \rightarrow Mz = 10.128 \text{ KN.m} \\ x=3.35 \quad Mz = -1.581 \text{ KN.m} \end{cases} \rightarrow$$

3^{eme} tronçon $0 \leq x \leq 0.45$



$$\Sigma F/y=0$$

$$T_y = 7.63x + 1.794 \rightarrow \begin{cases} x=0 \rightarrow T_y = 1.794 \text{ KN} \\ X=0.45 \quad T_y = 5.227 \text{ KN} \end{cases} \rightarrow$$

$$\Sigma M/i=0$$

$$M_z = -3.815x^2 - 1.794x \rightarrow \begin{cases} x=0 \rightarrow M_z = 0 \text{ KN} \\ x=0.45 \quad M_z = -1.581 \end{cases} \rightarrow$$

Calcul du moment maximal (M_{max})

2^{eme} tronçon

$$M_z = M_{max} \rightarrow T_y = 0$$

$$T_y = 0 \rightarrow T_y = -7.63x - 7.524 + 17.137 = 0$$

$$X = 1.26$$

$$M_t(1.26) = -3.815(1.26-2.4)^2 - 8.699(1.26) + 31.003 = 15.084 \text{ KN.m}$$

Remarque

Afin de tenir compte des semi encastremets aux extrémités, on adopte pour une correction à l'aide de coefficient réducteur pour le moment au niveau des appuis et en travées.

- Aux appuis : $-0.3M_{max} \rightarrow -0.3 \times 15.084 = -4.525 \text{ KN.m}$

$M_a = -4.525 \text{ KN.m}$

- En travée : $0.85M_{max} \rightarrow 0.85 \times 15.084 = 12.821 \text{ KN.m}$

$M_t = 12.821 \text{ KN.m}$

Diagramme des efforts interne

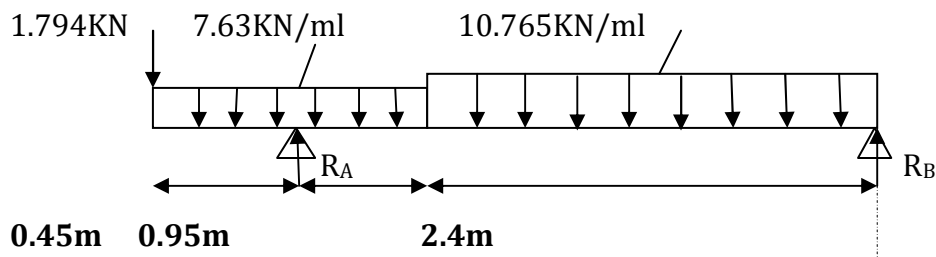


Fig. III.2.4 : schéma statique des volées à l'ELS

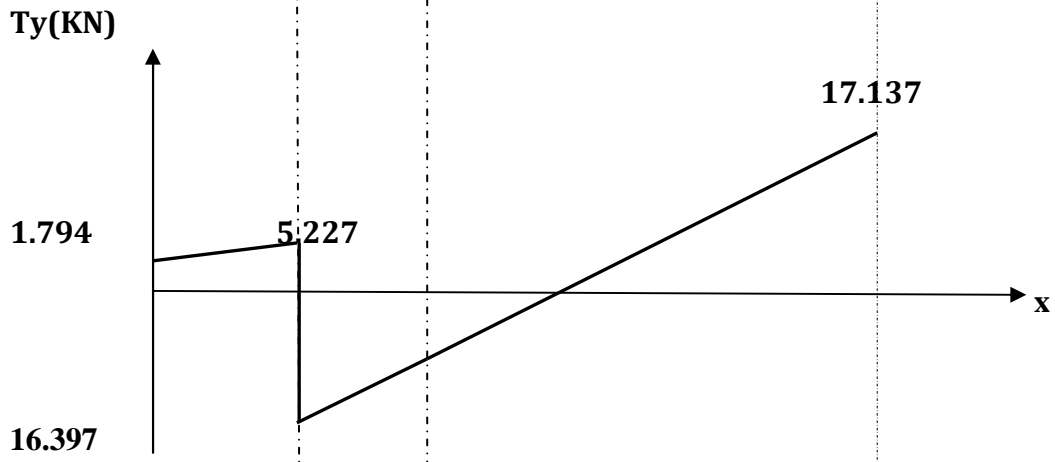


Diagramme des efforts tranchants

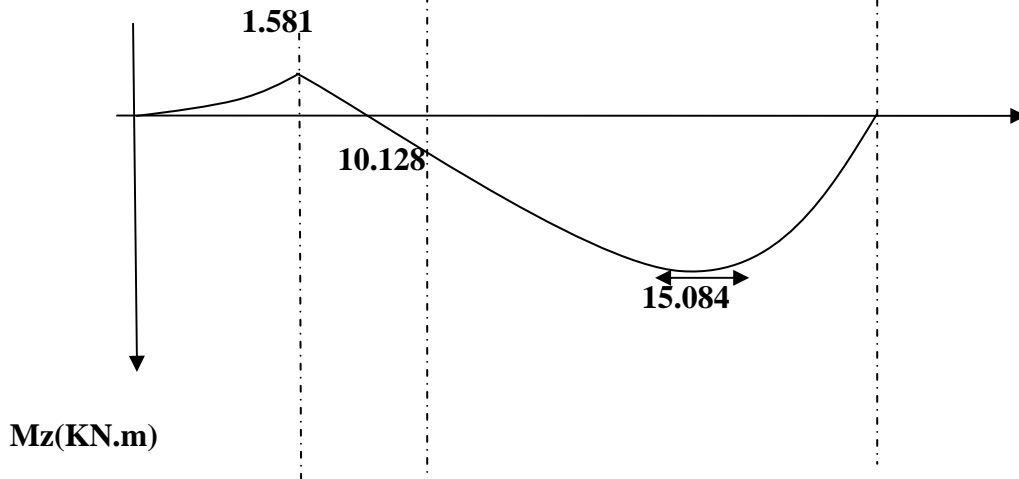


Diagramme des moments fléchissant

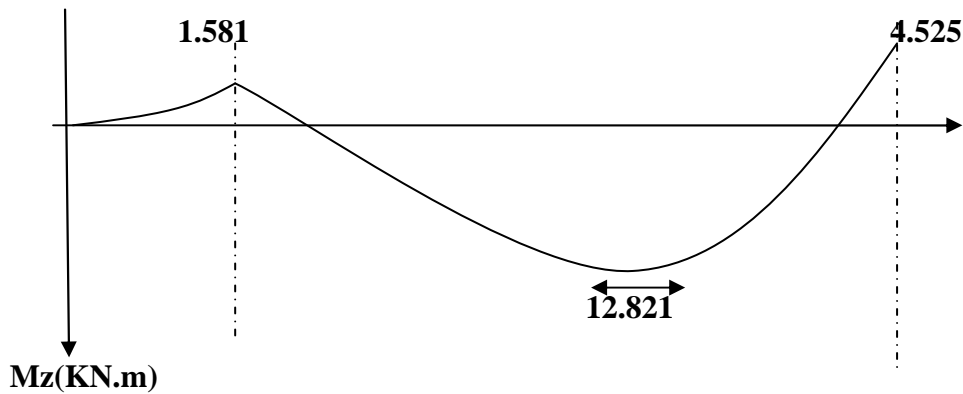


Diagramme des moments en tenant compte des semi encastrements

➤ Vérification à l'ELS

1. Etats limite de compression de béton ((Art A.4.5.2BAEL/91)

a. Vérification des contraintes dans l'acier

En travée

$$M_t = 12.821 \text{ KN.m} \quad A_s = 3.93 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = 100 \times 3.93 / 100 \times 15 = 0.262 \quad \beta_1 = 0.919$$

$$k_1 = 46.73$$

$$\sigma_s = M_{ts}^{\max} / \beta_1 d A_{st} = 12.821 \times 10^6 / 0.919 \times 150 \times 393 = 236.658 \text{ MPA}$$

$$\bar{\sigma}_s = f_e / \gamma_s = 400 / 1.15 = 348 \text{ MPA}$$

$$\sigma_s = 236.658 \text{ MPA} \leq \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPA} \longrightarrow \text{condition vérifier}$$

Aux appuis

$$M_a = 4.525 \text{ KN.m} \quad A_s = 2.51 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = 100 \times 2.51 / 100 \times 15 = 0.169 \quad \longrightarrow \quad \beta_1 = 0.933$$

$$k = 59.63$$

$$\sigma_s = M_{as}^{\max} / \beta_1 d A_{st} \longrightarrow \sigma_s = 4.525 \times 10^6 / 0.933 \times 150 \times 251 = 128.816 \text{ MPA}$$

$$\sigma_s = 128.816 \text{ MPA} \leq \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPA} \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

b. vérification des contraintes dans le béton**En travée**

$$\sigma_{bc} = \sigma_s / k_1 = 236.658 / 46.73 = 5.064 \text{ MPA}$$

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

$$\sigma_b = 5.064 \text{ MPA} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPA} \quad \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

Aux appuis

$$\sigma_{bc} = \sigma_s / k_1 = 128.816 / 59.63 = 2.160 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bc} = 2.160 \text{ MPA} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPA} \quad \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

2. Vérification de la limite de déformation (Art B.6.5.2)

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

$$h/l \geq 1/16$$

$$h/l \geq M_t^{\max} / 10 M_0$$

$$A/bd \leq 4.2 / f_e$$

$$\text{Avec } h = 17 \text{ cm, } l = 360 \text{ cm}$$

M_t^{\max} : moment max en travée

M_0 : moment max isostatique en travée

A : section des armatures

b : largeur de la section

d : la hauteur utile de la section droit

❖ **Vérification**

$$17/360 = 0.047 > 1/16 = 0.062 \quad \longrightarrow \text{la condition vérifiée}$$

$$17/360 = 0.047 < 0.165 \quad \longrightarrow \text{la condition n'est pas vérifiée}$$

On doit calculer la flèche

1. calcul de la flèche

$$\text{On doit vérifier } f = (5/384) \times (q_s^{\max} l^4) / E_v \times I_0 \leq \bar{f}$$

$$\bar{f} = 360/500 = 0.72 \text{ cm}$$

$$q_s^{\max} = \max(q_s^p, q_s^v) \longrightarrow q_s^{\max} = \max(10.765, 7.63) = 10.765 \text{ KN/ml}$$

$$E_v : \text{module de déformation différée } E_v = 3700(25)^{1/3} = 10819 \text{ MPA}$$

I_0 : moment d'inertie total de la section homogénéisée par rapport au CDG de la section

\bar{f} : la flèche admissible

a. Aire de section homogénéisée

$$B_0 = bh + 15A_t$$

$$B_0 = 17 \times 100 + 15 \times 3.93 = 1758.95 \text{ cm}^2$$

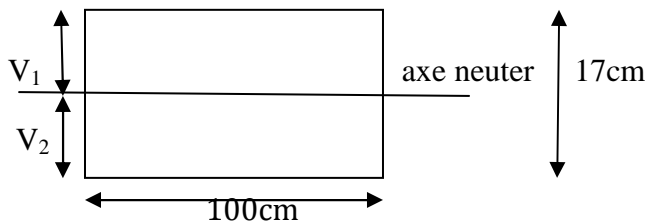
b. Moment statique de la section homogénéisée par rapport à xx

$$S_{/xx} = bh^2/2 + 15A_t \times d$$

$$S_{/xx} = 100 \times 17^2 / 2 + 15 \times 3.93 \times 15 = 15334.25 \text{ cm}^3$$

$$S_{/xx} = 15334.25 \text{ cm}^3$$

c. position de centre de gravite



$$V_1 = (S_{/xx}) / B_0 \longrightarrow V_1 = 15334.25 / 1758.95 = 8.71 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 17 - 8.71 = 8.29 \text{ cm}$$

d. moment d'inertie de la section homogénéisée par rapport

$$I_0 = ((V_1^3 + V_2^3)b/3) + 15A_t(V_2 - C)^2$$

$$I_0 = (8.71^3 + 8.29^3)100/3 + 15 \times 3.93(8.29 - 2)^2 = 43355.229 \text{ cm}^4$$

e. calcul de la flèche et sa vérification

$$f = (5/384) \times (q_s^{\max} l^4) / (E_v \times I_0) \leq \bar{f}$$

$$f = (5/384) \times 10.765 \times 3.6^4 \times 10^3 / (10819 \times 10^6 \times 43696.505 \times 10^{-8}) = 0.49 \text{ cm}$$

$$f = 0.49 \text{ cm} \leq \bar{f} = 0.72 \text{ cm} \text{ la flèche vérifiée}$$

conclusion

- **Les armatures en travée**

Armatures principales

 $A_{st}=5HA10, S_t=20cm$

Armatures de répartition

 $A_{rt}=4HA8, S_t=25cm$

- **Les armatures aux appuis**

Armatures principales

 $A_{st}=5HA8, S_t=20cm$

Armatures de répartition

 $A_{rt}=4HA8, S_t=25cm$

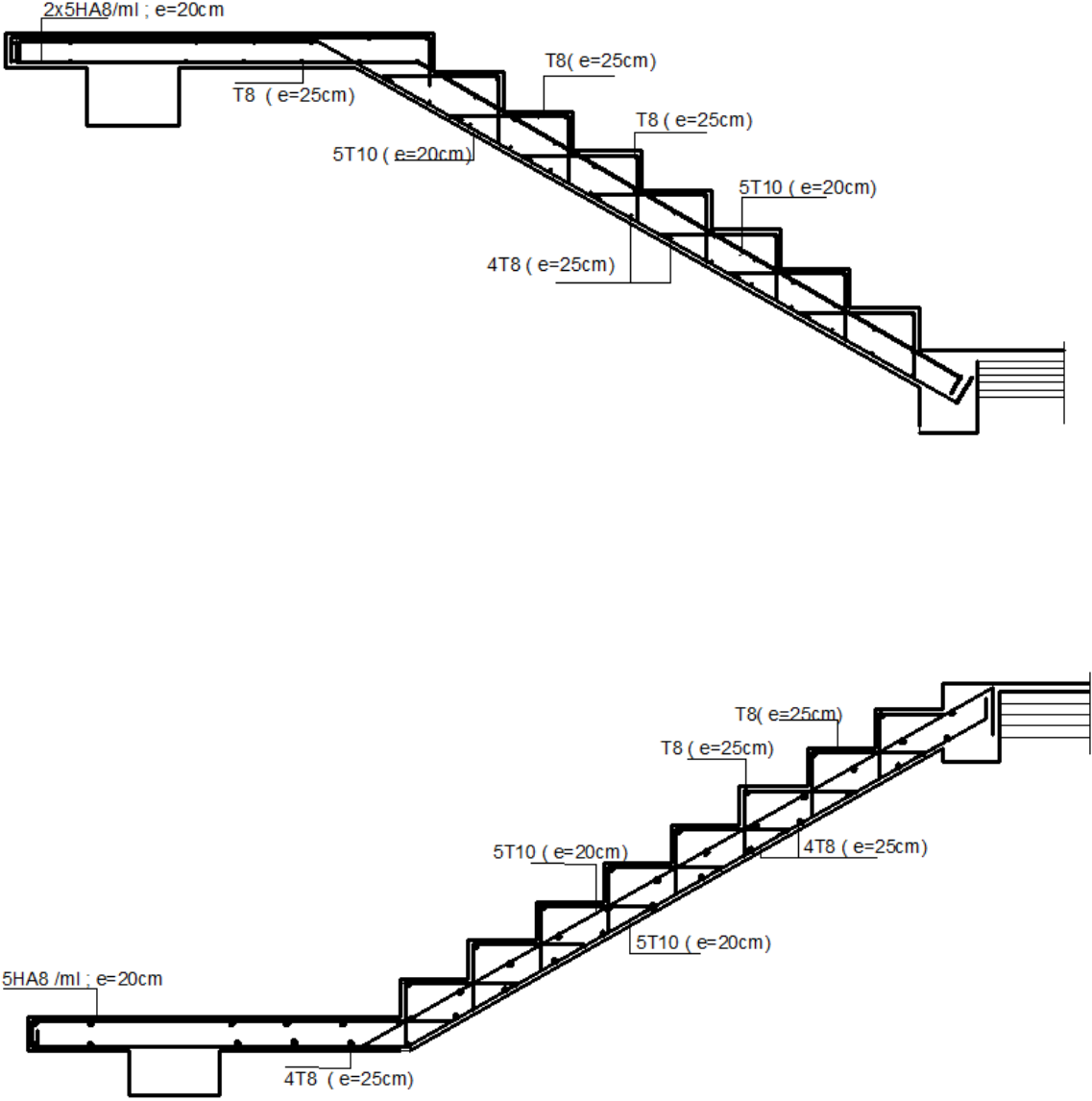


Fig.III.2.5 : Le ferrailage de l'escalier volée 1 et 2

III.4.Salle machine

L'ascenseur est un appareil servant à déplacer verticalement des personnes ou des charges vers l'ensemble des étages de l'immeuble.

L'ascenseur ou monte-charge sont constitués de trois éléments essentiels :

- le mécanisme d'entraînement constitué du moteur, du réducteur et du frein
- la cabine
- le contre poids

notre bâtiment est doté d'une cage d'ascenseur avec une dalle pleine de dimension (3.60x4.60) et de vitesse d'entraînement $V=1\text{m/s}$, pouvant charger 8 personnes de 6.3KN en plus de son poids propre, la dalle est soumise à un chargement localisé au centre du panneau estimé à ($P=9\text{tonnes}=90\text{KN}$) réparti sur une surface de $(0.8\times 0.8)\text{m}^2$ transmise par le système de l'ascenseur. L'étude du panneau de la dalle se fera à l'aide des tableaux de PIGEAUD, qui donne les coefficients permettant de calculer les moments engendrés par les charges localisées, suivant la petite et la grande portée

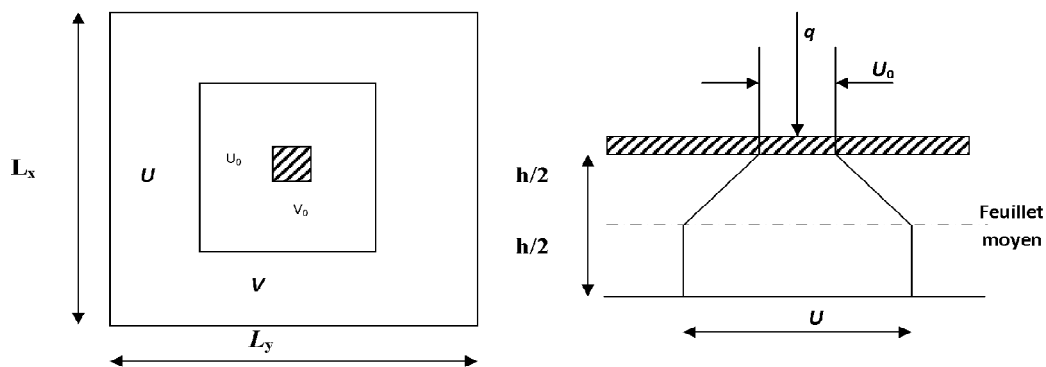


Fig. III.2.1 diffusion de la charge au niveau du feuillet moyen

1) Pré dimensionnement

$L_x=360\text{cm}$ $L_y=460\text{cm}$

$\rho=l_x/l_y=360/460=0.78$

$0.4 \leq \rho \leq 1$ \longrightarrow la dalle travail dans deux sens

Epaisseur de la dalle :

L'épaisseur de la dalle est donnée par la formule suivante : $h_t \geq L_x/30$

$h_t \geq 360/30=12\text{cm}$

le RPA 2003 exige une hauteur de $h_t \geq 12\text{cm}$, on adopte une hauteur de 15cm

$h_t=15\text{cm}$

- **moment dus au poids propre**

$M_x = \mu_x \times q l_x^2$ \longrightarrow moment suivant la petite portée

$M_y = \mu_y \times M_x$ \longrightarrow moment suivant la grande portée

Le coefficient μ_x, μ_y sont donnés en fonction du rapport ρ_x et du coefficient de poisson ν

q : charge uniformément répartie sur tout la dalle

Etat limite ultime : $\nu=0$

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

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

$$q_u=1.35(3.75)+1.5(1)=6.562 \text{KN/ml}$$

$$M_{ux1}=0.0587(6.562)(3.60)^2=4.992 \text{KN.m}$$

$$M_{uy1}=0.559 \times 4.992=2.790 \text{KN.m}$$

Etat limite de service : $\nu=0.2$

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

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

$$q_s=3.75+1=4.75 \text{KN/ml}$$

$$M_{sx1}=0.0652(4.75)(3.60)^2=4.013 \text{KN.m}$$

$$M_{sy1}=0.683 \times 4.013=2.740 \text{KN.m}$$

▪ **moment dus à la charge localisée**

$$\begin{cases} M_x=p(M_1+\nu M_2) \\ M_y=p(M_2+\nu M_1) \end{cases}$$

Avec

ν : coefficient de Poisson

p : intensité de la charge concentrée

M_1, M_2 : coefficients donne par les abaqués en fonction de ρ et des rapport $U/l_x, V/l_y$.

M_x, M_y : moment fléchissant au milieu du panneau dans le sens xx et yy , dues à la charge concentrée

U, V : cotés du rectangle sur lequel agit la charge q_u compte tenue de la division à 45° dans le revêtement et la dalle de béton, ils sont déterminer au niveau du feuillet moyen de la dalle .

On a

$$\begin{cases} U=U_0+2(\xi e+h_t/2)=U_0+2\xi e+h_t \\ V=V_0+2(\xi e+h_t/2)=V_0+2\xi e+h_t \end{cases}$$

Avec

ξ : dépend de la nature du revêtement , dans notre cas la dalle est composée de béton armé , et d'une chape en béton

$\xi=1$ pour le revêtement de béton

$e=5\text{cm}$: l'épaisseur de revêtement

h_t : épaisseur de la dalle $h_t=15\text{cm}$

$U_0, V_0=80\text{cm}$: les cotés du rectangle sur lequel influence la charge p

Application numérique

$$\begin{cases} U=80+2\times 1\times 5+15=105\text{cm} \\ V=80+2\times 1\times 5+15=105\text{cm} \end{cases}$$

Evaluation du moment M_x, M_y dus au système

$$\begin{cases} M_x=p(M_1+\nu M_2) \\ M_y=p(M_2+\nu M_1) \end{cases}$$

ν : coefficient de Poisson

M_1, M_2 : coefficients donne par les abaques en fonction de ρ et des rapport $U/l_x, V/l_y$.

$$U/l_x = 105/360 = 0.29 \longrightarrow 0.20 \leq U/l_x \leq 0.30$$

$$V/l_y = 105/460 = 0.22 \longrightarrow 0.2 \leq U/l_y \leq 0.30$$

A l'aide de tableaux de PIGEUD et après interpolation :

Pour $\rho=0.7$

$$\begin{cases} U/l_x = 0.2 \\ V/l_y = 0.2 \end{cases} \longrightarrow \begin{cases} M_1' = 0.184 \\ M_2' = 0.139 \end{cases}$$

$$\begin{cases} U/l_x = 0.3 \\ V/l_y = 0.3 \end{cases} \longrightarrow \begin{cases} M_1' = 0.152 \\ M_2' = 0.107 \end{cases}$$

Après interprétations des valeurs on aura:

$$M_1 = 0.108$$

$$M_2 = 0.039$$

Etat limite ultime (ELU)

$$P_u = 1.35 \times 90 = 121.5 \text{ KN}$$

$$M_{ux2} = p_u \cdot M_1 = 121.5 \times 0.108 = 13.122 \text{ KN.m}$$

$$M_{uy2} = p_u \cdot M_2 = 121.5 \times 0.039 = 4.738 \text{ KN.m}$$

Etat limite de service (ELS)

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

$$M_{sx2} = p_s (M_1 + \nu M_2) = 90 (0.108 + 0.2 \times 0.039) = 10.422 \text{ KN.m}$$

$$M_{sy2} = p_s (\nu M_1 + M_2) = 90 (0.108 \times 0.2 + 0.039) = 5.454 \text{ KN.m}$$

Superposition des moments

1)ELU

$$M_{ux} = M_{ux1} + M_{ux2} = 4.992 + 13.122 = 18.114 \text{ KN.m}$$

$$M_{uy} = M_{uy1} + M_{uy2} = 2.790 + 4.738 = 7.528 \text{ KN.m}$$

2)ELS

$$M_{sx} = M_{sx1} + M_{sx2} = 4.013 + 10.422 = 14.435 \text{ KN.m}$$

$$M_{sy} = M_{sy1} + M_{sy2} = 2.740 + 5.454 = 8.194 \text{ KN.m}$$

Correction des moments :

Afin de tenir compte du semi encastrement de la dalle au niveau des appuis, les moments calculés seront minorés en leur effectuant le coefficient 0.95 en travée et (-0.3) aux appuis.

Donc :

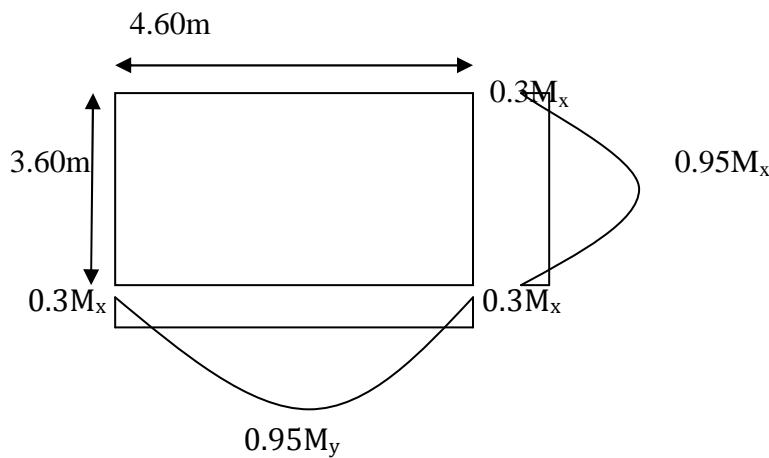


Fig. III.2.2 : distribution des moments sur le panneau

- **Dans le sens x-x (suivant la petite portée)**

il se fera à l'ELU pour une bonde de 1m de largeur

-aux appuis : $M_x^a = -0.3M_{ux} = -0.3 \times 18.114 = -5.434 \text{ KN.m}$

-En travée : $M_x^t = 0.95M_{ux} = 0.95 \times 18.114 = 17.208 \text{ KN.m}$

- ✓ **Calcul des armatures**

Aux appuis

$$\mu_u = M_a^{\max} / bd^2 f_{bc}$$

$$f_{bc} = 0.85 f_{bc} / \theta \gamma_b = 0.85 \times 25 / 1.5 \times 1 = 14.2 \text{ MPA}$$

$$\mu_u = 5.434 \times 10^6 / 1000 \times (130)^2 \times 14.2 = 0.022$$

$$\mu_u = 0.022 < \mu_l = 0.392 \longrightarrow \text{section simplement armée (SSA)}$$

$$\mu = 0.022 \beta = 0.989 \longrightarrow$$

$$A_a = M_a^{\max} / \beta d \sigma_{st} \longrightarrow A_a = 5.434 \times 10^6 / 0.989 \times 130 \times 348 = 121.450 \text{ mm}^2$$

$$A_a = 1.214 \text{ cm}^2$$

$A_a = 3.14 \text{ cm}^2$ on adopte pour **4HA10=3.14** cm² avec un espace **S_t=25cm**

En travée

$$\mu_u = M_t^{\max} / bd^2 f_{bc}$$

$$f_{bc} = 0.85 f_{bc} / \theta \gamma_b = 0.85 \times 25 / 1.5 \times 1 = 14.2 \text{ MPA}$$

$$\mu_u = 17.208 \times 10^6 / 1000 \times (130)^2 \times 14.2 = 0.072$$

$$\mu_u = 0.072 < \mu_l = 0.392 \longrightarrow \text{section simplement armée (SSA)}$$

$$\mu = 0.072 \longrightarrow \beta = 0.963$$

$$A_t = M_t^{\max} / \beta d \sigma_{st} \longrightarrow A_t = 17.208 \times 10^6 / 0.963 \times 130 \times 348 = 394.985 \text{ mm}^2$$

$$A_t = 3.949 \text{ cm}^2$$

$A_t = 4.52 \text{ cm}^2$ on adopte pour **4HA12=4.52** cm² avec un espace **S_t=25cm**

- **Dans le sens y-y (suivant la grande portée)**

Il se fera à l'ELU pour une bonde de 1m de largeur

-aux appuis : $M_y^a = -0.3M_{uy} = -0.3 \times 18.114 = -5.434 \text{ KN.m}$

-En travée : $M_y^t = 0.95M_{uy} = 0.95 \times 7.528 = 7.151 \text{ KN.m}$

✓ Calcul des armatures

Aux appuis

$$\mu_u = M_a^{\max} / bd^2 f_{bc}$$

$$f_{bc} = 0.85 f_{bc} / \theta \gamma_b = 0.85 \times 25 / 1.5 \times 1 = 14.2 \text{ MPA}$$

$$\mu_u = 5.434 \times 10^6 / 1000 \times (130)^2 \times 14.2 = 0.022$$

$$\mu_u = 0.022 < \mu_l = 0.392 \longrightarrow \text{section simplement armée (SSA)}$$

$$\mu = 0.022 \beta = 0.989 \longrightarrow$$

$$A_a = M_a^{\max} / \beta d \sigma_{st} \longrightarrow A_a = 5.434 \times 10^6 / 0.989 \times 130 \times 348 = 121.450 \text{ mm}^2$$

$$A_a = 1.215 \text{ cm}^2$$

$A_a = 3.14 \text{ cm}^2$ on adopte pour **4HA10=3.14** cm² avec un espace **S_t=25cm**

En travée

$$\mu_u = M_t^{\max} / bd^2 f_{bc}$$

$$f_{bc} = 0.85 f_{bc} / \theta \gamma_b = 0.85 \times 25 / 1.5 \times 1 = 14.2 \text{ MPA}$$

$$\mu_u = 7.151 \times 10^6 / 1000 \times (130)^2 \times 14.2 = 0.030$$

$$\mu_u = 0.030 < \mu_l = 0.392 \longrightarrow \text{section simplement armée (SSA)}$$

$$\mu = 0.030 \beta = 0.985 \longrightarrow$$

$$A_t = M_t^{\max} / \beta d \sigma_{st} \longrightarrow A_t = 7.151 \times 10^6 / 0.985 \times 130 \times 348 = 160.475 \text{ mm}^2$$

$$A_t = 1.604 \text{ cm}^2$$

$A_t = 4.52 \text{ cm}^2$ on adopte pour **4HA12=4.52** cm² avec un espace **S_t=25cm**

Résumé

Tableau III.2.7 : résumée des calculs

Zone	Sens	M _u (KN.m)	μ	B	A(cm ²)	A adopté (cm ²)	Espacement (cm)
Appuis	x-x	5.434	0.022	0.989	1.215	3.14	25
Travée	x-x	17.208	0.072	0.963	3.949	4.52	25
Appuis	y-y	5.434	0.022	0.989	1.215	3.14	25
travée	y-y	7.151	0.03	0.985	1.604	4.52	25

La dalle est soumise à des charges concentrées, toutes les armatures de flexion situées dans la région centrale du panneau seront prolongées jusqu'aux appuis.

III.4.1 vérifications**1. vérification à l'ELU****a. Espacement des armatures**

La fissuration est non préjudiciable l'espacement entre les armatures doit satisfaire les conditions suivantes :

la direction la plus sollicitée :

$$S_t \leq \min[2h, 25\text{cm}]$$

$$S_t = 25\text{cm} \leq \min[30, 25] \longrightarrow \text{condition vérifier}$$

La direction perpendiculaire :

$$S_t \leq \min[3h, 33\text{cm}]$$

$$S_t = 25\text{cm} \leq [45\text{cm}, 33\text{cm}] \longrightarrow \text{condition vérifier}$$

b. diamètre maximale des barres

On doit vérifier que

$$\phi_{\max} \leq h/10 = 150/10 = 15\text{mm}$$

$$\phi_{\max} = 12\text{mm} \leq 15\text{mm} \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

c. condition de non fragilité (Art A.4.2. CBA93)

Les armatures tendues d'une section soumise à la flexion doivent présenter une section minimale correspondante aux taux d'armatures suivants :

- Armatures parallèles au petit côté : sens x-x

$$A_{\min x} \geq \rho_0 \times b \times h_t / 2(3 - l_x / l_y)$$

Avec

ρ_0 : taux d'armatures dans chaque direction $\rho_0 = 0.8\%$

$$A_{\min x} \geq 0.0008 \times 100 \times 15 / 2(3 - 360/460) = 0.270\text{cm}^2$$

-aux appuis

$$A_a = 3.14\text{cm}^2 > A_{\min x} = 0.270\text{cm}^2 \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

-en travée

$$A_t = 4.52\text{cm}^2 > A_{\min x} = 0.270\text{cm}^2 \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

- Armatures parallèles au grand côté : sens-y-y

$$A_{\min y} \geq \rho_0 \times b \times h_t$$

Avec

$$A_{\min x} \geq 0.0008 \times 100 \times 15 = 1.2 \text{ cm}^2$$

-aux appuis

$$A_a = 3.14 \text{ cm}^2 > A_{\min x} = 0.270 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

-en travée

$$A_t = 4.52 \text{ cm}^2 > A_{\min x} = 0.270 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

d. vérification de la contrainte tangentielle :

$$\tau_u = T_u^{\max} / bd \leq 0.07 f_{cj} / \gamma_b$$

$$\text{avec } d = 0.9 h_t$$

Les efforts sont donnés par les relation suivantes

Au milieu de U

$$T_u = P / 3V = 121.5 / 3 \times 1.05 = 38.57 \text{ KN}$$

Au milieu de V

$$T_u = P / (2V + U) = 121.5 / (2 \times 1.05 + 1.05) = 38.57 \text{ KN}$$

$$\tau_u = 38.57 \times 10^3 / 1000 (0.9 \times 150) = 0.285 \text{ MPA}$$

$$0.07 \times 25 / 1.5 = 1.16 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = 0.285 \text{ MPA} \leq 1.16 \text{ MPA} \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

e. condition de non poinçonnement

A l'état limite ultime la force résistante au poinçonnement Q_u est déterminée par les formules suivantes

$$Q_u \leq 0.045 \times U_c \times h_t \times f_{cj} / \gamma_b$$

Avec

Q_u : la charge totale de calcul à l'ELU

h_t : épaisseur de la dalle

U_c : le périmètre UxV de contour de l'air sur laquelle agit la charge

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

$$Q_u = 1.35 \times 90 = 121.5 \text{ KN/ml}$$

$$0.045 \times 4200 \times 150 \times 25 / 1.5 = 472.5 \text{ KN}$$

$$Q_u = 121.5 \text{ KN} \leq 472.5 \text{ KN} \longrightarrow \text{condition vérifier}$$

2. vérification à l'ELS

Le sens x-x

$$\text{-aux appuis : } M_x^a = 0.3 M_{sx} = -0.3 \times 14.435 = -4.330 \text{ KN.m}$$

$$\text{-En travée : } M_x^t = 0.95 M_{sx} = 0.95 \times 14.435 = 13.713 \text{ KN.m}$$

Le sens y-y

$$\text{-aux appuis : } M_y^a = 0.3 M_{sy} = -0.3 \times 14.435 = -4.330 \text{ KN.m}$$

$$\text{-En travée : } M_y^t = 0.95 M_{sy} = 0.95 \times 8.194 = 7.784 \text{ KN.m}$$

a. vérification des contraintes dans l'acier

Le sens x-x

Aux appuis

$$M_t = 4.33 \text{ KN.m} \quad A_s = 3.14 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = 100 \times 3.14 / 100 \times 13 = 0.24 \longrightarrow \beta_1 = 0.921$$

$$k_1 = 48.29$$

$$\sigma_s = M_{asx}^{\max} / \beta_1 d A_{st} \longrightarrow \sigma_s = 4.33 \times 10^6 / 0.921 \times 130 \times 314 = 115.174 \text{ MPA}$$

$$\bar{\sigma}_s = f_e / \gamma_s = 400 / 1.15 = 348 \text{ MPA}$$

$$\sigma_s = 115.174 \text{ MPA} \leq \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPA} \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

En travée

$$M_t = 13.713 \text{ KN.m} \quad A_s = 4.52 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = 100 \times 4.52 / 100 \times 13 = 0.342 \longrightarrow \beta_1 = 0.909$$

$$k_1 = 39.95$$

$$\sigma_s = M_{tsx}^{\max} / \beta_1 d A_{st} \longrightarrow \sigma_s = 13.713 \times 10^6 / 0.909 \times 130 \times 452 = 256.736 \text{ MPA}$$

$$\bar{\sigma}_s = f_e / \gamma_s = 400 / 1.15 = 348 \text{ MPA}$$

$$\sigma_s = 256.736 \text{ MPA} \leq \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPA} \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

Le sens y-y**Aux appuis**

$$M_a = 4.330 \text{ KN.m} \quad A_s = 3.14 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = 100 \times 3.14 / 100 \times 13 = 0.24 \longrightarrow \beta_1 = 0.921$$

$$k_1 = 48.29$$

$$\sigma_s = M_{asy}^{\max} / \beta_1 d A_{st} \quad \sigma_s = 4.330 \times 10^6 / 0.921 \times 130 \times 314 = 115.174 \text{ MPA}$$

$$\bar{\sigma}_s = f_e / \gamma_s = 400 / 1.15 = 348 \text{ MPA}$$

$$\sigma_s = 115.174 \text{ MPA} \leq \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPA} \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

En travée

$$M_t = 7.784 \text{ KN.m} \quad A_s = 4.52 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = 100 \times 4.52 / 100 \times 13 = 0.342 \longrightarrow \beta_1 = 0.909$$

$$k_1 = 39.95$$

$$\sigma_s = M_{tsy}^{\max} / \beta_1 d A_{st} \quad \sigma_s = 7.784 \times 10^6 / 0.909 \times 130 \times 452 = 145.732 \text{ MPA}$$

$$\bar{\sigma}_s = f_e / \gamma_s = 400 / 1.15 = 348 \text{ MPA}$$

$$\sigma_s = 145.732 \text{ MPA} \leq \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPA} \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

b. vérification des contraintes dans le béton

$$\sigma_{bc} = \sigma_s / k_1 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPA}$$

Le sens x-x**Aux appuis**

$$\sigma_{bc} = \sigma_s / k_1 = 115.174 / 48.29 = 2.385 \text{ MPA} \leq 15 \text{ MPA} \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

En travée

$$\sigma_{bc} = \sigma_s / k_1 = 256.736 / 39.95 = 6.426 \text{ MPA} \leq 15 \text{ MPA} \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

Le sens y-y**Aux appuis**

$$\sigma_{bc} = \sigma_s / k_1 = 115.174 / 48.29 = 2.385 \text{ MPA} \leq 15 \text{ MPA} \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

En travée

$$\sigma_{bc} = \sigma_s / k_1 = 145.732 / 39.95 = 3.647 \text{ MPA} \leq 15 \text{ MPA} \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

c. vérification de la flèche

dans le cas des dalles rectangulaire appuyés sur 4 cotés on peut se dispenser du calcul de la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$h_t/l_x \geq M_{tx}/20M_x \quad \text{et} \quad A_x/bd \leq 4.2/f_e$$

M_{tx} : le moment max en travée de la dalle continue de la direction l_x

M_x : le moment isostatique dans la direction l_x pour une bande de 1m de largeur

$$h_t/l_x = 15/360 = 0.041 \geq 13.713/0.820 \times 20 = 0.83 \longrightarrow \text{condition n'est pas vérifiée}$$

Calcul de flèche**1. Aire de section homogénéisée**

$$B_0 = bh + 15A_t$$

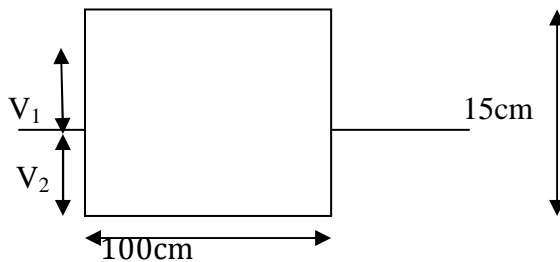
$$B_0 = 100 \times 15 + 15 \times 4.52 = 1567.8 \text{ cm}^2$$

b. Moment statique de la section homogénéisée par rapport à xx

$$S_{xx} = bh^2/2 + 15A_t \times d$$

$$S_{xx} = 100 \times 15^2/2 + 15 \times 4.52 \times 13 = 12131.4 \text{ cm}^3$$

$$S_{xx} = 12131.4 \text{ cm}^3$$

c. Position de centre de gravité

$$V_1 = (S_{xx})/B_0 \longrightarrow V_1 = 12131.4/1567.8 = 7.737 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 15 - 7.737 = 7.263 \text{ cm}$$

d. moment d'inertie de la section homogénéisée par rapport

$$I_0 = (V_1^3 + V_2^3)b/3 + 15A_t(V_2 - C)^2$$

$$I_0 = (7.737^3 + 7.263^3)100/3 + 15 \times 4.52(7.263 - 2)^2 = 30087.257 \text{ cm}^4$$

e. calcul de la flèche et sa vérification

$$f = \frac{5}{384} \frac{(q_s l^4)}{E_v \times I_0} \leq \bar{f}$$

$$f = \frac{5}{384} \times 4.75 \times 1.6^4 \times 10^8 / (10819 \times 30087.257) = 0.124 \text{ mm}$$

$$f = 0.124 \text{ mm} < \bar{f} = 8.4 \text{ mm} \text{ la flèche vérifiée}$$

Conclusion

Les conditions précédentes étant vérifiées donc la dalle de la salle machine sera ferrillée comme suite :

Suivant (x-x)**Travée**

$$4\text{HA}12 = 4.52 \text{ cm}^2$$

Appuis

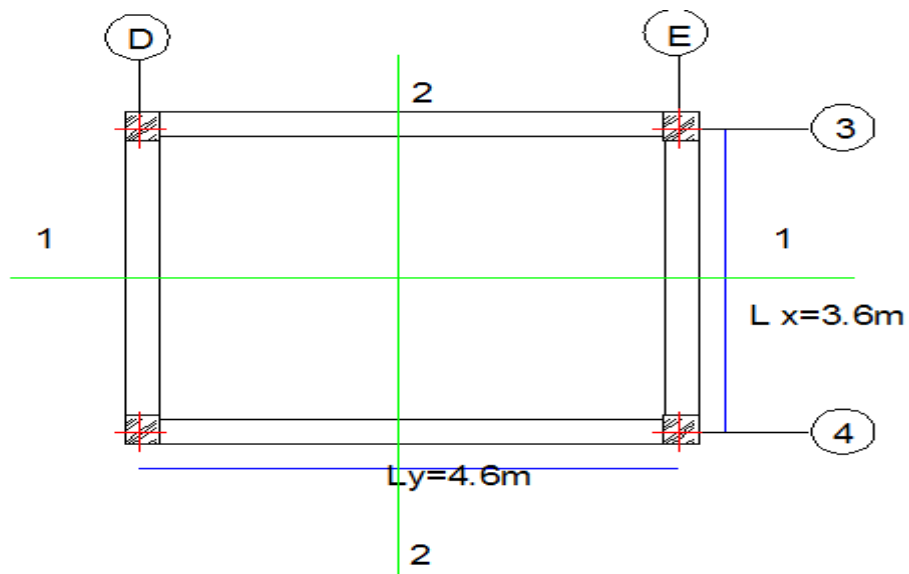
$$4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2$$

Suivant (y-y)**Travée**

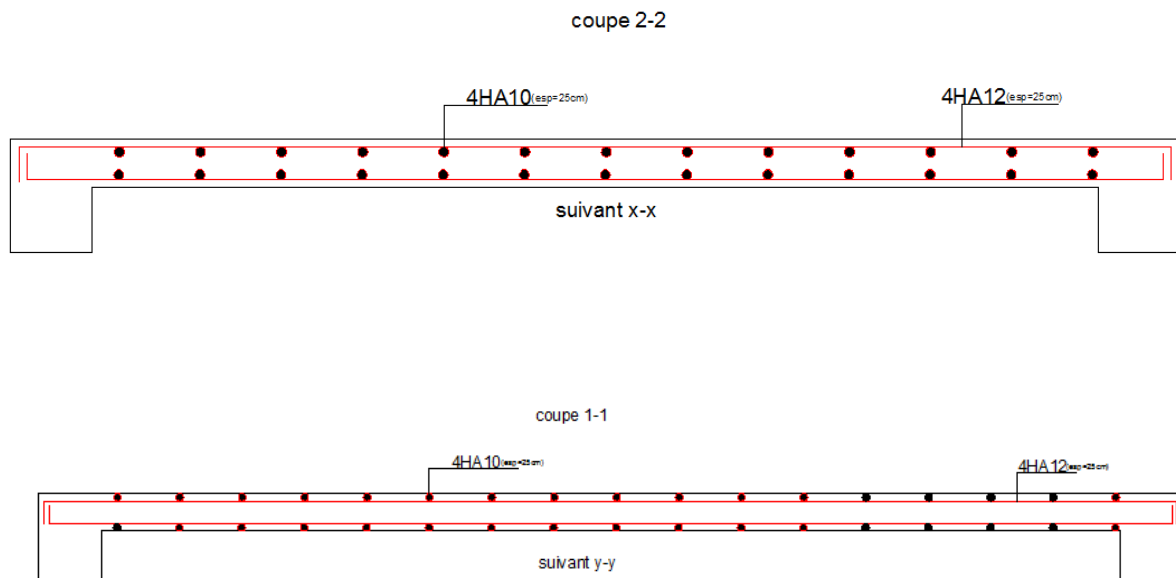
$$4\text{HA}12 = 4.52 \text{ cm}^2$$

Appuis

$$4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2$$



FigIII.2.3 : Panneau de dalle pleine



FigIII.2.4 : ferrailage de la dalle pleine

III.5 la toiture**III.5.1) définition**

• **Charpente** : C'est la structure porteuse, dont la fonction est de supporter son poids, ainsi que les matériaux de couverture. La charpente doit assurer les fonctions suivantes :

- Supporter son poids propre (fermes, pannes ou fermettes).
- Porter les matériaux de couverture.
- Résister aux pressions et dépressions exercées par le vent sur un versant et aux dépressions sur l'autre.
- Supporter le poids de la neige qui n'est pas négligeable dans certaines régions.

