

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



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



Mémoire de fin d'étude

En vue de l'obtention du diplôme
Master professionnelle en génie civil.
Option : construction civil et industriel.

Thème

Etude d'un bâtiment (R+5+Sous/sol+étage en Attique) à
usage d'habitation et commercial à ossatures mixte
contreventé par voile.
(Application du logiciel ROBOT)

Suivi par :
M^r : HAMMAR

Réalisé par :
M^r : SINI LOUNIS

2015/2016

Remerciement

En premier lieu, je tiens à adresser mes vifs remerciements à mon promoteur

M^{er} HAMMAR pour ses orientations et conseils tout le long de ce travail.

*Mes remerciements sont adressés aussi aux membres du jury qui me feront
l'honneur de juger ce travail.*

*Merci aussi à tous les membres de la faculté de génie de construction
« Département génie civil » pour leurs soutiens et aides.*

*Que toute personne ayant contribué à l'élaboration de ce travail, retrouve ici
l'expression de mes plus profonds remerciements.*

*Sans oublier mes ami(e)s et tous ceux qui ont de près ou de loin, contribué à
l'achèvement de ce travail.*

Merci

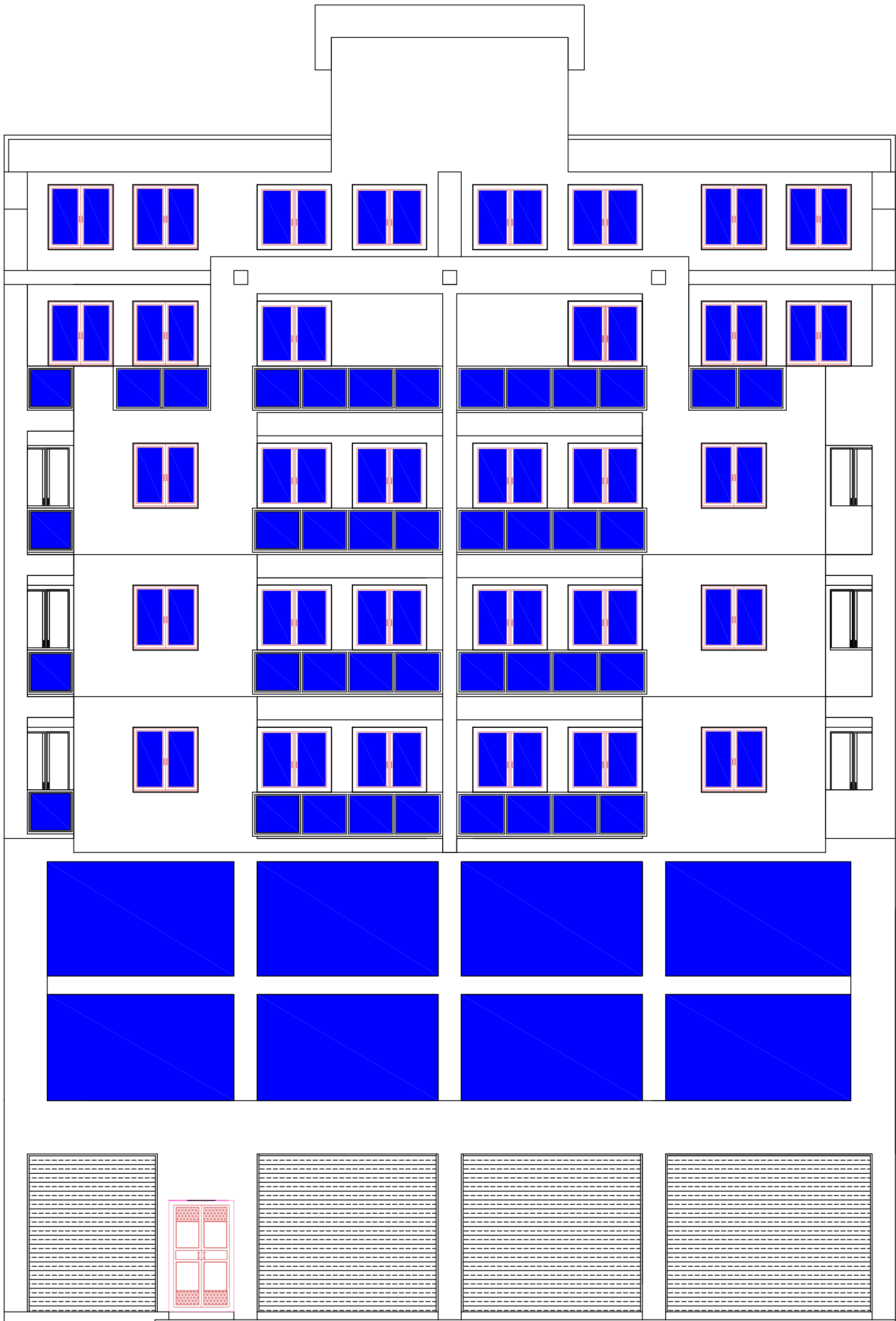
Dédicaces

Je dédie ce modeste travail à :

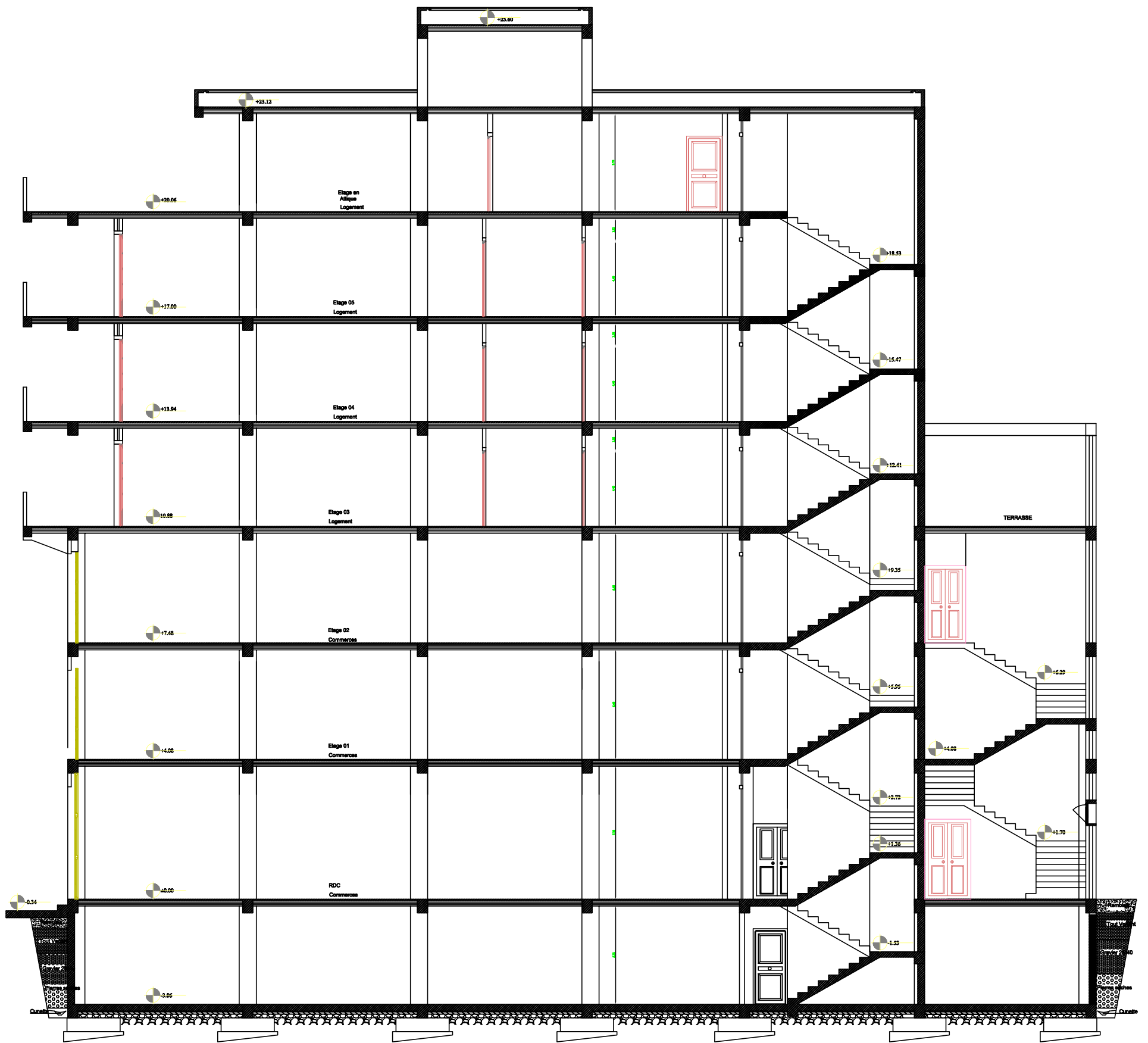
- *La mémoire de ma sœur :Safia et grand mère Ouardia.*
- *Mes chères parents, qui mon toujours soutenu, que dieu les protèges.*
 - *Mes cher grands parents paternels et maternels.*
 - *Mes frères : LYES, BILAL.*
 - *Ma sœur Nabila.*
- *Ma sœur Nadia et son marie Abdenour sans oublie mes neveux Thiziri et Aylan.*
- *Toute ma famille, oncles, tantes, cousins et cousines.*
 - *A mes amis (es).*
 - *A toute la promotion 2015- 2016.*

LOUNIS

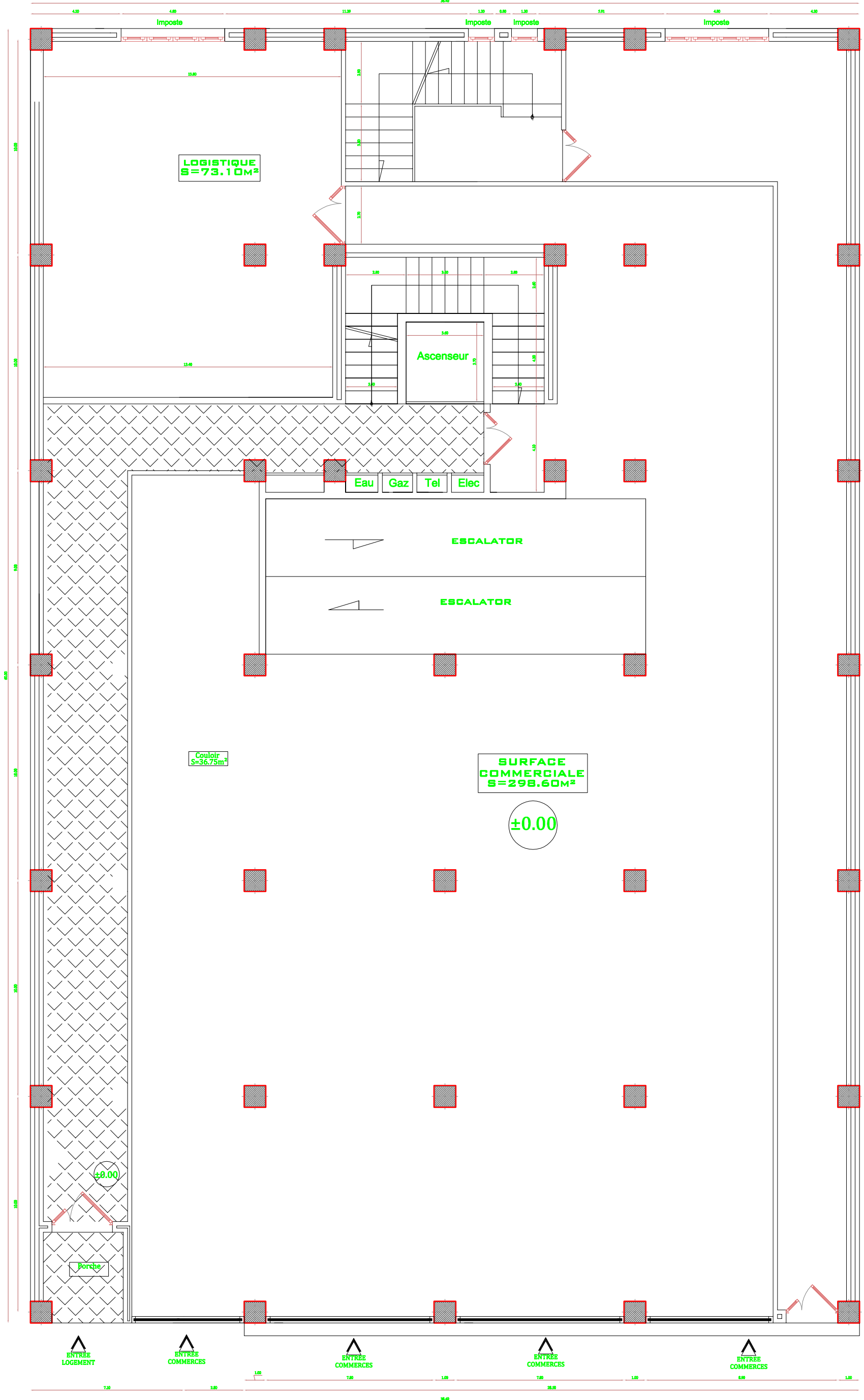
FACADE NORD



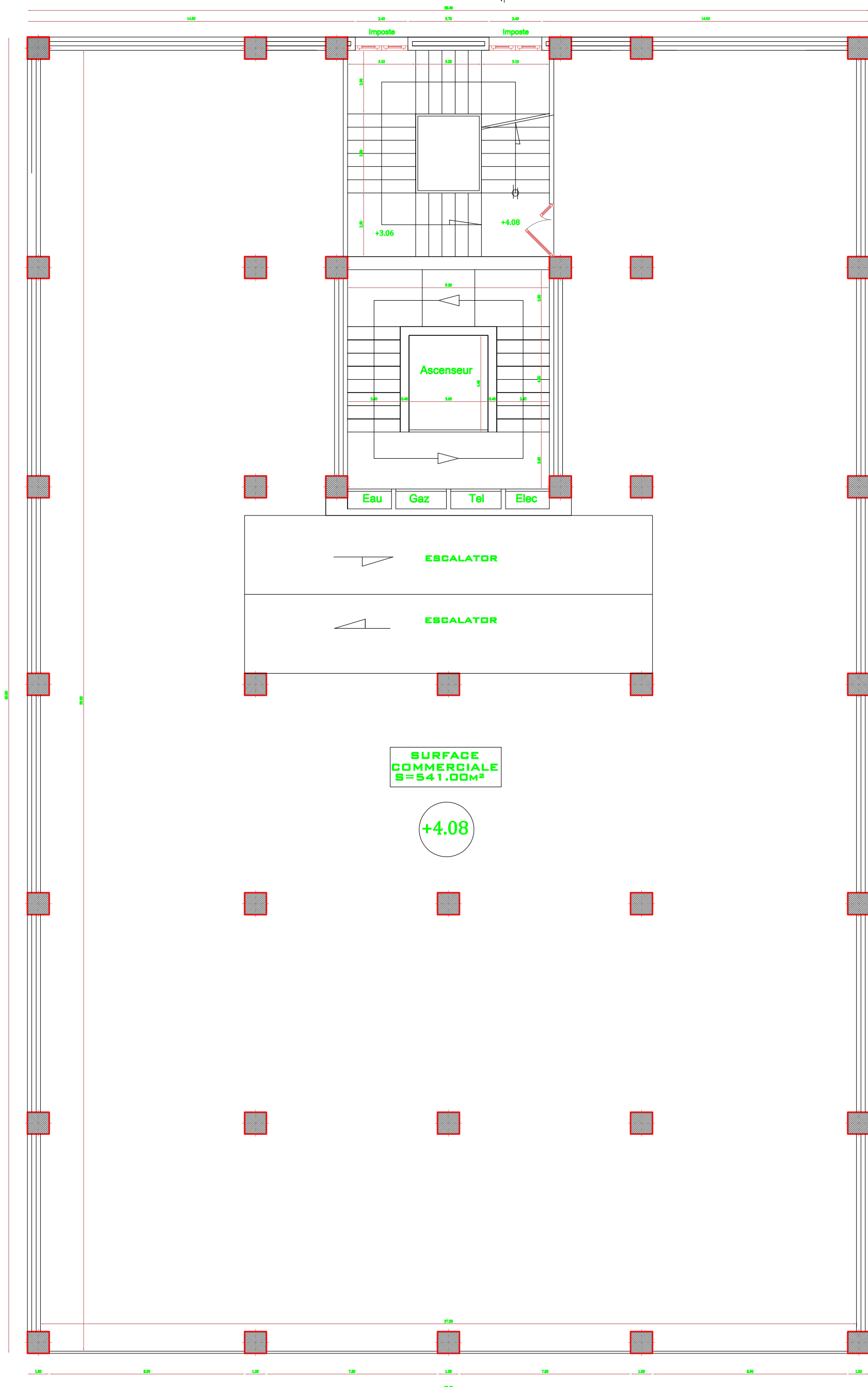
COUPE A-A



PLAN DU RDC



PLAN D'ETAGE 01

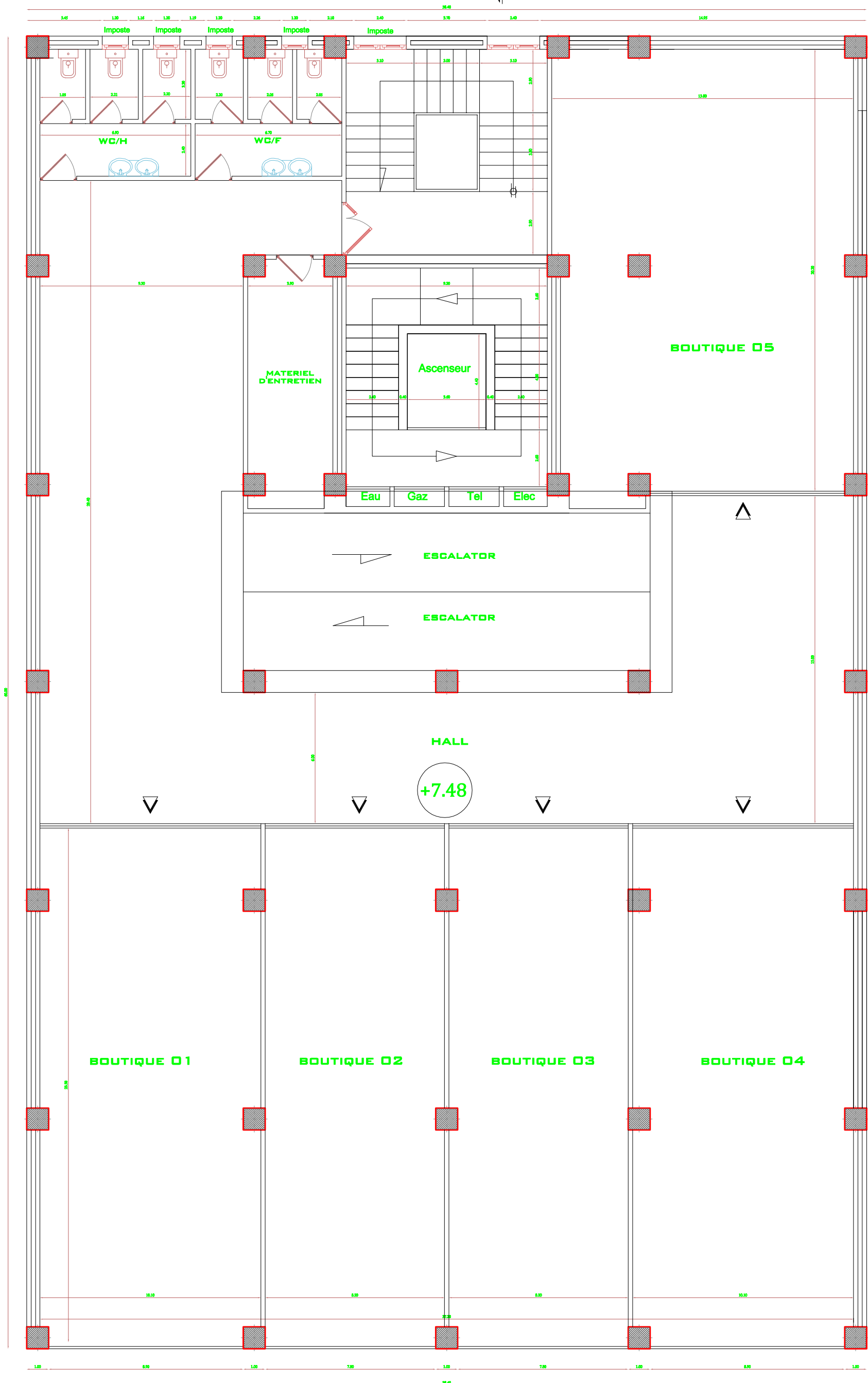


SURFACE
COMMERCIALE
S=541.00M²

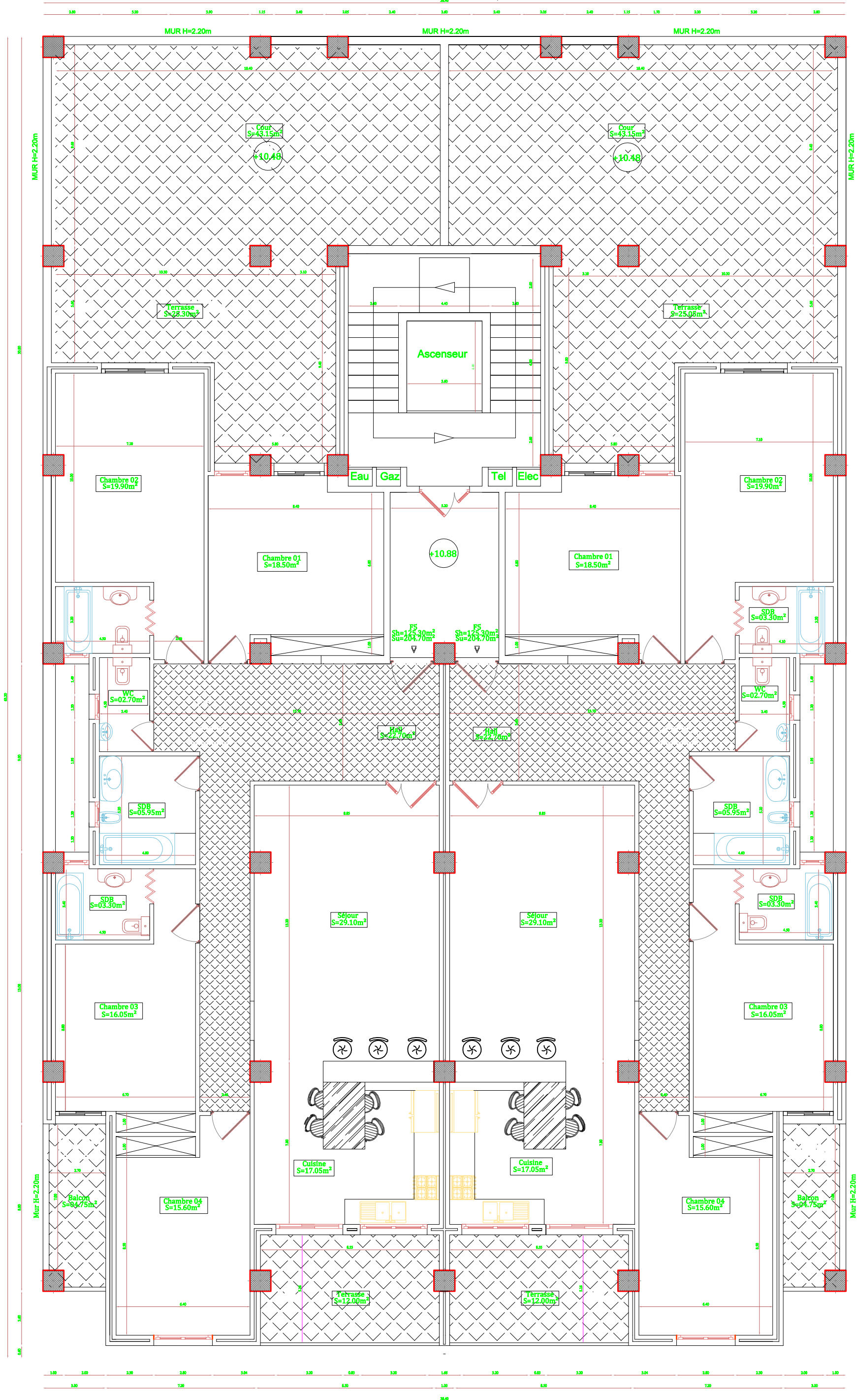
+4.08



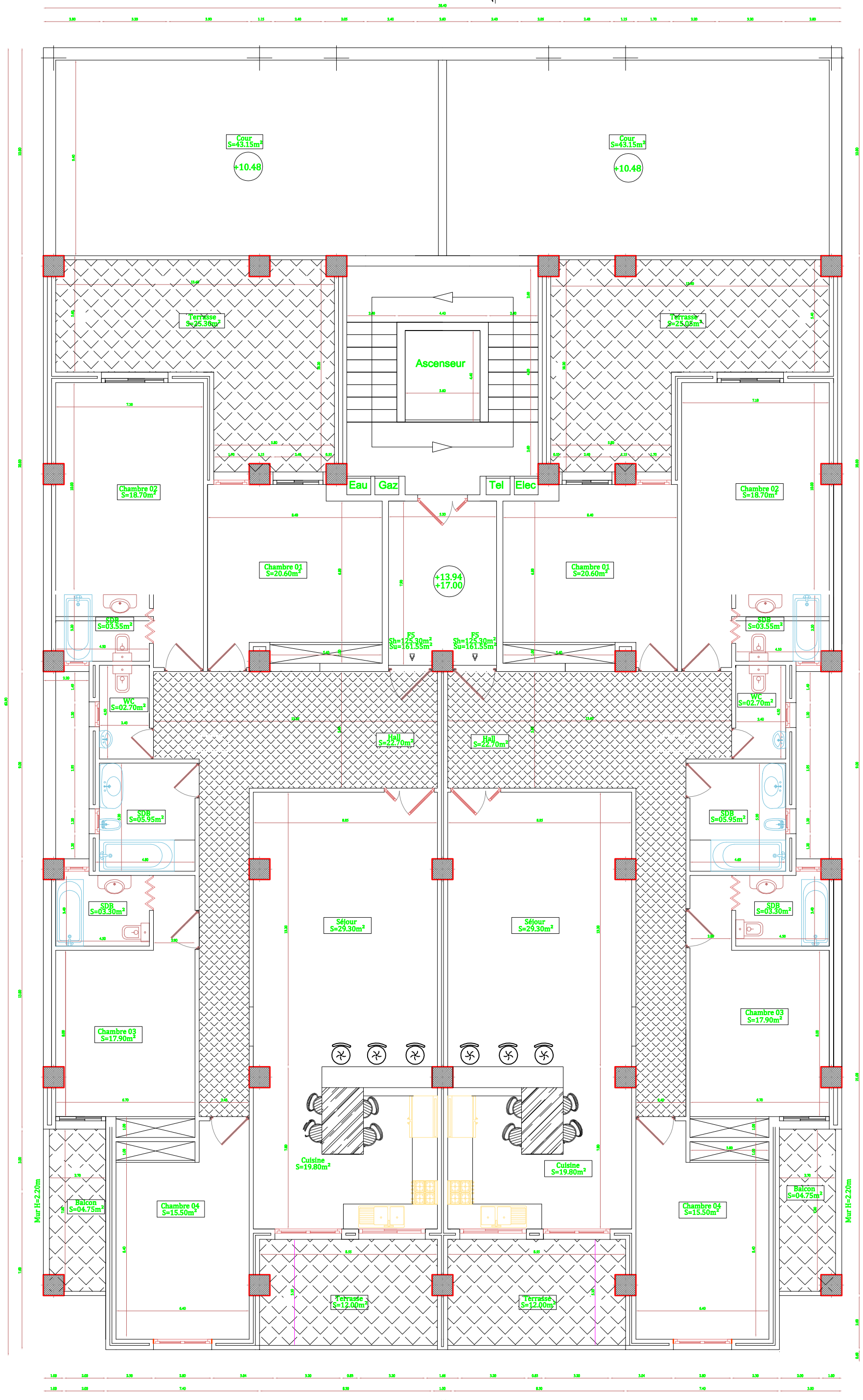
PLAN D'ETAGES 02



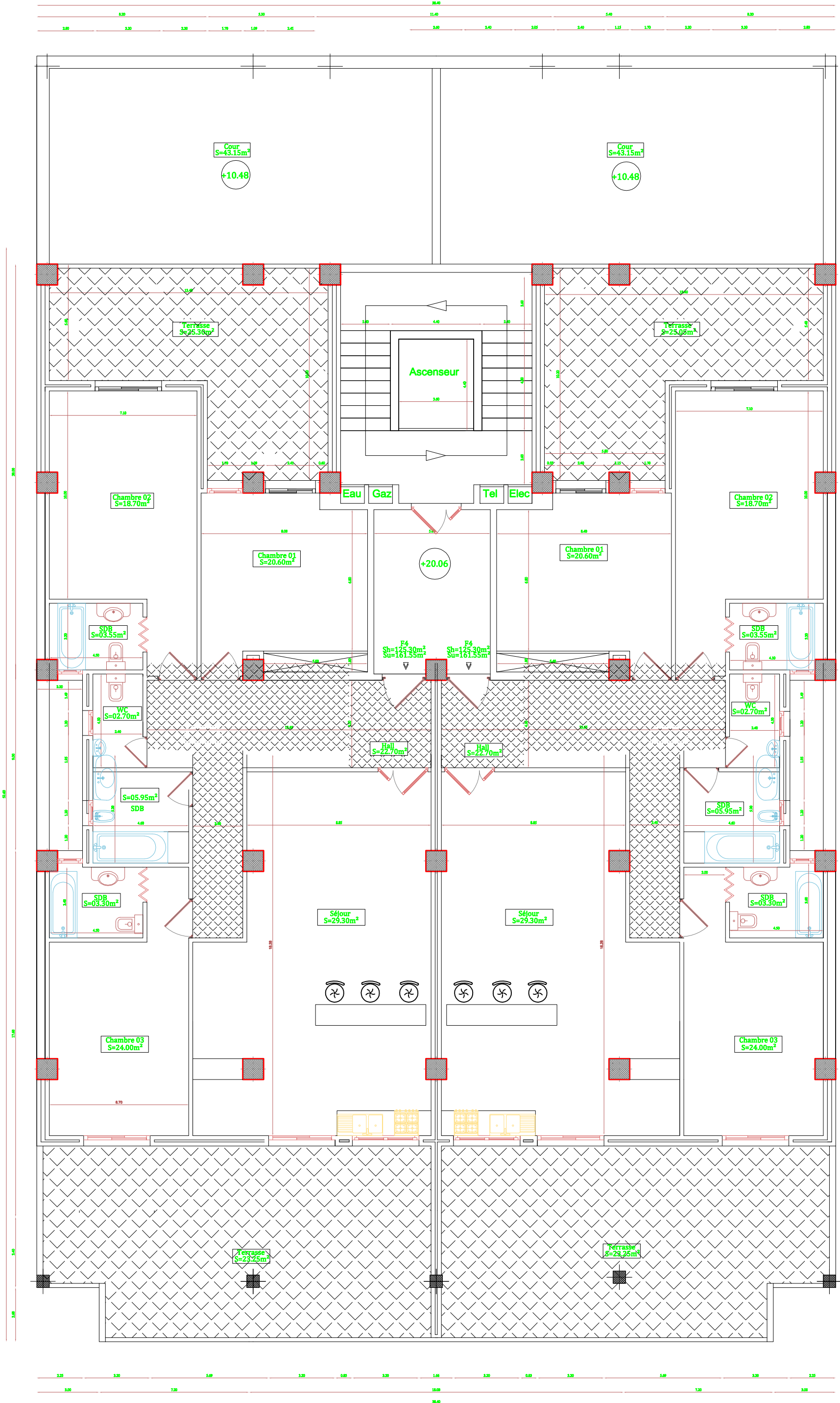
PLAN D'ETAGE 3



PLAN D'ETAGES 4-5



PLAN D'ETAGE EN ATTIQUE



Sommaire

<i>Chapitre I : Présentation de l'ouvrage</i>	<i>page 001</i>
<i>Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments.</i>	<i>page 011</i>
<i>Chapitre III : Calcul des éléments</i>	<i>page 026</i>
• <i>III-1- Plancher :</i>	
- <i>plancher type d'habitation</i>	<i>page 026</i>
- <i>plancher habitation commercial</i>	<i>page 044</i>
.....	
• <i>III-2- Escalier</i>	<i>page 059</i>
• <i>III-3- Acrotère</i>	<i>page 084</i>
• <i>III-4-porte a faux</i>	<i>page 91</i>
- <i>En corps creux.</i>	
- <i>En dalle plaine.</i>	
• <i>III-4-Salle machine</i>	<i>page 104</i>
<i>Chapitre IV : Présentation du logiciel ROBOT-BAT</i>	<i>page 112</i>
<i>Chapitre V : Fichier résultat</i>	<i>page 130</i>
<i>Chapitre VI : Ferrailage des poutres</i>	<i>page 142</i>
<i>Chapitre VII : Ferrailage des poteaux</i>	<i>page 153</i>
<i>Chapitre VIII : Ferrailage des voiles</i>	<i>page 176</i>
<i>Chapitre IX: Etude de l'infrastructure</i>	<i>page 191</i>
- <i>Etude de choix de fondation</i>	<i>page 191</i>
- <i>Etude de mur de soutènement</i>	<i>page 197</i>
<i>Chapitre X : Plans d'exécutions de génie civil</i>	<i>page 201</i>
<i>Annexe.</i>	
<i>Conclusion.</i>	
<i>Bibliographie.</i>	

INTRODUCTION GENERALE