Couverture :

Sa fonction est de rendre imperméable la construction par des matériaux tels que tuiles, ardoises, ou autres portés par la charpente.

Liteaux : baguettes de bois clouées sur les chevrons qui reçoivent les ergots des tuiles.

Pannes : Pièces de charpente prenant appui sur l'arbalétrier et supportant les chevrons.

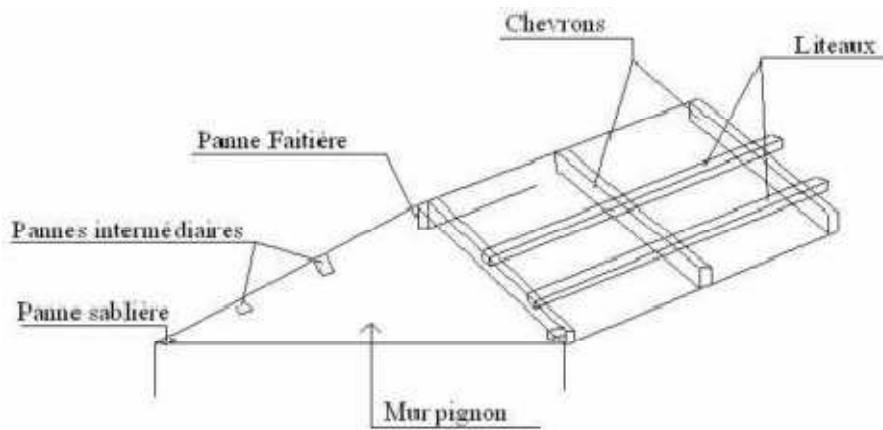
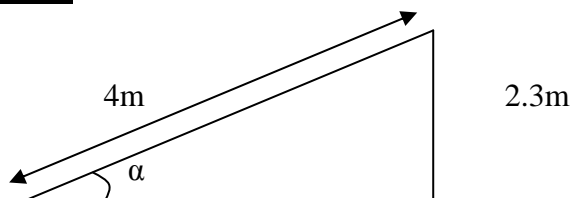


Fig. III.5.1 les éléments de la charpente

Calcul de l'angle d'inclinaison (α)

Elle se compose de deux versants inclinés

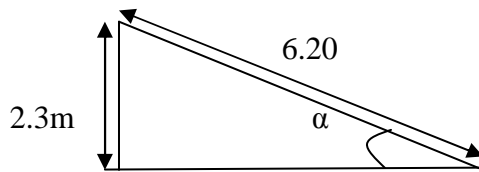
Le calcul des angles de ces versants se fait comme suit :

1^{er} versant

$$\begin{array}{l}
 l=4\text{m} \\
 18.62-16.32=2.3\text{m}
 \end{array}
 \left. \vphantom{\begin{array}{l} l=4\text{m} \\ 18.62-16.32=2.3\text{m} \end{array}} \right\} \sin \alpha = 2.3/4 = 0.575 \longrightarrow \alpha = 35.09$$

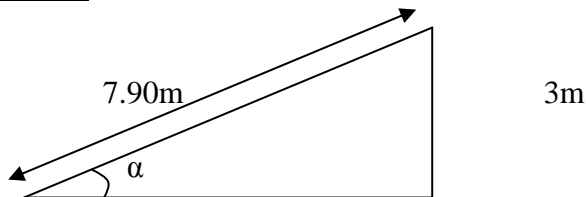
2.3m : hauteur du poteau au niveau de la charpente (1^{er} versant)

Le premier versant est incliné d'un angle $\alpha = 35.09$

2^{ème} versant

$$l=6.20m$$

$$18.62-16.32=2.3m \Rightarrow \sin \alpha = 2.3/6.20 = 0.370 \longrightarrow \alpha = 21.77$$

3^{ème} versant

$$l=4m$$

$$19.32-16.32=3m \} \Rightarrow \sin \alpha = 3/7.90 = 0.379 \longrightarrow \alpha = 22.318$$

Remarque

Le 3^{ème} versant c'est le plus défavorable car c'est le plus grand alors on va faire l'étude pour lui

Versant n°3 Avec un angle $\alpha=22.318$

Dans cette étude, nous intéresserons à déterminer les efforts revenant à chaque élément (panne, chevrons, liteaux) et la vérification de leur résistance aux différentes sollicitations.

Le choix des sections des pannes, des chevrons et des liteaux est dictée par le marcher. c'est pour ça qu'on choisira des sections usuelles telles que :

Panne (7.5x25) cm²

Chevrons (4x6) cm²

Liteaux (3x3) cm²

III.5.2) détermination des charges (DTR BC.2.2)**a) Charge permanente :**

Poids des tuiles (litage compris) 0.45KN/m²

Poids des pannes et des chevrons 0.10KN/m²

$$G_t = 0.55KN/m^2$$

b) Charge d'exploitation

La neige : $Q = 1.00KN/m^2$

c) combinaison de charge**1) Etat limite ultime (q_u)**

$$q_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$q_u = 1.35(0.55) + 1.5(1) = 2.25 \text{ KN/m}^2$$

2) Etat limite de service (q_s)

$$q_s = G + Q$$

$$q_s = 0.55 + 1 = 1.55 \text{ KN/m}^2$$

III.5.3 Détermination des efforts revenant à chaque élément :**a.) Efforts revenant aux pannes**

On distingue trois types de pannes :

- la panne faitière
- la panne sablière
- la panne intermédiaire (panne courante)

La panne travail en flexion déviée sous la charge q_p

La plus grande portée des pannes est de $L_p = 3 \text{ m}$

1.) Espacement des pannes :

$$e_p = l/n \quad \text{et} \quad 0.8 \text{ m} \leq e_p \leq 1.8 \text{ m}$$

donc $n = l/e_p$

n : nombre d'espacement

l : c'est la portée de la poutre inclinée

$$l = 6.20 / \cos 20.35 = 6.61 \text{ m}$$

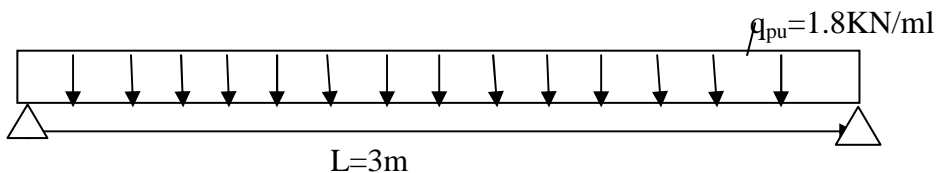
$$6.61/1.80 \leq n \leq 6.61/0.8 \quad \longrightarrow \quad 3.67 \leq n \leq 8.23 \quad (\text{on prend } n=8)$$

$$e_p = l/n \quad \longrightarrow \quad e_p = 6.61/8 = 0.82$$

on prend $e_p = 0.80 \text{ m}$

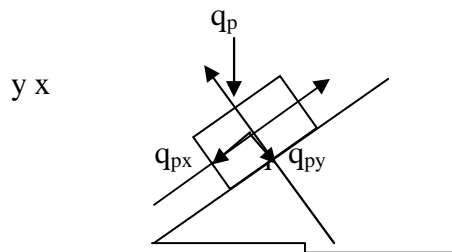
2.) calcul du chargement revenant à la panne (ELU)

$$q_{pu} = q_u \times e_p = 2.25 \times 0.8 = 1.8 \text{ KN/ml}$$



FigIII.5.2 : schéma statique de la panne

Les projections sur les axes



Suivant (x-x) $\longrightarrow q_{p(x-x)} = q_{pu} \times \sin\alpha = 1.8 \times \sin(22.318) = 0.68 \text{KN/ml}$

Suivant (y-y) $\longrightarrow q_{p(y-y)} = q_{pu} \times \cos\alpha = 1.8 \times \cos(22.318) = 1.66 \text{KN/ml}$

• **Vérification de contrainte admissible du bois**

Nous utilisons le bois du sapin de catégorie Id'après les règles **CB71.5** la contrainte admissible forfaitaire $\bar{\sigma}_f$ dans ce bois travaillant en flexion simple est $\bar{\sigma}_f = 142 \text{daN/cm}^2$

On doit vérifier que $\sigma_f = M_{fx}/I_{xx} \times v + M_{fy}/I_{yy} \times v \leq \bar{\sigma}_f$

σ_f : contrainte dans le bois

M_{fx} : le moment fléchissant dans le sens (x-x)

I_{xx} : l'inertie de la panne dans le sens (x-x)

v : distance entre le centre de gravité de la section et la fibre la plus sollicité

M_{fy} : moment fléchissant dans le sens (y-y)

I_{yy} : l'inertie de la panne dans le sens (y-y)

$\bar{\sigma}_f$: contrainte limite admissible dans le bois

1) **Calcul des moments fléchissant**

$M_{fx} = q_{p(x-x)} l^2 / 8 = 0.68(3)^2 / 8 = 0.765 \text{KN.m}$

$M_{fy} = q_{p(y-y)} l^2 / 8 = 1.66(3)^2 / 8 = 1.867 \text{KN.m}$

2) **Moment modules de résistance**

$W_x = I_{xx} \times v = (bh^3/12) \times (2/h) = bh^2/6 = (25^2 \times 7.5) / 6 = 781.25 \text{ cm}^3$

$W_y = I_{yy} \times v = (hb^3/12) \times (2/b) = hb^2/6 = (7.5 \times 25^2) / 6 = 234.375 \text{ cm}^3$

On aura

$\sigma_f = (0.765 \times 10^4 / 781.25) + (1.867 \times 10^4 / 234.375) = 89.450 \text{daN/cm}^2$

$\sigma_f = 89.450 \text{daN/cm}^2 < \bar{\sigma}_f = 142 \text{daN/cm}^2$ la condition est vérifiée

3) Vérification de la flèche sous G+Q :(Art 4.962/CB71)

La valeur de la flèche admissible de la panne est : $f=l/300 \longrightarrow 300/300=1\text{cm}$. La flèche est donnée par la formule : $f= 5 \sigma_f l^2/48Ef0.5h$

Ef : module de déformation du bois : $Ef=11000(\sigma_f)^{1/2}$

$$Ef=11000(142)^{1/2}=131080.13\text{daN/cm}^2$$

Calcul de σ_f

$$\sigma_f= (\sigma_{fx}^2+\sigma_{fy}^2)^{1/2}$$

$$\sigma_{fx}=0.765 \times 10^4/781.25=9.792\text{daN/cm}^2$$

$$\sigma_{fy}=1.867 \times 10^4/234.375=79.658\text{daN/cm}^2$$

$$\sigma_f=80.257\text{daN/cm}^2$$

$$f=5 \times 80.257 \times 9/48 \times 131080.13 \times 12.5=0.23\text{cm}$$

$$f=0.23\text{cm} < \bar{f}=1\text{cm} \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

b) efforts revenant aux chevrons

Le calcul des chevrons se fera en flexion simple avec une portée de $L_c=0.80\text{m}$ et un espacement de 40cm et une charge permanente appliquée

$g_c=g(\text{tuile})+g(\text{chevrons})$, il est considéré comme une poutre appuyée sur plusieurs appuis, la section des chevrons adoptée $(4 \times 6)\text{cm}^2$

1)calcul des sollicitations

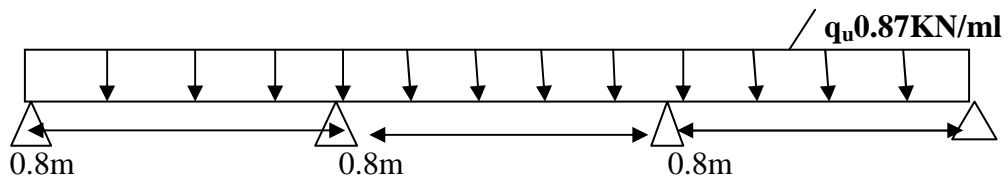
$$g(\text{chevrons})=(b \times h) \times \rho_{\text{bois}} \longrightarrow g(\text{chevrons})=(0.04 \times 0.06) \times 6=0.0144\text{KN/ml}$$

$$G_{\text{chevrons}}=(0.0144\text{KN/ml})+(0.45\text{KN/ml} \times 0.40)=0.1944\text{KN/ml}$$

$$Q=1 \times 0.4=0.4\text{KN/ml}$$

$$q_u=1.35(0.1944)+1.5(0.4)=0.87\text{KN/ml}$$

$$q_s=0.1944+0.4=0.5944\text{KN/ml}$$



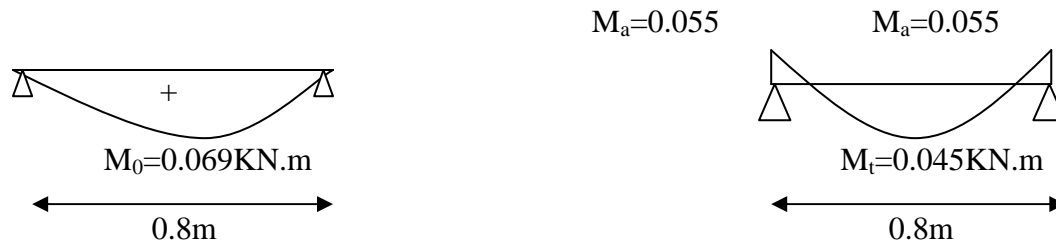
FigIII.5.3 : schéma statique de chevrons

$$M_0 = q_u l^2 / 8 = 0.87 \times 0.8^2 / 8 = \mathbf{0.069 \text{ KN.m}}$$

En tenant compte de la continuité des appuis

$$\text{Moment en travée : } M_t = 0.66 M_0 \longrightarrow M_t = 0.045 \text{ KN.m}$$

$$\text{Moment aux appuis : } M_a = -0.8 M_0 \longrightarrow M_a = -0.055 \text{ KN.m}$$



FigIII.5.4 : diagramme des moments dans les chevrons

2) vérification des contraintes

1) module de résistance des chevrons :

$$W_{\text{chevrons}} = I_{yy} / v = b x h^2 / 6 = 4 \times 6^2 / 6 = 24 \text{ cm}^3$$

2) calcul des contraintes :

-Aux appuis :

$$\sigma_{\text{appuis}} = M_a / W_c \longrightarrow 0.055 \times 10^4 / 24 = 22.916 \text{ daN/cm}^2$$

-En travée :

$$\sigma_{\text{travée}} = M_t / W_c \longrightarrow 0.045 \times 10^4 / 24 = 18.756 \text{ daN/cm}^2$$

3) vérification de la flèche

-aux appuis

$$f_{ad} = l / 200 \longrightarrow 80 / 200 = 0.4 \text{ cm}$$

$$f = 5 \sigma_f l^2 / 48 E f 0.5 h \longrightarrow 5 \times 22.916 \times 80^2 / 48 \times 131080.13 \times 3$$

$$f = 0.038 \text{ cm} < f_{ad} = 0.4 \text{ cm} \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

-En travée

$$f_{ad} = l / 200 \longrightarrow 80 / 200 = 0.4 \text{ cm}$$

$$f = 5 \sigma_f l^2 / 48 E f 0.5 h \longrightarrow 5 \times 18.756 \times 80^2 / 48 \times 131080.13 \times 3$$

$$f = 0.031 \text{ cm} < f_{ad} = 0.4 \text{ cm} \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

c) les efforts revenant aux liteaux :

Le calcul des liteaux se fera comme celui des pannes on prend pour la section des liteaux $(3 \times 3) \text{ cm}^2$, l'espacement des liteaux est égale à $e_p = 0.32 \text{ m}$ la longueur de la tuile, et une portée $L_l = 0.4 \text{ m}$ (espacement des chevrons) la section des liteaux est $(3 \times 3) \text{ cm}^2$

Poids (tuile + liteaux): 0.45 KN/m^2

1) calcul des sollicitations

$$q_u = (1.35(0.45) + 1.5(1)) \times 0.32 = 0.6744 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = (0.45 + 1) \times 0.32 = 0.464 \text{ KN/ml}$$

Projection sur les axes (x-x) et (y-y)

Selon (x-x)

$$q_{(x-x)} = q_u \cdot \sin 22.318 \longrightarrow q_{(x-x)} = 0.6744 \cdot \sin 22.318 = 0.256 \text{ KN/ml}$$

Selon (y-y)

$$q_{(y-y)} = q_u \cdot \cos 22.318 \longrightarrow q_{(y-y)} = 0.6744 \cdot \cos 22.318 = 0.623 \text{ KN/ml}$$

Calcul des moments fléchissant**Selon (x-x)**

$$M_{(x-x)} = q_{(x-x)} l^2 / 8 \longrightarrow M_{(x-x)} = 0.256 \times 0.4^2 / 8 = 0.005 \text{ KN.m}$$

Selon (y-y)

$$M_{(y-y)} = q_{(y-y)} l^2 / 8 \longrightarrow M_{(y-y)} = 0.623 \times 0.4^2 / 8 = 0.01264 \text{ KN.m}$$

Calcul des modules de résistance

$$W_x = I_{xx} / v = (bh^3 / 12) (2/h) = bh^2 / 6 = (3 \times 3^2) / 6 = 4.5 \text{ cm}^3$$

$$W_y = I_{yy} / v = (hb^3 / 12) (2/b) = hb^2 / 6 = (3 \times 3^2) / 6 = 4.5 \text{ cm}^3$$

Calcul de la contrainte dans les liteaux

$$\sigma_f = (0.005 \times 10^4 / 4.5) + (0.01264 \times 10^4 / 4.5) = 38.311 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_f = 38.311 \text{ daN/cm}^2 < \bar{\sigma}_f = 142 \text{ daN/cm}^2 \text{ condition vérifiée}$$

2) vérification de la flèche

la valeur de la flèche est fixée par les règles C13.71 pour les pannes est données par :

$$f_{ad} = 40 / 200 = 0.20 \text{ cm}$$

$$\sigma_f = (\sigma_{fx}^2 + \sigma_{fy}^2)^{1/2}$$

$$\sigma_{fx} = 0.005 \times 10^4 / 4.5 = 10.222 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_{fy} = 0.01264 \times 10^4 / 4.5 = 28.088 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_f = 29.890 \text{ daN/cm}^2$$

$$f = 5 \sigma_f l^2 / 48 E f 0.5h \longrightarrow f = 5 \times 29.890 \times 40^2 / 48 \times 131080.13 \times 1.5 = 0.02 \text{ cm}$$

$$f = 0.02 \text{ cm} < f_{ad} = 0.20 \text{ cm} \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

Assemblage de la charpente :

Nous avons opté pour un assemblage cloué utilisé en pratique et dans les assemblages des charpentes traditionnelles, les assemblages cloués sont utilisés dans les ouvrages importants, comportant des charges considérables.

Le diamètre des clous est en fonction de l'épaisseur minimale des éléments utilisés

$$\left. \begin{array}{l} e \leq 30 \text{ mm} \rightarrow d \leq e/9 \\ e \geq 30 \text{ mm} \rightarrow d \leq e/11 \end{array} \right\} \text{ pour le bois dur et le bois sec} \\ \text{(Art 4.62.123 CB71)}$$

Avec e : épaisseur du bois le plus mince à assembler (litesaux)

d : diamètre des clous

Remarque :

L'évacuation des eaux pluviales sera assurée par des gouttières qui seront prévues sur les deux rives du bâtiment.

Chapitre IV

contreventement

Introduction :

Le système de contreventement est l'ensemble d'éléments de construction assurant la rigidité et la stabilité vis-à-vis des forces horizontales, engendrées par le vent ou le séisme. Le contreventement peut être assuré par :

- Des voiles ou des murs, appelés couramment refends, entrant dans la composition de l'ouvrage,
- Du système porteurs « poteaux-poutres » formant portiques d'étages,
- Des cages d'escaliers et d'ascenseurs ou « gaines » présentant une grande rigidité à la flexion et à la torsion..

Dans certain cas, il serait avantageux de faire intervenir simultanément les portiques et les refends. Pour cela il est indispensable de comparer l'inertie des refends à celle des portiques pour choisir un système de contreventement et connaître la répartition des sollicitations sur les refends et les portiques.

Dans le règlement parasismique algérien RPA99 révisé 2003(Art3.4) la classification des systèmes structuraux sont faits en tenant compte de leur :

- fiabilité.
- Capacité de dissipation de l'énergie vis-à-vis de l'action sismique.

Dans notre cas l'ossature du bâtiment est composée, à la fois de portiques et de murs de refends, disposés parallèlement. Le but de ce chapitre est justement de déterminer les efforts horizontaux dans les refends, d'une part, et dans les portiques d'une autre part. Pour cela nous allons comparer l'inertie des voiles à celle des portiques auxquels nous allons attribuer « une inertie fictive ».

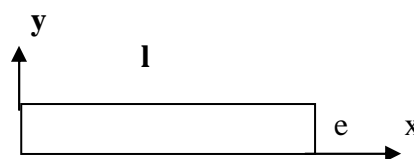
IV -1) selon les charges horizontales**Inertie des voiles :**

Il est remarquable que les voiles de notre structure ne comportent pas d'ouvertures, nous n'aurons donc à calculer que l'inertie de refends pleins:

a) Les voiles longitudinaux

$$I_y = el^3/12$$

$$I_x = le^3/12 \ll I_y$$

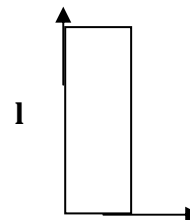
**Fig. IV 1 : les voiles longitudinales**

On néglige l'inertie des refends longitudinaux par rapport à l'axe X.

b) Les voiles transversaux

$$I_x = el^3/12$$

$$I_y = le^3/12 \ll I_x$$

**Fig. IV : les voiles transversales**

On néglige l'inertie des refends longitudinaux par rapport à l'axe Y.

Tableau IV-2) Inertie des voiles longitudinaux :

Niveau	voile	L(m)	e(m)	Iy(m ⁴)	∑Iy(m ⁴)	Iy tot(m ⁴)
5,4,3,2,1, RDC,ES	VL1	1.1	0.25	0.0277	0.5548	3.8836
	VL1	1.1	0.25	0.0277		
	VL2	2.2	0.25	0.222		
	VL2	2.2	0.25	0.222		
	VL1	1.1	0.25	0.0277		
	VL1	1.1	0.25	0.0277		

Tableau IV-3) Inertie des voiles transversaux :

Niveau	voile	L(m)	e(m)	Ix(m ⁴)	∑Ix (m ⁴)	Ix totale(m ⁴)
5,4,3,2,1, RDC,ES	VT1	1.8	0.25	0.1215	0.486	3.402
	VT1	1.8	0.25	0.1215		
	VT1	1.8	0.25	0.1215		
	VT1	1.8	0.25	0.1215		

IV-2) calcul des rigidités au niveau des portiques :

IV-2-1) présentation de la méthode :

Pour l'étude des portiques sollicités par des efforts horizontaux, on utilisera la méthode de MUTO, celle-ci permet de distribuer les efforts tranchants dans les niveaux, comme elle nous permet de déduire les moments fléchissant et les autres sollicitations dans les poteaux et poteau de chaque portique.

➤ **Hypothèses de calcul :**

- les charges ou les masses sont considérées concentrées au niveau des planchers.
- les diagrammes de répartition des charges doivent être :
 - *rectangulaire pour le vent
 - * triangulaire pour le séisme
- la raideur des poteaux ne doit pas être faible devant celle des poutres
- la raideur des travées adjacente d'une même potée ne doit pas être trop différente.

IV-2-2) Etapes de calcul

1)calcul des rigidités linéaire des poteaux et des poutres :

Rigidité linéaire d'un poteau : $K_{pot}=I_{pot} / h_c$

Rigidité linéaire d'une poutre : $K_{pout}=I_{pout} / L_c$

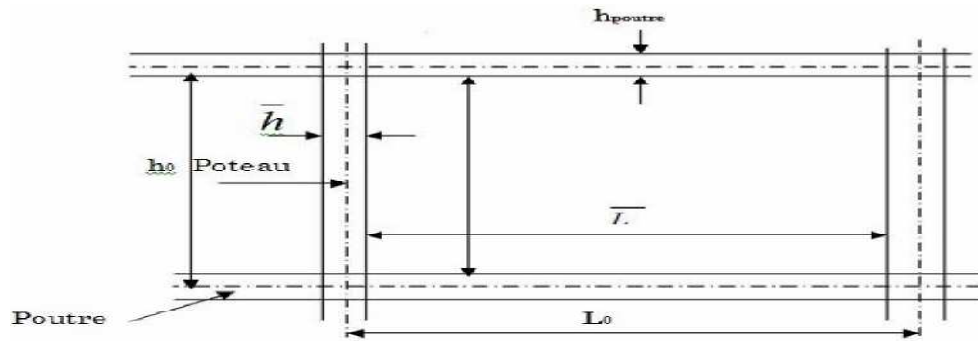


Fig IV-3 : Identification des paramètres.

Avec :

I : Moment d'inertie de l'élément

h_c, L_c : Hauteur et longueur calculées qui seront déterminées ultérieurement:

$$h_c = h + 1/2 e_{pot} L_c = L + 1/2 h_{poutre}$$

h : Hauteur de poteau entre nus des poutres.

L : Longueur de la poutre entre nus des appuis (poteaux).

h_0 : Hauteur des poteaux entre axes des poutres.

h_p : Hauteur de la poutre.

e_p : Largeur des poteaux.

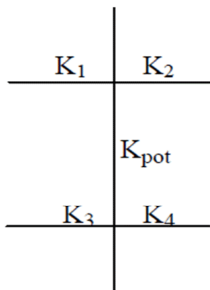
L_0 : Longueur de la poutre entre axes des poteaux.

K : Rigidité linéaire (poutre, poteau).

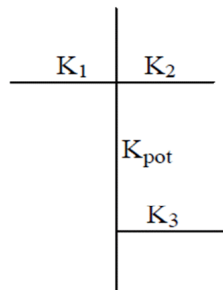
2) calcul des coefficients \bar{K} relatifs aux portiques :

➤ Cas d'étage courant :

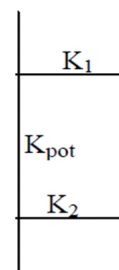
En général
$$\bar{K} = (\sum K_{pout\ sup} + \sum K_{pout\ inf}) / (2 \cdot K_{pot})$$



$$\bar{K} = \frac{K_1 + K_2 + K_3 + K_4}{2 \cdot K_{pot}}$$



$$\bar{K} = \frac{K_1 + K_2 + K_3}{2 \cdot K_{pot}}$$



$$\bar{K} = \frac{K_1 + K_2}{2 \cdot K_{pot}}$$

➤ Cas de RDC

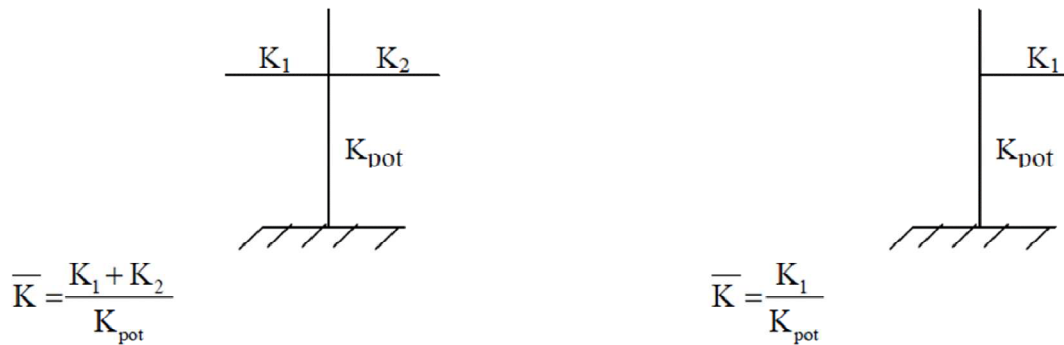


Tableau IV.4 : rigidités des poteaux longitudinal

Niveau	section	h ₀	h	1/2ep	h _c	I _p	K _p
E sol	35x40	408	373	20	393	186666.6	474.978
RDC	30x35	306	271	15	286	107187.5	374.781
Etage1	30x35	306	271	15	286	107187.5	374.781
Etage 2	30x35	306	271	15	286	107187.5	374.781
Etage3	30x35	306	271	15	286	107187.5	374.781
Etage4	30x35	306	271	15	286	107187.5	374.781
Toiture	30x35	300	265	15	280	107187.5	382.812

Tableau IV.5 : rigidité des poteaux transversal

Niveau	section	h ₀	h	1/2ep	h _c	I _p	K _p
E sol	35x40	408	373	20	393	142916.66	363.655
RDC	30x35	306	271	15	286	78750	275.349
Etage1	30x35	306	271	15	286	78750	275.349
Etage 2	30x35	306	271	15	286	78750	275.349
Etage3	30x35	306	271	15	286	78750	275.349
Etage4	30x35	306	271	15	286	78750	275.349
Toiture	30x35	300	265	15	280	78750	281.25

Tableau IV.6 rigidités des poutres longitudinales

cm ²			cm				cm ⁴	cm ³
Niveau	travée	section	L ₀	L	1/2h _{poutr}	L _C	I _P	K _P
E sol	A-B	25x35	300	282.5	17.5	300	89322.916	297.743
	B-C		330	312.5		330		270.675
	C-D		400	382.5		400		23.307
	D-E		460	442.5		460		194.180
	E-F		400	382.5		400		223.307
	F-G		330	312.5		330		270.675
	G-H		300	282.5		300		297.743
RDC	A-B	25x35	300	285	17.5	302.5	89322.916	295.282
	B-C		330	315		332.5		268.640
	C-D		400	385		402.5		221.920
	D-E		460	445		462.5		193.130
	E-F		400	385		402.5		221.920
	F-G		330	315		332.5		268.640
	G-H		300	285		302.5		295.282
Etagel	A-B	25x35	300	285	17.5	302.5	89322.916	295.282
	B-C		330	315		332.5		268.640
	C-D		400	385		402.5		221.920
	D-E		460	445		462.5		193.130
	E-F		400	385		402.5		221.920
	F-G		330	315		332.5		268.640
	G-H		300	285		302.5		295.282
Etagé 2	A-B	25x35	300	285	17.5	302.5	89322.916	295.282
	B-C		330	315		332.5		268.640
	C-D		400	385		402.5		221.920
	D-E		460	445		462.5		193.130
	E-F		400	385		402.5		221.920
	F-G		330	315		332.5		268.640
	G-H		300	285		302.5		295.282
Etagé 3	A-B	25x35	300	285	17.5	302.5	89322.916	295.282
	B-C		330	315		332.5		268.640
	C-D		400	385		402.5		221.920
	D-E		460	445		462.5		193.130
	E-F		400	385		402.5		221.920
	F-G		330	315		332.5		268.640
	G-H		300	285		302.5		295.282
Etagé 4	A-B	25x35	300	285	17.5	302.5	89322.916	295.282
	B-C		330	315		332.5		268.640
	C-D		400	385		402.5		221.920
	D-E		460	445		462.5		193.130
	E-F		400	385		402.5		221.920
	F-G		330	315		332.5		268.640
	G-H		300	285		302.5		295.282

Tableau IV.7 rigidités des poutres transversales

cm ²			cm				cm ⁴	cm ³
Niveau	travée	section	L ₀	L	1/2h _{poutr}	L _C	I _P	K _P
E sol	1-2	25x35	360	340	17.5	357.5	45572.916	127.476
	2-3		440	420		437.5		104.166
	3-4		360	295		357.5		127.476
RDC	1-2	25x35	360	342.5	17.5	360	45572.916	126.561
	2-3		440	422.5		440		103.574
	3-4		360	342.5		360		126.561
Etage1	1-2	25x35	360	342.5	17.5	360	45572.916	126.561
	2-3		440	422.5		440		103.574
	3-4		360	342.5		360		126.561
Etage 2	1-2	25x35	360	342.5	17.5	360	45572.916	126.561
	2-3		440	422.5		440		103.574
	3-4		360	342.5		360		126.561
Etage 3	1-2	25x35	360	342.5	17.5	360	45572.916	126.561
	2-3		440	422.5		440		103.574
	3-4		360	342.5		360		126.561
Etage 4	1-2	25x35	360	342.5	17.5	360	45572.916	126.561
	2-3		440	422.5		440		103.574
	3-4		360	342.5		360		126.561

3) calcul des coefficients correcteurs « aj »

- Niveau courant $a_j = K / (2 + K)$
- Niveau E sol $a_j = (0.5 + K) / (2 + K)$

4) calcul des rigidités des poteaux par niveau dans les deux sens

- Niveau courant $r_j = a_j k_{pot} 12 E / h_c^2$
 - Niveau E sol
 - poteau encastre à sa base $r_j = a_j k_{pot} 12 E / h_c^2$
 - poteau articulé à sa base $r_j = a_j k_{pot} 3 E / h_c^2$
- E : module de déformation du béton $E = 3.216 \times 10^5 \text{ daN/cm}^2$

5) calcul des rigidités des portiques par niveau :

$$R_j = 12E / h_c^2 (\sum a_j k_{pot})$$

6) calcul des rigidités d'un portique de niveau (j) ans le sens x-x et y-y

$R_{jx} = \sum r_{jx}$ pour chaque niveau dans le sens longitudinal
 $R_{jy} = \sum r_{jy}$ pour chaque niveau dans le sens transversal

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau IV-8 rigidités des portiques dans le sens longitudinal

Niveau	Travée	poteau	Kpoutre	Kpoteau	K	a _{ij}	h _c	r _{ix}	R _{ix}
E sol	A-B	A	297.743	474.978	0.626	0.428	393	50.795	460.958
	B-C	B	270.675	474.978	1.196	0.530	393	62.901	
	C-D	C	223.307	474.978	1.040	0.506	393	60.053	
	D-E	D	194.180	474.978	0.878	0.478	393	56.730	
	E-F	E	223.307	474.978	0.878	0.478	393	56.730	
	F-G	F	270.675	474.978	1.040	0.506	393	60.053	
	G-H	G	297.743	474.978	1.196	0.530	393	62.901	
	H	H	474.978	474.978	0.626	0.428	393	50.795	
RDC, Et1, Et2, Et3, Et4	A-B	A	295.282	378.781	0.779	0.280	286	50.039	518.976
	B-C	B	268.640	378.781	1.488	0.426	286	76.131	
	C-D	C	221.920	378.781	1.295	0.393	286	70.233	
	D-E	D	193.130	378.781	1.095	0.353	286	63.085	
	E-F	E	221.920	378.781	1.095	0.353	286	63.085	
	F-G	F	268.640	378.781	1.295	0.393	286	70.233	
	G-H	G	295.282	378.781	1.488	0.426	286	76.131	
	H	H	378.781	378.781	0.779	0.280	286	50.039	
toiture	A-B	A	295.282	382.812	0.771	0.278	280	50.878	569.078
	B-C	B	268.640	382.812	1.993	0.499	280	94.030	
	C-D	C	221.920	382.812	1.281	0.390	280	73.490	
	D-E	D	193.130	382.812	1.084	0.351	280	66.141	
	E-F	E	221.920	382.812	1.084	0.351	280	66.141	
	F-G	F	268.640	382.812	1.281	0.390	280	73.490	
	G-H	G	295.282	382.812	1.993	0.499	280	94.030	
	H	H	382.812	382.812	0.771	0.278	280	50.878	

Tableau IV-9 rigidités des portiques dans le sens transversal

Niveau	Travée	poteau	Kpoutre	Kpoteau	K	a _{ij}	h _c	r _{ix}	R _{ix}
E sol	1-2	1	127.476	363.655	0.350	0.361	393	32.802	136.748
	2-3	2	104.166	363.655	0.636	0.430	393	39.072	
	3-4	3	127.476	363.655	0.636	0.430	393	39.072	
	4	4	363.655	363.655	0.350	0.361	393	32.802	
RDC, Et1, Et2, Et3, Et4	1-2	1	126.561	275.349	0.459	0.186	286	24.163	124.714
	2-3	2	103.574	275.349	0.835	0.294	286	38.194	
	3-4	3	126.561	275.349	0.835	0.294	286	38.194	
	4	4	275.349	275.349	0.459	0.186	286	24.163	
toiture	1-2	1	126.561	281.25	0.449	0.183	280	25.335	130.966
	2-3	2	103.574	281.25	0.818	0.290	280	40.148	
	3-4	3	126.561	281.25	0.818	0.290	280	40.148	
	4	4	281.25	281.25	0.449	0.183	280	25.335	

IV-3) calcul rigidités des voiles par niveau :

- Dans le sens longitudinal : $R_{VX} = 12EI_Y/h^3$
- Dans le sens transversal : $R_{VY} = 12EI_X/h^3$

Tableau IV-10) calcul des rigidités des voiles longitudinaux

Niveau	voile	h(cm)	I _y (cm ⁴)	E(daN/cm ²)	R _{VX} (daN/cm)	∑R _{VX} (daN/cm)
5,4,3,2,1, RDC,ES	VL1	271	2772916.667	321641.95	537753.044	10755060.88
	VL1	271	2772916.667	321641.95	537753.044	
	VL2	271	22183333.3	321641.95	4302024.35	
	VL2	271	22183333.3	321641.95	4302024.35	
	VL1	271	2772916.667	321641.95	537753.044	
	VL1	271	2772916.667	321641.95	537753.044	

Tableau IV-11) calcul des rigidités des voiles transversaux

Niveau	voile	h(cm)	$I_x(\text{cm}^4)$	$E(\text{daN/cm}^2)$	$R_{vy}(\text{daN/cm})$	$\sum R_{vy}(\text{daN/cm})$
5,4,3,2,1, RDC,ES	VT1	271	12150000	321641.95	2356255.273	9425021.091
	VT1	271	12150000	321641.95	2356255.273	
	VT1	271	12150000	321641.95	2356255.273	
	VT1	271	12150000	321641.95	2356255.273	

IV-4) détermination de la répartition des efforts horizontaux entre portiques et refends :

IV-4-1) Calcul des flèches dans les refends :

Le calcul des flèches du refend dont l'inertie $I = 1\text{m}^4$, soumis au même système de forces que le portique (une force égale à une tonne à chaque étage), sera obtenu par la méthode du « moment des aires ». Le diagramme des moments fléchissant engendré par la série de forces horizontales égales à 1 tonne, est une succession de trapèzes superposés et délimités par les niveaux. La flèche est donnée par la rotation :

$$f_i = \frac{\sum S_i \times d_i}{EI}$$

Avec :

S_i : surface de trapèze.

d_i : distance entre le centre de gravité de trapèze et le niveau considéré.

$$S_i = \frac{(B+b)h}{2} \quad . \quad d = \frac{(2B+b)h}{3(B+b)}$$

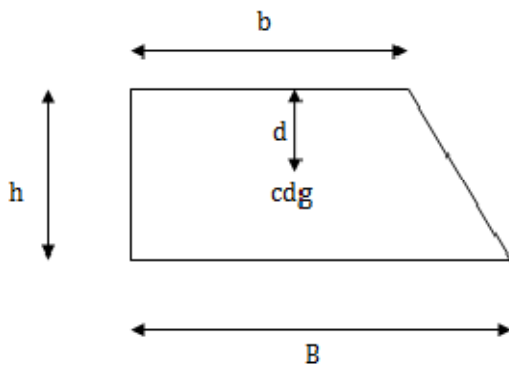


Figure IV.4 :schéma de calcul de la flèche

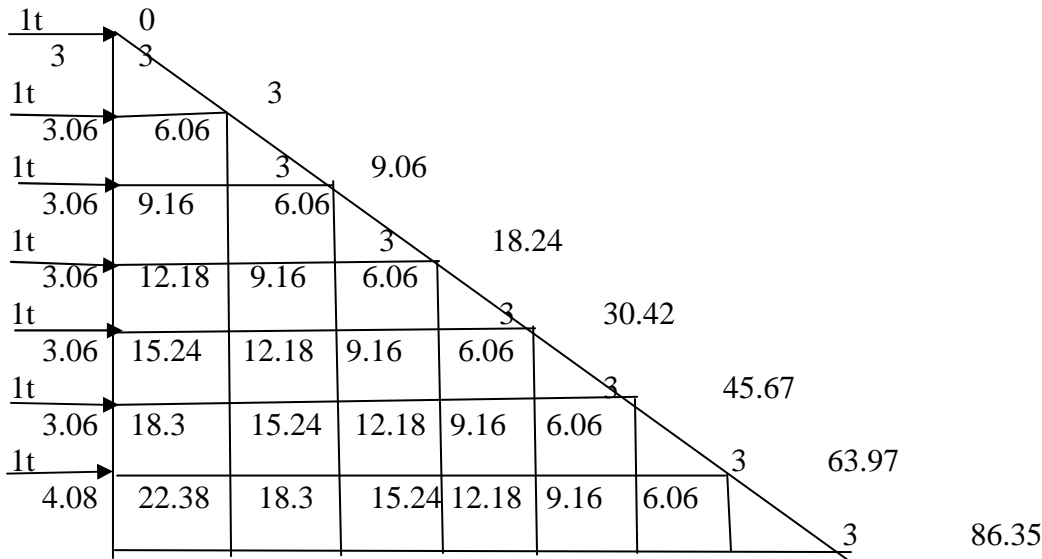


Figure IV.5 : Diagramme des moments.