L'étude des ouvrages en Génie Civil nous incite à élaborer un calcul de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage étudié et la sécurité des usagers pendant et après la réalisation, sans oublier le volet économique.

Pour cela mes calculs doivent être conformes aux règlements en vigueur, à savoir le règlement parasismique Algérien RPA99 (version 2003) et le règlement du béton aux états limites (BAEL 91 modifiée 99). c'est dans cette voie que j'ai essayé de mener mon travail, en mettant l'accent sur les différentes étapes qui caractérisent cette étude.

J'ai commencé par la présentation de l'ouvrage et les matériaux utilisés notamment l'acier et le béton. par la suite calculé les différents éléments (acrotère, escaliers, planchers, ...), après avoir défini leurs différentes sections, charges et surcharges.

Un intérêt particulier a été porté sur le logiciel ROBOT qui s'avère un outil assez performant pour la modélisation, l'analyse et le dimensionnement des différentes structures, c'est pour cette raison qu'un chapitre entier lui a été consacré. passerons par la suite à la définition des données à introduire dans le logiciel ROBOT.

Après avoir effectué toutes les étapes de la modélisation et lancé les calculs, on passera à l'exploitation et vérification des résultats qui m'a permis de procéder au ferrailage de la structure.

Dans le dernier chapitre, j'ai procédé à l'étude de l'infrastructure. En fin, j'ai achevé mon travail par une conclusion générale.

Chapitre I

Présentation

de

l'ouvrage.

I.INTRODUCTION

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

Donc pour le calcul des éléments constituant un ouvrage, on se base sur des règlements et des méthodes de calculs (BAEL91, RPA99 modifié en 2003) qui permettent le dimensionnement et ferrailage des éléments résistants de la structure.