IV-4-2) calcul des flèches dans les refends par la méthode des aires :

Le tableau suivant donne les aires « Si » et la position du centre de gravité « di » par le diagramme des moment :

Tableau IV.12 : les flèches dans les refends.

Niv	h(m)	B _i (m)	b _i (m)	d _i (m)	S _i (m ²)	S _i .d _i	f _i .EI
6	3	3	0	3	4.5	13.5	12185.347
5	3.06	9.06	3	1.786	18.451	32.953	10054.771
4	3.06	18.24	9.06	1.701	41.769	71.049	6225.446
3	3.06	30.42	18.24	1.657	74.449	121.500	5751.521
2	3.06	45.67	30.42	1.632	116.417	189.992	3820.256
RDC	3.06	63.97	45.67	1.615	167.749	270.914	2178.596
E sol	4.08	86.35	63.97	2.141	306.652	656.541	656.541

Avec

$$f_{Esol} = 306.652 \times 2.141 / EI$$

$$f_1 = 306.652(2.141 + 4.08) + 167.749 \times 1.615 / EI$$

$$f_1 = 2178.596 / E, f_2 = 3820.256 / EI, f_3 = 5751.521 / EI, f_4 = 6225.446 / EI, f_5 = 10054.771 / EI$$

$$, f_6 = 1218.347 / EI.$$

IV-4-3) calcul de déplacement des portiques et leurs inerties fictives :

➤ **Calcul du déplacement de portique**

La translation est donnée par

$$\Delta_n = \Psi_n \cdot h \text{ Avec } E\Psi_n = \frac{M_n}{12 \sum K_{pn}} + \frac{E\theta_n + E\theta_{n+1}}{2}$$

Δ_n : Déplacement du portique au n^{ème} niveau ;

F_i : Flèche du n^{ème} niveau ;

$\sum K_{tn}$: Somme des raideurs des poutres du n^{ème} niveau.

$\sum K_{pn}$: Somme des raideurs des poteaux du n^{ème} niveau ; $\sum K_{pn} = \sum I_{pn}/h$

E : module d'élasticité ;

h : hauteur libre d'étage ;

I_{pn} : inertie des poteaux du niveau « n » ;

M_n : moment d'étage.

$$\mathbf{M}_n = \mathbf{T}_n \times \mathbf{h}$$

T_n : effort tranchant au niveau « n »

La rotation d'étage

-pour les poteaux articulés au 1^{er} niveau

$$E\theta = \frac{2M_n + M_{n+1}}{24 \sum K_{tn}}$$

-pour les poteaux encastés à la base 1^{er} niveau

$$E\theta_1 = \frac{M_1 + M_2}{24 \sum K_{t1} + 2 \sum K_{p1}}$$

-pour les poteaux d'étage courant

$$E\theta_1 = \frac{M_1 + M_2}{24 \sum K_{t1}}$$

➤ **Inerties fictives des portiques :**

Pour déterminer ces inerties fictives, il suffira de calculer les déplacements de chaque portique au droit de chaque plancher sous l'effet d'une série de forces égales à « 1 tonne » et de comparer ces déplacements aux flèches que prendrait un refend équivalent à l'ensemble des refends disposés dans la même direction sous l'effet du même système de forces horizontales (1 tonne à chaque niveau).

En fixant l'inertie du refend à 1 m⁴, il sera alors possible d'attribuer à chaque portique et pour chaque niveau une « inertie fictive » puisque, dans l'hypothèse de la raideur infinie des planchers, nous devons obtenir la même flèche, à chaque niveau, pour les refends et pour les portiques. L'inertie fictive se calcule comme suit :

$$I_e = \frac{F_n}{\Delta_n} \text{ Avec } \mathbf{F}_n: \text{ Flèche des refends au niveau « n » } \Delta_n: \text{ Déplacement du portique au niveau}$$

« n ». Les calculs des déplacements et des inerties fictives des portiques par niveau sont résumés dans les tableaux suivants :

Inerties fictives des portiques dans le sens longitudinal (X-X).

N	Portique	$\Sigma K_{tn}(m^3)$	$\Sigma K_{pn}(m^3)$	M _n	M _{n+1}	E θ_n	E Ψ_n	E Δ_n	$\Sigma E\Delta_n$	F _n	If(m ⁴)	ΣIf
5	A-A	0.00029	0.00038	3	0	431.034	1528.583	4585.749	41558.31	12185.347	0.293	2.344
	B-B	0.00027	0.00038	3	0	462.962	1593.079	4779.237				
	C-C	0.00022	0.00038	3	0	568.181	1811.303	5433.909				
	D-D	0.00019	0.00038	3	0	657.894	1993.420	5980.26				
	E-E	0.00019	0.00038	3	0	657.894	1993.420	5980.26				
	F-F	0.00022	0.00038	3	0	568.181	1811.303	5433.909				
	G-G	0.00027	0.00038	3	0	462.962	1593.079	4779.237				
	H-H	0.00029	0.00038	3	0	431.034	1528.583	4585.749				
4	A-A	0.00029	0.00037	6.12	3	1310.344	3132.687	9586.022	86625.34	10054.771	0.116	0.928
	B-B	0.00027	0.00037	6.12	3	1407.407	3262.637	9983.669				
	C-C	0.00022	0.00037	6.12	3	1738.636	3696.559	11311.47				
	D-D	0.00019	0.00037	6.12	3	2013.157	4062.588	12431.51				
	E-E	0.00019	0.00037	6.12	3	2013.157	4062.588	12431.51				
	F-F	0.00022	0.00037	6.12	3	1738.636	3696.559	11311.47				
	G-G	0.00027	0.00037	6.12	3	1407.407	3262.637	9983.669				
	H-H	0.00029	0.00037	6.12	3	1310.344	3132.687	9586.022				
3	A-A	0.00029	0.00037	9.18	6.12	2198.275	4705.497	14398.82	130020.08	6225.446	0.047	0.376
	B-B	0.00027	0.00037	9.18	6.12	2361.111	4900.9	14996.75				
	C-C	0.00022	0.00037	9.18	6.12	2897.727	5544.839	16967.20				
	D-D	0.00019	0.00037	9.18	6.12	3355.263	6093.882	18647.27				
	E-E	0.00019	0.00037	9.18	6.12	3355.263	6093.882	18647.27				
	F-F	0.00022	0.00037	9.18	6.12	2897.727	5544.839	16967.20				
	G-G	0.00027	0.00037	9.18	6.12	2361.111	4900.9	14996.75				
	H-H	0.00029	0.00037	9.18	6.12	2198.275	4705.497	14398.82				
2	A-A	0.00029	0.00037	12.24	9.18	3077.586	6273.997	19198.43	174584.14	5751.521	0.032	0.256
	B-B	0.00027	0.00037	12.24	9.18	3305.555	6534.533	19995.67				
	C-C	0.00022	0.00037	12.24	9.18	4056.818	7793.119	23846.94				
	D-D	0.00019	0.00037	12.24	9.18	4697.368	8125.176	24863.03				
	E-E	0.00019	0.00037	12.24	9.18	4697.368	8125.176	24863.03				
	F-F	0.00022	0.00037	12.24	9.18	4056.818	7393.119	22622.94				
	G-G	0.00027	0.00037	12.24	9.18	3305.555	6534.533	19995.67				
	H-H	0.00029	0.00037	12.24	9.18	3077.586	6273.997	19198.43				
1	A-A	0.00029	0.00037	15.3	12.24	3956.896	7842.496	23998.03	216700.18	3820.256	0.017	0.136
	B-B	0.00027	0.00037	15.3	12.24	4250	8168.167	24994.59				
	C-C	0.00022	0.00037	15.3	12.24	5215.909	9241.399	28278.68				
	D-D	0.00019	0.00037	15.3	12.24	6039.473	10156.470	31078.79				
	E-E	0.00019	0.00037	15.3	12.24	6039.473	10156.470	31078.79				
	F-F	0.00022	0.00037	15.3	12.24	5215.909	9241.399	28278.68				
	G-G	0.00027	0.00037	15.3	12.24	4250	8168.167	24994.59				
	H-H	0.00029	0.00037	15.3	12.24	3956.896	7842.496	23998.03				
R D C	A-A	0.00029	0.00037	18.36	15.3	4836.206	9923.927	30367.21	275480.3	2178.596	0.007	0.056
	B-B	0.00027	0.00037	18.36	15.3	5194.444	10352.727	31679.34				
	C-C	0.00022	0.00037	18.36	15.3	6375	11765.816	36003.39				
	D-D	0.00019	0.00037	18.36	15.3	7381.578	12970.660	39690.21				
	E-E	0.00019	0.00037	18.36	15.3	7381.578	12970.660	39690.21				
	F-F	0.00022	0.00037	18.36	15.3	6375	11765.816	36003.39				
	G-G	0.00017	0.00037	18.36	15.3	5194.444	10352.727	31679.34				
	H-H	0.00029	0.00037	18.36	15.3	4836.206	9923.927	30367.21				
E S	A-A	0.00029	0.00047	28.56	18.36	6741.379	8434.518	34412.83	300567.8	656.641	0.002	0.016
	B-B	0.00027	0.00047	28.56	18.36	7240.740	8684.199	35431.53				
	C-C	0.00022	0.00047	28.56	18.36	8886.363	9507.010	38788.60				
	D-D	0.00019	0.00047	28.56	18.36	10289.473	10208.565	41650.94				
	E-E	0.00019	0.00047	28.56	18.36	10289.473	10208.565	41650.94				
	F-F	0.00022	0.00047	28.56	18.36	8886.363	9507.010	38788.60				
	G-G	0.00027	0.00047	28.56	18.36	7240.740	8684.199	35431.53				
	H-H	0.00029	0.00047	28.56	18.36	6741.379	8434.518	34412.83				

Inerties fictives des portiques dans le sens transversal (Y-Y).

N	Portique	$\sum K_{tn}$ (m ³)	$\sum K_{pn}$ (m ³)	M _n	M _{n+1}	E θ_n	E Ψ_n	E. Δ_n	$\sum E\Delta_n$	F _n	If(m ⁴)	$\sum If$
5	1-1	0.00012	0.00028	3	0	1041.66	2997.01	8991.03	38489.16	12185.347	0.316	1.264
	2-2	0.00010	0.00028	3	0	1250	3417.851	10253.55				
	3-3	0.00010	0.00028	3	0	1250	3417.851	10253.55				
	4-4	0.00012	0.00028	3	0	1041.66	2997.01	8991.03				
4	1-1	0.00012	0.00027	6.12	3	3166.66	6128.46	18753.08	80201.6	10054.771	0.125	0.5
	2-2	0.00010	0.00027	6.12	3	3800	6976.38	21347.72				
	3-3	0.00010	0.00027	6.12	3	3800	6976.38	21347.72				
	4-4	0.00012	0.00027	6.12	3	3166.66	6128.46	18753.08				
3	1-1	0.00012	0.00027	9.18	6.12	5312.5	9208.33	28177.48	120512.74	6225.446	0.051	0.204
	2-2	0.00010	0.00027	9.18	6.12	6375	10483.3	32078.89				
	3-3	0.00010	0.00027	9.18	6.12	6375	10483.3	32078.89				
	4-4	0.00012	0.00027	9.18	6.12	5312.5	9208.33	28177.48				
2	1-1	0.00012	0.00027	12.24	9.18	7437.5	12277.7	37569.76	160683.04	5751.521	0.035	0.14
	2-2	0.00010	0.00027	12.24	9.18	8925	13977.7	42771.76				
	3-3	0.00010	0.00027	12.24	9.18	8925	13977.7	42771.76				
	4-4	0.00012	0.00027	12.24	9.18	7437.5	12277.7	37569.76				
1	1-1	0.00012	0.00027	15.3	12.24	9562.5	15347.22	46962.49	200854.96	3820.256	0.019	0.076
	2-2	0.00010	0.00027	15.3	12.24	11475	17472.22	53464.99				
	3-3	0.00010	0.00027	15.3	12.24	11475	17472.22	53464.99				
	4-4	0.00012	0.00027	15.3	12.24	9562.5	15347.22	46962.49				
R D C	1-1	0.00012	0.00027	18.36	15.3	11687.5	19656.24	60148.09	257715.62	2178.59	0.008	0.032
	2-2	0.00010	0.00027	18.36	15.3	14025	22454.16	68709.72				
	3-3	0.00010	0.00027	18.36	15.3	14025	22454.16	68709.72				
	4-4	0.00012	0.00027	18.36	15.3	11687.5	19656.24	60148.09				
E S	1-1	0.00012	0.00061	28.56	18.36	16291.66	12047.46	49153.63	209908.56	656.641	0.003	0.012
	2-2	0.00010	0.00061	28.56	18.36	19550	13676.63	55800.65				
	3-3	0.00010	0.00061	28.56	18.36	19550	13676.63	55800.65				
	4-4	0.00012	0.00061	28.56	18.36	16291.66	12047.46	49153.63				

Comparaison des inerties des voiles et des portiques :

Sens longitudinal (X-X) :

Tableau IV.8 : Les valeurs des inerties dans le sens longitudinal.

	Inertie totale des niveaux (m ⁴)	% de participation
Inertie totale des voiles	3.8836	48.636
Inertie totale des portiques	4.102	51.371
Voiles + portique	7.985	100

Sens transversal (Y-Y) :

Tableau IV.8 : Les valeurs des inerties dans le sens transversal.

	Inertie totale des niveaux (m ⁴)	% de participation
Inertie totale des voiles	3.402	60.447
Inertie totale des portiques	2.226	39.55
Voiles + portique	5.628	100

❖ Conclusion

Le contreventement doit donc être assuré conjointement par les voiles et les portiques

Avec **R=5**

Chapitre V

*Modélisation et vérification selon
les exigences du RPA*

V-1 Introduction

La complexité de l'étude dynamique d'une structure vis-à-vis des différentes sollicitations qui la mobilisent sous les charges verticales et horizontales, demande des méthodes de calcul très rigoureuses ; Pour cela, l'utilisation des méthodes numériques telle que la MEF, dans le but de décomposer la structure en plusieurs éléments. On détermine les inconnus au niveau des nœuds puis à l'aide des fonctions d'interpolation on balaye tout élément puis toute la structure. Est devenu indispensable.

En s'appuyant sur l'outil informatique, qui nous offre des résultats plus exacts et un travail plus facile, on peut alors éviter le calcul manuel laborieux, voir même peu fiable.

A l'aide de logiciel **ETABS** qui est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique (**G, Q**) et dynamique (**séisme**).

La principale cause des dommages dans une structure durant un séisme est sa réponse au mouvement appliqué à sa base suite au mouvement transmis à son sol d'assise. Dans le but d'analyser et d'évaluer le comportement de la structure sous ce type de chargement, le principe de la dynamique des structures doivent être appliqué pour déterminer les déformations et les contraintes développées dans la structure. Quand on considère une analyse de structure sous un chargement dynamique le terme dynamique signifie une variation dans le temps, ceci rend l'étude plus compliquée quand il s'agit d'une structure élevée avec un nombre infini de degrés de liberté pour cela les ingénieurs essayent de simplifier les calculs, en considérant non pas la structure réelle mais un modèle qui doit être la plus proche possible de la réalité.

V-2 Méthode de calcul

Le calcul des forces sismique dépend de type de la structure et ces dimensions se fait à l'aide des trois méthodes :

- La méthode statique équivalente (**RPA 99 ver 2003/Art 4.1.2**)
- La méthode dynamique qui regroupe
 - la méthode d'analyse modale spectrale
 - la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes nécessite l'intervention de spécialiste.

1) La méthode statique équivalente

Principe de la méthode

Le principe de cette méthode est de remplacer les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction par un système de forces statiques fictives dont les effets considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

Chapitre V Modélisation et vérification selon les exigences du RPA

a) condition sur la hauteur :

Les bâtiments qui peuvent être calculés par la MSE sont limités en hauteur tels que :

$$H_T \leq 65\text{m en zone I et IIa.} \rightarrow \text{CV}$$

b) condition sur la régularité :

Les bâtiments calculés par la MSE doivent être classés régulier plan et en élévation.

→ CV

c) condition complémentaires :

Les bâtiments irréguliers peuvent être calculés par la méthode statique dans le respect des conditions suivantes :

Les bâtiments concernés ne doivent pas dépasser (07) niveaux ou 23 mètres en zone (IIa) pour les groupes d'usages 2. → CV

En conclusion la méthode statique équivalente est applicable.

2) Méthode Dynamique Modale Spectrale

Le principe de la méthode

Par cette méthode il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des efforts engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

Remarque

La méthode modale spectrale est utilisable dans tous les cas, alors on va l'utiliser dans notre cas.

V-3 caractéristiques d'une structure relativement à l'étude dynamique

- La structure est classée dans un groupe d'usage 2 (RPA2003/Art3.2)
- La structure est de catégorie S2 (sol ferme), selon les résultats donnés par le laboratoire de géotechnique
- La structure se trouve dans une zone de moyenne sismicité zone IIa
- La structure à étudier fait 22.38m (entre sol +RDC+4+terrasse en charpente)
- Le système structural est constitué de voiles en béton armé et les portiques dans ce cas on parle d'un système mixte

V-4 Modélisation de la structure

Le calcul dynamique est réalisé à l'aide du logiciel **ETABS** sur un modèle tridimensionnel de la structure avec 6 niveaux (entre sol +RDC+4 étages +terrasse en charpente) encastres à sa base. Les voiles sont disposées de telle sorte à renforcer les vides au niveau des planchers et les zones flexibles. Cette disposition va être modifiée suivant la conformité du comportement de la structure aux recommandations de **RPA2003**

Dans ce modèle on ne modélisera que la structure (voile et portique), les éléments non structuraux sont introduits comme charges (escalier, balcon...)

V-5 : Etapes de modélisation :

Les étapes de modélisation peuvent être résumées comme suit :

- 1- Introduction de la géométrie du modèle.
- 2- Spécification des propriétés mécaniques de l'acier et du béton.
- 3- Spécification des propriétés géométriques des éléments (poteaux, poutres, voiles...).
- 4- Introduction du spectre de réponse (E) selon le **RPA99/version 2003**.

Pour le calcul dynamique de la structure on introduira un spectre de réponse donnée par **L'Article 4.3.3 et Formule 4.13 du RPA**. Ce spectre est une courbe de réponse maximale (à un séisme) d'accélération (**Sa/g**) ou (L'accélération / pesanteur) pour un système de degré de liberté soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de période T.

5- Définition des charges statiques (G, Q).

6- Définition de la charge sismique E.

Combinaisons du BAEL :

- $1.35G + 1.5Q \longrightarrow$ ELU
- $G + Q \longrightarrow$ ELS

Combinaisons du RPA 99 modifié 2003 (combinaisons accidentelles) :

- $G+Q \pm E$
- $0.8G \pm E$

9- Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes).

- Les poteaux sont supposés encastrés dans les fondations.
- Diaphragme : comme les planchers sont supposés infiniment rigides, on doit relier tous les nœuds d'un même plancher de telle sorte qu'ils puissent former un diaphragme, ceci a pour effet de réduire le nombre d'équation à résoudre par le logiciel.

- La masse des planchers est supposée concentrée en leur centres de masse qui sont désignés par la notation de (**masse -source**)

10. Déroulement de l'analyse et visualisation des résultats.

Après avoir réalisé toutes ces étapes, on obtient la vue en 3D ci-dessous :

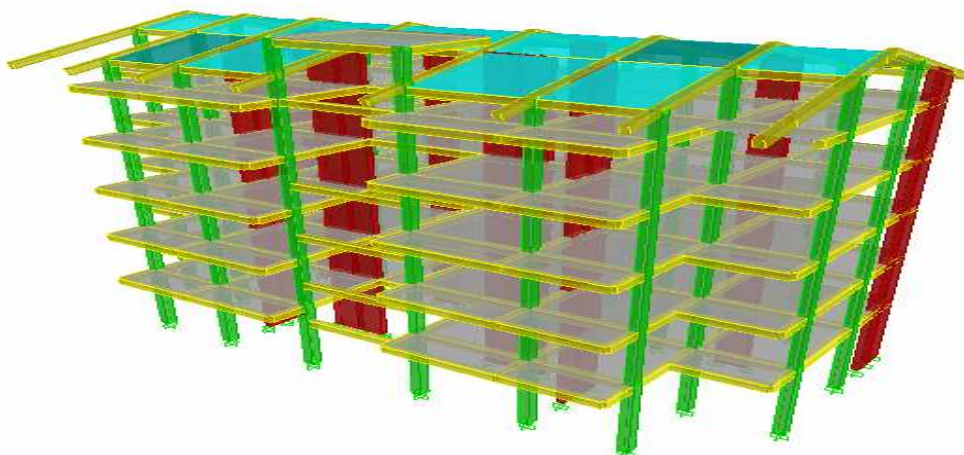


figure V.1 :

Vue en trois dimensions de la structure.

V.6: Déterminations des paramètres de spectre de réponse de calcul :

Définition : Est une courbe permettant d'évaluer la réponse d'un bâtiment a un séisme passé ou futur.

Le spectre réglementaire de calcul est donné par l'expression suivante : (**Article 4.3.3 et Formule 4.13 de RPA.**)

$$S_{a/g} = \begin{cases} 1.25A (1+T/T_1(2.5\eta(Q/R) - 1)) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta (1.25A) (Q/R) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta (1.25A) (Q/R) (T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta (1.25A) (T_2/3)^{2/3} (3/T)^{5/3} (Q/R) & T > 3.0s \end{cases}$$

T (sec) : la période avec une précision de 0.1 sec.

A : coefficient d'accélération de zone.

η: Facteur de correction d'amortissement.

R : coefficient de comportement de la structure.

T1, T2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.

Q : facteur de qualité de la structure. $Q = 1 + \sum P_q$

Pq : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q ; **tableau (4-4)**.

Le site : site ferme S2.

La zone : zone IIa **TIZI OUZOU** moyenne sismicité. (**ANNEXE 1 de RPA**).

Le groupe d'usage : groupe 2 selon (**Article 3.2 de RPA**).

Remplissage : dense d'après (**Tableau 4.2 de RPA**).

Calcul du facteur de qualité Q : (**Tableau 4.4 de RPA**)

Tableau V.1: Valeurs des pénalités P_q

Critère « q »	Pénalités « Pq »
1-condition minimale sur les files de contreventement	0.05
2-Redondance en plan	0.05
3-Régularité en plan	0
4-Régularité en élévation	0
5-contrôle de la qualité des matériaux	0
6-contrôle de la qualité de l'exécution	0
Q_x=1.1	

Q_y=1.05 et Q_x=1.1

Donc les paramètres à considérer sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.2 : Caractéristiques du spectre de réponse.

caractéristiques	Désignation	Article de RPA
Le site	S2	
La zone	IIa	ANNEXE 1
Le groupe d'usage	2	Article 3.2
Remplissage	Dense	Tableau 4.2
Facteurs de qualité Q	X=1.1 ; y=1.05	Tableau 4.4
Coefficient de comportement R	5	Tableau 4.3

V.7 : Vérifications des exigences de RPA 99 modifier 2003 :

V.7.1 : Vérification de l'effort tranchant à la base de la structure :

Il faut vérifier que : $V_t > 0.80 V_{MSE}$ (Art 4.3.6 de RPA)

V_t : Effort tranchant à la base de la structure (Tirer des résultats de l'ETABS)

Pour le calcul de la valeur de V on va se baser sur la **méthode statique équivalente**.

$$V_{MSE} = A \times D \times Q \times W / R \text{ (Art 4, 2,3)}$$

1) **A : coefficient d'accélération de zone**, donné par le **tableau 4.1 de RPA** suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

Donc : A=0.15

2) **D : Facteur d'amplification dynamique moyen**, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(T_2/3.0)^{2/3} (3.0/T)^{5/3} & T \geq 3.0s \end{cases} \quad \text{(Formule 4.2 de RPA)}$$

T_2 : période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le **(tableau 4.7 de RPA)** $T_2(S_2) = 0,4 \text{ sec}$

$T = \min(C_t (h_N)^{3/4}, 0.09h_N / (D)^{1/2}) T = 0.51s$ (T empirique d'après le RPA)

η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = (7 / (2 + \xi))^{1/2} \geq 0.7 \quad \text{(Formule 4.3 de RPA)}$$

Où ξ (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau Constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages. **(Tableau 4.2 de RPA)**

$$\eta = (7 / (2 + 8.5))^{1/2} = 0.8 \quad \eta = 0.8 \geq 0.7$$

Après le calcul on trouve **D=1.97**

3) W: poids de la structure.

Donc pour chaque niveau « i » on aura : $W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$ où $W_T = \sum w_i$

Avec W_{Gi} : Le poids de niveau i revenant a la charge permanente.

W_{Qi} : Le poids de niveau i revenant a la charge d'exploitation.

β : Coefficient de pondération fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau **(4-5 du RPA99)**.

✓ Dans notre cas et pour un bâtiment à usage habitation : $\beta = 0,20$.

On tire directement à partir de ETABS $W_T = 16590.33 \text{ KN}$

$$V_{XMSE} = A \times D \times Q_X \times W / R \quad \text{et} \quad V_{YMSE} = A \times D \times Q_Y \times W / R$$

$$V_{XMSE} = 0.15 \times 1.97 \times 1.1 \times 16590.33 / 5 = 1078.537 \text{ KN}$$

$$V_{YMSE} = 0.15 \times 1.97 \times 1.05 \times 16590.33 / 5 = 1029.512 \text{ KN}$$

Vérification :

Sens x-x :

$$V_{x\text{etabs}} = 1024.74 \text{ KN} > 0.8 \times 1078.537 = 862.829 \text{ KN.}$$

Sens y-y :

$$V_{y\text{etabs}} = 960.18 \text{ KN} > 0.8 \times 1029.512 = 823.61 \text{ KN.}$$

Condition de l'efforts tranchant a la base est **vérifiée**

V. 7.2 Déplacements relatifs RPA 99 (art 5.10), :

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

D'après le **RPA 99 (Art 4.4.3)** : $\delta_k = R \times \delta_{ek}$

Avec :

δ_k : déplacement du aux forces sismique. 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 : $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$

Tableau. V-3: Déplacements relatifs sous l'action E_x et E_y .

Niv	δ_{kx} (m)	δ_{ky} (m)	Δ_{kx} (m)	Δ_{ky} (m)	1% h_e	vérification
5	0.0094	0.0105	0.0016	0.0019	0.0306	Vérifier
4	0.0078	0.0086	0.002	0.0024	0.0306	Vérifier
3	0.0058	0.0062	0.0023	0.0025	0.0306	Vérifier
2	0.0035	0.0037	0.0021	0.0023	0.0306	Vérifier
1	0.0014	0.0014	0.0014	0.0014	0.0306	vérifier

V.7.3 : Déplacement maximal :

On doit vérifier que le déplacement maximal que subit la structure vérifie la formule suivante :

$$\delta_{\max} \leq f = H_t / 500 = 0.0447$$

f : La flèche admissible.

H_t : La hauteur totale du bâtiment.

Suivant x

$$\delta_{x\max} = 0.0094 \leq 0.0447 \longrightarrow \text{condition vérifier}$$

Suivant y

$$\delta_{y\max} = 0.0105 \leq 0.0447 \longrightarrow \text{condition vérifier}$$

✓ On peut aussi déterminer le déplacement maximal avec les graphes

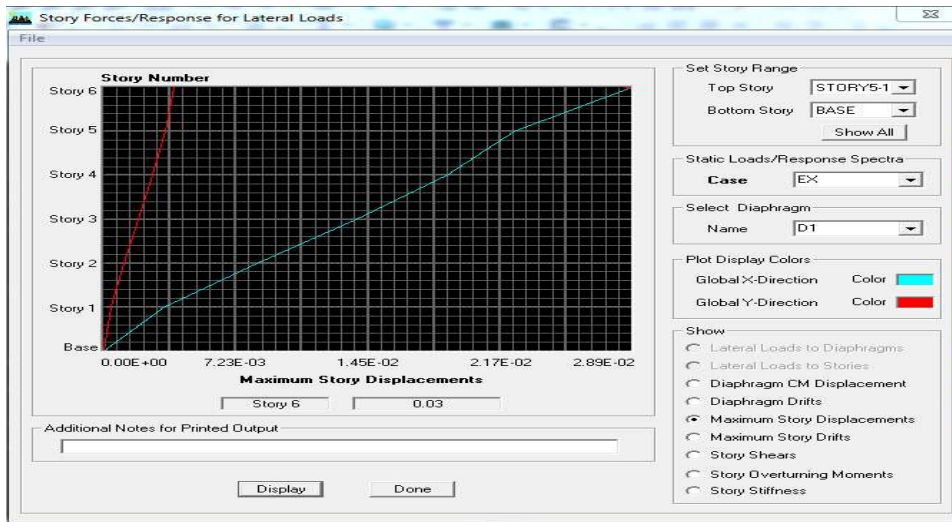
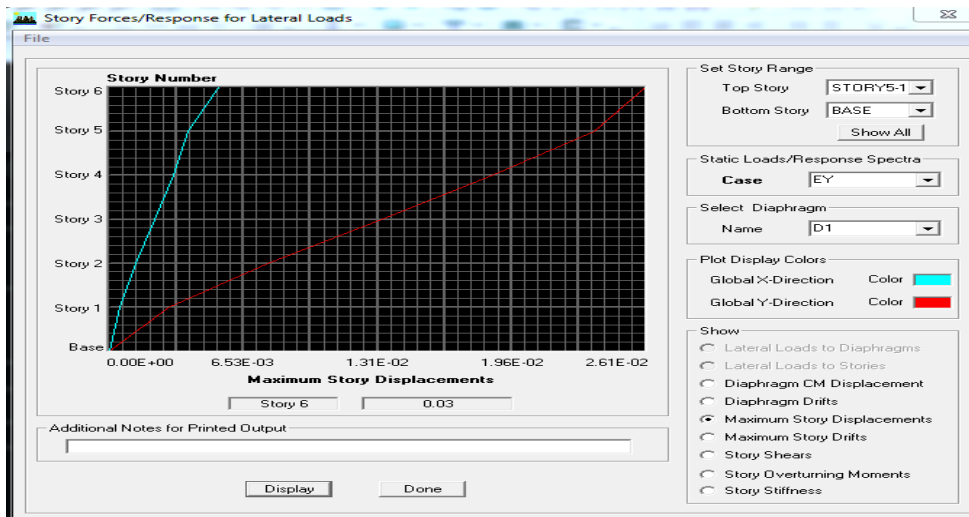


Fig. V-2. : le déplacement max suivant X-X



le déplacement max suivant Y-Y

$\delta_{max} = 0.03 \leq f = H_t/500 = 0.0447 \longrightarrow$ condition vérifiée Fig V-3. :

V.7.4 : Nombre de mode à considérer : (Art 4.3.4 de RPA)

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.
- où que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

Tableau V.4 : Période et participation massique

Mode	Period	UX	UY	RZ	SumUX	SumUY	SumRZ
1	0.67686	0.0012	77.4187	0.0384	0.0012	77.4187	0.0384
2	0.619456	75.2204	0.0054	3.5111	75.2216	77.4241	3.5494
3	0.580609	3.2597	0.0356	74.0425	78.4813	77.4596	77.5919
4	0.306905	0.5321	0	0.0019	79.0134	77.4596	77.5938
5	0.27325	0	1.6654	0.0001	79.0134	79.1251	77.5939
6	0.250071	0	0.0004	0	79.0134	79.1254	77.5939
7	0.249854	0.0889	0	0.06	79.1024	79.1254	77.6539
8	0.156129	0.0271	13.3291	0.0343	79.1294	92.4545	77.6882
9	0.15402	11.8234	0.0342	0.2012	90.9529	92.4887	77.8894
10	0.141832	0.0007	0.0225	11.8054	90.9536	92.5112	89.6948
11	0.121773	1.5617	0.0005	2.5593	92.5153	92.5117	92.2541
12	0.063462	0.3932	4.136	0.09	92.9084	96.6477	92.3441

Conclusion

La valeur de la participation massique a atteint les 90% dans le mode 9 → **vérifiée**

IV.7.5 : Vérification de l'excentricité RPA99/version 2003(Article 4.2.7):

Pour toutes les structures comprenant des planchers ou diaphragmes horizontaux rigides dans leur plan, on supposera qu'à chaque direction, la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs

- 5 % de la plus grande dimension du bâtiment à ce niveau (cette excentricité doit être prise de part et d'autre du centre de torsion).
- Excentricité théorique résultant des plans.

a) Excentricité accidentelle :

$$e_x = 0.05 L_x = 0.05 \times 25.6 = 1,28 \text{ m}$$

$$e_y = 0.05 L_y = 0.05 \times 14.6 = 0.73 \text{ m}$$

b) Excentricité théorique :

$$e_x = X_{CM} - X_{CR}$$

$$e_y = Y_{CM} - Y_{CR}$$

Tableau V.5 : Comparaison des excentricités

Story	XCM	YCM	XCR	YCR	Ex	Ey
STORY1	12.754	6.026	12.995	5.231	-0.241	0.795
STORY2	12.704	6.02	12.962	5.354	-0.258	0.666
STORY3	12.704	6.02	12.845	5.548	-0.141	0.472
STORY4	12.71	6.122	12.736	5.711	-0.026	0.411
STORY5	12.666	6.293	12.648	5.869	0.018	0.424

Conclusion

L'excentricité est vérifiée dans tous les étages que dans le 1^{er} on va injecter cette valeur à l'intérieur de logiciel dans ne y a pas le risque de la torsion

V.7.6 : Justification Vis A Vis De l'effet P-Δ:

Les effets de deuxième ordre (ou l'effet de P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$R) \theta = P_k \cdot \Delta_k / V_k \cdot h_k \leq 0,10.$$

Avec :

P_k: poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « k » calculés suivant le formule ci-après

$$P_k = W_{G_k} + \beta W_{Q_k}$$

V_k: effort tranchant d'étage au niveau « k ».

Δ_k: déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » en considérant la combinaison (G+Q+E).

h_k: hauteur de l'étage « k ».

Tableau V.7 : justification Vis-à-vis De l'effet P-Δ dans les deux Sens

Ni v	P _k (KN)	Δ _{kx} (m)	Δ _{ky} (m)	V _{Kx}	V _{Ky}	h _e	θ _{kx}	θ _{ky}	vérification
5	4383.55	0.0016	0.002	445.05	425.46	3.06	0.0051	0.0060	Ok
4	7359.88	0.0021	0.0025	672.05	640.93	3.06	0.0075	0.0093	Ok
3	10336.22	0.0023	0.0027	848.6	797.18	3.06	0.0097	0.0141	Ok
2	13312.56	0.0021	0.0023	963.12	906.24	3.06	0.0094	0.0110	Ok
1	16590.33	0.0014	0.0015	1024.74	960.18	3.06	0.0074	0.0084	Ok

On constate que θ_{kx} et θ_{ky} sont inférieurs à « 0.1 ».

✓ Donc l'effet **P-Delta** peut être négligé pour le cas de notre structure.

Conclusion :

D'après les résultats obtenus ci-dessus on peut conclure que : L'effort tranchant à la base est vérifié, Le pourcentage de participation massique est vérifié, Les déplacements relatifs et le déplacement maximal sont vérifiés, L'excentricité est vérifiée, les efforts normaux des poteaux, L'effet P-Delta, est vérifié.

Après avoir effectuée toutes les vérifications de RPA, on peut passer au ferrailage des éléments structuraux.

Chapitre VI

*Ferraillage des éléments
structuraux*

VI.A) Ferraillage des poteaux :

Les poteaux seront calculés en flexion composée sous l’effet des sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens (longitudinal et transversal) puis vérifier a l’ELS pour les cas suivants :

Tableau VI-1 : caractéristique de calcul en situation durable et accidentelle

	$f_e(\text{MPa})$	$F_{c28}(\text{MPa})$	γ_b	γ_s	$F_{bu}(\text{MPa})$	$\sigma_s(\text{MPa})$
Situation durable	400	25	1.5	1.15	14.2	348
Situation accidentelle	400	25	1.15	1	18.48	400

Les armatures seront calculées suivants les combinaisons les plus défavorables dans les deux sens et en tenant compte de trois types de sollicitations :

- Effort normal maximal et moment correspondant : $N_{max} - M_{corr}$
- Effort normal minimal et moment correspondant : $N_{min} - M_{corr}$
- Moment fléchissant maximal et effort normal correspondant : $M_{max} - N_{corr}$

En flexion composée, l’effort normal est un effort de compression ou de traction et le moment qu’il engendre est un moment de flexion, ce qui nous conduit à étudier trois cas :

- Section partiellement comprimée (SPC).
- Section entièrement comprimée (SEC).
- Section entièrement tendue (SET).

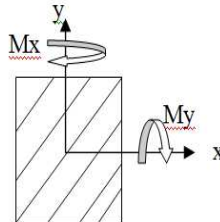


Figure VI.1 : Les moments dans les poteaux

M_x : moment du poteau dans le sens longitudinal.

M_y : moment du poteau dans le sens transversal

➤ **Combinaisons de calcul :**

RPA.99/modifié 2003 :

$G + Q \pm E$

$0,8G \pm E$

BAEL.91/modifié 99 :

$1.35 G + 1.5 Q$

$G + Q$

VI.1 : Détermination des efforts internes :

La détermination des efforts internes dans les poteaux se fera grâce à la méthode des éléments finis (MEF) en utilisant le logiciel **ETABS**.

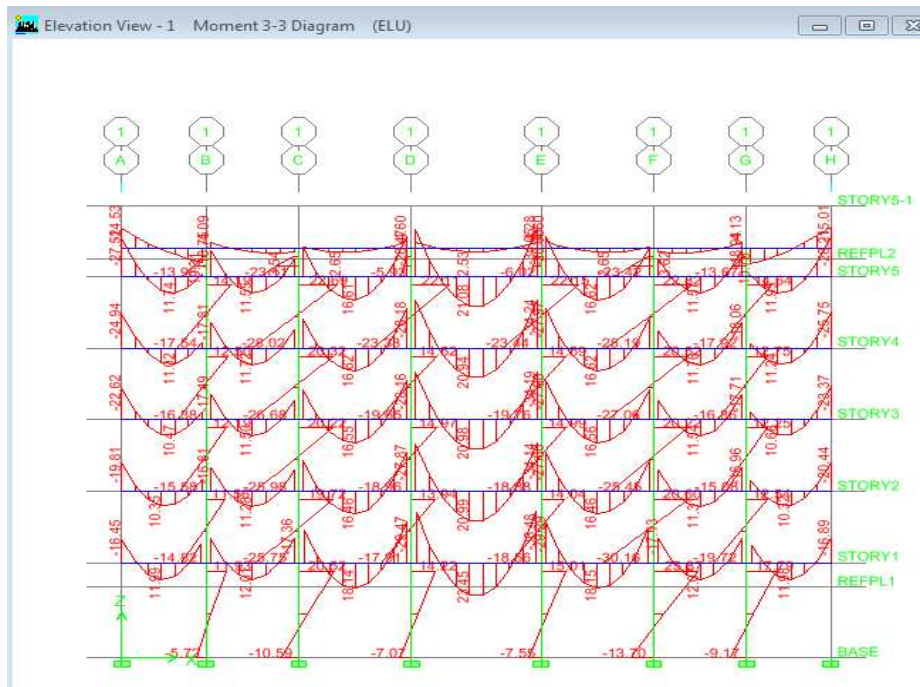


Figure VI.1: Diagramme des moments fléchissant du portique
1-1combinaisons ELU

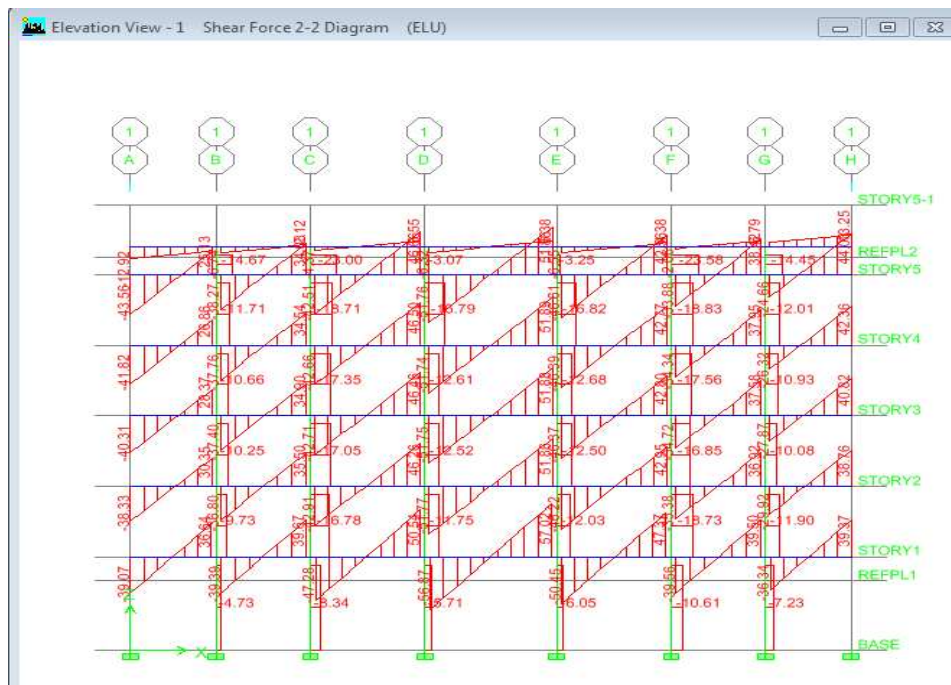


Figure VI.2: Diagramme des efforts tranchants du portique 1-1
Combinaisons ELU



Figure VI.3: Diagramme des efforts normale du portique 1-1
Combinaisons ELU

VI.2) Recommandation du RPA 2003 :

a) Les armatures longitudinales :

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

-Le pourcentage minimale : 0,80 % de la section transversale de béton (Zone IIa).

Poteaux (35x40) → $A_{min}=0.008 \times (35 \times 40) = 11.2 \text{ cm}^2$

Poteaux (30x35) → $A_{min}=0.008 \times (30 \times 35) = 8.4 \text{ cm}^2$

-Le pourcentage maximal en zone courante sera de : 4 % (zone IIa)

Poteaux (35x40) → $A_{max}=0.04 \times (35 \times 40) = 56 \text{ cm}^2$

Poteaux (30x35) → $A_{max}=0.04 \times (30 \times 35) = 42 \text{ cm}^2$

-Le pourcentage maximal en zone de recouvrement sera de : 6 % (zone IIa)

Poteaux (35x40) → $A_{max}=0.06 \times (35 \times 40) = 84 \text{ cm}^2$

Poteaux (30x35) → $A_{max}=0.06 \times (30 \times 35) = 63 \text{ cm}^2$

-Le diamètre minimal des aciers est de $\Phi 12$

-La longueur de recouvrement minimal $L_R = 40\Phi$ (zone IIa)

-La distance entre les barres longitudinales dans une face du poteau ne doit pas dépasser :

$L = 25 \text{ cm}$ (zone IIa).

-Les jonctions par recouvrements doivent être faite si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critique).

b) Les armatures transversales :

-Les armatures transversales des sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a V_u}{h_t f_e} \quad (\text{R.P.A. Version 2003, Art.7.4.2.2})$$

V_u : effort tranchant de calcul.

h_t : hauteur totale de la section brute.

f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_a : coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant .

$$\rho_a = \begin{cases} 2.5 & \rightarrow \lambda_g \geq 5 \\ 3.75 & \rightarrow \lambda_g < 5 \end{cases}$$

λ_g : L'élancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \frac{I_f}{a} \quad \text{ou} \quad \lambda_g = \frac{I_f}{b}$$

I_f : La longueur de flambement des poteaux.

S_t : espacement des armatures transversales.

a, b : dimensions de la section droite du poteau.

Espacement

$S_t \leq \text{Min} (10\Phi_l^{\text{min}} ; 15\text{cm}) \quad \rightarrow \text{en zone nodale}$

$S'_t \leq 15\Phi_l \quad \rightarrow \text{en zone courante}$

Φ : est le diamètre des armatures longitudinales du poteau.

-La quantité minimales d'armatures transversales

$$\lambda_g \geq 5 \rightarrow A_{\text{min}} = 0.3 \%$$

$$\lambda_g \leq 3 \rightarrow A_{\text{min}} = 0.8 \%$$

$$3 < \lambda_g < 5 \rightarrow \text{Interpolation entre les valeurs limites du poteau.}$$

-Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants ($\Phi > 12\text{mm}$) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

-Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10\Phi_{\text{min}}$

VI.3. Calcul du ferrailage :**VI.3.1. Etapes de calcul en flexion composée :**

On dit qu'une section est soumise à une flexion composée lorsque cette section subit simultanément l'action d'un moment de flexion et un effort de compression ou de traction.

✓ Le système constitué d'un moment et d'un effort normal peut être remplacé par un effort normal appliqué au centre de pression « C » qui est distant du centre de

gravité de la section de $e = \frac{M}{N}$.

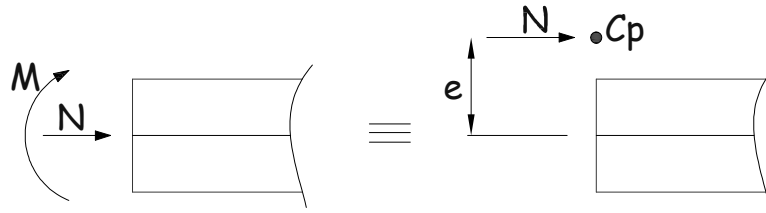


Figure VI.4. Section en flexion composée.

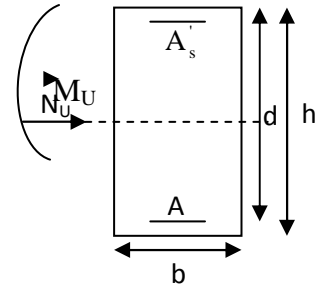
✓ Lorsque N est un effort de compression, il est nécessaire de vérifier l'état limite de stabilité de forme.

A) . Armatures longitudinales :

➤ Etape de calcul :

- Si $e = \frac{M_u}{N_u} > \frac{h}{2} - c$ Alors la section est partiellement comprimée

- Si $e = \frac{M_u}{N_u} < \frac{h}{2} - c$ il faut vérifier en plus l'inégalité suivante :



$$N_u(d - c) - M_f \leq (0.337 - 0.81 \frac{c}{h})bh^2f_{bc} \rightarrow (A)$$

Avec : $M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c \right) \rightarrow$ Moment fictif

► Si l'inégalité est vérifiée, alors la section est partiellement comprimée, et le calcul se fait comme suit :

$$\mu_b = \frac{M_f}{bd^2f_{bc}}$$

Si $\mu_b < \mu_r$ la section est simplement armée

Si $\mu_b > \mu_r$ la section est doublement armée donc il faut calculer A_1 et A_1'

On calcule : $M_r = \mu_r bd^2f_{bu}$

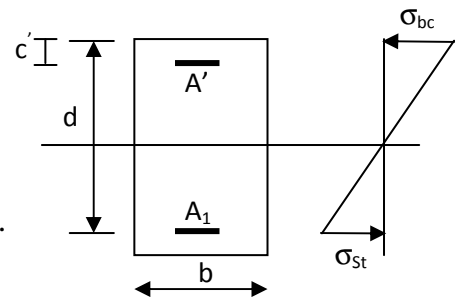
$$\Delta M = M_f - M_r$$

Avec M_r : moment ultime pour une section simplement armée.

$$A_1 = \frac{M_r}{\beta_r d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$$

$$A_1' = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s} \quad \text{avec : } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

La section réelle d'armature est $A_s' = A_1'$, $A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s}$.



► Si l'inégalité (A) n'est pas vérifiée, donc la section est entièrement comprimée ; il faut donc vérifier l'inégalité suivante :

$$N_u(d - c) - M_f > (0.5h - c)b \cdot h \cdot f_{bc} \rightarrow (B)$$

► Si l'inégalité (B) est vérifiée ; donc la section à besoin d'armatures comprimées.

$$A_{sup} = \frac{M_f - (d - 0.5h)b \cdot h \cdot f_{bc}}{\sigma_s(d - c)}$$

$$A_{inf} = \frac{N_u - \Psi \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{\sigma_s} - A_{sup}$$

► Si l'inégalité (B) n'est pas vérifiée, la section n'a pas besoin d'armatures comprimées.

$$A'_s = \frac{N_u - \Psi \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{\sigma_s} \quad \text{et} \quad \Psi = \frac{0.357 + \frac{N_u(d - c') - M}{b \cdot h^2 \cdot f_{bc}}}{0.857 - \frac{c'}{h}} \quad \text{et} \quad F_{bc} = \frac{0.85f_{c28}}{\theta\gamma_b}$$

$\gamma_b = 1.5$ En situation durable

$\gamma_b = 1.15$ En situation accidentelle

N_u : effort de compression

VI.2 Ferrailage des poteaux sous M_2 :

NIV	N(KN)	M (KN.m)	Sect (cm ²)	observation	A' _s (cm ²)	A _s (cm ²)	A _{min} (cm ²) (RPA)	Choix barre	A _{adop}
E sol	-1008.5	10.133	35x40	SEC	00	00	11.2	8HA14	12.24
	69.27	5.284		SET	0.39	1.34			
	-915.35	34.917		SPC	00	00			
RDC ,1, 2,3,4	-806.97	2.007	30x35	SEC	00	00	8.4	4HA12+4HA14	10.68
	47.29	1.82		SET	0.39	0.79			
	-319.67	34.904		SEC	00	00			

VI.3 Ferrailage des poteaux sous M_3 :

NIV	N(KN)	M(KN.m)	Sect (cm ²)	observation	A' _s (cm ²)	A _s (cm ²)	A _{min} (cm ²) (RPA)	Choix barre	A _{adop}
E sol	-1008.5	9.615	35x40	SEC	00	00	11.2	8HA14	12.24
	69.27	17.679		SPT	00	0.237			
	-287.97	36.308		SPC	00	00			
RDC ,1, 2,3,4	-806.97	21.192	30x35	SEC	00	00	8.4	4HA12+4HA14	10.68
	47.29	1.522		SPT	0.43	0.76			
	44.88	64.205		SET	0	6.04			

VI. 4 Vérifications à l'ELS :

- **Condition de non fragilité : (Art A.4.2,1/BAEL 91 Modifiée 99) :**

$$A_{\min} = 0.23 b d x f_{t28} / f_e$$

Avec :

A_{\min} : Section minimale d'aciers tendus ;

f_{t28} : Résistance du béton à la traction à l'âge de 28 jours ;

f_e : Contrainte limite élastique des aciers ;

d : Hauteur utile ;

b : Largeur de la section de béton.

Les vérifications seront résumées dans le tableaux ci-dessous

- **Vérification des contraintes a l'ELS :**
-Contrainte dans le béton :

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

On a deux cas à vérifiées, en flexion composée et à l'ELS :

- Si $\frac{M_s}{N_s} < \frac{h}{6}$ → est entièrement comprimée.

- La section homogène est :

$$S = b \cdot h + \eta (A_s + A'_s)$$

$$V_1 = \frac{1}{B_0} \left[\frac{b \cdot h^2}{2} + 15 (A_s \cdot c' + A'_s \cdot d) \right] \rightarrow V_2 = h - V_1$$

- Le moment d'inertie de la section total homogène :

$$I = \frac{b}{3} \cdot (V_1^3 + V_2^3) + 15 [A_s (V_1 - c)^2 + A'_s (V_2 - c)^2]$$

$$\sigma_{b1} = \left(\frac{N_s}{B_0} + \frac{M_s^{v1}}{I_G} \right) \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{b2} = \left(\frac{N_s}{B_0} + \frac{M_s^{v2}}{I_G} \right) \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Puisque $\sigma_{b1} > \sigma_{b2}$ donc il suffit de vérifier que $\sigma_{b1} < \bar{\sigma}_b$

N_s : Effort de compression à l'ELS

M_s : Moment fléchissant à l'ELS

B_0 : Section homogénéisée.

$$B_0 = b \cdot h + 15 A_s$$

- $\frac{M_s}{N_s} < \frac{h}{6} \rightarrow$ Est partiellement comprimée.

Pour calculer la contrainte du béton on détermine la position de l'axe neutre :

$$y_1 = y_2 + l_c$$

y_1 : La distance entre l'axe neutre à l'ELS et la fibre la plus comprimé.

y_2 : La distance entre l'axe neutre à l'ELS et le centre de pression Cp.

l_c : La distance entre le centre de pression Cp et la fibre la plus comprimée.

y_2 est obtenu avec la résolution de l'équation suivante : $y_2^3 + p \cdot y_2 + q = 0$

$$\text{Avec : } l_c = \frac{h}{2} - e_s$$

$$p = -3 \times l_c^2 - 6 \times n \cdot \bar{A}_u \cdot \frac{l_c - c'}{b} + 6 \times n \cdot A_u \cdot \frac{d - l_c}{b}$$

$$q = -2 \times l_c^3 - 6 \times n \cdot \bar{A}_u \cdot \frac{(l_c - c')^2}{b} - 6 \times n \cdot A_u \cdot \frac{(d - l_c)^2}{b}$$

Pour la résolution de l'équation, on calcul Δ : $\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}$

Si $\Delta \geq 0$: $t = 0.5 \cdot (\sqrt{\Delta} - q)$; $u = \sqrt[3]{t}$; $y_2 = u - \frac{p}{3 \cdot u}$

Si $\Delta < 0 \Rightarrow$ L'équation admet trois racines :

$$y_2^1 = a \cdot \cos\left(\frac{\alpha}{3}\right) \quad ; \quad y_2^2 = a \cdot \cos\left(\frac{\alpha}{3} + \frac{2\pi}{3}\right) \quad ; \quad y_2^3 = a \cdot \cos\left(\frac{\alpha}{3} + \frac{4\pi}{3}\right)$$

$$\text{Avec : } \alpha = \arccos\left(\frac{3 \cdot q}{2 \cdot p} \times \sqrt{\frac{-3}{p}}\right) \quad ; \quad a = 2 \cdot \sqrt{\frac{-p}{3}}$$

On tiendra pour y_2 la valeur positive ayant un sens physique tel que :

$$0 < y_1 = y_2 + l_c < h$$

$$\text{Donc : } y_1 = y_2 + l_c$$

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15 \times [A_s \cdot (d - y_1)^2 + A'_s \cdot (y_1 - d')^2]$$

Finalement la contrainte de compression dans le béton est : $\sigma_{bc} = \frac{y_2 \times N_s}{I} \cdot y_1 \leq \bar{\sigma}_{bc}$

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivant :

- Sens transversale des poteaux M_2 :

NIV	N_s (KN)	M_s (KN.m)	bxh	Obs	A_{min}	σ_b (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	Obs
Esol	$N_{max} = 901.69$	$M_{cor} = 2.294$	35x40	SPC	1.52	4.81	15	CV
	$N_{min} = 69$	$M_{cor} = 5.307$		SPC	1.52	0		
	$N_{cor} = 624.91$	$M_{max} = 32.06$		SPC	1.52	5.11		
RDC, 1,2,3,4	$N_{max} = 688.57$	$M_{cor} = 6.052$	30x35	SPC	1.12	3.95	15	CV
	$N_{min} = 47.67$	$M_{cor} = 5.686$		SPC	1.12	0		
	$N_{cor} = 316.32$	$M_{max} = 34.81$		SPC	1.12	3.85		

- Sens longitudinal des poteaux M_3 :

NIV	N_s (KN)	M_s (KN.m)	bxh	Obs	A_{min}	σ_b (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	Obs
Esol	$N_{max} = 901.69$	$M_{cor} = 16.464$	35x40	SPC	1.52	4.76	15	CV
	$N_{min} = 69$	$M_{cor} = 17.646$		SPC	1.52	1.22		
	$N_{cor} = 288.89$	$M_{max} = 36.545$		SPC	1.52	3.05		
RDC, 1,2,3,4	$N_{max} = 688.57$	$M_{cor} = 10.125$	30x35	SPC	1.12	4.24	15	CV
	$N_{min} = 47.67$	$M_{cor} = 27.638$		SPC	1.12	1.32		
	$N_{cor} = 45.22$	$M_{max} = 64.302$		SPC	1.12	13.5		

- Longueurs d'ancrage (B.A.E.L.91 Article : A.6.1.221)

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

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28}$$

$\psi_s = 1.5$ Pour les aciers à haute adhérence.

$$\text{Pour les HA 12 : } \ell_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}} = \frac{1.2 \times 40000}{4(0.6 \times 1.5^2 \times 210)} = 42.32 \text{ cm}^2$$

$$\text{Pour les HA 14 : } \ell_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}} = \frac{1.4 \times 40000}{4(0.6 \times 1.5^2 \times 210)} = 49.38 \text{ cm}^2$$

Selon le RPA : la longueur minimale de recouvrement est : $L = 40 \times \phi$

Pour les HA12: $L = 40 \times \phi = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm}$

Pour les HA14 : $L = 40 \times \phi = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm}$

- Vérification au cisaillement : (RPA Art 7-4-3-2)

$$\tau_{bu} = V_u / dx b \leq \bar{\tau}_{ub} = \rho_d f_{c28}$$

Avec $\rho_d = 0.075$ si $\lambda \geq 5$

$\rho_d = 0.04$ si $\lambda < 5$

Tableau VI 4: Vérification des efforts tranchants dans les poteaux.

NIV	V_u	b(cm)	d(cm)	λ_g	ρ_d	τ_{bu}	$\bar{\tau}_{bu}$	vérifier
Entre sol	18.04	35	34	7.14	0.04	0.151	1.87	ok
RDC.1.2.3.4.	93.63	30	34	6.12	0.04	0.907	1.87	ok

b) . Calcul des armatures transversales :

Les armatures transversales sont disposées dans le plan perpendiculaire à l'axe longitudinal de la pièce ; elles ont un rôle principal qui est le maintien des armatures longitudinales en évitant ainsi leur flambement. La quantité d'armatures transversales minimales est donnée selon le RPA99 égale à

$$A_t = \rho \times V_u \times S_t / h_t \times f_e$$

ρ : coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant :

$$\rho = 2.5 \text{ si l'élanement géométrique } \lambda_g \geq 5$$

$$\rho = 3.75 \text{ si l'élanement géométrique } \lambda_g < 5$$

L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

- En zone nodale : $t \leq \min(10\phi ; 15 \text{ cm}) = (10 \times 1.2 ; 15 \text{ cm}) \Rightarrow t = 12 \text{ cm}$.
- En zone courante : $t \leq 15\phi = 15 \times 1.2 = 18 \text{ cm}$

$S_t = 10 \text{ cm}$ en zone nodale

$S_t = 15 \text{ cm}$ en zone courante

Calcul d'élanement géométrique : (Déjà calculer voir chapitre 2)

$$\lambda_g = I_f / I \quad (\text{BAEL 91 Art: B8.4.1})$$

Poteau (40x35)

1) **V2:** Effort tranchant $V_2 = 18.04 \text{ KN}$

$$\lambda_g = 7.15 \longrightarrow \lambda_g \geq 5 \rightarrow \rho = 2.5$$

-En zone nodale : $S_t = 10 \text{ cm}$

$$A_t = \rho \times V_u \times S_t / h_t \times f_e$$

$$A_t = 2.5 \times 18.04 \times 10^3 \times 100 / 400 \times 400 = 33.82 \text{ mm}^2$$

-En zone courante : $S_t = 15 \text{ cm}$

$$A_t = \rho \times V_u \times S_t / h_t \times f_e$$

$$A_t = 2.5 \times 18.04 \times 10^3 \times 150 / 400 \times 400 = 50.73 \text{ mm}^2$$

2) **V3:** L'effort tranchant $V_3 = 15.47 \text{ KN}$

$$\lambda_g = 7.15 \longrightarrow \lambda_g \geq 5 \rightarrow \rho = 2.5$$

-En zone nodale : $S_t = 10 \text{ cm}$

$$A_t = \rho \times V_u \times S_t / h_t \times f_e$$

$$A_t = 2.5 \times 15.73 \times 10^3 \times 100 / 400 \times 400 = 29.49 \text{ mm}^2$$

-En zone courante : $S_t = 15 \text{ cm}$

$$A_t = \rho \times V_u \times S_t / h_t \times f_e$$

$$A_t = 2.5 \times 15.73 \times 10^3 \times 150 / 400 \times 400 = 44.24 \text{ mm}^2$$

Poteau (30x35)

1) V2: Effort tranchant V2 =93.63 KN

$$\lambda g = 7.15 \longrightarrow \lambda g \geq 5 \rightarrow \rho = 2.5$$

-En zone nodale : St=10 cm

$$A_t = \rho \times V_u \times S_t / h_t \times f_e$$

$$A_t = 2.5 \times 93.63 \times 10^3 \times 100 / 400 \times 400 = 175.55 \text{ mm}^2$$

-En zone courant : St=15 cm

$$A_t = \rho \times V_u \times S_t / h_t \times f_e$$

$$A_t = 2.5 \times 93.63 \times 10^3 \times 150 / 400 \times 400 = 163.34 \text{ mm}^2$$

2) V3: L'effort tranchant V3 =58.27 KN

$$\lambda g \longrightarrow \lambda g \geq 5 \rightarrow \rho = 2.5$$

-En zone nodale : St=10 cm

$$A_t = \rho \times V_u \times S_t / h_t \times f_e$$

$$A_t = 2.5 \times 58.27 \times 10^3 \times 100 / 400 \times 400 = 109.25 \text{ mm}^2$$

En zone courante : St=15 cm

$$A_t = \rho \times V_u \times S_t / h_t \times f_e$$

$$A_t = 2.5 \times 58.27 \times 10^3 \times 150 / 400 \times 400 = 163.88 \text{ mm}^2$$

-Diamètre : D'après le (BAEL 91), le diamètre des armatures transversales est au moins égal à la valeur normalisée la plus proche du tiers du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent

$$\phi_t = \frac{\phi_l}{3} = \frac{14}{3} = 4.66 \text{ mm} \quad \text{soit } \phi_t = 8 \text{ mm}$$

On adopte : $A_t = 2.01 \text{ cm}^2 = 4 \text{ HA8}$

-Longueurs de recouvrement : $L_r = 40 \phi_t = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm}$

➤ **Recommandations de l'RPA 99 révisé 2003 /Art7.4.22 :**

-En zone nodale :

$$S_t \leq (10 \phi_L^{\min}, 15 \text{ cm}) = \min(10 \times 1.2, 15 \text{ cm}) = 12 \text{ cm.}$$

-En zone courante :

$$S_t \leq \min(15 \phi_L^{\min}) = 18 \text{ cm.}$$

L'écartement (S_t) des armatures transversales sera égal à :

En zone nodale S_t=10cm.

En zone courante S_t=15cm.

➤ **Vérification de la quantité d'armatures transversales**

Poteau(35x40)

En zone nodale : $A_{\min} = 0.003 \cdot b \cdot S_t = 0.003 \times 40 \times 10 = 1.2 \text{ cm}^2$

En zone courante : $A_{\min} = 0.003 \cdot b \cdot S_t = 0.003 \times 40 \times 15 = 1.8 \text{ cm}^2$

$$\begin{cases} A_{\min} = 1.2 \text{ cm}^2 \\ A_{\min} = 1.8 \text{ cm}^2 \end{cases} \longrightarrow A_{\min} = 1.8 \text{ cm}^2 \leq A_t = 2.01 \text{ cm}^2$$

Danc pour les poteaux (35x40) la section des armatures transversales sera **4HA8=2.01cm²**

Poteau (30x35)

En zone nodale : $A_{\min} = 0.003 \cdot b \cdot S_t = 0.003 \times 35 \times 10 = 1.05 \text{ cm}^2$

En zone courante : $A_{\min} = 0.003 \cdot b \cdot S_t = 0.003 \times 35 \times 15 = 1.57 \text{ cm}^2$

$$\begin{cases} A_{\min} = 1.05 \text{ cm}^2 \\ A_{\min} = 1.57 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

conclusion

zone	niveau	section	Armatures longitudinales	Armatures transversales
I	Esol	35x40	8HA14	At nodale=4HA8 At courante=4HA8
II	RDC ,1,2,3,4	30x35	4HA12+4HA14	At nodale=4HA8 At courante=4HA8

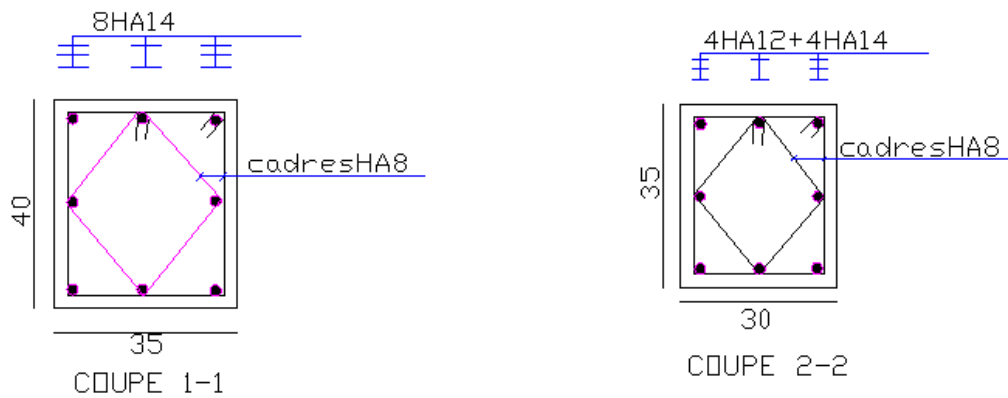


Fig.VI.4 : le ferrailage des poteaux

VI- B) ferrailade des poutres

VI 1. Introduction :

Les poutres sont ferrillées en flexion simple en tenant compte des combinaisons suivantes :

Selon le BAEL91 $\begin{cases} 1.35 G + 1.5 Q \\ G+Q \end{cases}$

Selon le RPA Version 2003 $\begin{cases} G+Q+E \\ 0.8G+E \end{cases}$

VI2. Recommandation du RPA99 version 2003:

a) Armatures longitudinales :

✓ Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur tout la longueur de la poutre est de : **0.5 % en tout section.**

Poutres principales : $A_{min} = 0.005 \times 25 \times 35 = 4,375 \text{ cm}^2$

Poutres secondaires : $A_{min} = 0.005 \times 25 \times 35 = 4.375 \text{ cm}^2$

✓ Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est

En zone courante : 4 %

En zone de recouvrement : 6 %

⇒ En zone courante :

Poutres principales : $A_{max} = 0.04 \times 25 \times 35 = 35 \text{ cm}^2$

Poutre secondaire : $A_{max} = 0.04 \times 25 \times 35 = 35 \text{ cm}^2$

⇒ En zone de recouvrement :

Poutre principale : $A_{max} = 0.06 \times 25 \times 35 = 52.5 \text{ cm}^2$

Poutre secondaire : $A_{max} = 0.06 \times 25 \times 35 = 52.5 \text{ cm}^2$

✓ La longueur de recouvrement est de : **40Φ (zone II a)**

✓ L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et l'angle doit être effectuées avec des crochets à 90°.

✓ On doit avoir un espacement maximum de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœud.

b) Armatures transversales :

✓ La quantité d'armatures transversales minimales est données par :

$A_{min} = 0.003 \cdot S_r \cdot b$

✓ L'espacement maximal entre les armatures transversales est donné comme suit :

zone nodale → $S_r = \min\left(\frac{h}{2}, 12\Phi_l\right)$

Zone courante → $S_r \leq \frac{h}{2}$

Φ_l : Le plus petit diamètre utilisé des armatures longitudinales, et dans le cas d'une section en travée avec des armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

✓ Le premier cadre doit être disposé à **5cm** au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement

A) Etapes de calcul des armatures longitudinales :

Dans le cas d'une flexion simple, on a les étapes de calcul suivant :

$$\mu_b = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$

Si $\mu_b < \mu \Rightarrow$ **Section simplement armée**

Si $\mu_b > \mu \Rightarrow$ **Section doublement armée**

- **Section sans armatures comprimées ($A'_s = 0$) (simplement armée)**

$$\mu_b < \mu = 0.186 \quad \Rightarrow \quad A_s = \frac{M_u}{0.93 \cdot d \cdot \sigma_s}$$

- **Section avec armatures comprimées ($A'_s \neq 0$) (doublement armée)**

$$\mu_b > \mu_1 = 0.392$$

Dans ce cas nous allons procéder au calcul de M_1 :

$$M_1 = \mu_1 b d^2 f_{bu} \quad \text{et} \quad \Delta M = M_u + M_1$$

Avec M_u : moment sollicitant

M_1 : moment limite pour qu'une section soit simplement armée

La section d'acier nécessaire sera donnée par la formule :

$$\text{Armatures tendues :} \quad A_s = \frac{M_1}{\beta_{lr} d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$$

$$\text{Armatures comprimées :} \quad A'_s = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$$

❖ **Vérification à l'ELS :**

Etat limite de compression du béton :

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

$$\sigma_b = K \cdot \sigma_s \quad \Rightarrow \quad \sigma_s = \frac{M_{ser}}{\beta \cdot d \cdot A} \quad \Rightarrow \quad \rho_1 = \frac{100 \cdot A_{adp}}{b \cdot d} \quad \Rightarrow \quad \beta \text{ et } K$$

Etat limite d'ouvertures des fissures :

La fissuration étant peu nuisible, alors aucune vérification n'est nécessaire.

Etat limite de déformation du béton :

Il n'est nécessaire de vérifier la flèche, si les trois conditions sont satisfaites

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \cdot M_0}$$

$$\frac{A_s}{b \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_c}$$

Avec L : portée de la travée entre nus d'appuis

M_t : Moment fléchissant maximal en travée

M_0 : Moment statique

A : Section d'armatures tendues.

Ferraillage des poutres principales(25x35)

Tableau VI B 1 : Ferraillage des poutres principales.

	$M_u(KN)$	$A_t(cm^2)$	A_{min}	$A_{adoptée}$	ferraillage
travée	42.048	3.96	4.375	4.62	3HA14(filante)
appuis	-83.791	8.55	4.375	9.24	3HA14(filante)+3HA14(chapeaux)

Ferraillage des poutres secondaire(25x35)

Tableau VI B 2 : Ferraillage des poutres secondaire.

	$M_u(KN)$	$A_{sc}(cm^2)$	A_{min}	$A_{adoptée}$	ferraillage
travée	22.627	2.07	4.375	3.39	3HA12(filante)
appuis	-58.531	5.68	4.375	6.78	3HA12(filante)+3HA12(chapeaux)

Ferraillage des poutres palier(25x35)

Tableau VI B 3 : Ferraillage des poutres palier.

	$M_u(KN)$	$A_{sc}(cm^2)$	A_{min}	$A_{adoptée}$	ferraillage
travée	37.768	3.54	4.375	4.62	3HA14(filante)
appuis	-55.722	5.38	4.375	6.88	3HA14(filante)+2HA12(chapeaux)

Ferraillage des poutres chinage (25x35)

Tableau VI B 4 : Ferraillage des poutres chinage.

	$M_u(KN)$	$A_{sc}(cm^2)$	A_{min}	$A_{adoptée}$	ferraillage
travée	6.541	0.541	4.375	3.39	3HA12
appuis	-5.028	0.45	4.375	3.39	3HA12

Ferraillage des fermes(25x35)

Tableau VI B 4 : Ferraillage des fermes

	$M_u(KN)$	$A_{sc}(cm^2)$	A_{min}	$A_{adoptée}$	ferraillage
travée	10.763	0.97	4.375	3.39	3HA12
appuis	-15.53	1.4	4.375	3.39	3HA12

VI 3. Vérification du BAEL 91 :**• Vérification de la condition de non fragilité (BAEL 91 Art 4.2.1) :**

$$A_s \geq A_{\min} .$$

$$A_{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 25 \times 32 \times \frac{2.1}{400} = 0.966 \text{cm}^2 . .$$

$$A_s \geq A_{\min} \Rightarrow \text{condition vérifiée} .$$

• Vérification de l'adhérence (Art. A.6.1.2.1, BAEL 99):

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28}$$

$$\text{Avec : } \tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0.9d \sum U_i}$$

$\sum U_i$: Périmètres de la section droite des barres ;

1) Sens principale : $V_{u \max} = 109.39 \text{KN}$

$$\sum U_i = 3\pi\Phi = 3 \times 3.14 \times 1.4 + 3 \times 3.14 \times 1.4 = 26.37 \text{cm}$$

$$\tau_{se}^{\max} = \frac{109.39 \times 1000}{0.9 \times 32 \times 26.37} = 1.44 \text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{MPa} > 1.44 \text{MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

2) Sens secondaire : $V_{u \max} = 95.99 \text{KN}$

$$\sum U_i = 6 \times 3.14 \times 1.2 = 22.608 \text{cm}$$

$$\tau_{se}^{\max} = \frac{95.99 \times 1000}{0.9 \times 32 \times 22.608} = 1.474 \text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{MPa} > 1.474 \text{MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

3) Pour les poutres palier : $V_{u \max} = 78.46 \text{KN}$

$$\sum U_i = 5 \times 3.14 \times 1.2 = 18.84 \text{cm}$$

$$\tau_{se}^{\max} = \frac{78.46 \times 1000}{0.9 \times 32 \times 18.46} = 1.47 \text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{MPa} > 1.4 \text{MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

4) Pour les poutres chaînage : $V_{u \max} = 7.65 \text{KN}$

$$\sum U_i = 3 \times 3.14 \times 1.2 = 11.30 \text{cm}$$

$$\tau_{se}^{\max} = \frac{7.65 \times 1000}{0.9 \times 32 \times 11.30} = 0.23 \text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{MPa} > 0.23 \text{MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

• **Vérification de la contrainte tangentielle :(BAEL99.art A.5.1)**

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}, 5\text{MPa}\right) = 3.33\text{MPa}$$

1)Sens principale :

$$V_u = T_{\text{Max}} = 109.39\text{KN.}$$

$$\text{Alors } \tau_u = \frac{109.39 \times 1000}{25 \times 32} = 1.36\text{MPa} < 3.33\text{MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

2)Sens secondaire :

$$V_u = T_{\text{max}} = 95.99\text{KN.}$$

$$\text{Alors } \tau_u = \frac{95.99 \times 1000}{25 \times 32} = 1.19\text{MPa} < 3.33\text{MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

3)Pour les poutre palier :

$$V_u = T_{\text{max}} = 78.46\text{KN.}$$

$$\text{Alors } \tau_u = \frac{78.46 \times 1000}{25 \times 32} = 0.98\text{MPa} < 3.33\text{MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

4)Pour les poutres de chinage :

$$V_u = T_{\text{max}} = 7.65\text{KN.}$$

$$\text{Alors } \tau_u = \frac{7.65 \times 1000}{25 \times 32} = 0.09\text{MPa} < 3.33\text{MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

• **Influence de l'effort tranchant aux appuis (BAEL99.art A.5.1.32) :**

➤ **Influence sur le béton :**

Il faut vérifier que

$$V_u \leq 0.4 \times 0.9 \times d \times b \frac{f_{c28}}{\gamma_b} .$$

Sens principale :

$$V_u \leq 0.4 \times 0.9 \times 0.25 \times 0.32 \times 25 \times 1000 / 1.5 = 480\text{KN.}$$

$$V_u = 109.39 \leq 480\text{KN} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Sens secondaire :

$$V_u \leq 0.4 \times 0.9 \times 0.25 \times 0.32 \times 25 \times 1000 / 1.5 = 480\text{KN.}$$

$$V_u = 95.99 \leq 480\text{KN} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Poutre palier :

$$V_u \leq 0.4 \times 0.9 \times 0.25 \times 0.32 \times 25 \times 1000 / 1.5 = 480\text{KN.}$$

$$V_u = 78.46 \leq 480\text{KN} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Sens de chinage :

$$V_u \leq 0.4 \times 0.9 \times 0.25 \times 0.32 \times 25 \times 1000 / 1.5 = 480\text{KN.}$$

$$V_u = 7.65 \leq 480\text{KN} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- **Ancrage des aciers**

Sur une longueur d'ancrage, la contrainte d'adhérence admissible est supposée constante et égale à sa valeur fixée à :

$$\tau_{su} = 0.6 \Psi_s^2 f_{c28} = 2.835 \text{MPa}$$

- ✓ **Calcul de la longueur de scellement au droit des barres**

$$L_s = \Phi \times f_e / 4 \tau_{su}$$

Pour les T10 : $l_s = 35.27 \text{cm}$

Pour les T12 : $l_s = 42.32 \text{cm}$

Pour les T14 : $l_s = 49.38 \text{cm}$

Les règles du (BAEL99 Art A.6.1) admettent que l'encrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochétés au moins égales à : **0.4 l_s** , pour **les aciers HA**.

Pour les T10 : $l = 14.10 \text{cm}$

Pour les T12 : $l = 16.92 \text{cm}$

Pour les T14 : $l = 19.75 \text{cm}$

B) les armatures transversales

- **Diamètre des armatures transversales :**

$$\Phi \leq \min \left(\frac{h}{35}, \Phi_{\min}, \frac{b}{10} \right)$$

Φ_{\min} : le petit diamètre des armatures longitudinales

- Sens principale :**

$$\Phi \leq \min(10 \cdot 14 \cdot 25) = 8 \text{mm}$$

- Sens secondaire :**

$$\Phi \leq \min(10 \cdot 12 \cdot 25) = 8 \text{mm}$$

- sens des poutres palier**

$$\Phi \leq \min(10 \cdot 12 \cdot 25) = 10 \text{mm}$$

- sens des poutres de chinage**

$$\Phi \leq \min(10 \cdot 12 \cdot 25) = 8 \text{mm}$$

On adopte pour les cas un diamètre de **8mm**

On choisira un cadre + un étrier soit **At=4HA8=2.01cm²**.

➤ **Espacement d'armatures :**

1) Sens principale :

- **Zone nodale (appui)**

$$S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}, 12\Phi, 30 \text{ cm} \right)$$

$$S_t \leq \min (8,75 \cdot 16,8 \cdot 30 \text{ cm}) = 8,75 \text{ cm}$$

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

- **Zone courante : (travée)**

$$S_t \leq h/2$$

$$S_t \leq 17,5 \longrightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

2) Sens secondaire :

- **Zone nodale (appui)**

$$S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}, 12\Phi, 30 \text{ cm} \right)$$

$$S_t \leq \min (8,75 \cdot 14,4 \cdot 30 \text{ cm}) = 8,75 \text{ cm}$$

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

- **Zone courante : (travée)**

$$S_t \leq h/2$$

$$S_t \leq 17,5 \longrightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

3) Pour les poutre palier :

- **Zone nodale (appui)**

$$S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}, 12\Phi, 30 \text{ cm} \right)$$

$$S_t \leq \min (8,75 \cdot 14,4 \cdot 30 \text{ cm}) = 8,75 \text{ cm}$$

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

- **Zone courante : (travée)**

$$S_t \leq h/2$$

$$S_t \leq 17,5 \longrightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

4) Sens pour la poutre de chinage :

- **Zone nodale (appui)**

$$S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}, 12\Phi, 30 \text{ cm} \right)$$

$$S_t \leq \min (8,75 \cdot 14,4 \cdot 30 \text{ cm}) = 8,75 \text{ cm}$$

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

- **Zone courante : (travée)**

$$S_t \leq h/2$$

$$S_t \leq 17,5 \longrightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

➤ Armatures transversale minimales :

$$A_{min} = 0.003 \times S_t \times b$$

$$A_{min} = 0.003 \times 8 \times 25 = 0.6 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 2.08 \text{ cm}^2 \geq A_{min} = 0.6 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

C) vérification à l'ELS

➤ Etat limite d'ouverture des fissures :

Dans le béton

$$\sigma \leq \sigma = 15 \text{ MPA}$$

Dans l'acier

La fissuration est peu nuisible dans se n'est pas nécessaire de la vérifier

Les résultats des vérifications à l'ELS sont donnés dans les tableaux suivants :

Sens principale

Tableau VI 5 1 : Vérification du ferraillage des poutres principales à l'ELS

	$M_s(\text{KN})$	$\sigma(\text{MPA})$	$\bar{\sigma}(\text{MPA})$	Vérification
Travée	30.164	5.78	15	Ok
Appuis	-60.108	7.76	15	Ok

Sens secondaire

Tableau VI 5 2 : Vérification du ferraillage des poutres secondaires à l'ELS

	$M_s(\text{KN})$	$\sigma(\text{MPA})$	$\bar{\sigma}(\text{MPA})$	Vérification
Travée	16.394	2.54	15	Ok
appuis	-42.144	6.52	15	Ok

Sens des poutre palier

Tableau VI 5 3 : Vérification du ferraillage des poutres palier à l'ELS

	$M_s(\text{KN})$	$\sigma(\text{MPA})$	$\bar{\sigma}(\text{MPA})$	Vérification
Travée	27.394	5.31	15	Ok
appuis	-40.413	6.93	15	Ok

Sens des poutres de chinage

Tableau VI 5 4 : Vérification du ferraillage des poutres de chinage à l'ELS

	$M_s(\text{KN})$	$\sigma(\text{MPA})$	$\bar{\sigma}(\text{MPA})$	Vérification
Travée	4.78	1.08	15	Ok
appuis	-3.633	0.82	15	Ok

➤ Etat limite de déformation

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

On prend le cas le plus défavorable pour le calcul dans les deux sens

Vérification de la flèche :

On fait le calcul pour la plus grande travée dans les deux sens. **BAEL99 (A.6.5.2)**

Sens des Poutres principales :

$$1) \frac{h}{L_{max}} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{35}{425} = 0.07 > 0.0625 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$2) \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \rightarrow 0.07 > \frac{32.7054}{10 \times 22.638} = 0.274 \quad \text{condition non vérifier}$$

La deuxième vérification n'est pas vérifiée donc on doit calculer la flèche

$$f \leq \bar{f} = \frac{L}{500}$$

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

L : étant la portée libre de la poutre mesurée entre nus d'appuis.

E_v : module de déformation longitudinale du béton.

$$E_{vj} = 3700 \sqrt{f_{c28}} = 10818,865 \text{ MPa}$$

\bar{f} : La flèche admissible ;

I_{fv} : moment d'inertie fictif de la section ;

$$I_{fv} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda \mu}$$

I₀ : moment d'inertie de la section homogénéisé calculé par rapport au centre de gravité de la section

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15 \left[A_s \left(\frac{h}{2} - c' \right)^2 + A'_s \left(\frac{h}{2} - c \right)^2 \right] = \frac{bh^3}{12} + 15 \left[A_s \left(\frac{h}{2} - c \right)^2 \right]$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{5 \rho}$$

$$\mu = \max \left\{ 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}} ; 0 \right\}$$

ρ : le rapport des aciers tendus à celui de la section utile de la nervure

(%d'armatures) $\rho = \frac{A_s}{bd}$

La contrainte dans les aciers tendus : $\sigma_s = \frac{M_s}{\beta \cdot d \cdot A_s}$

Le tableau suivant résume les étapes de calcul et les résultats

Tableau VI 5 5 : Vérification de la flèche dans les poutres .