I.2. Implantation de l'ouvrage:

Le terrain retenu pour recevoir le projet de réalisation d'une construction à usage d'habitation et commerces en R+5 +s/sol + étage en attique, qui est situé au lieu dit RUE OUBOUZAR CHERIF- ILOT 57 SECTION 58 willaya de TIZI OUZOU.

I.3. Présentation du bâtiment:

Nous sommes chargés d'étudier un bloc R+5 en béton armé composé :

- " Le sous sol destiné à être comme parking sous-terrain.
- " Un rez-de-chaussée usage commercial.
- " Les premiers et deuxièmes étages à usage commercial.
- " 3 ,4 ,5 et 6^{ème} étages à usage d'habitation avec deux logements par niveau :2 F5.

La configuration du bâtiment présente une régularité en plan et en élévation.

D'après la classification des RPA99 version 2003:

- " Le bâtiment est considéré comme un ouvrage courant ou d'importance moyenne (Groupe d'usage 2) puisque sa hauteur totale ne dépasse pas 48m.
- " Le bâtiment est implanté dans une zone de moyenne sismicité (zone II).
- " Le site est considéré comme meuble (S3).

I-3-1- Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

I.3.1.A : Dimensions en élévation:

- " Hauteur totale de bâtimentH = 25.60m.
- " Hauteur de RDC.....h =4.8m.
- " Hauteur des étages commercesh = 3.40m. " Hauteur des étages courantsh = 3.06m
- " Hauteur des sous-sols.....h = 3.06m.

I.3.2. B : Dimensions en plan:

La structure présente une forme de rectangle, dont les dimensions en plan sont mentionnées ci-après:

- " Longueur total.....L = 30.25 m
- " Largeur total.....l = 19.20m

I-4 : Conception de la structure :

I.4.1.Ossature de l'ouvrage :

Le contreventement de la structure est assuré par des voiles et des portiques tout en justifiant l'interaction portique –voiles, pour assurer la stabilité de l'ensemble sous l'effet des actions verticales et des horizontales.