Poutre	Ms(KN.m)	L(cm)	h(cm)	A(cm ²)	ρ	λ	μ	I ₀ (cm ⁴)	I _{fv} (cm ²)	f (cm)	OBS
Principale	30.164	460	35	4.62	0.577	1.45	0.995	110751.379	121826.517	0.48	Vérifiée
Secondaire	16.394	440	35	6.78	0.848	0.989	0.996	110751.379	121826.517	0.62	Vérifiée
Palier	27.394	420	35	4.52	0.565	1.48	0.995	110751.379	121826.517	0.33	Vérifiée
chinage	4.78	400	35	3.39	0.423	1.985	0.997	110751.379	121826.517	0.01	Vérifiée

Conclusion :

Le ferraillage des poutres est récapitulé dans le tableau suivant :

Tableau VI 5 6 : Récapitulatif de Ferraillage des poutres.

	Armature longitudinales		Armatures transversale	
	En travée	Aux appuis	En travée	Aux appuis
Poutre principale	3HA14	3HA14+3HA14	Cadre+étrierT8	Cadre+étrierT8
Poutre secondaire	3HA12	3HA12+3HA12	Cadre+étrierT8	Cadre+étrierT8
Poutre palier	3HA14	3HA14+2HA12	Cadre+étrierT8	Cadre+étrierT8
Poutre de chinage	3HA12	3HA12	Cadre+étrierT8	Cadre+étrierT8

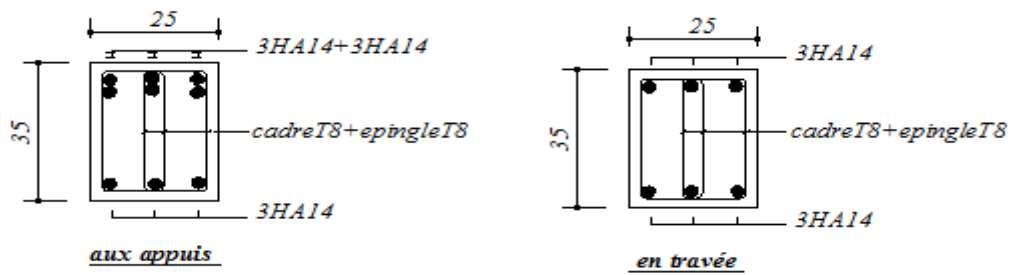


Fig.VI.5 : Le ferraillage de la poutre principale

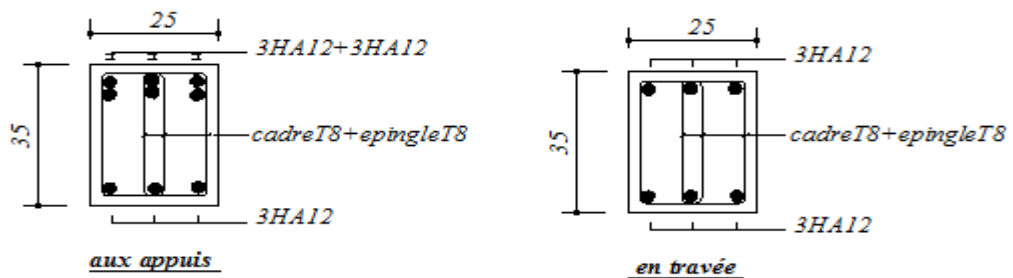


Fig.VI.6 : Le ferraillage de la poutre secondaire

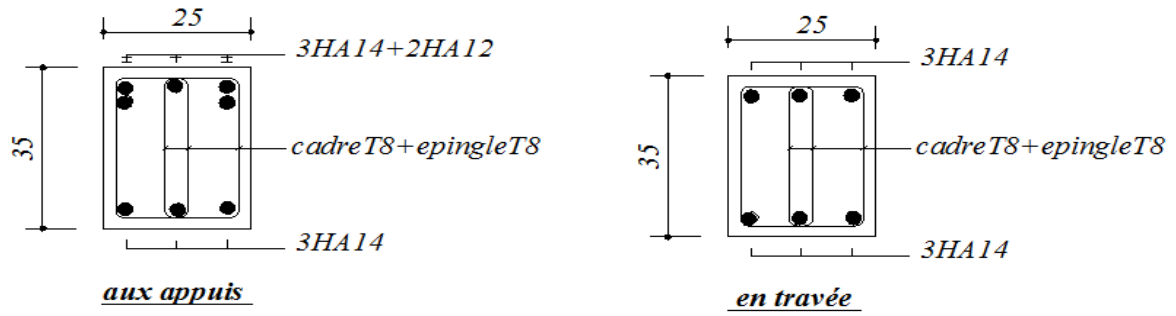


Fig.VI.7 : Le ferraillage de la poutre palier

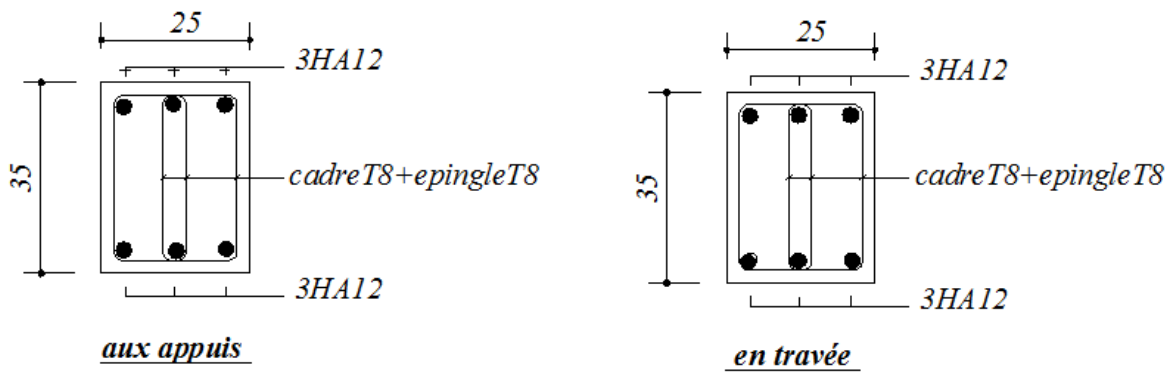


Fig.VI.8 : Le ferraillage de la poutre de chinage et Ferme

1/ introduction :

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et à des forces horizontales. Donc le ferraillage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (**G**) et aux surcharges d'exploitations (**Q**), ainsi sous l'action des sollicitations horizontales dues aux séismes (**E**).

Donc le voile est sollicité par :

- Moment fléchissant et effort tranchant provoqués par l'action du séisme.
- Effort normal dû à la combinaison des charges permanentes, et d'exploitations ainsi que la charge sismique.

Pour faire face à ces sollicitations, on doit prévoir trois types d'armatures :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

Après avoir fait le calcul du ferraillage pour tous les voiles, nous avons constaté qu'il est possible d'adopter le même ferraillage pour un certain nombre de niveaux ; pour cela nous allons ferrailler nos voiles par zones :

- Zone1 : E sol.
- Zone2 : RDC,1,2,3,4.

- Combinaison d'action :

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre sont données ci-dessous :

Selon le BAEL 91 $\left\{ \begin{array}{l} 1.35 G + 1.5 Q \\ G + Q \end{array} \right.$

Selon le RPA version 2003 $\left\{ \begin{array}{l} G + Q + E \\ 0.8 G + E \end{array} \right.$

2 – Ferraillage des voiles :

La méthode utilisée est la méthode de RDM qui se fait pour une bande largeur (d).

- Exposé de la méthode :

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M) en utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M \cdot V}{I}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M \cdot V'}{I}$$

Avec : **B** : section du béton (B=l.e)
I : moment d'inertie du voile

V et V' : bras de levier ; $V = V' = \frac{L_{\text{voile}}}{2}$

Dans ce cas le diagramme des contraintes sera relevé directement du fichier résultat.

Le découpage de diagramme des contraintes en bandes de largeur (d) donnée par :

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3} L_c\right)$$

Avec h_e : hauteur entre nus de planchers du voile considéré

L_c : la longueur de la zone comprimée

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \cdot L$$

$$L_t = L - L_c$$

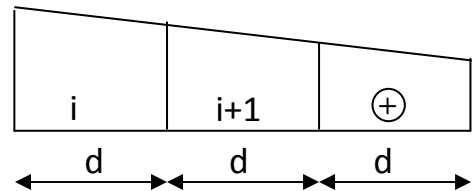
L_t : longueur tendue

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des Diagrammes des contraintes obtenues :

•Section entièrement comprimée :

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d \cdot e$$



-1) Armatures verticales :

$$A_v = \frac{N_i - B \cdot f_{bc}}{\sigma_{s2}}$$

σ_{s2} : contrainte de l'acier à 0.2 % = 348 MPa → combinaison courante

σ_{s2} : contrainte de l'acier à 0.2 % = 400MPa → combinaison accidentelle

f_{bc} : contrainte de calcul dans le béton ($f_{bc}=0.85f_{c28}/\gamma_b$)

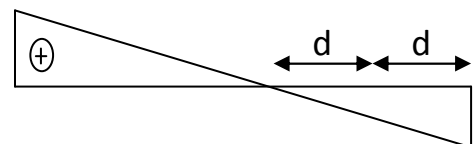
$f_{bc}=14.2\text{MPa}$ → combinaison courante

$f_{bc}=21.25\text{MPa}$ → combinaison accidentelle

•Section partiellement comprimée :

$$N_i = \frac{\sigma + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$



-1) Armatures verticales :

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_{s10}}$$

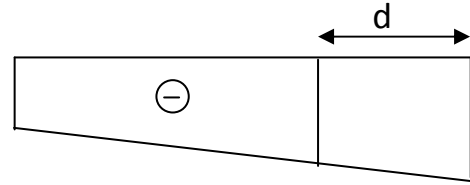
σ_{s10} : contrainte dans les aciers correspondants à un allongement de (10‰)

$\sigma_{s10}=384\text{MPa}$ → combinaison courante

$\sigma_{s10}=400\text{MPa}$ → combinaison accidentelle

• **Section entièrement tendue :**

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$



1) Armatures verticales

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_{s10}}$$

σ_{s10} : contrainte dans les aciers correspondants à un allongement de (10%)

$\sigma_{s10} = 384$ MPA → combinaison courante

$\sigma_{s10} = 400$ MPA → combinaison accidentelle

-2) Armatures minimales :

• **Section entièrement comprimée (Art.A.8.1,2 BAEL91) :**

- $A_{\min} \geq 4 \text{ cm}^2$ Par mètre de parement mesuré perpendiculaire à ces armatures
- $0.2 \% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 0.5 \%$ Avec B : section du béton comprimée

• **Section entièrement tendue :**

- $A_{\min} \geq \max \left(\frac{B \cdot f_{t28}}{f_e}, 0.15\% B \right)$ (BAEL91)

• **Section partiellement comprimée :**

- $A_{\min} \geq \max \left(\frac{0.23 B f_{t28}}{f_e}, 0.005 B \right)$ (BAEL91)

Avec **B** : section du béton tendue

Le pourcentage minimum des armatures verticales de la zone tendue doit rester au moins égale à 0.2 % de la section horizontale du béton tendu.

3) Exigences de RPA99 (version 2003) :

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donnée comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0,15 %
- En zone courantes 0.10 %

4) Armatures horizontales :

- Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10Φ

- **D'après le BEAL 91 :** $A_H = \frac{A_v}{4}$

- **D'après le RPA99 (version 2003) dans la section du vile :** $A_H \geq 0.15 \% \cdot B$

- **dans les zones courantes** $A_H \geq 0.10\% \cdot B$
- Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 0.1 de l'épaisseur du voile.

5) Armatures transversales :

- Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends.
- Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'article **7.7.4.3 du RPA 2003**.
- Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingle au mètre carré.

6) Armatures de coutures :

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{T}{f_e}$$

Avec : $T = 1.4 \times V_u$

V_u : Effort tranchant calculée au niveau considéré

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

7) Potelet :

A chaque extrémité du trumeau, les barres verticales devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont les espacements ne doivent pas dépasser l'épaisseur du trumeau

La section d'armatures des potelets doit être supérieure au égale à **4HA10 (RPA 99/2003)**

8) Espacement :

D'après l'art **7.7.4.3 du RPA99 (version 2003)**, l'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S \leq 1.5e$$

$$S \leq 30 \text{ cm}$$

Avec : e = épaisseur du voile

- A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 0.1 de la longueur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à 15 cm.

Longueur de recouvrement :

Elles doivent être égales à :

- 40Φ pour les barres situées dans les zones où le recouvrement du signe des efforts est possible.
- 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous action de toutes les combinaisons possibles de charges.

Diamètre minimal :

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 0,10 de l'épaisseur du voile.

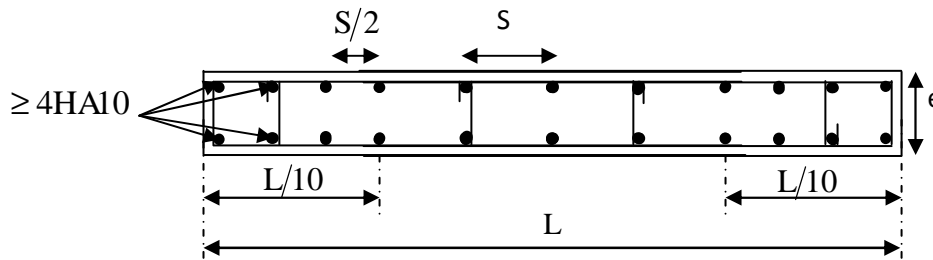


Figure 7: Disposition des armatures verticales dans les voiles

Vérification :

Vérification à L'ELS :

Pour cet état, il considère : $N_{ser} = G + Q$

$$\sigma_b = \frac{N}{B + 15 \cdot A} \leq \bar{\sigma}_b$$

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec : N_{ser} : Effort normal appliqué

B : Section du béton

A : Section d'armatures adoptée

Vérification de la contrainte de cisaillement :

•D'après le RPA99 (version 2003) $\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \cdot f_{c28}$

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \cdot d} \quad \text{Avec : } V = 1.4 \cdot V_{u,calcul}$$

b₀ : Epaisseur du linteau ou du voile

d :Hauteur utile ($d = 0.9 h$)

h : Hauteur totale de la section brute

•D'après le BAEL 91 :

Il faut vérifier que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \text{ et } \tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d}$$

Avec : τ_u : contrainte de cisaillement

$$\tau_u = \min(3.33, 5 \text{ MPa}) ; \text{ Pour la fissuration peu nuisible.}$$

Exemple de calcul :

Ferraillage des voiles transversaux pleins : V1, V2

Zones I

- Caractéristiques géométriques :

$$L = 2.2 \text{ m}$$

$$e = 0.25 \text{ m}$$

$$I = 0.221\text{m}^4$$

$$B = L \cdot e = 0.55 \text{ m}^2$$

$$V = V' = \frac{L}{2} = 1.1 \text{ m}$$

Les efforts obtenus à partir de ETABS

$$N_{\max} = -1475.73\text{KN} \longrightarrow M_{\text{corr}} = 27.585\text{KN.m}$$

$$N_{\min} = -495.37\text{KN} \longrightarrow M_{\text{corr}} = 482.219\text{KN.m}$$

$$M_{\max} = 1678.417\text{KN.m} \longrightarrow N_{\text{corr}} = 887.06\text{KN.m}$$

Les contraintes

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M \cdot V}{I}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M \cdot V}{I}$$

Les contraintes dues au N_{\max} sont :

$$\sigma_{\max} = -2545.844\text{KN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = -2820.446\text{KN/m}^2$$

Les contraintes dues au N_{\min} sont :

$$\sigma_{\max} = 1499.512\text{KN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = -3300.857\text{KN/m}^2$$

Les contraintes dues au M_{\max} sont :

$$\sigma_{\max} = 6741.275\text{KN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = -9966.948\text{KN/m}^2$$

pour le cas le plus défavorable on prend la contrainte la plus tandues

$$\begin{cases} \sigma_{\max} = 6741.275\text{KN} \\ \sigma_{\min} = -9966.948\text{KN} \end{cases}$$

Alors la section est partiellement comprimée

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\min} + \sigma_{\max}} \times L$$

$$L_c = \frac{6741.275}{9966.948 + 6741.275} \times 2.2 = 0.9\text{m}$$

$$L_t = L - L_c = 1.3\text{m}$$

Le découpage de diagramme est en deux bandes de longueur (d)

$$\text{Avec : } d_1 \leq \min \left(\frac{h_e}{2}; \frac{2L_c}{3} \right) = 0.6\text{m}$$

$$\begin{cases} d_1 = 0.6\text{m} \\ d_2 = 0.7\text{m} \end{cases}$$

1. **1^{er} tronçon :**

$$\sigma_1 = \frac{Lt - d}{Lt} \cdot \sigma_{min} \dots \dots \dots \text{Triangles semblables}$$

$$\sigma_1 = 5366.818 \text{KN/m}^2$$

$$N_1 = \frac{\sigma_{min} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e = 1150.032 \text{KN}$$

- **Armatures verticales :**

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_{s1}} = 28.75 \text{cm}^2$$

- **Armatures minimales**

$$A_{min} \geq \max \left(\frac{0.23 \times d \times e \cdot f_{t28}}{f_e} ; 0.005 B \right) = 7.5 \text{cm}^2$$

2. **2^{eme} tronçon :**

$$N_2 = \sigma_1 \times d_2 \times e / 2 = 469.596 \text{KN}$$

$$A_{v2} = N_2 / 400 = 11.7 \text{cm}^2$$

- **Armatures minimales**

$$A_{min} \geq \max \left(\frac{0.23 \times d \times e \cdot f_{t28}}{f_e} ; 0.005 B \right) = 8.75 \text{cm}^2$$

- **Armatures de couture :**

$$A_{vj} = 1.1 \times \frac{T}{f_e} = 1.1 \times \frac{1.4 \times Vu}{f_e} = 1.1 \times \frac{1.4 \times 293.43}{400} = 11.29 \text{cm}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} A_{vj} = 11.29 \text{cm}^2 \rightarrow 220 \text{cm} \\ A_{vj d1} \rightarrow 60 \text{cm} \end{array} \right\} A_{vj d1} = 3.07 \text{cm}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} A_{vj} = 11.29 \text{cm}^2 \rightarrow 220 \text{cm} \\ A_{vj d2} \rightarrow 70 \text{cm} \end{array} \right\} A_{vj d2} = 3.59 \text{cm}^2$$

Détermination de la section d'armatures verticale totale par nappe :

$$A_{vt1} = A_{v1} + A_{vj d1} = (28.75 + 3.07) / 2 = 15.91 \text{cm}^2$$

$$A_{vt2} = A_{v2} + A_{vj d2} = (11.7 + 3.59) / 2 = 7.64 \text{cm}^2$$

✚ Choix des armatures par nappe :

$$A_{vt1} = 2\text{HA}20 + 5\text{HA}16 = 16.33 \text{cm}^2 \Rightarrow S_t = d1/7 = 10 \text{cm}$$

$$A_{vt2} = 4\text{HA}16 = 8.04 \text{cm}^2 \Rightarrow S_t = d2/4 = 15 \text{cm}$$

- **Armatures horizontales :**

D'après le BAEL 91 : $A_h = A_{vt} / 4 = 4.08 \text{cm}^2$

D'après le RPA révisée 2003 : $A_h = 0.15 \% B = 8.25 \text{cm}^2$

Soit **6HA14 = 9.24 cm² /ml**

- **Armatures transversales :**

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au minimum par (04) épingles au mètre carré soit 4HA8 (4 épinglesHA8 /m²).

Vérification des espacements

L'espacement des barres verticales et horizontales doit satisfaire

$$S_t \leq \min \left[1.5e ; 30\text{cm} \right] = 30\text{cm}$$

Vérification des contraintes :

$$\tau_b = \frac{V_u}{e \cdot d} = \frac{1.4 \times 293.43 \times 10^3}{250 \times 0.9 \times 3730} = 0.48 \text{MPa} \text{RPA99 : (Art 7.2.2 /RPA 99 version 2003) :}$$

$$\tau_b = 0.48 \leq \bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ Mpa} \right) = 3.33 \text{Mpa} \text{BAEL 91 : (Art 5.1.1 /BAEL modifié}$$

99)

Vérification à l'ELS :

$$\sigma_b = \frac{N_s}{d \times e + 15.A_v} \Rightarrow \sigma_b = \frac{888.95 \times 10^3}{900 \times 250 + 17.46 \times 15 \times 10^2} = 3.50 \text{MPa}$$

$$\sigma_b = 3.50 \text{MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{MPa}$$

Remarque :

Les résultats de calcul du ferrailage des autres voiles ainsi que les vérifications des contraintes sont donnés dans les tableaux ci-dessous :

Ferrailage des voiles longitudinales :

Tableau .1 : Ferrailage des voiles V1, V2 (type 1)

Caractéristiques géométriques	Zone	I	II
	L (m)	2.2	2.2
e (m)	0.25	0.25	0.25
B (m ²)	0.55	0.55	0.55
I (m ⁴)	0.221	0.221	0.221
V=V'=L/2	1.1	1.1	1.1
Sollicitation de calcul	N _u (KN)	-887.06	-713.8
	M _u (KN.m)	1678.417	711.995
	V _u (KN.m)	299.1	260.21
	N _s (KN)	888.95	714.7
	σ _{max} (KN/m ²)	6741.275	2246.048
	σ _{min} (KN/m ²)	-9966.948	-4841.684
	Nature de la section	SPC	SPC
	Lc(m)	0.9	0.69
	Lt(m)	1.3	1.51
	d1(m)	0.6	0.46
	d2(m)	0.7	1.05
	σ ₁ (KN/m ²)	5366.818	3366.733
	N ₁ (KN)	1150.032	471.983
	N ₂ (KN)	469.596	441.883
Armature verticale	A _{v1} (cm ²)	28.75	11.79
	A _{v2} (cm ²)	11.7	11.04
Averticale minimale	A _{v1 min} (cm ²)	7.5	5.75
	A _{v2 min} (cm ²)	8.75	13.12
Armature de couture	A _{vj} (cm ²)	11.29	10.01
Armature verticale adoptee	A _{vt1} =(A _{v1} +A _{vj})	31.82	13.88
	A _{vt2} =(A _{v2} +A _{vj})	15.28	15.8
	Choix par 2nappe1 ^{er} bonde	4HA20+10HA16	4HA16+10HA14
	Choix par 2nappe2 ^{eme} bonde	8HA16	8HA16
	Espacement/d1 (cm)	S _{t1} =10	10.
	Espacement/d2 (cm)	S _{t2} =20	20
	A adopté /1 ^{er} bonde	32.68	23.43
	A adopté /2 ^{eme} bonde	16.08	16.08
Armature horizontale	A _h	8.17	8.25
	A _h adoptée	9.24	9.24
	Choix /ml	6HA14	6HA14
	Espacement (cm)	15	15
Armature transversale	A- transversale	4HA8	4HA8
Vérification des contraintes	σ _b =15Mp	σ _b	3.5
	τ _b =5Mpa	τ _b	0.48
			2.52
			0.43

Ferraillage des voiles longitudinales :

Tableau .1 : Ferraillage des voiles V7, V8 ,V9,V10(type 2)

Zone	I	II		
	L (m)	1.1	1.1	
e (m)	0.25	0.25		
B (m ²)	0.275	0.275		
I (m ⁴)	0.027	0.027		
V=V'=L/2	0.55	0.55		
Sollicitation de calcul	N _u (KN)	-961.81	-249.75	
	M _u (KN.m)	318.835	164.716	
	V _u (KN.m)	84.89	33.19	
	N _s (KN)	965.42	251.13	
	σ _{max} (KN/m ²)	2997.296	2447.144	
	σ _{min} (KN/m ²)	-9992.27	-4263.507	
	Nature de la section	SPC	SPC	
	Lc(m)	0.25	0.4	
	Lt(m)	0.85	0.7	
	d1(m)	0.85	0.7	
	N ₁ (KN)	1061.678	373.056	
	Armature verticale	A _{v1} (cm ²)	26.54	9.32
A verticale minimale	A _{v1 min} (cm ²)	10.625	8.75	
Armature de couture	A _{vj} (cm ²)	3.26	0.80	
Armature verticale adoptee	A _{vt1} =(A _{v1} +A _{vj})	29.04	10.12	
	Choix par 2nappe 1 ^{er} bonde	4HA20+10HA16	4HA16+10HA14	
	Espacement/d1 (cm)	S _{t1} =15	15	
	A adopté /1 ^{er} bonde	32.68	23.43	
Armature horizontale	A _h	8.73	6.09	
	A _h adoptée	9.04	9.04	
	Choix /ml	8HA12	8HA12	
	Espacement (cm)	25	25	
Armature transversale	A- transversale	4HA8	4HA8	
Vérification des contraintes	σ̄ _b =15Mp	σ _b	4.096	3.49
	τ̄ _b =5Mpa	τ _b	0.16	0.06

Ferrailage des voiles transversales :

Tableau .1 : Ferrailage des voiles V3, V4,V5,V6 (type 3)

Caractéristiques géométriques	Zone	I	II	
	L (m)	1.8	1.8	
	e (m)	0.25	0.25	
	B (m ²)	0.45	0.45	
	I (m ⁴)	0.1215	0.1215	
	V=V'=L/2	0.9	0.9	
Sollicitation de calcul	N _u (KN)	-187.23	-829.03	
	M _u (KN.m)	1265.218	501.801	
	V _u (KN.m)	231.44	183.94	
	N _s (KN)	188.7	830.88	
	σ _{max} (KN/m ²)	8955.918	1874.577	
	σ _{min} (KN/m ²)	-9788.051	-5559.33	
	Nature de la section	SPC	SPC	
	Lc(m)	0.86	0.45	
	Lt(m)	0.94	1.35	
	d1(m)	0.57	0.3	
	d2(m)	0.37	1.05	
	σ ₁ (KN/m ²)	3852.743	4323.923	
	N ₁ (KN)	971.906	370.621	
	N ₂ (KN)	178.189	567.514	
Armature verticale	A _{v1} (cm ²)	24.29	9.26	
	A _{v2} (cm ²)	4.45	14.187	
Averticale minimale	A _{v1 min} (cm ²)	7.125	3.75	
	A _{v2 min} (cm ²)	4.62	13.125	
Armature de couture	A _{vi} (cm ²)	8.91	7.08	
Armature verticale adoptee	A _{vt1} =(A _{v1} +A _{vi})	27.1	10.44	
	A _{vt2} =(A _{v2} +A _{vi})	6.28	18.3	
	Choix par 2nappe1 ^{er} bonde	14HA16	14HA14	
	Choix par 2nappe2 ^{eme} bonde	5HA16	5HA16	
	Espacement/d1 (cm)	S _{t1} =10	10	
	Espacement/d2 (cm)	S _{t2} =10	10	
	A adopté /1 ^{er} bonde	28.14	21.56	
	A adopté /2 ^{eme} bonde	20.1	20.1	
Armature horizontale	A _h	7.03	5.39	
	A _h adoptée	7.70	7.70	
	Choix /ml	5HA14	5HA14	
	Espacement (cm)	20	20	
Armature transversale	A- transversale	4HA8	4HA8	
Vérification des contraintes	σ _b =15Mp	σ _b	1.85	9.6
	τ _b =5Mpa	τ _b	0.66	0.35

Chapitre VII

Etude du Mur Plaque

I) Introduction :

Afin de relier l'infrastructure à la superstructure et réaliser l'encastrement de la structure dans le sol, on prévoit un mur plaque qui ceinture la structure et retient la totalité des poussées de terre, le mur forme un caisson rigide capable de remplir avec les fondations les fonctions suivantes

- Limiter les déplacements horizontaux relatifs aux fondations ; et assure une bonne stabilité de l'ouvrage
- Réaliser l'encastrement de la structure dans le sol.

II) pré dimensionnement du mur plaque :

-L'épaisseur minimale imposée par le RPA 2003 (Art 10.1.2) pour le voile périphérique est de 15 cm.

On opte pour épaisseur de 20 cm.

-la hauteur de mur plaque $h=3.06m$

a) Contrainte de sollicitations :

Les contraintes qui s'exercent sur la face du mur sont : σ_H et σ_V

σ_H : Contrainte horizontale

σ_V : Contrainte verticale

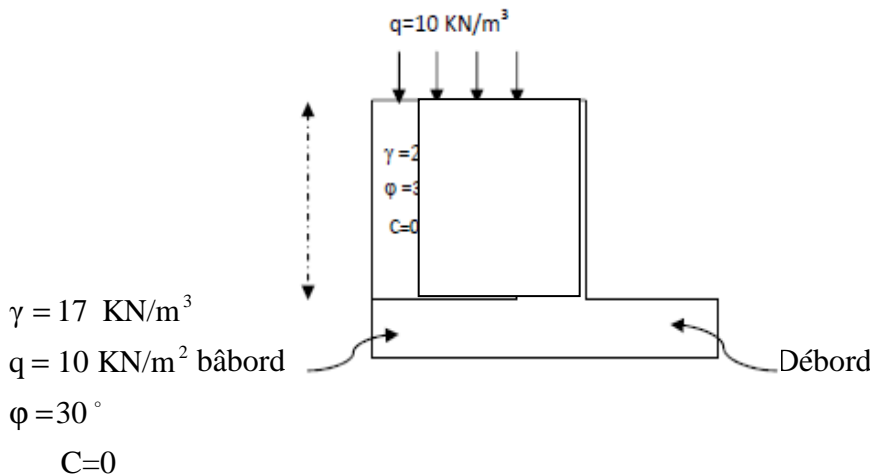
$$\sigma_H = K_0 \times \sigma_v$$

$$K_0 = \text{tg}^2(45^\circ - \varphi/2) - 2c/\gamma h \text{ tang}(\pi/4 - \varphi/2)$$

Avec : K_0 : coefficient de poussée des terres

φ : angle de frottement interne

b) Caractéristiques du sol :



Calcul des sollicitations :

ELU :

$$\sigma_H = K_0 \times \sigma_v = K_0 (1.35 \times \gamma \times h + 1.5 \times q)$$

$$h = 0 \text{ m} \rightarrow \sigma_{H1} = 1.5 \times 0.333 \times 10 = 4.995 \text{ KN/m}^2$$

$$h = 3.06 \text{ m} \rightarrow \sigma_{H2} = 0.333 \times (1.35 \times 17 \times 3.06 + 1.5 \times 10) = 28.380 \text{ KN/m}^2$$

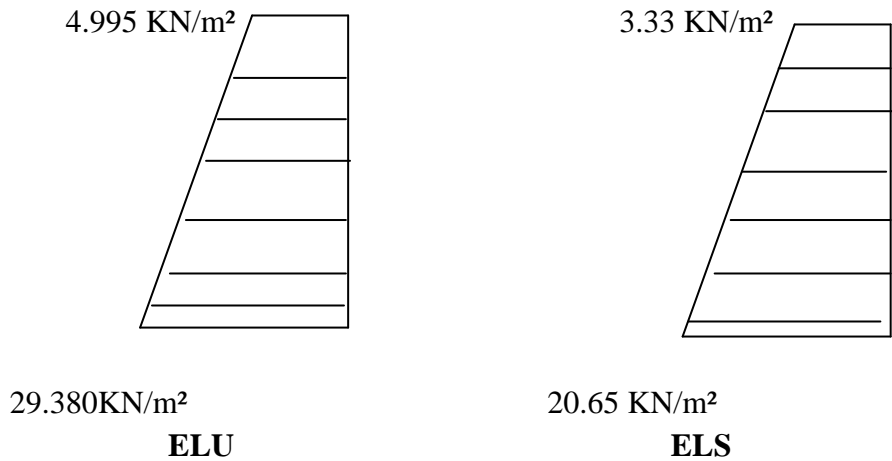
ELS :

$$\sigma_H = K_0 \times \sigma_v = K_0 (q + \gamma \times h)$$

$$h = 0 \text{ m} \rightarrow \sigma_{H1} = 0.333 \times 10 = 3.33 \text{ KN/m}^2$$

$$h = 3.06 \text{ m} \rightarrow \sigma_{H2} = 0.333(10 + 17 \times 3.06) = 20.65 \text{ KN/m}^2$$

Diagramme des contraintes :



$$\text{ELU : } q_u = \frac{3\sigma_{H2} + \sigma_{H1}}{4} \times 1 \text{ m} = \frac{3 \times 28.380 + 4.995}{4} = 22.533 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS : } q_s = \frac{3\sigma_{H2} + \sigma_{H1}}{4} \times 1 \text{ m} = \frac{3 \times 20.65 + 3.33}{4} = 16.32 \text{ KN/ml}$$

III) Ferrailage du mur plaque :

A. Calcul des sollicitations

Le calcul se fait pour une bande de 1mètre (b=1m = 100cm)

La détermination des moments de flexion se fera à l'aide du logiciel **ETABS**

Sens X-X

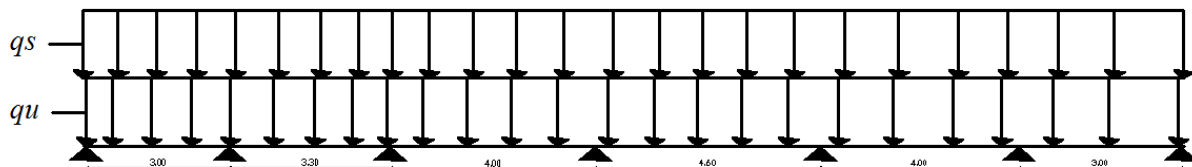


Figure 1 : Schéma statique du mur plaque dans le sens X-X.

Sens-Y-Y

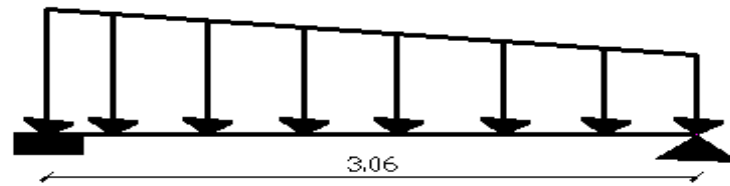


Figure 2 : Schéma statique du mur plaque dans le sens Y-Y.

B. Diagrammes des efforts (ELU)

Sens X-X

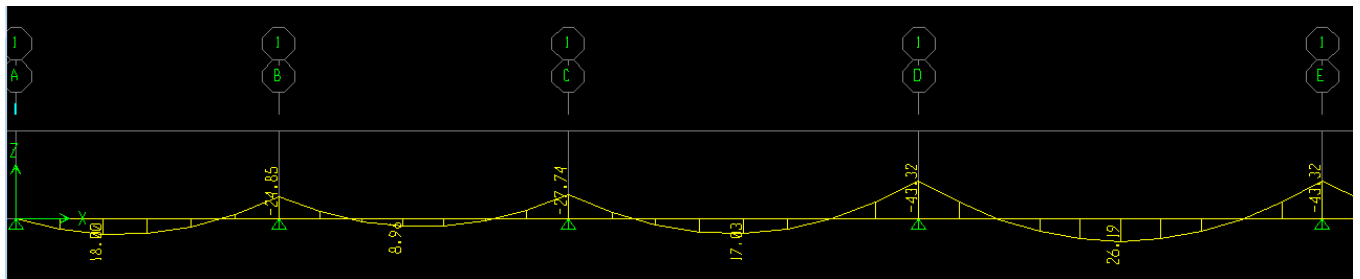


Figure 3 : diagramme des moments du mur plaque dans le sens X-X(ELU).

Sens-Y-Y

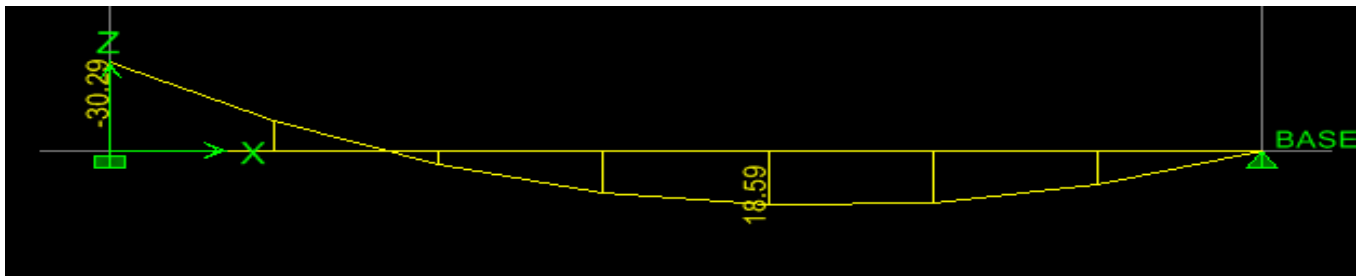


Figure 3 : diagramme des moments mur plaque dans le sens Y-Y(ELU).

C. Diagrammes des efforts (ELS)

Sens X-X

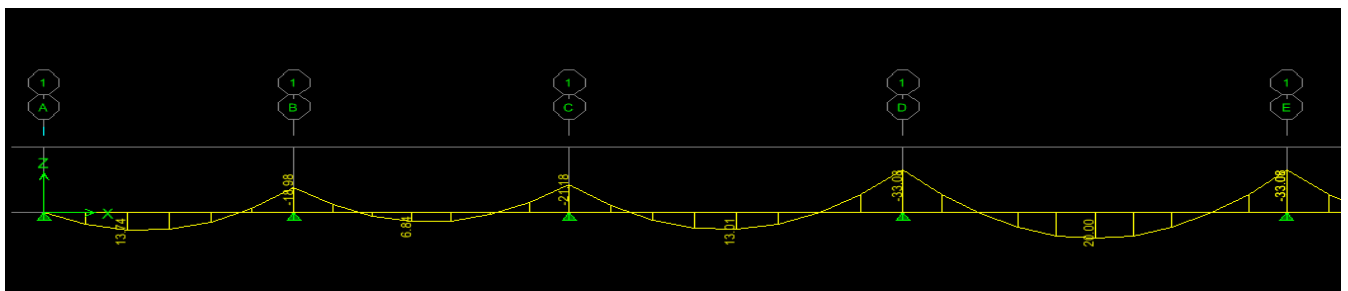


Figure 4 : diagramme des moments mur plaque dans le sens X-X(ELS).

Sens-Y-Y

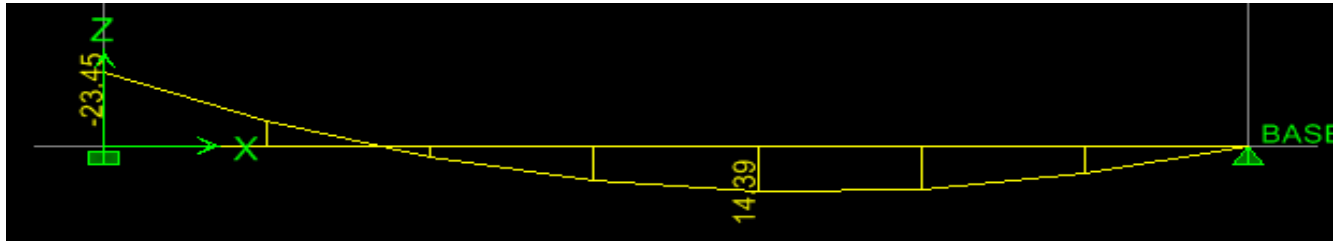


Figure 4 : diagramme des moments mur plaque dans le sens Y-Y(ELS).

D. Ferrailage à l'ELU

Le ferrailage du mur plaqué se fera en flexion simple pour une bande de largeur $b = 1$ m et d'épaisseur $e_p = 20$ cm, en considérant les moments max au niveau des appuis et en travée.

Le ferrailage sera résumé dans le tableau suivant :

Sens	zone	M_u (KN.m)	section	A_{min} (cm^2)	A (cm^2)	$A_{adoptée}$ (cm^2)	st (cm)
x-x	Appuis	43.32	SSA	2.17	7.29	5HA14=7.70	20
	Travée	26.19	SSA	2.17	4.31	5HA12=5.65	20
y-y	Appuis	30.29	SSA	2.17	5.01	5HA12=5.65	20
	travée	18.59	SSA	2.17	3.03	5HA10=3.39	20

Tableau 1- ferrailage du mur plaque

Recommandations du RPA :

Le voile 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)

Le minimum des armatures**Selon RPA**

- $A \geq 0.001 b h = 0.001 \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2$

Selon le BAEL

- $A_{min} = 0.23 b d f_{tj} / f_e = 2.17 \text{ cm}^2$ BAEL91 modifié 99 (Art. A.4.2)

Les deux nappes sont reliées par quatre épingles/m² de HA8.

D) Vérification à l'ELU**1. Espacement des barres**

L'espacement des barres d'une même nappe d'armatures ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

$$\text{Armatures principales : } St < \min (3h ; 33\text{cm})$$

Sens X-X

$$S_t = \frac{100}{5} = 20\text{cm} < 33\text{cm} \Rightarrow \text{condition vérifier.}$$

Sens Y-Y

$$S_t = \frac{100}{5} = 20\text{cm} < 33\text{cm} \Rightarrow \text{condition vérifier.}$$

2. Longueur de scellement des barres

Elle correspond à la longueur d'acier adhérent au béton nécessaire pour que l'effort de traction ou de compression demandé à la barre puisse être mobilisé.

$$L_s = \frac{\varphi \times f_e}{4 \times \tau_{se}}$$

Avec : $\tau_{se} = 0.6 \times \Psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times (1.5^2) \times 2.1 = 2.835\text{MPa}$

Pour les HA14 : $L_s = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 2.835} = 49.38\text{cm} \Rightarrow L_s = 50\text{cm}.$

Pour les HA12 : $L_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.33\text{cm} \Rightarrow L_s = 45\text{cm}.$

Pour les HA10 : $L_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2.835} = 35\text{cm} \Rightarrow L_s = 35\text{cm}.$

Pour l'ancrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égale à « $0.4l_s$ » pour les barres à haute adhérence selon le **BAEL91 modifiée 99 (Art A.6.1, 21)**

Pour $\emptyset 14 \Rightarrow L_a = 20\text{cm}.$

Pour $\emptyset 12 \Rightarrow L_a = 18\text{cm}.$

Pour $\emptyset 10 \Rightarrow L_a = 14\text{cm}.$

Les armatures horizontales

-**En travée** : $A_t = A/4 = 7.70/4 = 1.92\text{cm}^2$

On adopte une section $A_t = 4\text{HA}10 = 3.14\text{cm}^2$

-**aux appuis** : $A_t = A/4 = 5.65/4 = 1.41\text{cm}^2$

On adopte une section $A_t = 4\text{HA}10 = 3.14\text{cm}^2$

II) vérification à l'ELS :

1) Etat limite d'ouvertures des fissures (Art.A.4.5.33/BAEL91)

Notre mur plaque peut-être en contact direct avec l'eau, dans notre cas nous allons considérer les fissurations comme étant préjudiciable :

Dans les aciers

On doit vérifier que : $\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right)$

Avec :

f_e: désigne la limite d'élasticité des aciers utilisés, exprimée en MPa

f_{tj}: la résistance caractéristique à la traction du béton, exprimée en MPa

η: un coefficient numérique, dit coefficient de fissuration, qui vaut **1** pour les ronds lisses y compris les treillis soudés formés de fils tréfilés lisses et **1.6** pour les armatures à haute adhérence, sauf le cas des fils de diamètre inférieur à **6mm** pour lesquels nous prendrons **1.3**.

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{\eta \times f_{tj}}\right) = \min(266.667; 201.63) \Rightarrow \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa}$$

Dans le béton

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

Tableau 2- vérification des contraintes à l'ELS

Sens	zone	M _u (KN.m)	σ _{bc}	σ̄ _{bc}	Observation
XX	Appuis	33.08	7.58	15	Vérifiée
	Travée	20	5.31	15	Vérifiée
YY	Appuis	23.45	6.22	15	Vérifiée
	travée	14.39	4.85	15	Vérifiée

2) Vérification de la flèche

Nous devons justifier l'état limite de déformation par un calcul de flèche, cependant nous pouvons nous dispenser de cette vérification si on vérifie les trois conditions suivantes :

$$\left\langle \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad ; \quad \frac{A_s}{b \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e} \quad ; \quad \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \cdot M_0} \right\rangle$$

Avec :

h = 20 cm : hauteur totale,

L : portée entre nus d'appuis,

M_t : moment maximum en travée,

M₀ : valeur maximum du moment isostatique,

A : section des armatures,

b : longueur de la section,

d : hauteur utile de la section droite

Sens X-X

$$q_s = 16.32 \text{ KN/ml}$$

$$M_{0x} = q_s \frac{L^2}{8} = 16.32 \times \frac{4.25^2}{8} = 37.378 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.75 \times M_{0x} = 0.75 \times 37.378 = 28.034 \text{ KN.m}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{425} = 0.067 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{5.65}{100 \times 18} = 0.00313 \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{425} = 0.067 \geq \frac{M_t}{10 \cdot M_0} = \frac{28.034}{10 \times 37.378} = 0.065 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Sens Y-Y

$$q_s = 16.32 \text{KN/ml}$$

$$M_{0x} = q_s \frac{L^2}{8} = 16.32 \times \frac{3.06^2}{8} = 19.10 \text{KN.m}$$

$$M_t = 0.75 \times M_{0x} = 0.75 \times 19.10 = 14.32 \text{KN.m}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{306} = 0.065 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_s}{b.d} = \frac{3.39}{100 \times 18} = 0.0018 \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{306} = 0.075 \geq \frac{M_t}{10.M_0} = \frac{14.32}{10 \times 19.10} = 0.075 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

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

Résultats :

L'épaisseur du mur plaque de soutènement est de **20cm**.

Le ferrailage du mur est comme suivi :

Armatures longitudinales

Sens x-x :

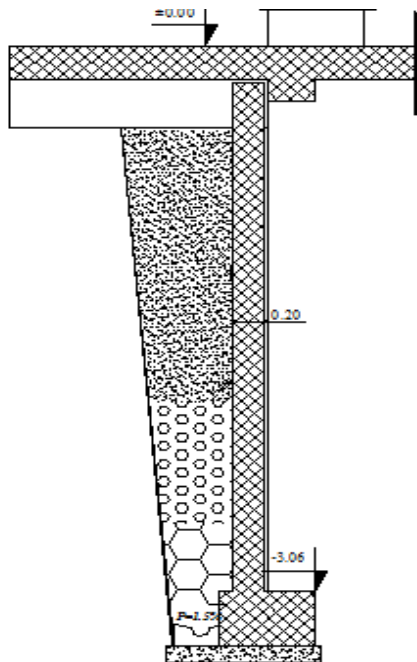
En travée : **5HA12/ml** avec un espacement de **20 cm**.

Aux appuis : **5HA14/ml** avec un espacement de **20 cm**.

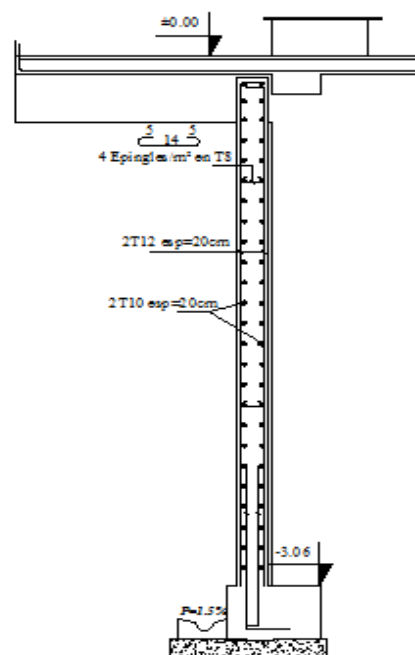
Sens-y-y :

En travée : **5HA10/ml** avec un espacement de **20 cm**.

Aux appuis : **5HA12/ml** avec un espacement de **20 cm**.



Coffrage du mur plaque)



Ferrailage du mur plaque

Fig. 5 : Le ferrailage du mur plaque

Chapitre VIII

Etude d'infrastructure

VII 1) Introduction :

Une fondation est un organe de transmission des charges de la superstructure au sol, elle ne peut donc être calculée qu'après l'évaluation des charges de la superstructure et les caractéristiques du sol. Les fondations concernent tous les ouvrages (béton armé, charpente métallique, ...)

VII 2) les principaux rôles de la fondation :

- reprendre les charges et les surcharges supportées par la structure.
 - transmettre ces charges et surcharges au sol dans les bonnes conditions de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage (le terrain d'assise ne doit pas tasser, et la structure ne doit pas déplacer).

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** : résultat de l'action de séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction
- **Un moment** : qui peut s'exercer dans de différent plan.

On distingue trois types de fondation selon leurs mode d'exécution et selon la résistance aux sollicitations extérieure :

❖ **Fondation superficielles :**

Ces semelles sont utilisées lorsque les couches de terrain capable de reprendre les charges et les surcharges de la structure qui sont situés à une faible profondeur. Les principaux types de fondation superficielle que l'on rencontre dans la pratique :

- Les semelles continues sous mur
- Les semelles continues sous poteaux
- Les semelles isolées
- Les radiers

❖ **Fondation semi profonde**

Ces semelles sont utilisées lorsque les couches de terrain capable de reprendre les charges et les surcharges de la construction et on peut citer les :

- Les puits : qui sont les piliers de sections rectangulaire ou circulaire, réalisés en gros béton sollicités en tête par des semelles isolées armées destinées à répartir les charges de la structure

❖ **Fondation profonde**

Elles sont utilisées lorsque la couche de sol pouvant supporter la charge et la structure se trouve à une profondeur supérieure à 5m on distingue :

- Les pieux : qui sont des colonnes en béton armé réalisées in situ ou préfabriquées, introduites dans les forages dans le sol

VII 3) étude géotechnique du sol

- La contrainte admissible de sol est $\sigma_{sol} = 2 \text{ bars}$

VII 3-1) choix de type de fondation

Les types de fondation sont choisis essentiellement selon les critères suivants :

- Capacité portante du sol
- L'importance de la superstructure
- Le tassement du sol
- La stabilité de l'ouvrage
- La facilitée de l'exécution
- L'économie

Dans notre cas nous avons un choix entre les semelles continues et un radier générale, en fonction des résultats du dimensionnement, en adopte le type de fondation convenable.

VII 3-2) dimensionnement de la fondation

1) Semellesfilantes

a) Dimensionnement des semelles filantes sous les voiles :

Elles sont dimensionner à l'ELS sous l'effort normale **N**, donnée par la condition la plus défavorable.

Avec $N_s = Q + G$

La largeur B de la structure est déterminée par la formule suivant :

$$\sigma_{sol} \geq \frac{N_s}{S} = \frac{G + Q}{B L}$$

σ_{sol} : Capacité portante du sol ($\sigma_{sol} = 0,2MPa$)

B : Largeur de la semelle

L : longueur de la semelle sous voile

$$\Rightarrow B \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol} L}$$

Les résultats de calcul sont résumés sur le tableau suivant :

➤ **Sens longitudinal :**

Tableaux VII 1 : surfaces des semelles filantes sous voiles sens longitudinale

Voile	N _s (KN)	L (m)	B (m)	S = B x L [m ²]	S _t
V1	544.85	2.2	1.25	2.75	14.94
V2	543.20	2.2	1.25	2.75	
V7	428.55	1.1	1.95	2.14	
V8	516.93	1.1	2.35	2.58	
V9	516.56	1.1	2.35	2.58	
V10	428.66	1.1	1.95	2.14	

➤ **Sens transversale**

Tableaux VII 2 : surfaces des semelles filantes sous voiles sens longitudinale

Voile	N _s (KN)	L (m)	B (m)	S = B x L [m ²]	S _t
V3	244.15	1.8	0.7	1.26	7.2
V4	464.35	1.8	1.30	2.34	
V5	245.65	1.8	0.7	1.26	
V6	461.03	1.8	1.30	2.34	

La somme des surfaces des semelles sous voiles est :

$$S_v = \sum S_i = 14.94 + 7.2 = 22.14 \text{ m}^2$$

b) Dimensionnement des semelles filantes sous poteaux :

• **Hypothèse de calcul :**

Une semelle est infiniment rigide engendre une répartition linéaire de contrainte sur le sol.

Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leur centre de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

• **Etape de calcul :**

- Détermination de la résultante des charges : $R = \sum N_i$

- Détermination de coordonnée de la résultante R :

$$e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R}$$

- Détermination de la distribution par (ml) les sollicitations de la semelle :

$$e \leq \frac{l}{6} \Rightarrow \text{Répartition trapézoïdale}$$

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L} \right)$$

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L} \right)$$

$$q\left(\frac{B}{4}\right) = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L} \right)$$

Avec :

L : distance entre nus des poteaux.

Tableau VII 3 : Surface des semelles filantes sous poteaux

Poteaux	N _s (KN)	M(KN.m)	e(m)	N _s x _e
C6	723.41	9.837	6.1	4412.801
C5	488.4	1.396	2.5	1221
C4	234.17	1.138	-1.9	-444.923
C3	596.51	9.968	-2.8	-1670.228
C2	219.85	0.597	-3.7	-813.445
C1	464.35	1.88	-5.5	-2553.925
Somme	2726.69	24.816	-5.3	151.28



Fig. 1 :efforts et momentssur fondation axe F

➤ **Détermination de la coordonnée de la résultante des forces**

$$R = \sum N_i = 2726.69 \text{KN}$$

➤ **Coordonnées de la résultante des forces par rapport au C.D.G de la semelle**

$$e = \frac{\sum (N_s \cdot e_i) + \sum M_i}{R} \rightarrow e = 151.28 + 24.816 / 2726.69 = 0.06 \text{m}$$

➤ **Distribution de la réaction par mètre linéaire :**

$e = 0.06 \text{m} < 12.6 / 6 = 2.1 \text{m}$ répartition trapézoïdale

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L} \right) = 222.586 \text{KN} / \text{ml}$$

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L} \right) = 210.220 \text{KN} / \text{ml}$$

$$q\left(\frac{B}{4}\right) = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L} \right) = 219.495 \text{KN} / \text{ml}$$

➤ **Détermination de la largeur de la semelle**

Calcul de ($\sigma_{3/4}$)

$$\sigma_{3/4} = \frac{R}{LB} \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L} \right) \leq \overline{\sigma_{\text{sol}}} \text{ ce qui donne } B \geq \frac{R}{\sigma_{\text{sol}} L} \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L} \right)$$

$$B \geq 1.10 \text{m}$$

On adopte une largeur **B=120cm**

$$\sigma_{3/4} = \frac{2726.69}{1.20 \times 12.6} \left(1 + \frac{3 \times 0.06}{12.6} \right) = 182.912 \text{KN} / \text{m}^2$$

$$\text{Donc } \sigma = 182.912 \text{KN} / \text{m}^2 \leq 200 \text{KN} / \text{m}^2$$

Nous avons la surface totale des semelles sous poteaux **S_p=S_{xn}**

n : nombre de portique dans le sens considéré (**n=8**)

La section sous poteaux $S_p = 12.2 \times 1.20 \times 8 = 117.12 \text{m}^2$

La section totale $S_t = 117.12 + 22.14 = 139.26 \text{m}^2$

La surface totale de la structure $S_{\text{bat}} = 25.60 \times 12 = 307.2 \text{m}^2$

Le rapport de la surface des semelles sur la surface de la structure est :

$$S_t/S_{\text{bat}} = 139.26/307.2 = 0.45$$

La surface totale des semelles représente **45 %** de la surface du bâtiment.

Conclusion :

La surface totale des semelles représente 45% de la surface totale du bâtiment, ce qui nous ramène à opter pour les semelles filantes comme fondation

b-1) hauteur des semelles

$$h_s \geq (B-b/4) + 5 \text{cm}$$

Avec

B : la largeur de la semelle

h_s : hauteur de semelle

b : le dimension de l'élément sur la semelle dans le sens transversal .

$b = 0.35 \text{m}$ pour les poteaux et 0.25m pour les voiles

➤ Semelles filantes sous voiles

La hauteur de la semelle

$$h_s \geq (120-25/4) + 5 = 28.75 \text{cm}$$

on adopte une hauteur de **$h_s = 30 \text{cm}$**

les dimensions adopter sont les suivantes :

$$\mathbf{B = 120 \text{cm} , h_s = 30 \text{cm} , L = 12.6 \text{m}}$$

➤ Semelles sous poteaux

La hauteur de la semelle

$$h_s \geq (120-35/4) + 5 = 26.25 \text{cm}$$

On prend une hauteur de **$h_s = 30 \text{cm}$**

Les dimensions adopter sont les suivantes :

$$\mathbf{B = 120 \text{cm} , h_s = 30 \text{cm} , L = 12.6 \text{m}}$$

Afin d'assurer une meilleure rigidité de la semelle, cette dernière sera munie d'une poutre de rigidité sur toute sa longueur qui agit comme une poutre renversée continue avec les poteaux comme appuis, d'où les armatures supérieures (moments positifs en travée) et des armatures inférieures (moments négatif aux appuis).

C- Etude de la poutre de rigidité :

Dimensionnement :

Il faut que :

$$\text{La hauteur : } L/9 \leq h_p \leq L/6$$

$$\text{La largeur : } 1/3 h_p \leq b_p \leq 2/3 h_p$$

L : la plus grande portée dans le sens étudié $L = 4.4 \text{m}$

$$\mathbf{\text{La hauteur : } 440/9 \leq h_p \leq 440/6 \rightarrow 48.88 \leq h_p \leq 73.33}$$

On adopte une hauteur de $h_p=70\text{cm}$

La largeur : $1/3h_p \leq b_p \leq 2/3h_p \rightarrow 23.33 \leq b_p \leq 46.66$

On adopte une largeur de $b_p=45\text{cm}$

Donc les dimensions de cette poutre rigide sont :

$h=70\text{cm}$, $b=45\text{cm}$, $d=h-c=67\text{cm}$.

C-1) Le ferrailage de la poutre (ELU)

Le schéma statique de la poutre de redressement est équivalent à une poutre continue sur 6 appuis. Le calcul des moments le long de la poutre se fera par les méthodes classiques de calcul en béton armé.

Tableau VII 4 : les efforts et les moments de la poutre à l'ELU.

Poteaux	$N_u(\text{KN})$	$M_u(\text{KN.m})$	e (m)	$N_u \times e$
C6	999.48	13.697	6.1	6096.828
C5	672.78	1.946	2.5	1681.95
C4	321.71	1.585	-1.9	-611.249
C3	824.3	13.859	-2.8	-2308.04
C2	302.08	0.834	-3.7	-1117.696
C1	638.13	2.62	-5.5	-3509.715
Somme	3758.48	34.541	-5.3	232.081

$$e_u = \sum N_u \times e + \sum M_u / \sum N_u \rightarrow e_u = 232.081 + 34.541 / 3758.48 = 0.07\text{m}$$

- **Calcul de la charge uniforme**

$$q_u = (\sum N_u / L) (1 + (3 e_u / L)) \rightarrow q_u = 303.263 \text{KN/ml}$$

Les conditions de la méthode forfaitaire

➤ **Domaine d'application :**

-méthode s'applique aux structure courante dans les charge d'exploitation restent modérées c'est-à-dire

$$Q \leq \max(2 \times G \text{ ou } 5 \text{KN/ml}) \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

G : charge permanente sous toute la structure

$$G = 2210.5 \text{KN/m}^2$$

Q: charge d'exploitation sous toute la structure

$$Q = 516.2 \text{KN/m}^2$$

-la fissuration est non préjudiciable → **condition vérifiée**

-la même section des poteaux dans toutes les travées, les mêmes moments d'inertie des sections → **condition vérifiée**

-le rapport de deux travées successives est compris entre 0.8 et 1.25 c'est-à-dire

$$0.8 \leq L_i / L_{i+1} \leq 1.25 \rightarrow 0.8 \leq 4.4 / 3.6 = 1.22 \leq 1.25 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Donc

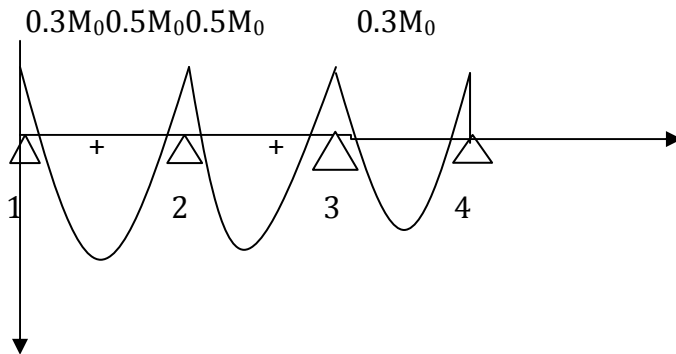
La méthode forfaitaire est applicable.

▪ **Calcul des moments isostatiques**

$$M_{012} = q_u L_1^2 / 8 \rightarrow M_{012} = 303.263 \times (3.60)^2 / 8 = 491.286 \text{ KN.m}$$

$$M_{023} = q_u L_2^2 / 8 \rightarrow M_{023} = 303.263 \times (4.40)^2 / 8 = 733.896 \text{ KN.m}$$

$$M_{034} = q_u L_1^2 / 8 \rightarrow M_{034} = 303.263 \times (3.60)^2 / 8 = 491.286 \text{ KN.m}$$



D) Calcul des armatures :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times f_{t28} / f_{bc} \rightarrow A_{\min} = 0.23 \times 45 \times 67 \times 2.1 / 348 = 4.18 \text{ cm}^2$$

Aux appuis

Tableaux VII 5 le ferrillage de la poutre rigide aux niveaux des appuis

Appuis	M_A (KN.m)	A_u (cm ²)	A_{\min}	Observation	A_{dopter}
1	147.385	6.5	4.18	$A_u > A_{\min}$	5HA16=10.05
2	366.948	16.95	4.18	$A_u > A_{\min}$	5HA16(filante)+5HA14(chapeaux)=17.75
3	366.948	16.95	4.18	$A_u > A_{\min}$	5HA16(filante)+5HA14(chapeaux)=17.75
4	147.385	6.5	4.18	$A_u > A_{\min}$	5HA16=10.5

En travée

Tableaux VII 6 le ferrillage de la poutre rigide aux niveaux des travées

Travée	M_t (KN.m)	A_u (cm ²)	A_{\min}	Observation	A_{dopter}
1-2	308.7	14.08	4.18	$A_u > A_{\min}$	5HA16(filante)+4HA14(chapeaux)=16.21
2-3	408.046	19.03	4.18	$A_u > A_{\min}$	5HA16(filante)+6HA14(chapeaux)=19.29
3-4	308.7	14.08	4.18	$A_u > A_{\min}$	5HA16(filante)+4HA14(chapeaux)=16.21

✚ Vérifications

Vérification de la contrainte à l'ELS

• **Dans le béton**

on doit avoir $\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPA}$

Calcul de la charge uniforme à l'ELS

$$q_s = (\sum N_s / L) (1 + 3 e_s / L) = 219.495 \text{ KN/ml}$$

Calcul des moments isostatique

$$M_0 = q_s L^2 / 8$$

$$M_{012} = 355.581 \text{ KN.m}$$

$$M_{023} = 531.177 \text{ KN.m}$$

$$M_{034} = 355.581 \text{ KN.m}$$

Les résultats des vérifications sont résumés dans les tableaux suivants :

Aux appuis

Tableaux VII 7 vérification des contraintes aux appuis

Appuis	M _A (KN.m)	σ _{bc}	σ _{bc}	Observation
1	106.674	4.08	15	Vérifiée
2	265.588	6.53	15	Vérifiée
3	265.588	6.53	15	Vérifiée
4	106.674	4.08	15	Vérifiée

En travée

Tableaux VII 8 vérification des contraintes en travées

Travée	M _t (KN.m)	σ _{bc}	σ _{bc}	Observation
1-2	223.429	6.2	15	Vérifiée
2-3	295.334	6.93	15	Vérifiée
3-4	223.429	5.2	15	Vérifiée

- Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = T_u / bd \leq \tau = \min(3.33 \text{ MPA}, 5 \text{ MPA})$$

$$T_u = q_u l / 2 = 303.263 \times 4.4 / 2 = 667.178 \text{ KN} \rightarrow \tau_u = 667.178 \times 10^3 / 450 \times 670 = 2.21 \text{ MPA}$$

$\tau_u \leq \tau \rightarrow$ la condition est vérifiée

II) Calcul des armatures transversales

$$\Phi_t \leq \min(h/35 ; b/10 ; \phi_{l \min})$$

$$\Phi_t \leq \min(2 ; 4.5 ; 1.4) \rightarrow \phi_t = 10 \text{ mm}$$

On adopte un cadre et un étrier de HA8, soit **4HA10=2.01cm²**

- Espacement des cadres

❖ Le RPA 99 (corrigé en 2003), l'espacement entre les cadres doit être

En zone nodale

$$S_t \leq \min(h/4 ; 12\phi_t ; 30) \text{ cm} \rightarrow S_t \leq \min(17.5 ; 16.8 ; 30) \text{ cm}$$

$$S_t \leq 16.8 \text{ cm} \text{ on prend } S_t = 10 \text{ cm}$$

En zone courante

$$S_t \leq h/2 = 35 \text{ cm} \text{ on prend un espacement de } S_t = 15 \text{ cm}$$

Les armatures minimales transversales

$$A_{\min} = 0.003 S_t b = 0.003 \times 10 \times 45 = 1.35 \text{ cm}^2 \text{ zone nodale } A_t > A_{\min} \text{ condition vérifiée}$$

$$A_{\min} = 0.003 \times 15 \times 45 = 2 \text{ cm}^2 \text{ zone courante } A_t < A_{\min} \text{ condition non vérifiée}$$

III) ferrailage de la semelles dans le sens « B »

-Le calcul des armatures se fera avec la méthode des bielles

$$A_B = N_{uf} (B-b) / 8d \sigma_{st} \text{ avec } N_{uf} = B \times \sigma_{(3/4)} \times 100$$

A_B : est la section d'armatures longitudinale donnée par mètre linéaire (cm²/ml)

$$B = 1.20 \text{ m} \rightarrow N_{uf} = 1.20 \times 182.912 = 219.494 \text{ KN}$$

$$A_B = 219.494 \times 10 (120 - 35) / 8 \times 67 \times 348 = 1.002 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On prend une section de **5HA12=5.65cm²/ml** avec **S_t=20cm**

-armatures de répartition

$A_r = A_B/4 = 1.41\text{cm}^2$ → on prend une section de **6HA10=4.71cm²** avec **S_t =20 cm**

IV) ferrailage de la semelle sous murs

Dimensionnement :

$N_s = 15.3\text{KN}$; $L = 33\text{m}$; $\sigma = 200\text{MPa}$

La largeur de la semelle

$$B \geq N_s / L \cdot \bar{\sigma} \longrightarrow B \geq 0.25\text{m}$$

On prend : **B=70cm**

La hauteur de la semelle

$$h \geq (B - b/4) + 5\text{ cm} = (70 - 20/4) + 5\text{cm} = 17.5\text{cm}$$

on prend **h=25cm**

les dimension adopter sont les suivantes :

B=70cm ; h=25cm ; d=22cm

Vérification de la contrainte de sol

$$\sigma_{\text{sol}} = N_s / BL \leq \bar{\sigma} \longrightarrow \sigma_{\text{sol}} = 66.2337\text{KN/m}^2$$

$$\sigma_{\text{sol}} = 66.2337\text{KN/m}^2 \leq \bar{\sigma} = 200\text{KN/m}^2 \text{ condition vérifiée}$$

Calcul des armatures

-les armatures seront calculer en considérant une bonde de 1m

$$N_u = 15.3 * 1.35 = 20.655\text{KN}$$

$$M_u = N_u (B - b)^2 / 8B \longrightarrow M_u = 1.011\text{KN.m}$$

$$A = M_u / z \cdot \sigma_s \quad (z = 0.9d)$$

$$A = M_u / 0.9d \cdot \sigma_s \quad A = 0.127\text{cm}^2$$

On prend **5HA10=3.93cm²** et **S_t=15cm**

-armatures de répartition :

$$A_r = A_s / 4 = 1\text{cm}^2$$

Soient **4HA10 =3.14cm²** et **S_t=25cm**

V) Ferrailage de la longrine :

• Le rôle des longrines :

Les longrines servent à chaîner les semelles dans les deux sens, rigidifier et empêcher sont déplacement. Elles doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à :

$$F = N / \alpha \geq 20\text{KN}$$

Avec

N : égale à la valeur maximale de la charge verticale de gravité apportée par les points d'appuis solidarisés.

α : Coefficient en fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée. (Site : S2 ; zone IIa)

• **Dimensionnement des longrines :**

Les dimensions minimales de la section transversale des longrines d'après le **RPA 99 (Art 10.1.1)** sont :

(25cm x30cm) : site de catégorie S_2 et S_3

(30cmx30cm) : site de catégorie S_4

On adopte pour notre cas une section de (25cm x30cm)

• **Armatures longitudinales :**

$N_u=999.48\text{KN}$, $\alpha=12$ (zone IIa; site 2)

$F=N_u/\alpha=999.48/12=83.29\text{KN}$

$A=F/\sigma_{st}=83.29 \times 10 / 348 = 2.39\text{cm}^2$

On prend **4HA10=3.14cm²/ml**

Le ferrailage minimum exigé par RPA est de 0.6% de la section totale

$A_{min} = 0.006 \times 25 \times 30 = 4.5\text{cm}^2$

$A_t < A_{min}$ la condition n'est pas vérifiée alors on adopte une section de **4HA12=4.52cm²**

• **Armatures transversales**

$\Phi_t \leq \min (h/35 ; b/10 ; \phi_{1\min}) \text{ cm} \rightarrow \Phi_t \leq \min (0.85 ; 2.5 ; 1.4) \text{ cm}$

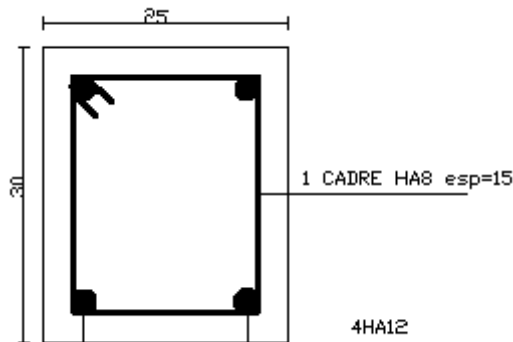
$\Phi_t \leq 0.85\text{cm}$ on prend un cadre de HA8

• **Espacement des cadres**

Selon RPA ,l'espacement entre les cadres doit être :

$S_t \leq \min (20 ; 15\phi_1) S_t \leq \min (30 ; 21)$

On adopte comme espacement des cadres $S_t=15\text{cm}$



Conclusion générale

Conclusion générale

Ce projet de fin d'études nous a permis de mettre en pratique les connaissances théoriques acquises durant notre cycle de formation de master pour analyser et étudier une structure de bâtiment réel. Nous avons saisi combien il est important de bien analyser une structure avant de la calculer.

Pour la réalisation d'une construction en zone sismique, on établit d'abord la partie architecturale, en tenant compte de la fonction d'exploitation propre de cette construction.

On recherche aussitôt après, la disposition convenable des éléments de contreventement et ici l'ingénieur peut trouver l'undes obstacles du génie civil qui existe.

D'après l'étude qu'on a faite, il convient de souligner que pour la conception parasismique, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début du projet pour éviter toutes les conceptions insuffisantes et pour arriver à une sécurité parasismique réalisée sans surcoût important.

L'analyse de la structure d'un ouvrage est une étape très importante qui permet de faire une bonne conception parasismique au moindre coût.

Notons qu'à la fin de ce projet qui constitue pour nous une première expérience, que l'utilisation de l'outil informatique pour l'analyse et le calcul des structures est très bénéfique en temps et en effort à condition de maîtriser les notions de bases des sciences de l'ingénieur, ainsi que le logiciel lui-même

Bibliographie

Bibliographie

Règlements :

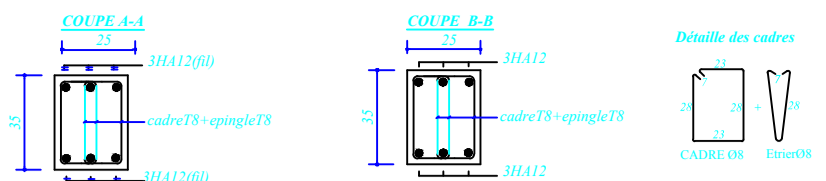
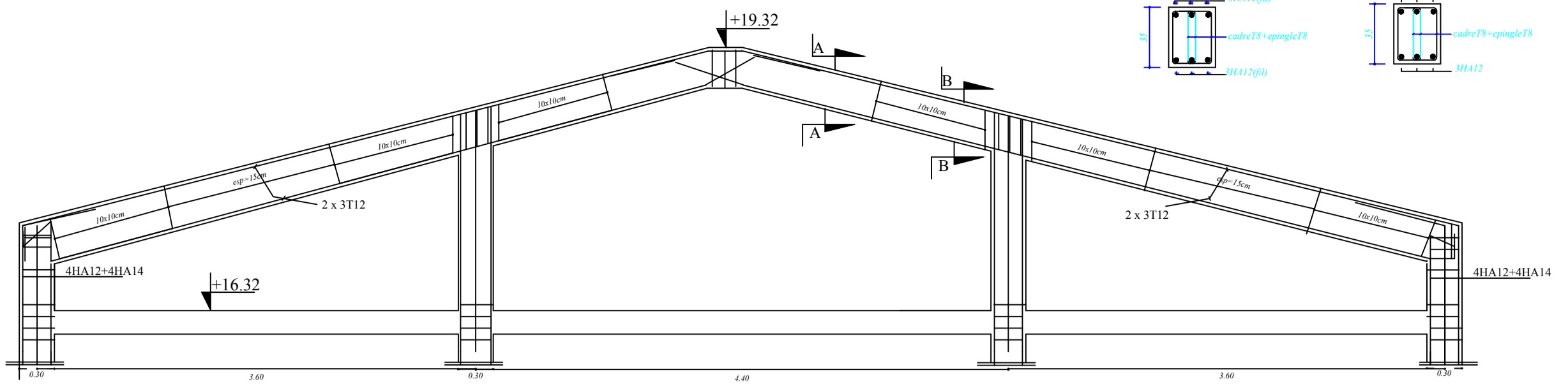
- Règles parasismiques Algériennes RPA99/version 2003.
- Règles de calcul de béton armé aux états limites BAEL91
- Documents technique réglementaire (DTR B.C 2.2) : charges permanentes et charges d'exploitation

Logiciels :

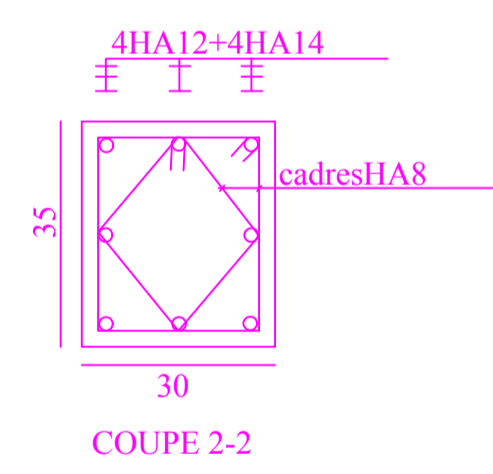
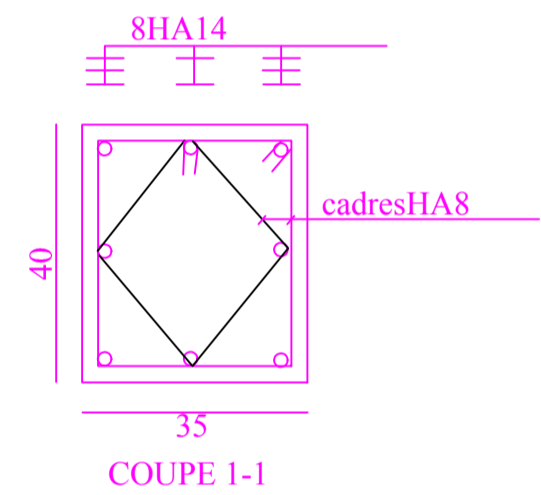
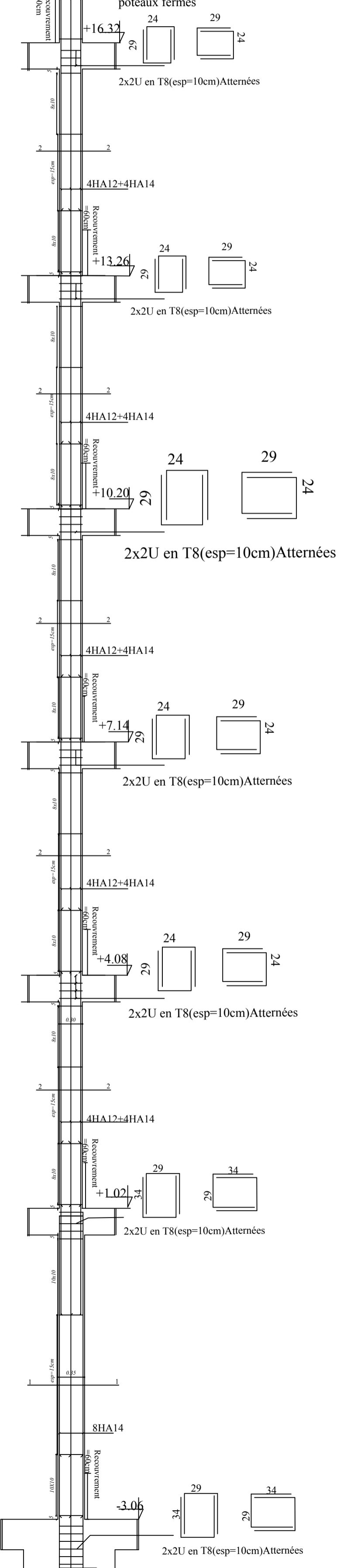
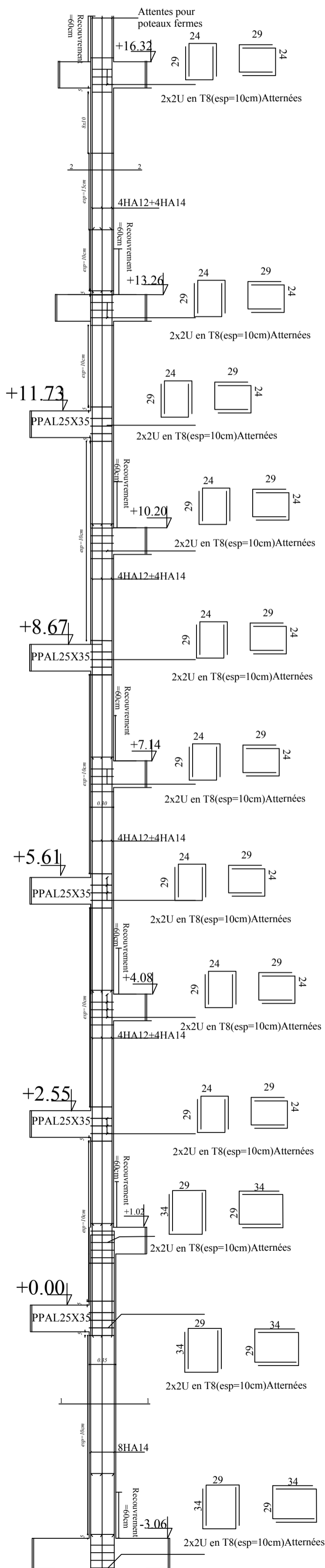
- Logiciel ETABS version 9.7 (analyse des structures)
- Logiciel de ferrailage SOCOTEC
- EXCEL 2016
- WORD2016
- AUTOCAD 2014

Ouvrages :

- Documents technique réglementaire DTR B.C.2.2, charges permanentes et charges d'exploitation
- Ouvrages en béton armé, technologie du bâtiment –œuvre (H RENAUD)
- Béton armé BAEL91, et DTU associer (JEAN-PIERRE MOUGIN)
- Cours et TD des années spécialité (RDM, BETON, DDS, MDS...)



exemple de coffrage & Ferrillage Fermes: 25x35 Axe "A"

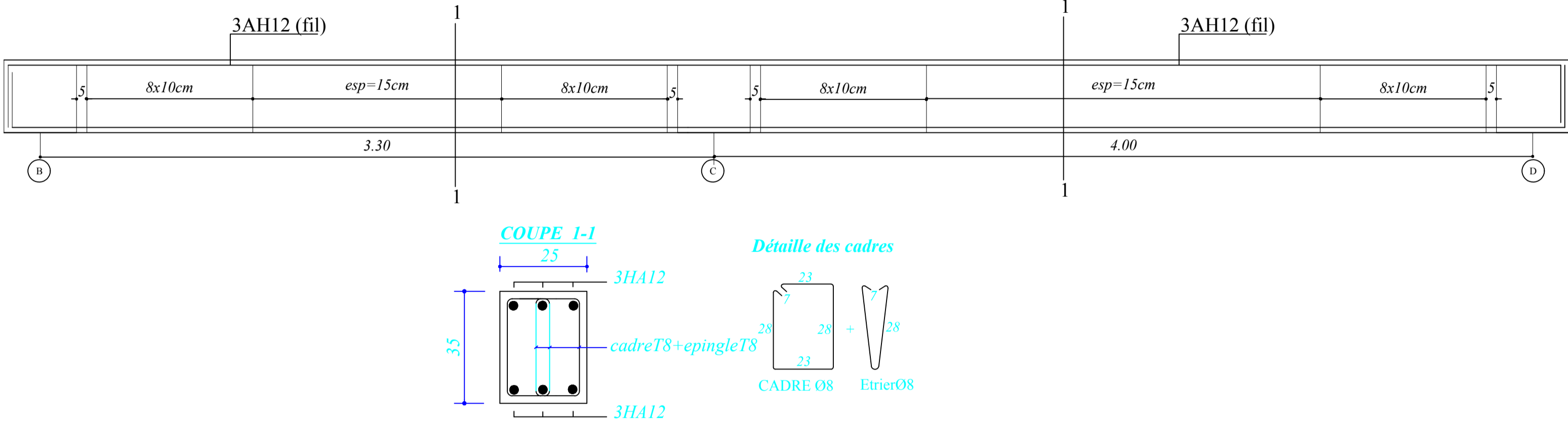


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 UNIVERSITE MOULOD MAMRI DE TIZI-OUZOU
 FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

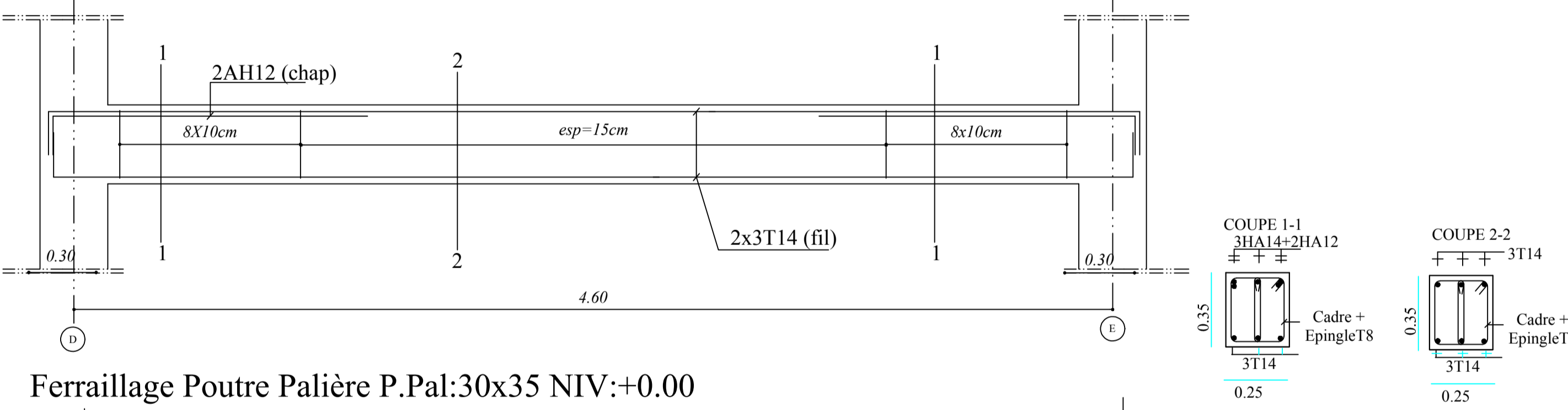
ETUDE PAR : BOUAMRANE CYLIA

TITRE
 LE FERRAILLAGE DES POTEAUX

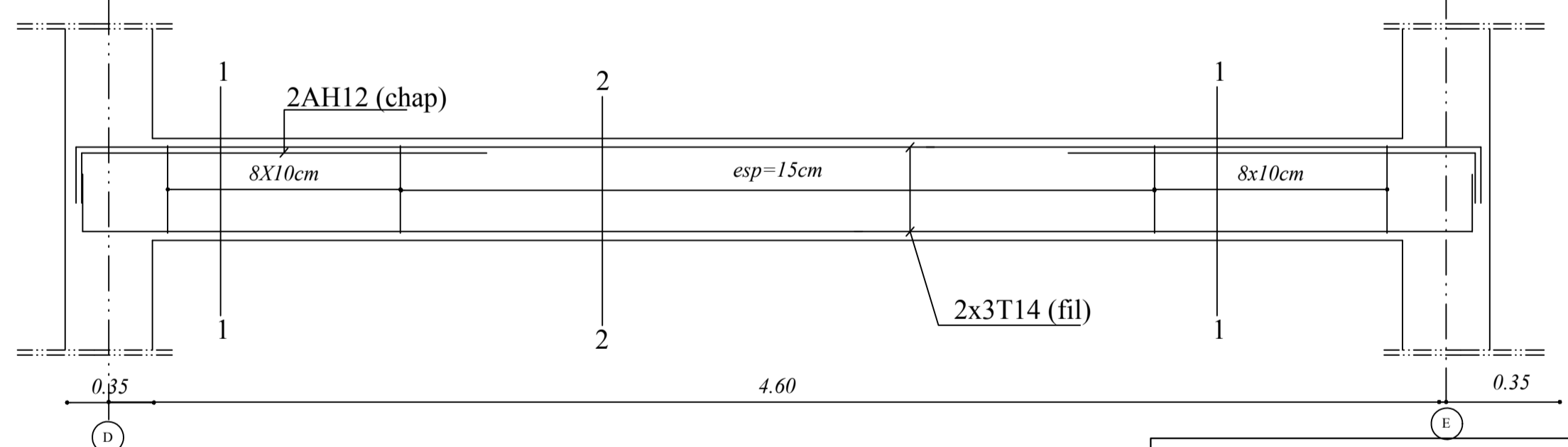
Ferrailage Poutre de chaînage :30x35 NIV:+4.08 ;+7.14 ;+10.20 ;+13.26;+16.32