I.4.2.Plancher

C'est une aire généralement plane destinée a séparer les niveaux, on distingue :

- Plancher à corps creux.
- Plancher à dalle plane.

a. Plancher corps creux

Ce type de plancher est constitué de poutrelles préfabriquées en béton armé ou bétonné sur place espacées de 60cm de corps creux (hourdis) et d'une table de compression en béton armé d'une épaisseur de 4 à 5 cm.

Ce type de planchers est généralement utilisé pour les raisons suivantes :

- " Facilité de réalisation ;
- " Lorsque les portées de l'ouvrage ne sont pas importantes ;

" Diminution du poids de la structure et par conséquent la résultante de la force sismique.

" Une économie du coût de coffrage (coffrage perdu constitué par le corps creux).

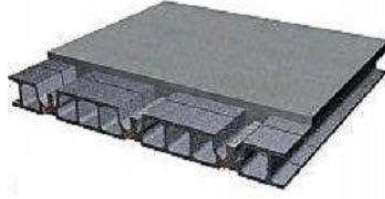


Figure I.1 : de plancher cors creux

b. Planchers dalle pleine :

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

1.4.3. Escalier :

Sont des éléments non structuraux, permettant le passage d'un niveau à un autre avec deux/trois volées et paliers inter étage.

On distingue deux catégories

- 1- Escaliers à deux volées : menant du S/solaux différents étages
- 2- Escaliers à trois volées conduisant du RDC aux étages de service.

1.4.4. Maçonnerie :

On distingue :

- Mur extérieur (double paroi).
- Mur intérieur (simple paroi).

La maçonnerie la plus utilisée en ALGERIE est en briques creuses pour cet ouvrage nous avons deux types de murs

A) Murs extérieurs :

Le remplissage des façades est en maçonnerie elles sont composées d'une double cloison en briques creuses a 8 trous de 10 cm d'épaisseur avec une lame d'air de 5cm d'épaisseur.