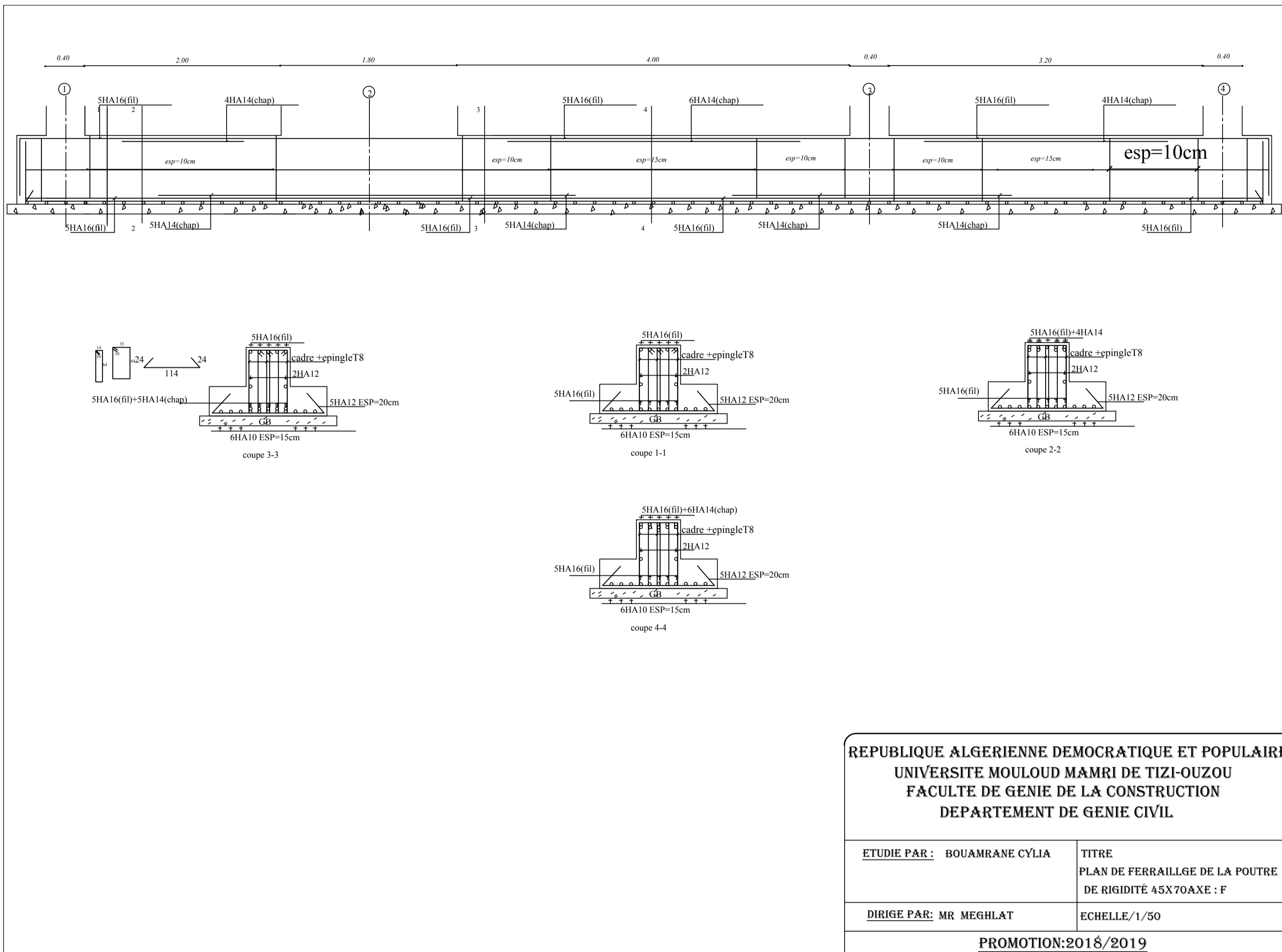
Ferrailage Poutre Palière P.Pal:30x35 NIV:+2.55 ;+5.61 ;+8.67 ;+11.73

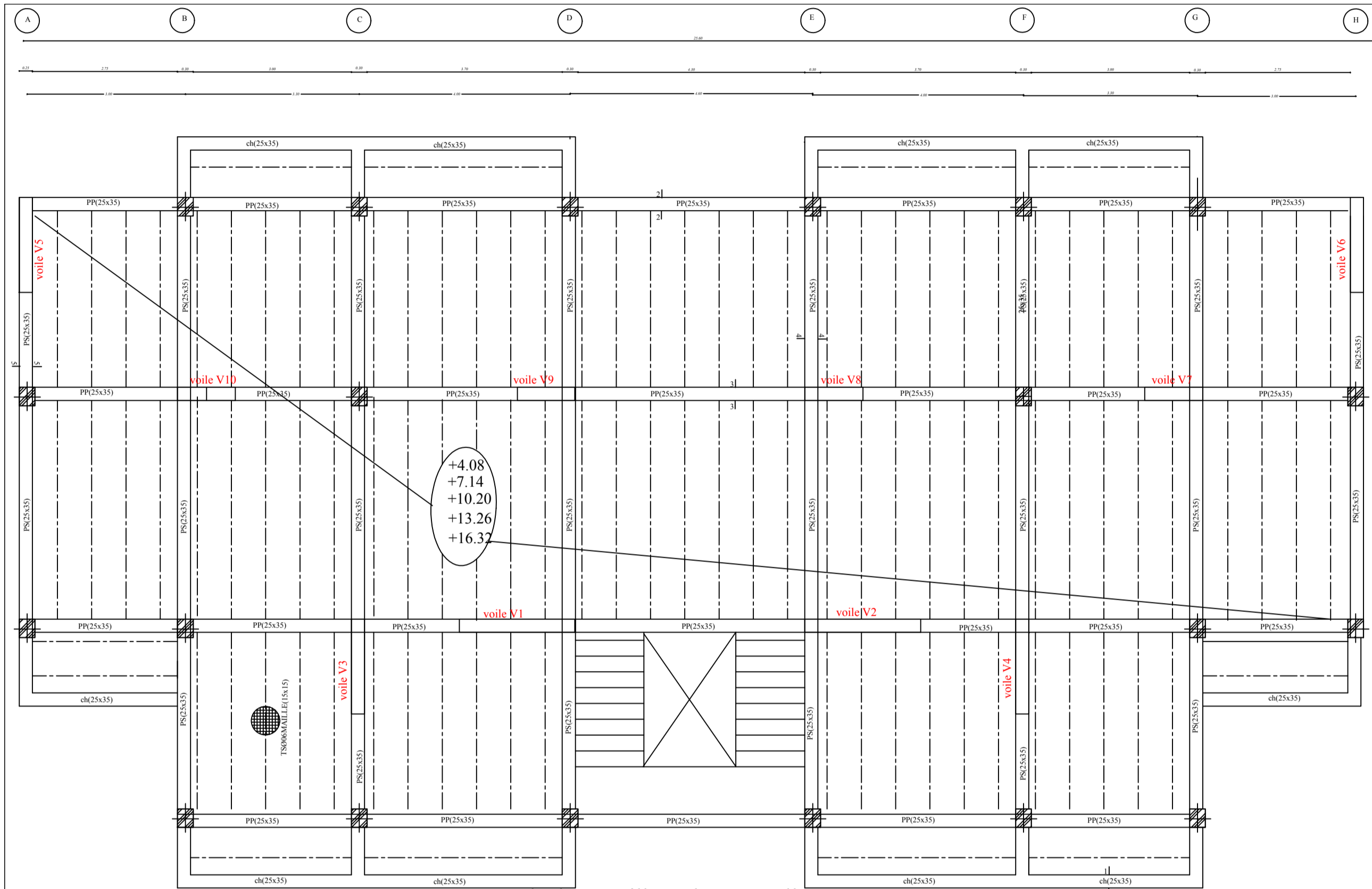


Ferrailage Poutre Palière P.Pal:30x35 NIV:+0.00

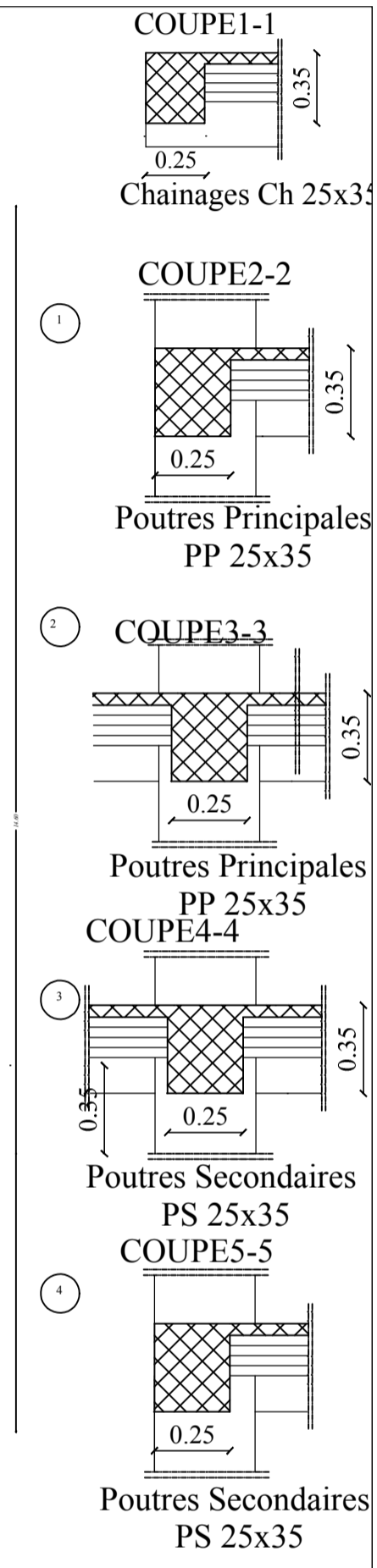
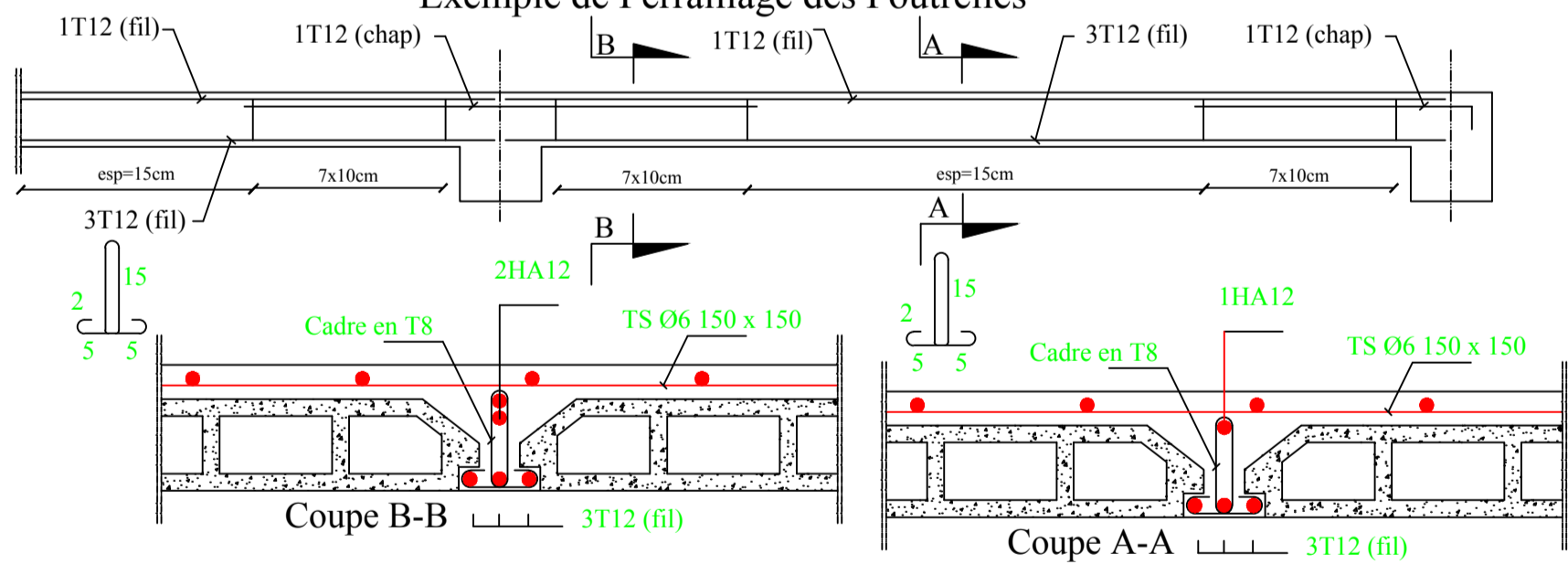


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULUD MAMRI DE TIZI-OUZOU FACULT DE GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
ETUDE PAR : BOUAMRANE CYLIA	TITRE LE FERRAILAGE DE LA POUTRE PALIER ET CHAINAGE
DIRIGE PAR: MR MEGHLAT	ECHELLE/1/50
PROMOTION:2018/2019	

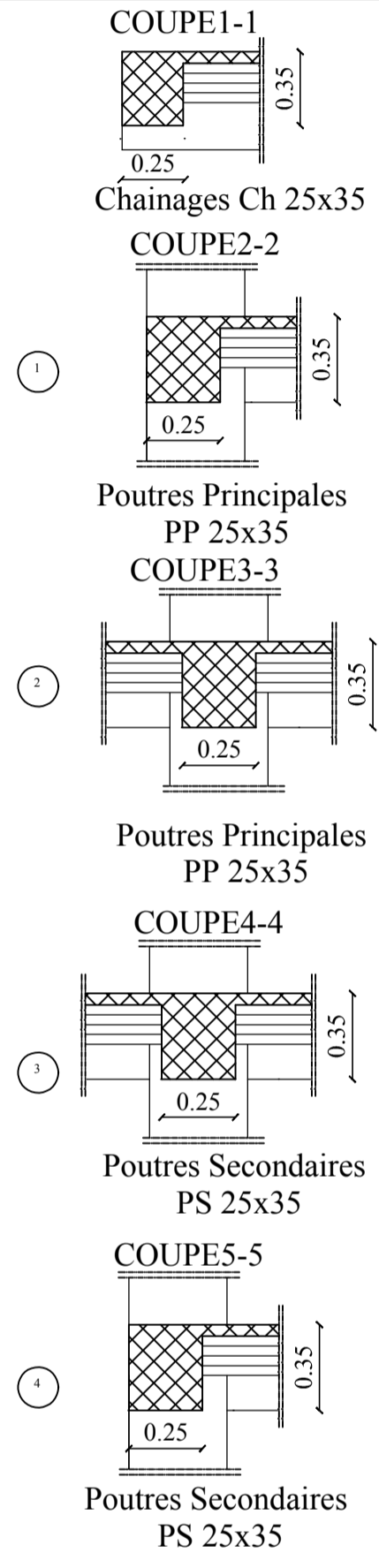
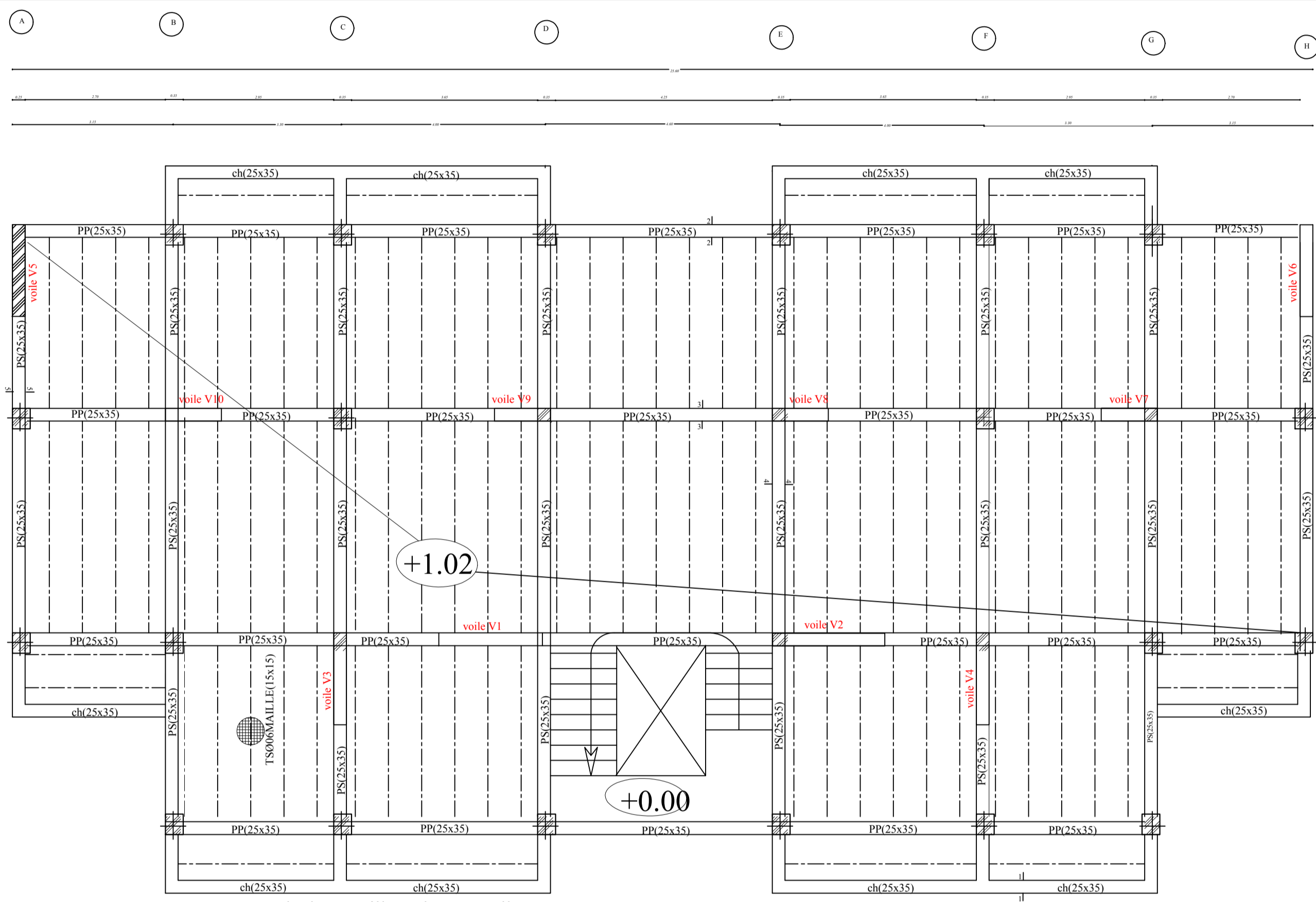




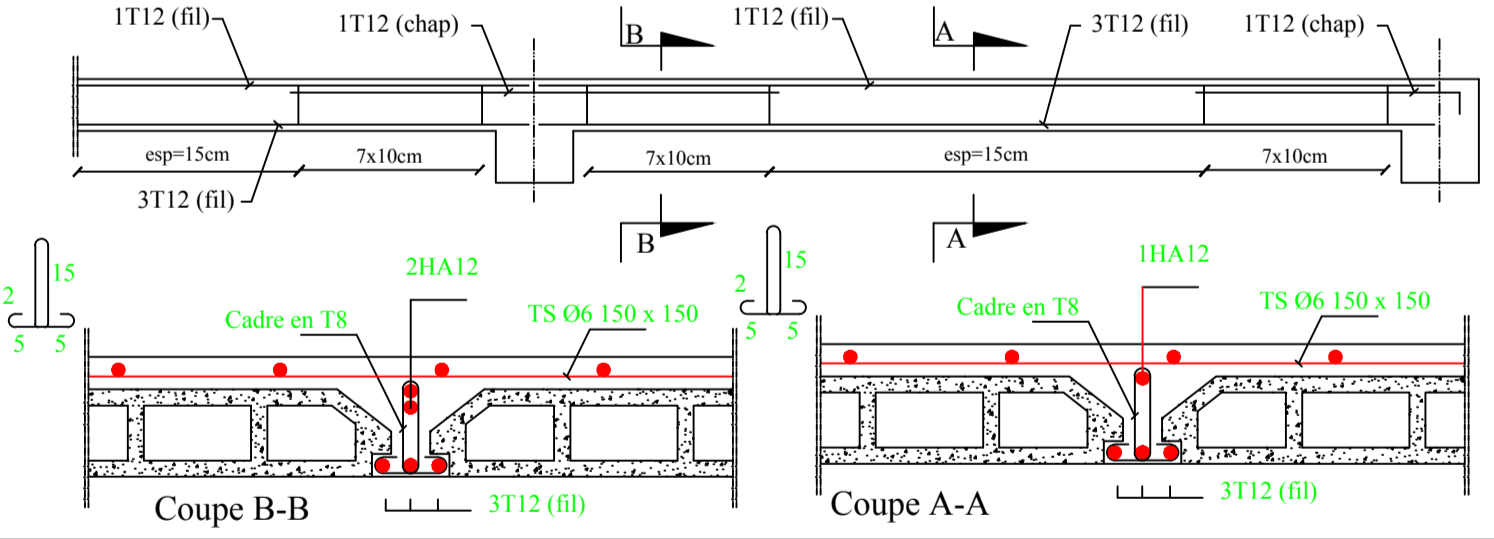
Exemple de Ferrillage des Poutrelles



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
UNIVERSITE MOULOU MAMRI DE TIZI-OUZOU	
FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION	
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
ETUDE PAR: BOUAMRANE CYLIA	TITRE: PLAN DE COFFRAGE DE NTV: +4.08, +7.14, +10.20, +13.26, +16.37
DIRECTEUR P.A.E: MR MEGHILAT	ECHELLE: 1/50
PROMOTION: 2018/2019	

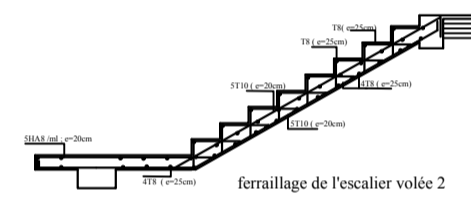
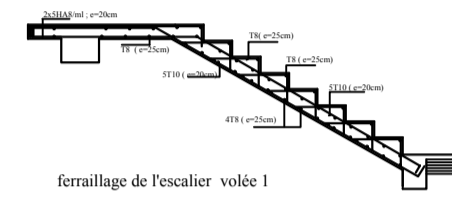
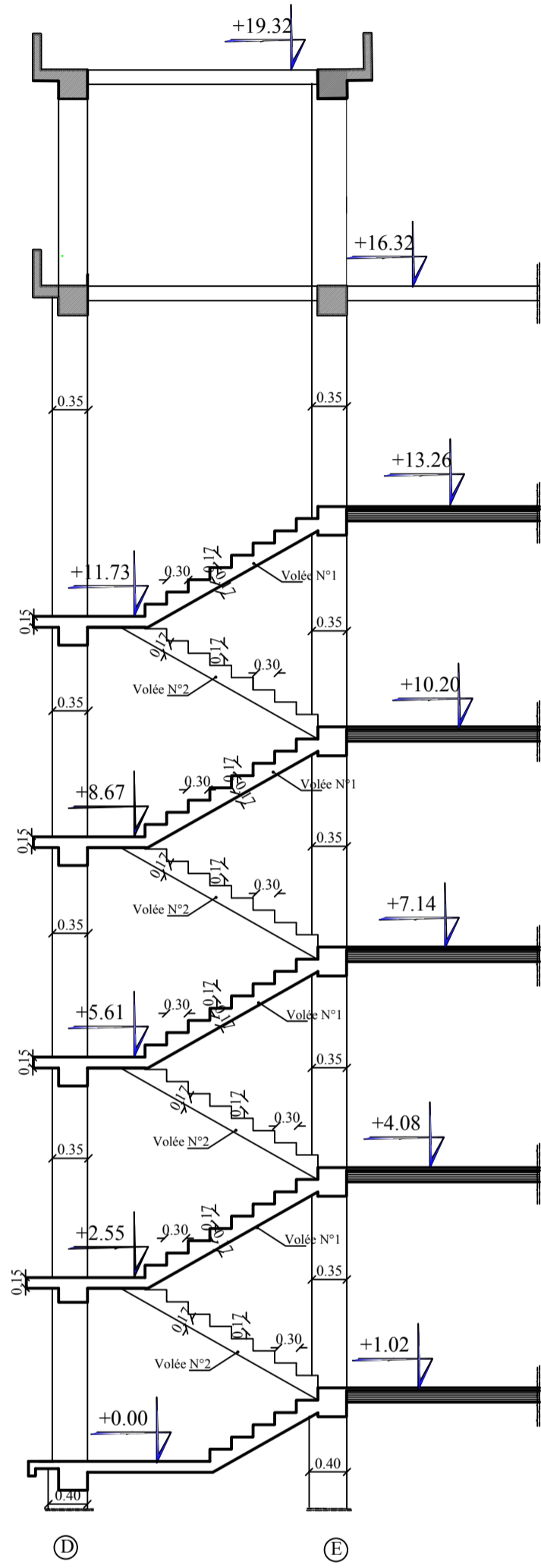


Exemple de Ferrailage des Poutrelles

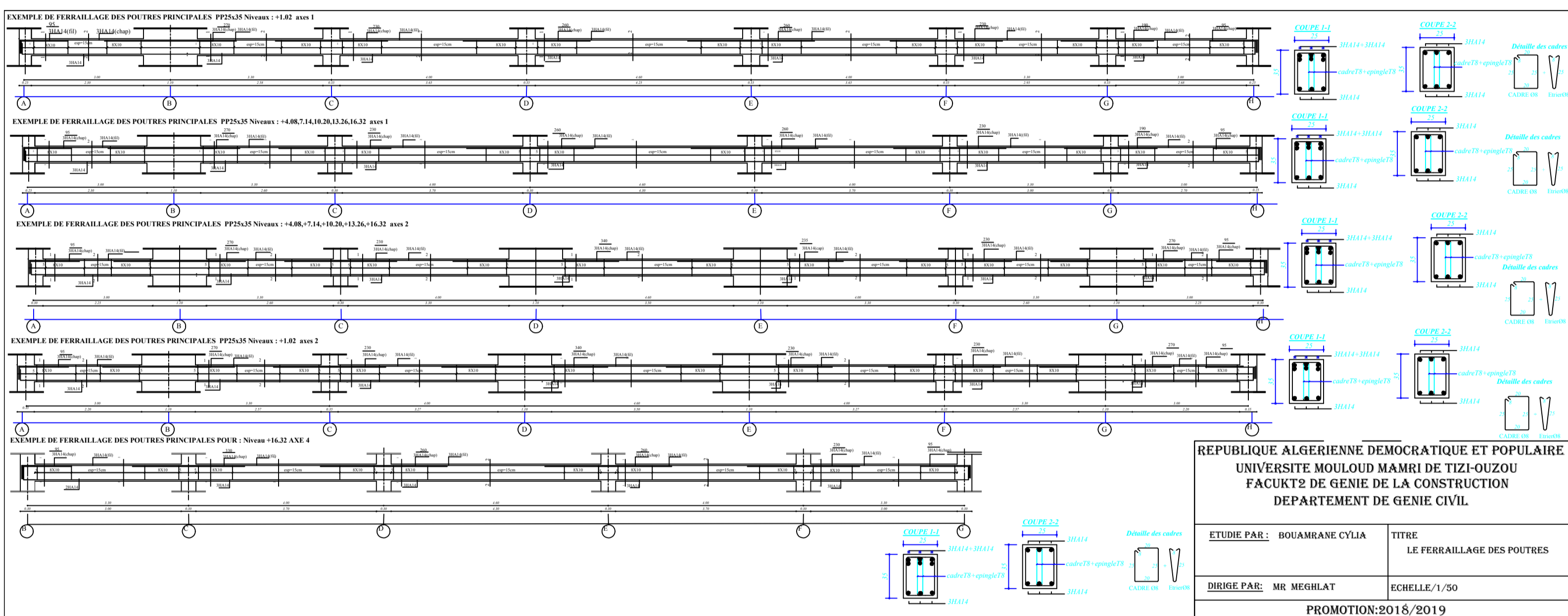


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
UNIVERSITE MOULOU MAMRI DE TIZI-OUZOU	
FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION	
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
ETUDE PAR: BOUARRANE CYLIA	TITRE: PLAN DE COFFRAGE DE NIV+1.02
DIRIGE PAR: MR MEGHILAT	ECHELLE: 1/50
PROMOTION: 2018/2019	

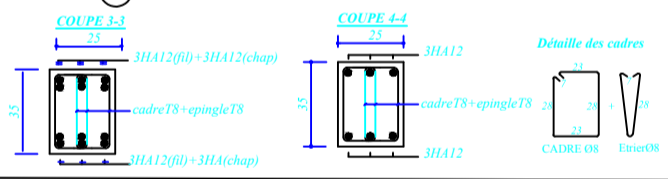
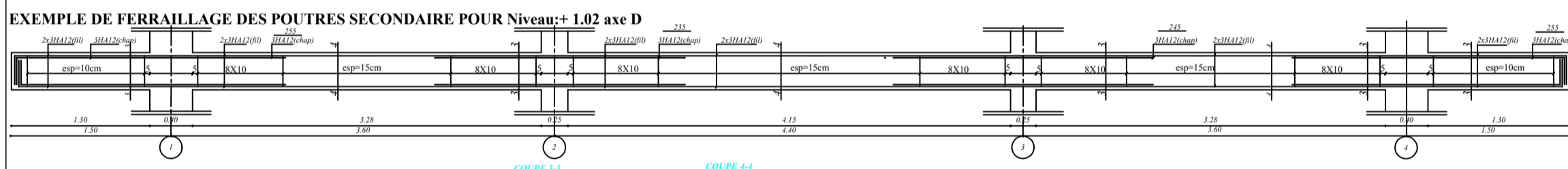
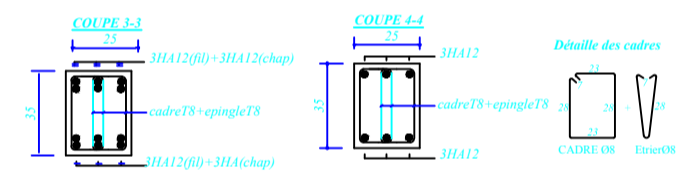
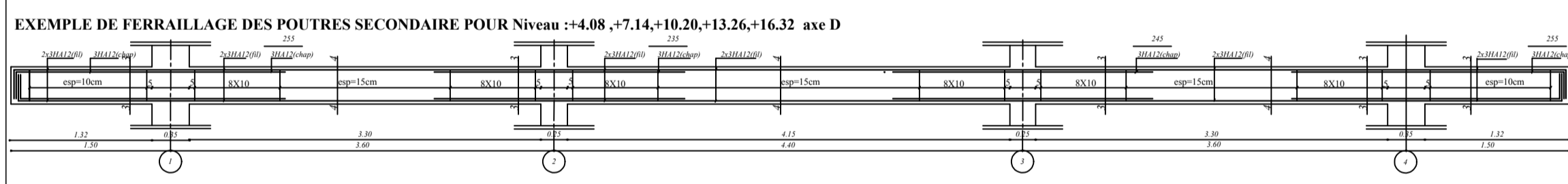
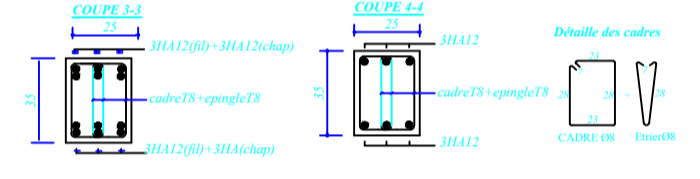
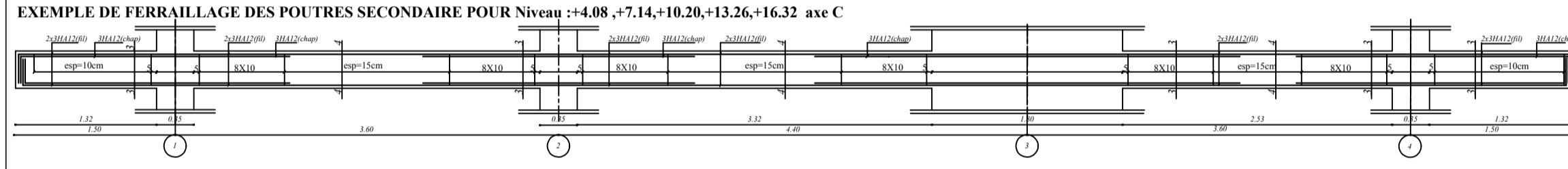
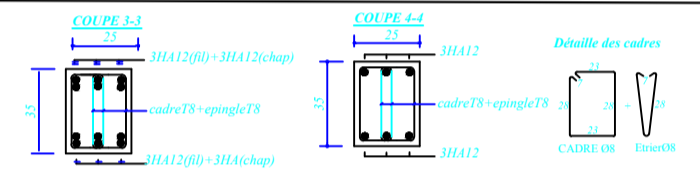
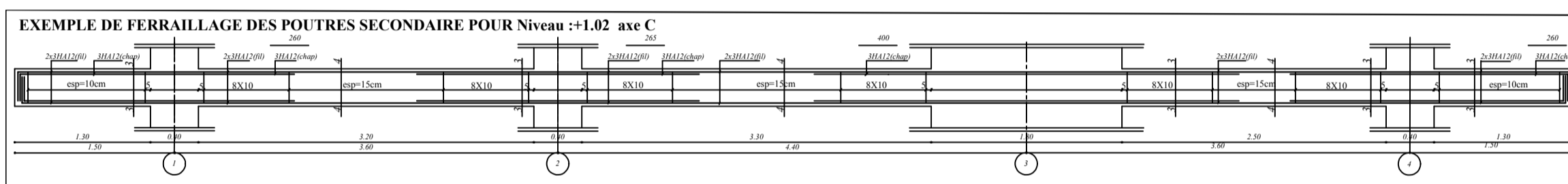
COUPE VERTICALE D'UN ESCALIER



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
UNIVERSITE MOULOU MAMRI DE TIZI-OUZOU	
FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION	
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
ETUDE PAR: BOUAMRANE CYLIA	TITRE: PLAN DE FERRAILAGE DE L'ESCALIER
DIRIGE PAR: MR. MEHLAT	ECHELLE: 1/50
PROMOTION: 2016/2019	

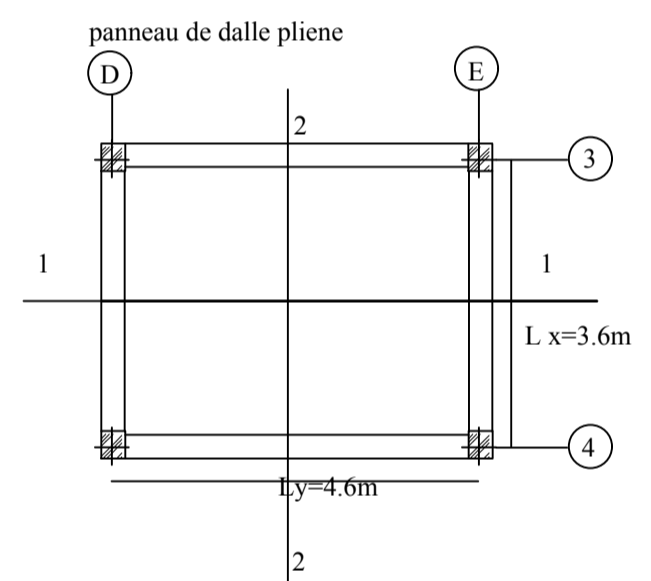
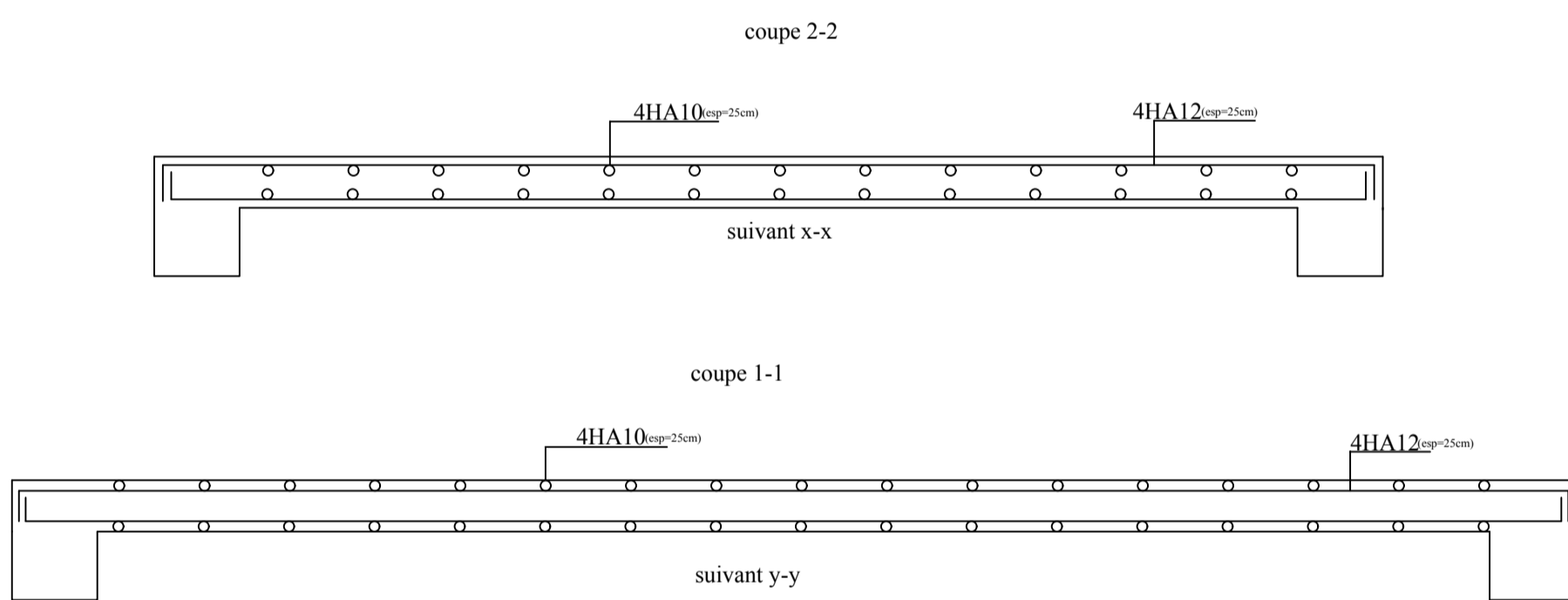


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOU MAMRI DE TIZI-OUZOU FACULTÉ DE GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
ETUDE PAR : BOUAMRANE CYLIA	TITRE LE FERRAILLAGE DES POUTRES
DIRIGE PAR : MR MEGHLAT	ECHELLE /1/50
PROMOTION:2018/2019	

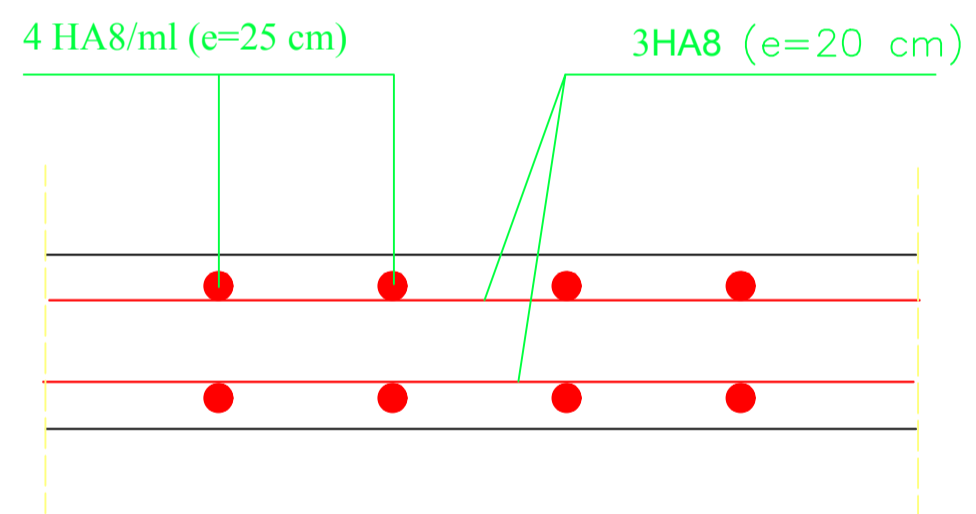
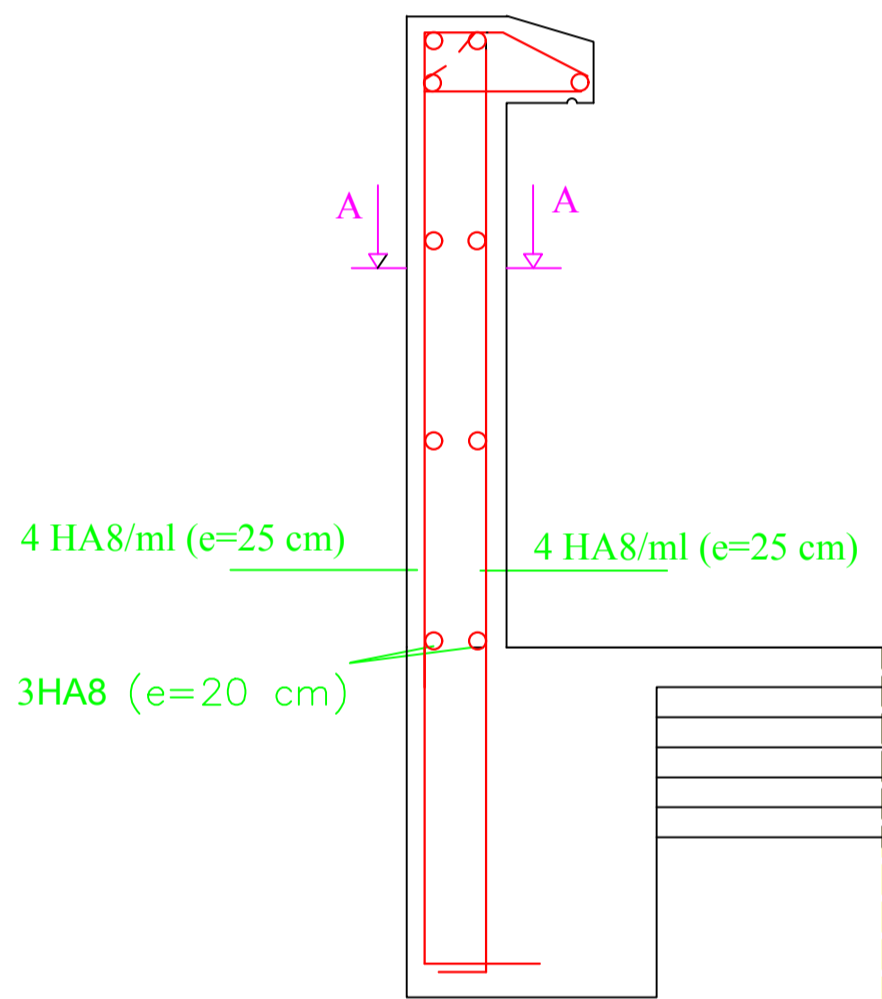