B Murs intérieurs :

Cloison de séparation de 10 cm. Figure I.3: Brique creuse

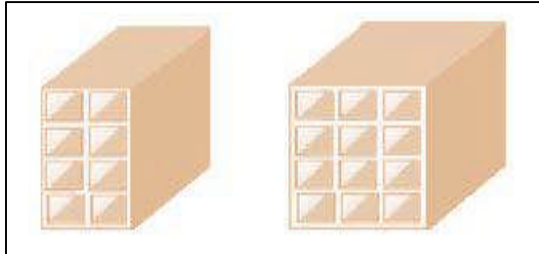


Figure I.2: Brique creuse.

I.4.5. Revêtement :

Le revêtement du bâtiment est constitué par :

- " Un carrelage de 2cm pour les chambres, les couloirs et les escaliers.
- " De l'enduit de plâtre pour les murs intérieurs et plafonds.
- " Du mortier de ciment pour crépissages des façades extérieurs.

I.4.6. Gaine d'ascenseurs :

Vu la hauteur importante de ce bâtiment, la conception d'un ascenseur est indispensable pour faciliter le déplacement entre les différents étages.

I.4.7. Acrotère :

La toiture terrasse sera entourée d'un acrotère de 0.7m de hauteur et d'épaisseur de 15 cm.

I.5. Caractéristiques mécaniques des matériaux :

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction seront conformes aux règles techniques de conception et de calcul des structures en béton armé CBA 93, le règlement du béton armé aux états limites à savoir le BAEL 91, ainsi que le règlement parasismique Algérien RPA 99/2003.

I.5.1. Le Béton:

Le rôle fondamental du béton dans une structure est de reprendre les efforts de compression.

I.5.1.1. Les matériaux composant le béton :

On appelle béton un matériau constitué par un mélange de :

a. Ciment:

Le ciment joue le rôle d'un liant. Sa qualité et ses particularités dépendent des proportions de calcaire et d'argile, ou de bauxite et de la température de cuisson du mélange.

b. Granulats:

Les granulats comprennent les sables et les pierrailles:

b.1.Sables :

Les sables sont constitués par des grains provenant de la désagrégation des roches. La grosseur de ses grains est généralement inférieure à 5mm. Un bon sable contient des grains de tout calibre, mais doit avoir d'avantage de gros grains que de petits.

b.2.Graviers :

Elles sont constituées par des grains rocheux dont la grosseur est généralement comprise entre 5 et 25 à 30 mm.

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

I.5.1.2. Résistances mécaniques du béton :

I.5.1.2.1. Résistance à la compression:

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

Pour un dosage courant de 350 Kg/m³ de ciment CPA325, la caractéristique en compression à 28 jours est estimée à 25 MPa ($f_{c28} = 25$ MPa).

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

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83j} f_{c28} \text{ pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa.}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1.40+0.95j} f_{c28} \text{ pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa.}$$

1.5.1.2.2. Résistance à la traction :

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

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj} \text{ pour } f_{cj} \leq 60 \text{ MPa (Art / A.2.1, 12 BAEL 91).}$$

On prend $f_{cj} = 25 \text{ MPa}$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times (25) \longrightarrow f_{t28} = 2.1 \text{ MPa.}$$

1.5.1.3.1. État limite ultime (ELU) :

Contrainte ultime du béton :

En compression avec flexion (ou induite par la flexion), le diagramme qui peut être utilisé dans tous les cas et le diagramme de calcul dit parabole rectangle.

Les déformations du béton sont :

-Ebc1 = 2‰ à 3,5 ‰ si $f_{cj} \leq 40 \text{ MPa}$.

-Ebc2 = Min(4,5 ; 0,025 f_{cj})‰ si $f_{cj} \geq 40 \text{ MPa}$.

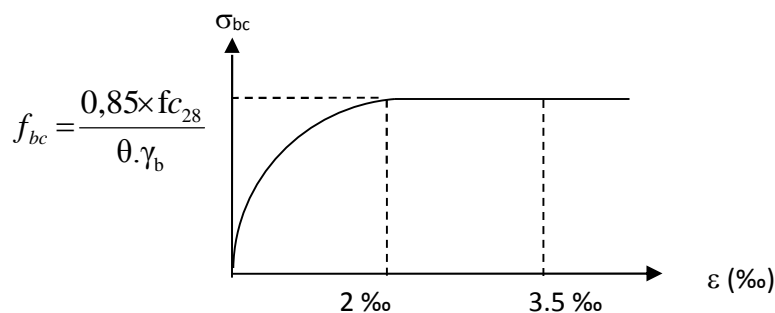


Figure I.3 : Diagramme parabole rectangle des Contraintes Déformations du béton

f_{bc} : Contrainte ultime du béton en compression

avec; $f_{bc} = \frac{0,85 \times f_{cj}}{\theta \cdot \gamma_b}$ en MPa (BAEL91 / Art 4.3.41)

γ_b : Coefficient de sécurité du béton, il vaut 1.5 pour les combinaisons normales et 1.15 pour les combinaisons accidentelles.

θ : coefficient qui dépend de la durée d'application du chargement. Il est fixé à :

- 1 lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'actions considérée est

supérieure à 24 h.

- 0.9 lorsque cette durée est comprise entre 1 h et 24 h, et à 0.85 lorsqu'elle est inférieure à 1 h.

I.5.1.3.2. Etat limite de service (ELS):

L'état limite de service est l'état au delà du quel les conditions normales d'exploitation et de durabilité des constructions ne sont plus satisfaites, on distingue :

Etat limite de résistance à la compression du béton (contrainte de compression limitée).

Etat limite de déformation (pas de flèche excessive).

Etat limite d'ouverture de fissures (durabilité et sécurité des ouvrages).

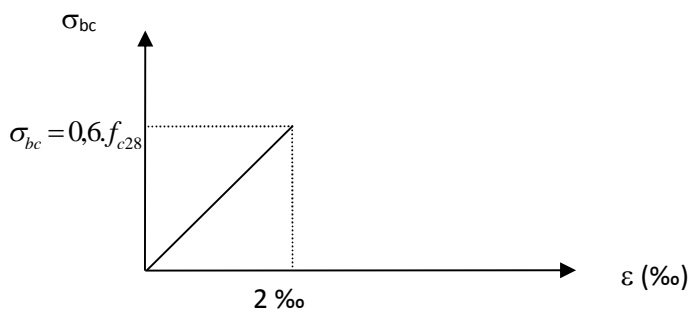


Figure I.4 : Diagramme contrainte-déformation du béton de calcul à l'ELS.

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

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

avec ; $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15\text{MPa}$.

- **Modules de déformation longitudinale :**

Le module de Young dérivé du béton dépend de la résistance caractéristique à la compression du béton :

$$\begin{cases}
 E_{vj} = 3\,700 (f_{cj})^{1/3} & \text{si } f_{c28} \leq 60\text{Mpa.} \\
 E_{vj} = 4\,400 (f_{cj})^{1/3} & \text{si } f_{c28} > 60\text{Mpa, sans fumée de silice. (Art -2.1. 2, BAEL91)} \\
 E_{vj} = 6\,100 (f_{cj}) & \text{si } f_{c28} > 60\text{Mpa, avec fumée de silice.}
 \end{cases}$$

Pour notre cas :

$$E_{vj} = 3700(f_{cj})^{1/3}$$

$$E_{V28} = 3700(f_{28})^{1/3} = 10818,86563\text{MPa}$$

$$E_{V28} = 3700(f_{28})^{1/3}$$

➤ **Coefficients de poisson :**

Le coefficient de poisson sera pris égal à :

- $\nu = 0$ pour un calcul des sollicitations à l'Etat Limite Ultime (ELU).
- $\nu = 0,2$ pour un calcul de déformations à l'Etat Limite Service (ELS).

Poids volumique de béton :

Le poids volumique de béton est de l'ordre de :

- 2300 à 2400 daN/m³ s'il n'est pas armé.
- 2500 daN/m³ s'il est armé.

1.5.2. Acier :

L'acier est un alliage du fer et du carbone en faible pourcentage, leur rôle est de résister les efforts de traction, de cisaillement et de torsion.

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à : $E_s = 200\,000$ MPa.

La caractéristique mécanique la plus importante des aciers est la limite élastique **fe**.

Le tableau suivant nous donne quelques exemples d'aciers.

Type d'acier	Nomination	Symbole	Limite d'élasticité Fe en MPa	Coefficient de fissuration	Coefficient de scellement ψ
Aciers en Barre	Haute adhérence FeE400	H A	400	1,6	1,5
Aciers en treillis	Treillis soudé (T S) TL 520($\Phi < 6$)	T S	520	1,3	1

1.5.2.1. Contrainte limite :

1.5.2.1.1. Etat limite ultime :

Pour le calcul on utilise le digramme contrainte déformation de la figure

(1.7).

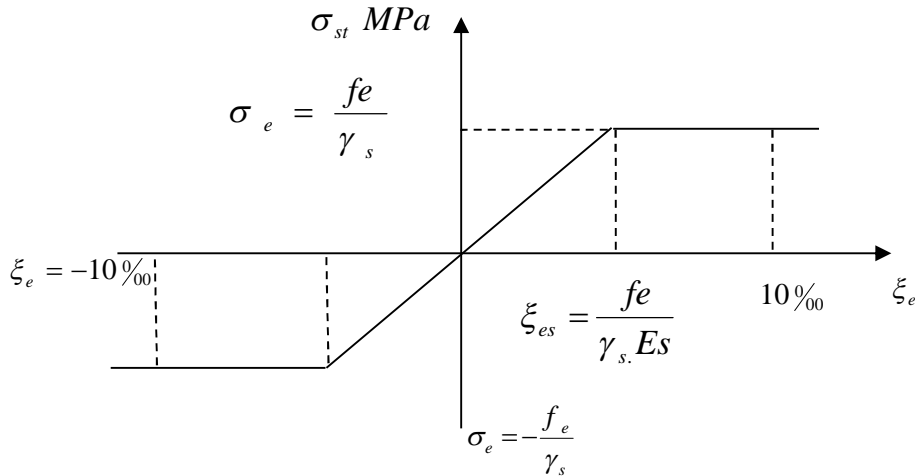


Figure I.5: diagramme contrainte-déformation d'acier

γ_s : Coefficient de sécurité.

- γ_s cas de situations accidentelles.
- $\gamma_s = 1.15$ cas de situations durable ou transitoire.

5.2.1.2. Etat limite de service :

On ne limite pas la contrainte de l'acier sauf en état limite d'ouverture des fissures :

- Fissuration peu nuisible : pas de limitation. [BAEL 91, Art A.4.5, 32].
- Fissuration préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min(2/3f_e, 110 \sqrt{\eta \cdot f_{cj}})$ [BAEL 91, Art A.4.5, 33]
- Fissuration très préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{bc} = \min(1/2f_e, 90 \sqrt{\eta \cdot f_{cj}})$ [BAEL 91, Art A.4.5, 34]

η : Coefficient de fissuration.

- $\eta = 1$ } pour les ronds lisses (RL). Avec : $\sigma_{st} = f_e / \gamma_s$
- $\eta = 1.6$ } pour les armatures à hautes adhérence (HA).

I-6-2) Protection des armatures : (BAEL 91/ Art 7.1).

L'enrobage de toute armature est au moins égal à :

- 5cm pour les ouvrages à la mer ou exposés aux embruns ou aux brouillards salins, ainsi que pour les ouvrages exposés à des atmosphères agressives.
- 3cm pour les parois coffrées ou non qui sont soumises (ou susceptible de l'être) à des actions agressives, à des intempéries, et des condensations, que encore, en égard à la destination des ouvrages, au contact d'un liquide (réservoir, tuyaux...).
- 1cm pour les parois qui seraient situées dans les locaux couverts et clos et qui seraient exposées aux condensations.
- Les enrobages des armatures doivent être strictement assurés à l'exécution.

1.6. 3) Les hypothèses de calcul:

Les hypothèses de calcul adoptées pour cette étude sont :

- ✓ La résistance du béton à la compression à 28 jours est : $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$.
- ✓ La résistance du béton à la traction est : $f_{t28} = 2.1 \text{ Mpa}$.
- ✓ Le module d'élasticité différé de béton est : $E_{vj} = 10818.865 \text{ Mpa}$.
- ✓ Le module d'élasticité instantané de béton est : $E_{ij} = 32456.595 \text{ Mpa}$.
- ✓ Pour les armatures de l'acier:
 - longitudinales : on a choisi le : « $f_e . E. 400$ » H.A $f_e=400 \text{ MPa}$
 - transversales : on a choisi le : « $f_e . E. 235$ » R. L
 - treillis soudés (de la dalle de compression) : « $f_e . E. 500$ » H.A $f_e=500 \text{ MPa}$.

Conclusion :

Dans cette partie, on a déterminé les différents éléments constitutifs de notre bâtiment dont on effectuera les calculs et vérifications dans les chapitres qui suivent.

Chapitre II

Pré- dimensionnement des éléments

II.1.Introduction:

Le pré-dimensionnement des éléments résistants (Les planchers, Les poutres, Les poteaux, Les voiles) est une étape régie par des lois empiriques. Cette étape représente le point de départ et la base de la justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage aux sollicitations suivantes :

Sollicitations verticales

Elles sont dues aux charges permanentes et aux surcharges d'exploitation de plancher, poutrelle, poutres et poteaux et finalement transmises au sol par les fondations.

Sollicitations horizontales

Elles sont généralement d'origine sismique et sont requises par les éléments de contreventement constitué par les portiques.

Le pré dimensionnement de tous les éléments de l'ossature est conforme aux règles B.A.E.L 91, CBA93 et R.P.A 99 V2003 .

II.2. Evaluation des charges et surcharges:

La descente de charges a pour but de déterminer les charges et les surcharges revenant à chaque élément porteur au niveau de chaque plancher.

- **Plancher terrasse inaccessible :**

désignation	ρ (kn/m ³)	e(m)	G (kn/m ²)
1) Protection gravillon	17	0,05	0,85
2) Etanchéité multicouche	6	0,02	0,12
3) Forme de pente	22	0,07	1,54
4) Isolation thermique en liège	4	0,04	0,16
5) Feuille polyane (pare vapeur)	-	0,01	0,01
6) Plancher en corps creux (16+5)			3,20
7) Enduit en plâtre	10	0,02	0,20
G			6,08 kn/m ²
Q			1 kn/m ²

Tableau II.1 : Charge due aux planchers type terrasse inaccessible.

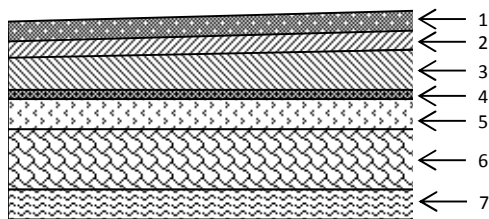


Figure II.1 : coupe verticale d'un plancher terrasse inaccessible

Planchers étages courant (Usage habitation et commercial) :

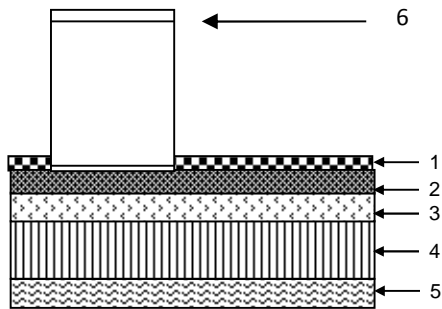


Figure II.2 : coupe verticale due aux plancher étage courant.

Tableau II.3 : Charge due aux planchers à corps creux de niveau courant (habitation et commerce)

Figure II.2 : coupe verticale du plancher étage courant.

• **Plancher terrasse (terrasse accessible) :**

	ρ (kN/m ³)	e(m)	G (kN/m ²)
1) carrelage	22	0,02	0,44
2) Mortier de pose	20	0,02	0,40
3) Lit de sable	18	0,02	0,36
4) Plancher en corps creux (16+5)		0,2	3,20
5) Enduit en plâtre	10	0,02	0,20
G			4,48 kN/m ²
Q			1 kN/m ²

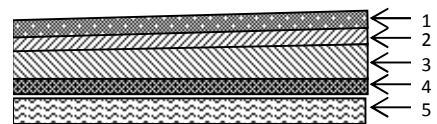


Figure II.2 : coupe verticale due aux plancher terrasse accessible.