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 UNIVERSITE MOULOD MAMRI DE TIZI-OUZOU
 FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDE PAR : BOUAMRANE CYLIA	TITRE : LE FERRAILLAGE DES POUTRES SECONDAIRE
DIRIGE PAR : MR. MEGHLAT	ECHELLE: 1/50
PROMOTION: 2018/2019	



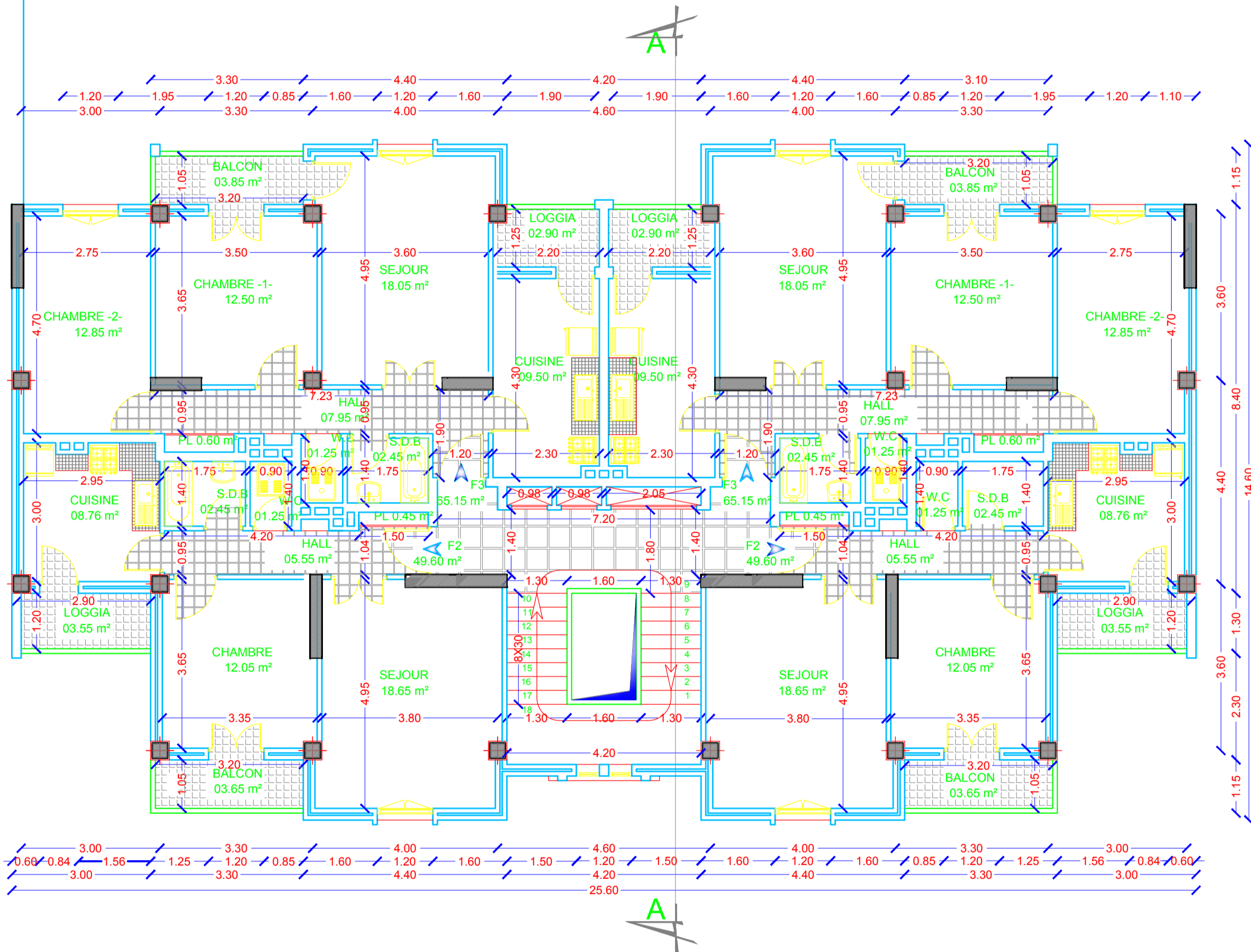
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
UNIVERSITE MOULOUZ MAMRI DE TIZI-OUZOU	
FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION	
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
ETUDE PAR: BOUAMRANE CYLIA	TITRE: LE FERRAILLAGE DE LA DALLE PLEINE
DIRIGE PAR: MR. MEHLAT	ECHELLE: 1/50



Coupe A-A

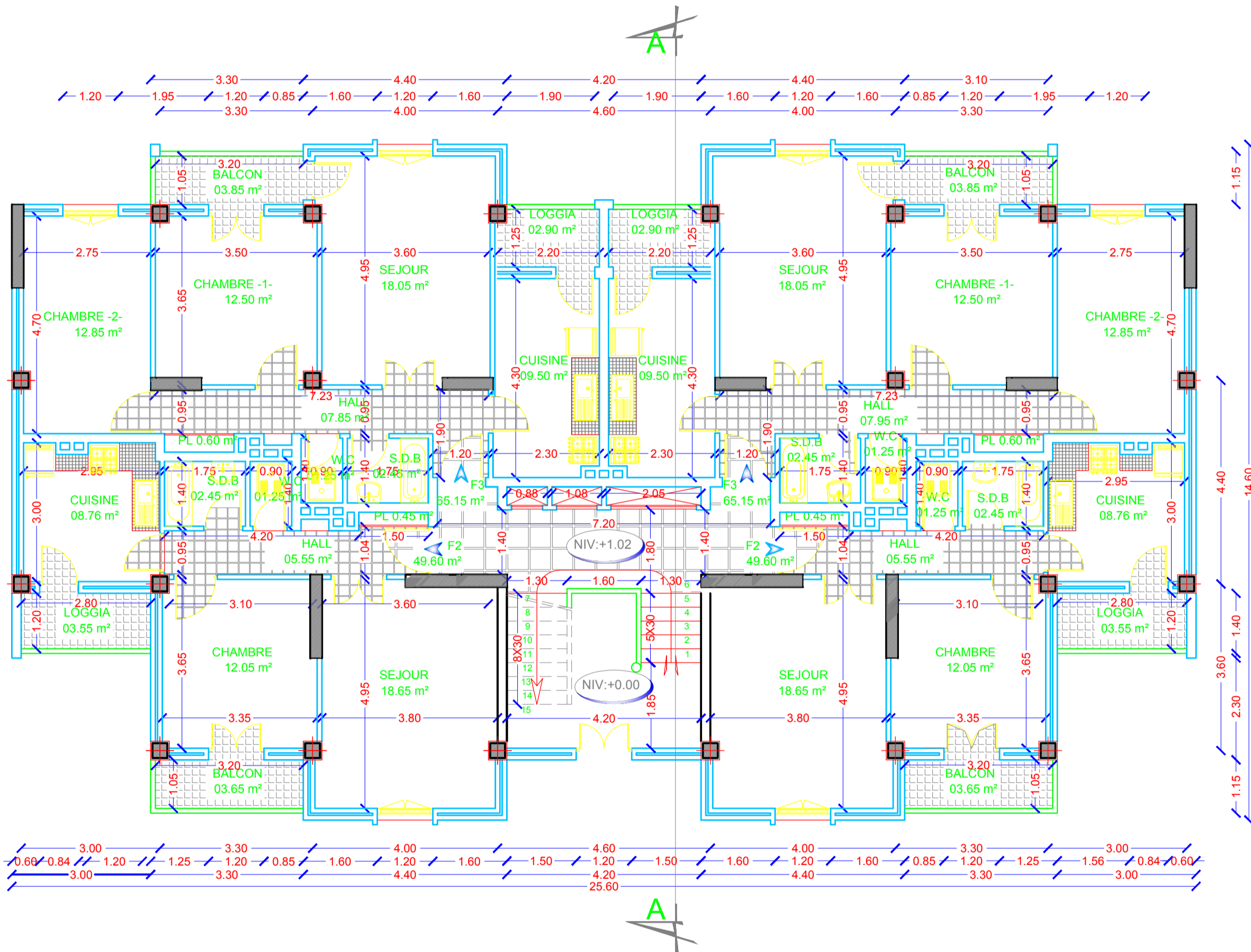
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOUDE MAMRI DE TIZI-OUZOU FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
ETUDE PAR: BOUAMRANE CYLIA	TITRE LE FERRAILLAGE DE L'ACROTÈRE
DIRIGE PAR: MR MEGHLAT	ECHELLE: 1/50
PROMOTION: 2018/2019	

PLAN D'ETAGE COURANT



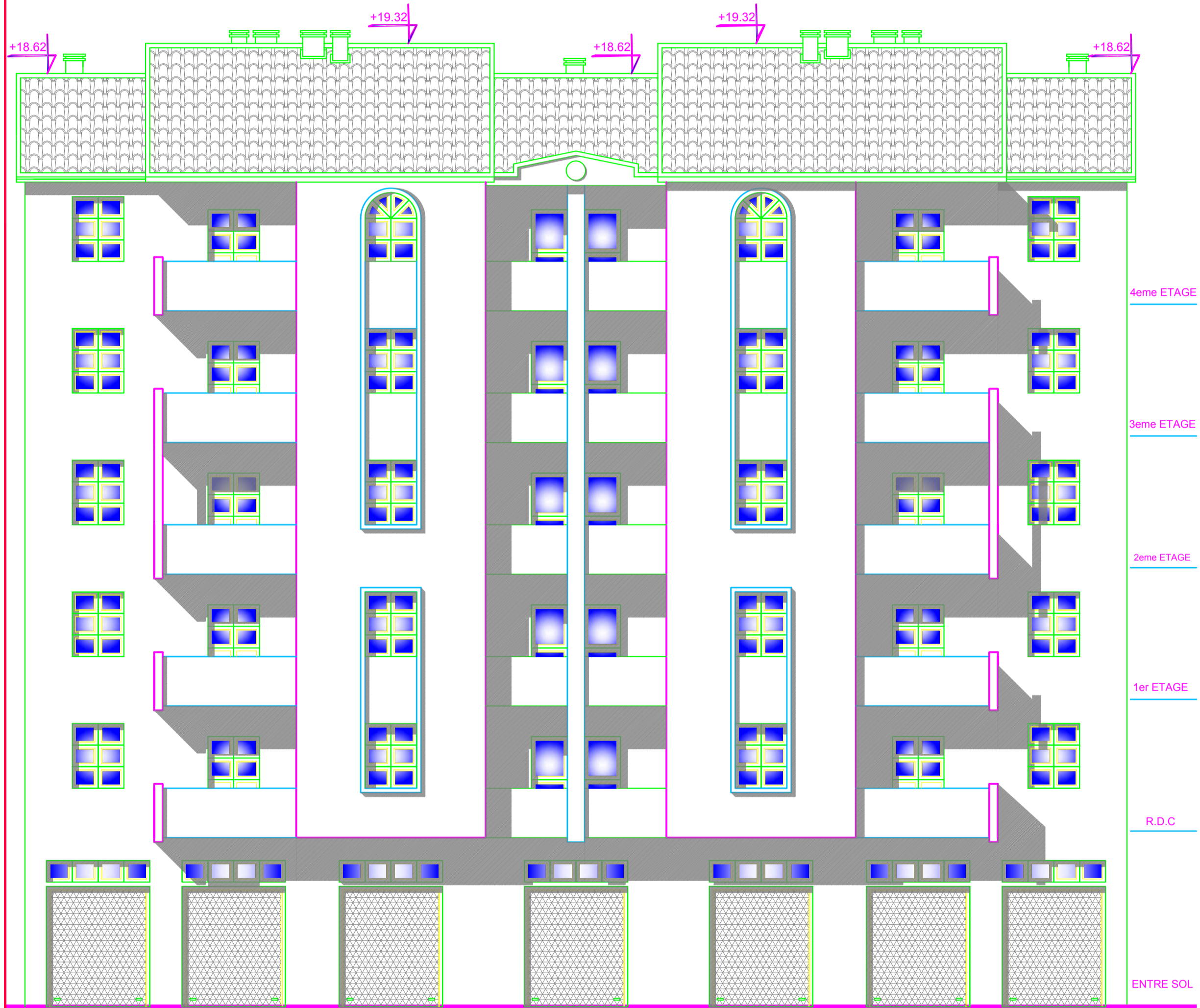
ESPACES	F2	F3
SEJOUR	18.65	18.05
CUISINE	08.76	09.50
CHAMBRE -1-	12.05	12.50
CHAMBRE -2-		12.85
S.D.B	02.45	02.45
W.C	01.25	01.25
CIRCULATION INTERIEURE	05.55	07.95
RANGEMENT	00.45	00.60
SURFACE HABITABLE	49.60	65.15
SURFACE LOGGIA	03.55	02.90
SURFACE BALCON	03.65	03.85
SURFACE UTILE	56.80	71.90

PLAN DU REZ DE CHAUSSEE

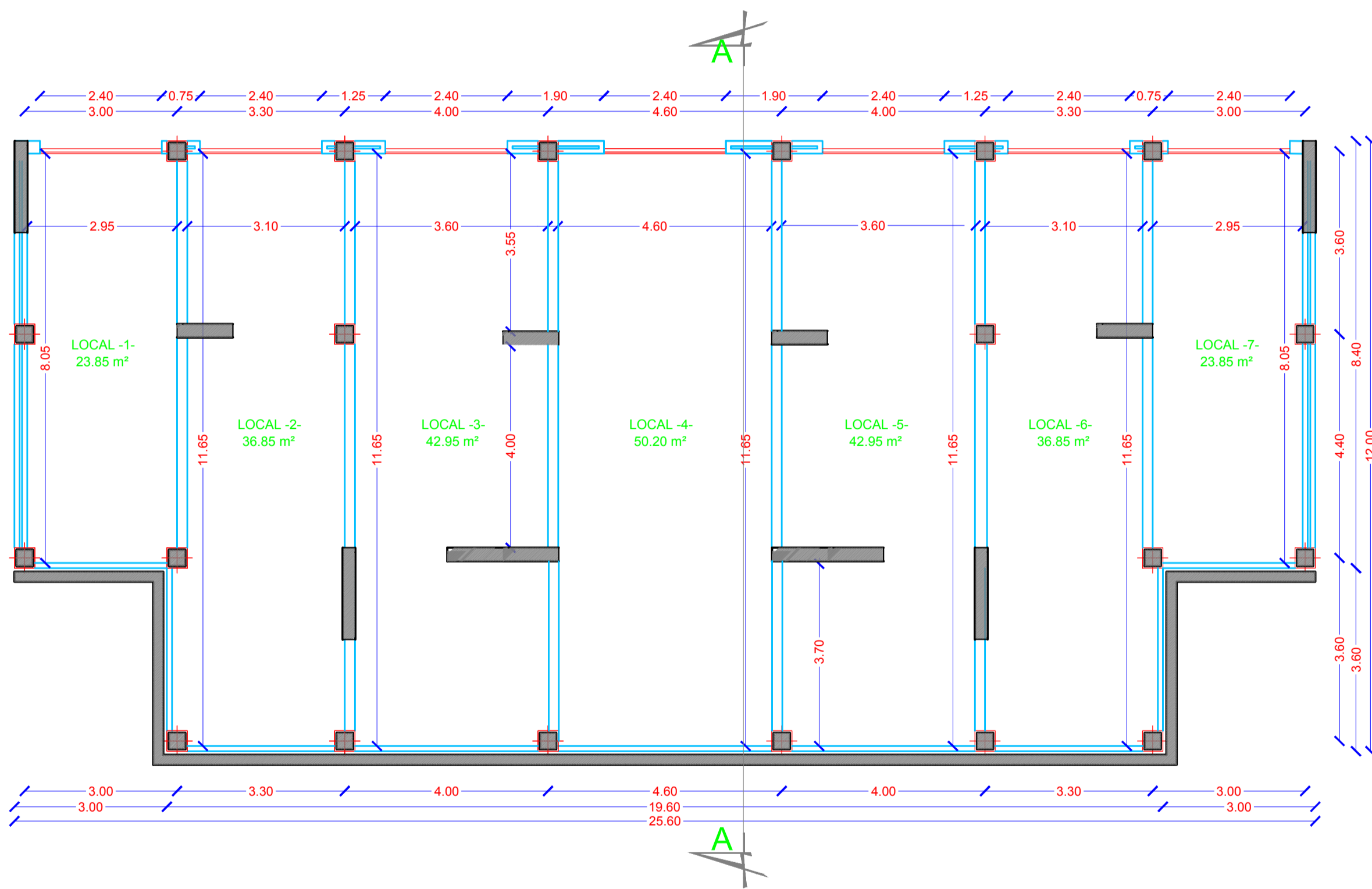


ESPACES	F2	F3
SEJOUR	18.65	18.05
CUISINE	08.76	09.50
CHAMBRE -1-	12.05	12.50
CHAMBRE -2-		12.85
S.D.B	02.45	02.45
W.C	01.25	01.25
CIRCULATION INTERIEURE	05.55	07.95
RANGEMENT	00.45	00.60
SURFACE HABITABLE	49.60	65.15
SURFACE LOGGIA	03.55	02.90
SURFACE BALCON	03.65	03.85
SURFACE UTILE	56.80	71.90

FACADE POSTERIEURE

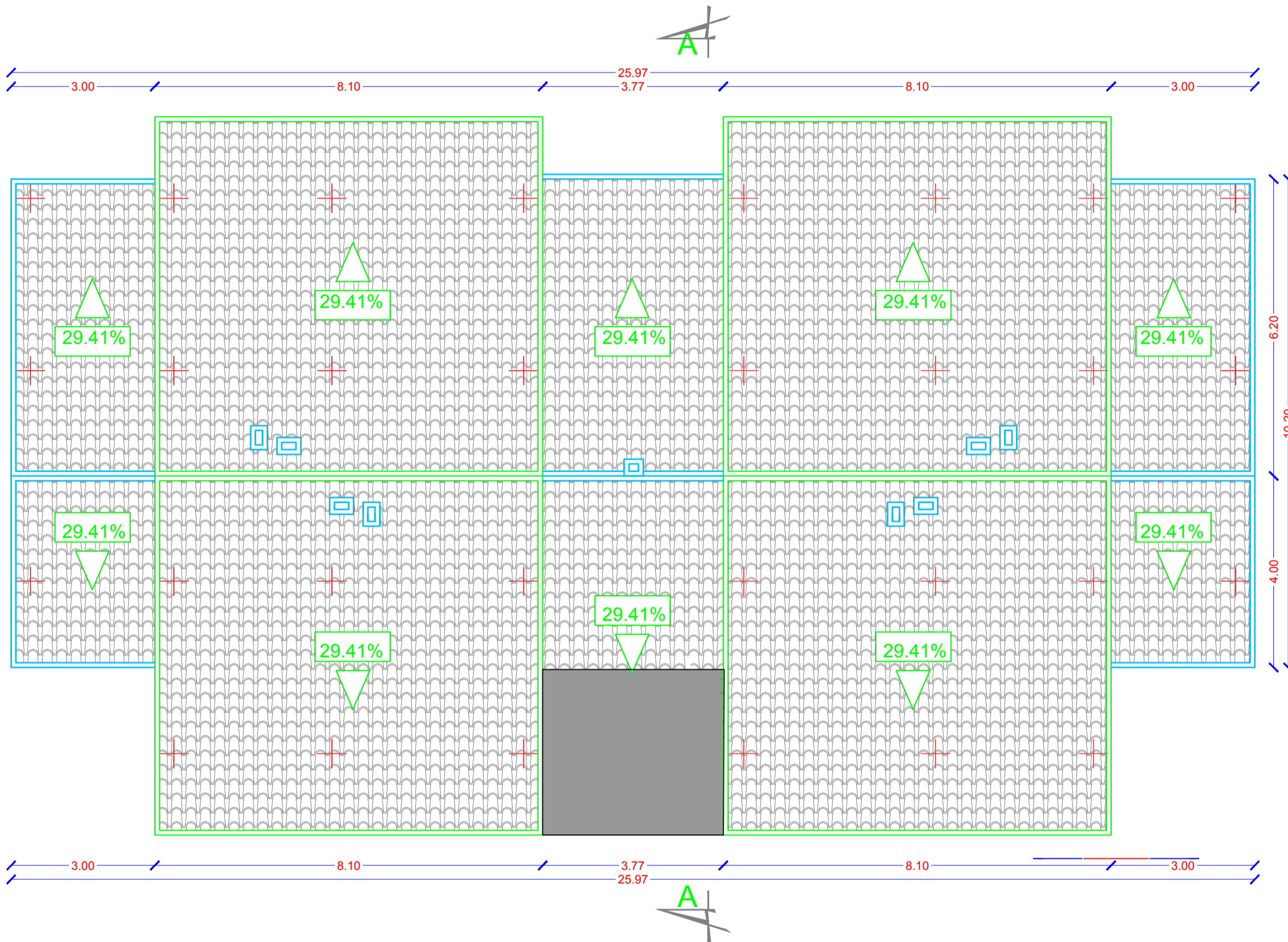


PLAN DE L'ENTRE SOL

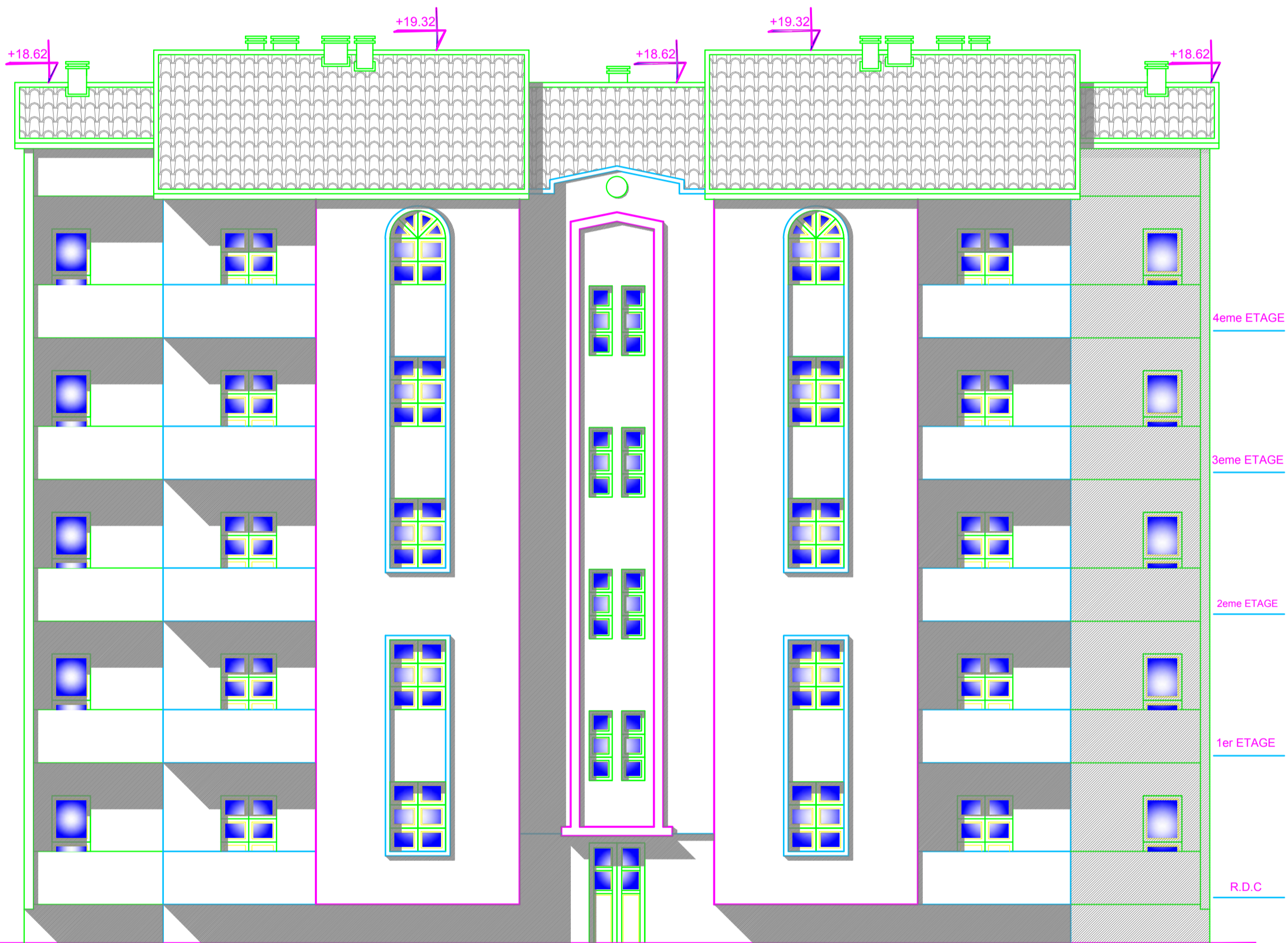


COMMERCES	SURFACES/m ²
LOCAL -1-	23.85
LOCAL -2-	36.85
LOCAL -3-	42.95
LOCAL -4-	50.20
LOCAL -5-	42.95
LOCAL -6-	36.85
LOCAL -7-	23.85
TOTAL	257.50

PLAN DE TOITURE

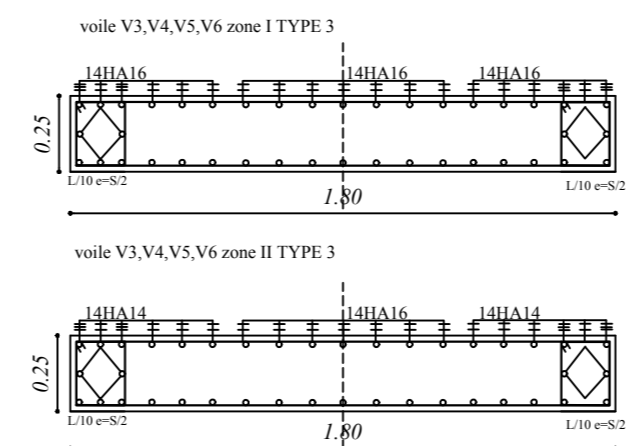
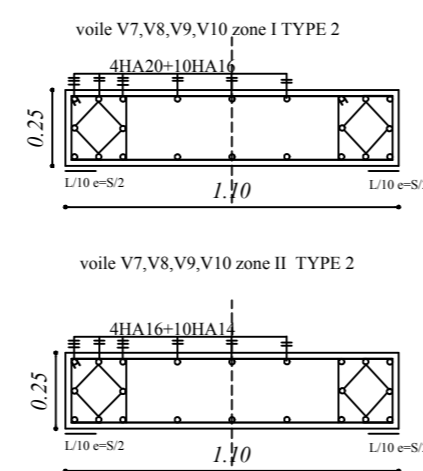
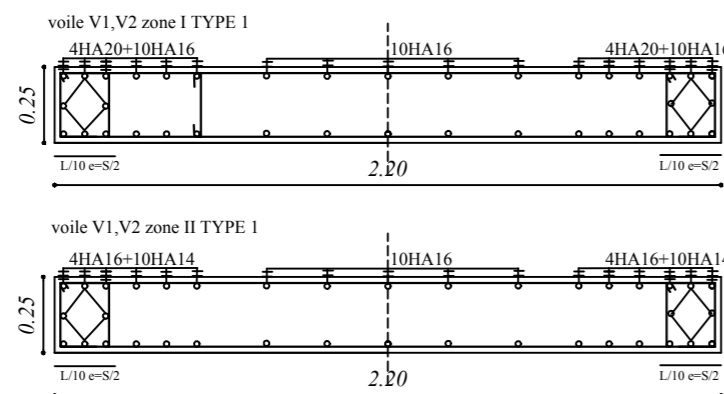


FACADE PRINCIPALE

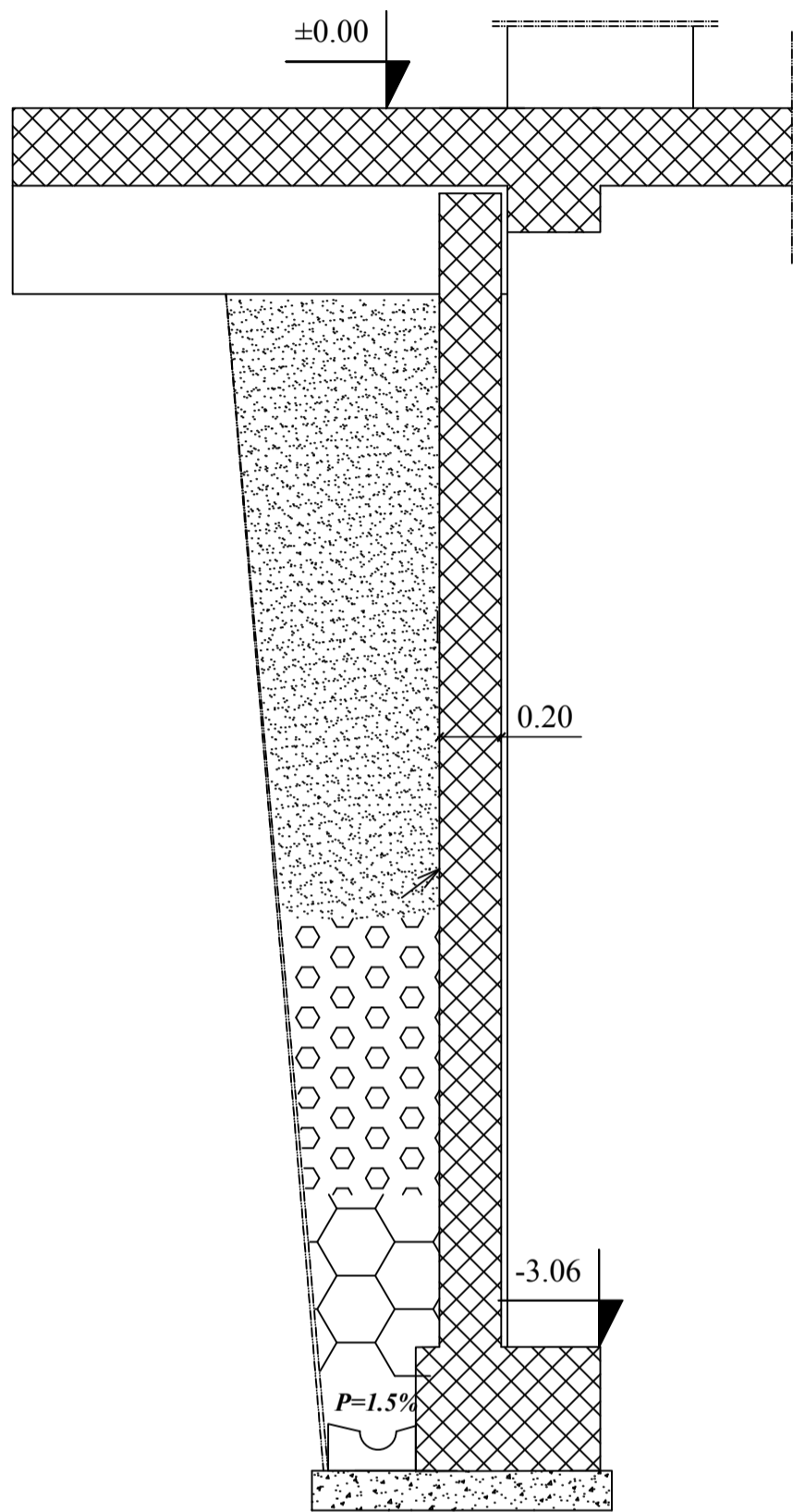


5 20
Cadre T8/15cm

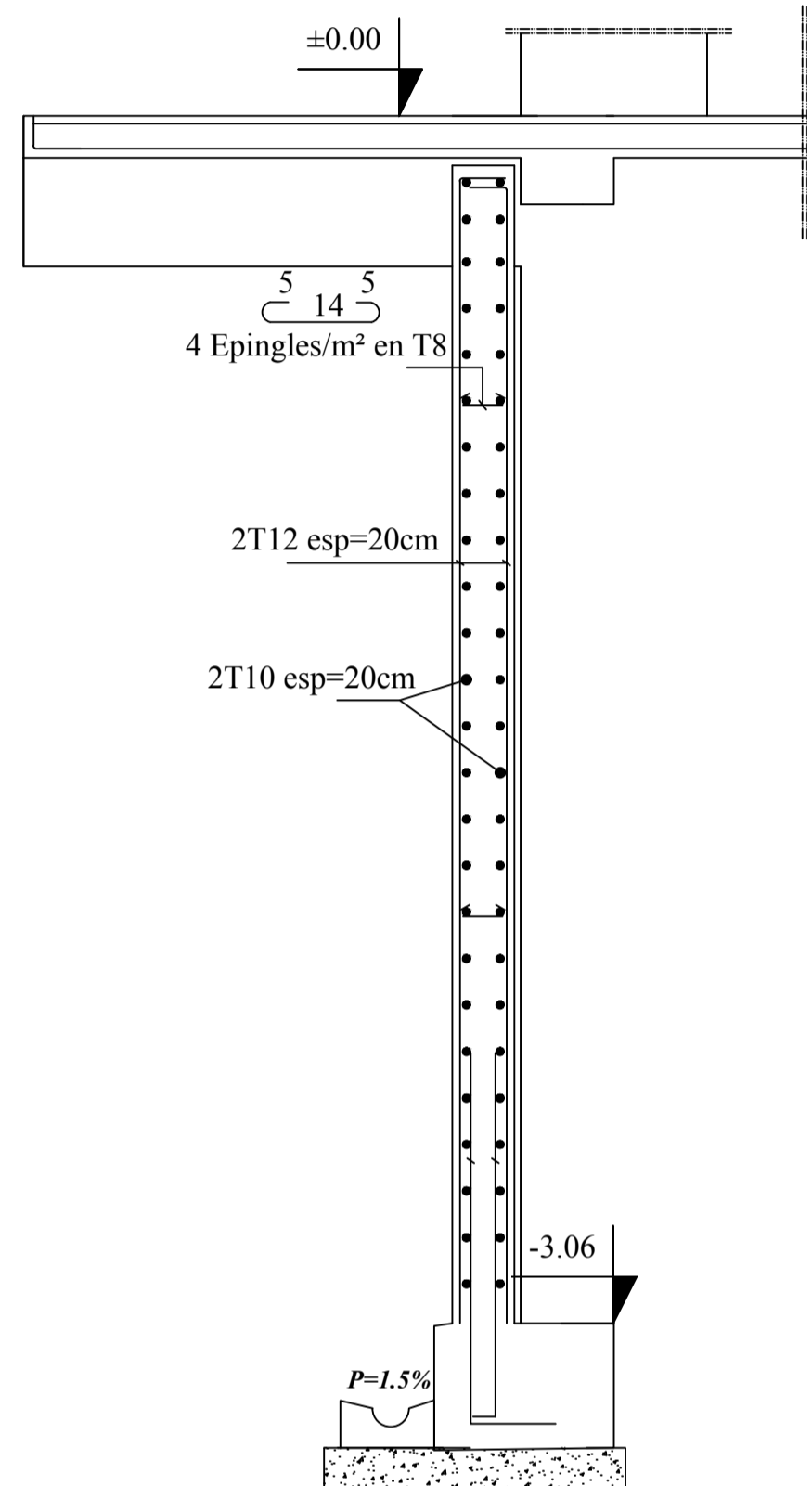
5 20 5
4 Epingles/m² en T8



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOU MAMRI DE TIZI-OUZOU FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
ETUDIE PAR : BOUAMRANE CYLIA	TITRE LE FERRAILLAGE DES VOILES
DIRIGE PAR: MR MEGHLAT	ECHELLE/1/50
PROMOTION:2018/2019	



Coffrage du mur plaque)



Ferrailage du mur plaque

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOU D MAMRI DE TIZI-OUZOU FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
ETUDE PAR : BOUAMRANE CYLIA	TITRE LE FERRAILAGE DU MUR PLAQUE
DIRIGE PAR : MR MEGHLAT	ECHELLE/1/50
PROMOTION:2018/2019	

plot.log

G:\mémoire_GC\LES PLANS MODIFIER CYLIA FINALE.dwg,Objet,10-11-2019
11:27:29,BAKIR_10,DWG To PDF.pc3,ISO full bleed A2 (420.00 x 594.00
mm),1:0.0451604,
G:\mémoire_GC\LES PLANS MODIFIER CYLIA FINALE.dwg,Objet,10-11-2019
11:28:19,BAKIR_10,DWG To PDF.pc3,ISO full bleed A2 (420.00 x 594.00
mm),1:0.0432848,
G:\mémoire_GC\LES PLANS MODIFIER CYLIA FINALE.dwg,Objet,10-11-2019
11:29:00,BAKIR_10,DWG To PDF.pc3,ISO full bleed A2 (420.00 x 594.00
mm),1:0.018462,
G:\mémoire_GC\LES PLANS MODIFIER CYLIA FINALE.dwg,Objet,10-11-2019
11:29:29,BAKIR_10,DWG To PDF.pc3,ISO full bleed A2 (420.00 x 594.00
mm),1:0.0313545,
G:\mémoire_GC\LES PLANS MODIFIER CYLIA FINALE.dwg,Objet,10-11-2019
11:30:01,BAKIR_10,DWG To PDF.pc3,ISO full bleed A2 (420.00 x 594.00
mm),1:0.0762728,
G:\mémoire_GC\LES PLANS MODIFIER CYLIA FINALE.dwg,Objet,10-11-2019
11:30:30,BAKIR_10,DWG To PDF.pc3,ISO full bleed A2 (420.00 x 594.00
mm),1:0.0762728,
G:\mémoire_GC\LES PLANS MODIFIER CYLIA FINALE.dwg,Objet,10-11-2019
11:30:59,BAKIR_10,DWG To PDF.pc3,ISO full bleed A2 (420.00 x 594.00
mm),1:0.079659,
G:\mémoire_GC\LES PLANS MODIFIER CYLIA FINALE.dwg,Objet,10-11-2019
11:31:33,BAKIR_10,DWG To PDF.pc3,ISO full bleed A2 (420.00 x 594.00
mm),1:0.0766388,
G:\mémoire_GC\LES PLANS MODIFIER CYLIA FINALE.dwg,Objet,10-11-2019
11:32:02,BAKIR_10,DWG To PDF.pc3,ISO full bleed A2 (420.00 x 594.00
mm),1:0.0483353,
G:\mémoire_GC\LES PLANS MODIFIER CYLIA FINALE.dwg,Objet,10-11-2019
11:32:31,BAKIR_10,DWG To PDF.pc3,ISO full bleed A2 (420.00 x 594.00
mm),1:0.0193045,
G:\mémoire_GC\LES PLANS MODIFIER CYLIA FINALE.dwg,Objet,10-11-2019
11:32:58,BAKIR_10,DWG To PDF.pc3,ISO full bleed A2 (420.00 x 594.00
mm),1:0.0075589,
G:\MES PLAN FINAL AAUTOCAD\r+5.dwg,Objet,10-11-2019 14:16:42,BAKIR_10,DWG To
PDF.pc3,ISO full bleed A2 (420.00 x 594.00 mm),1:0.0614911,
G:\MES PLAN FINAL AAUTOCAD\r+5.dwg,Objet,10-11-2019 14:17:19,BAKIR_10,DWG To
PDF.pc3,ISO full bleed A2 (420.00 x 594.00 mm),1:0.0865111,
G:\MES PLAN FINAL AAUTOCAD\r+5.dwg,Objet,10-11-2019 14:17:47,BAKIR_10,DWG To
PDF.pc3,ISO full bleed A2 (420.00 x 594.00 mm),1:0.0865111,
G:\MES PLAN FINAL AAUTOCAD\r+5.dwg,Objet,10-11-2019 14:18:15,BAKIR_10,DWG To
PDF.pc3,ISO full bleed A2 (420.00 x 594.00 mm),1:0.0865111,
G:\MES PLAN FINAL AAUTOCAD\r+5.dwg,Objet,10-11-2019 14:18:42,BAKIR_10,DWG To
PDF.pc3,ISO full bleed A2 (420.00 x 594.00 mm),1:0.0860331,
G:\MES PLAN FINAL AAUTOCAD\r+5.dwg,Objet,10-11-2019 14:19:10,BAKIR_10,DWG To
PDF.pc3,ISO full bleed A2 (420.00 x 594.00 mm),1:0.0865111,
G:\MES PLAN FINAL AAUTOCAD\r+5.dwg,Objet,10-11-2019 14:19:38,BAKIR_10,DWG To
PDF.pc3,ISO full bleed A2 (420.00 x 594.00 mm),1:0.0860331,