Tableau II.2 : Charge due aux plancher terrasse inaccessible

- **Balcon en dalle pleine (étages courants) :**

Désignation	$\rho(\text{kN/m}^3)$	e(m)	G (kN/m ²)
Carrelage	22	0,02	0,44
Mortier de pose	20	0,02	0,40
Lit de sable	18	0,02	0,36
Dalle pleine (15)	25	0,15	3,75
Enduit en plâtre	10	0,02	0,20
Cloisons intérieures	10	0,1	1
G	6,15 Kn/m ²		
Q	3,5 kN/m ²		

Tableau II.5 : Charge due à la dalle pleine de niveau courant

- **Murs :**

a. Murs extérieurs :

désignation	$\rho(\text{kN/m}^3)$	e(m)	G(kN/m ²)
Enduit extérieur	18	0,02	0,36
Brique creuse	9	0,15	1,35
Brique creuse	9	0,1	0,90
Enduit intérieur	12	0,02	0,24
G	2,85 kN/m ²		

Tableau II.6: Charge permanente du mur extérieur

b. Murs intérieurs (simple parois) :

Eléments	Epaisseur	La charge (KN/m ²)
enduit plâtre	0,2	2x0,2 = 0,4
Brique creuse	10	0,9
		Gt = 1,30

Tableau II.7: Charge permanente mur intérieur

Remarque:

Les murs peuvent être avec ou sans ouvertures donc il est nécessaire d'opter des coefficients selon le pourcentage d'ouvertures :

Murs avec portes (90% G).

Murs avec fenêtres (80% G).

Murs avec portes et fenêtres (70% G).

- L'ascenseur

Vu la hauteur importante de ce bâtiment, la conception d'un ascenseur est indispensable pour faciliter le déplacement entre les différents étages.

$$G=10\text{KN/m}^2$$

$$Q= 8 \text{ KN/m}^2$$

- Acrotère:

La terrasse étant inaccessible, le dernier niveau est entouré d'un acrotère en béton armé d'une hauteur variant entre 60cm et 100cm et de 10cm d'épaisseur.

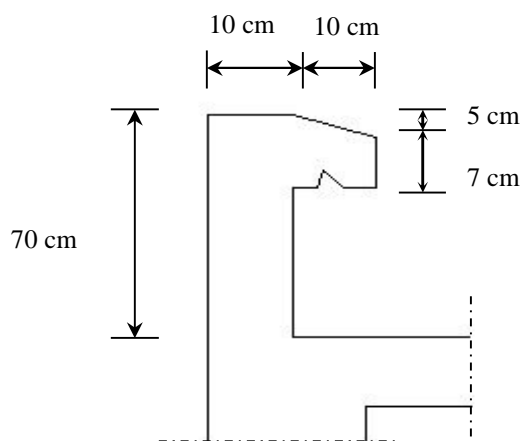


Figure III.1: Coupe transversale de l'acrotère

$$S= (0.05 \times 0.1) / (2) + (0.07 \times 0.1) + (0.1 \times 0.7) = 0.0795 \text{ m}^2/\text{l}$$

$$G=0.0795 \times 25 = 1.987 \text{ kN/ml.}$$

La charge horizontale:

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

$A = 0,1$ coefficient d'accélération de la zone

$W_p = 1,687 \text{ kN/ml}$ poids de l'acrotère

$C_p = 0,8$ facteur de la force horizontale

$$F_p = 4 \times 0,1 \times 0,8 \times 1,987 = 0,636 \text{ kN/ml.}$$

B. Charges d'exploitations : Les surcharges d'exploitations sont données par le DTR (article 7.2.2) comme suit :

Désignations	Surcharges d'exploitation (KN/m ²)
Plancher terrasse inaccessible	1,00
Plancher étage courant : à usage d'habitation	1,50
Plancher étage courant : à usage commercial	3,50
Plancher du RDC : à usage commercial	3,50
Plancher du sous sol : à usage commercial	3,50
Balcons	3,50
Escaliers servant les différents étages	2,50
Acrotère	1,00

Tableau II-7 : surcharges d'exploitations (DTR)

II.3. Pré-dimensionnement des éléments résistants:

II.3.1. Les planchers :

Dans notre structure, les planchers sont à corps creux, les corps creux n'interviennent pas dans la résistance de l'ouvrage sauf qu'ils offrent un élément infiniment rigide dans le plan de la structure

L'épaisseur des dalles dépend le plus souvent des conditions d'utilisation et de résistance.

L'épaisseur de plancher est conditionnée par:(Art B 6-8-423/BAEL91 modifié99).

$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22,5}$: L_{\max} étant la longueur maximale entre nus d'appuis dans le sens

considéré.

h_t : épaisseur de la dalle.

On a : $L_{\max} = 445\text{cm}$.

D'où : $h_t = 445/22.5 = 19.77 \text{ cm}$. On prend $h_t = 20 \text{ cm}$.

On optera pour un plancher de (16 +4) cm.

16 cm pour le corps creux et 4 cm pour la dalle de compression.

II-1-2-Dalle pleine :

Le pré dimensionnement d'une dalle pleine dépend des conditions essentielles de résistance et d'utilisation.

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

L'épaisseur de la dalle des balcons est donnée par la formule :

$$e \geq L_0 / 10$$

L_0 : portée libre.

e : épaisseur de la dalle.

$$L_0 = 1.40m$$

$$e \geq 1.34/10 = 0.14m = 14 \text{ cm}$$

On adoptera une épaisseur de 15 cm.

II.3.2. Les poutres:

D'une manière générale on peut définir les poutres comme étant des éléments porteurs horizontaux,

$$L / 15 \leq ht \leq L / 10 \quad \text{et} \quad 0,4 ht \leq b \leq 0,7 ht \quad (\text{Art A.4.14 BAEL 91})$$

h : la hauteur de la poutre.

b : largeur de la poutre.

L : étant l'entre axe de la plus grande travée considérée.

Par ailleurs l'article 7.5.1 du RPA exige les conditions telles que :

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

on a deux types de poutres :

- **Les poutres principales (sens longitudinal) :**

Reçoivent les charges transmises par les poutrelles et les transmettent aux poteaux sur lesquels ces poutres reposent.

On a: $L_{\max} = 445cm$, il vient :

$$445/15 \leq h_t \leq 445/10 \quad \text{ce qui donne} \quad 29.66 \leq h_t \leq 44.5$$

On prend : $h_t = 40 \text{ cm}$

Par conséquent, la largeur b sera :

$$0,4 h_t = 16 \text{ cm}$$

$$0,7 h_t = 28 \text{ cm}$$

On prend : $b = 30 \text{ cm}$ \Longrightarrow on adoptera les dimensions **(30,40) cm²**

• **Les poutres secondaires: (sens transversal) :**

Reliant les portiques entre eux pour ne pas basculées.

Sachant que $L_{\max} = 450 \text{ cm}$, il vient :

$$450/15 = 30 \text{ cm} \quad ; \quad 450/10 = 45 \text{ cm}$$

Donc $30 \leq h_t \leq 45$ **on prend $h_t = 35 \text{ cm}$**

La largeur b sera donc :

$$0,4 h_t = 14 \text{ cm}$$

$$0,7 h_t = 24.5 \text{ cm}$$

$$14 \leq h_t \leq 24.5$$

On prend : $b = 30 \text{ cm}$. \Longrightarrow on adoptera les dimensions **(30,35) cm**

Les dimensions des poutres doivent satisfaire à la condition du R.P.A 99 V2003 .

Conditions	Poutres principales	Poutres secondaires	Vérification
$h \geq 30 \text{ cm}$	40 cm	35 cm	Vérifiée
$b \geq 20 \text{ cm}$	30 cm	30cm	Vérifiée
$h/b \leq 4$	1.33	1.16	Vérifiée

Tableau II-8.Vérification des conditions exigées par le RPA .

II.3.3. Poteaux:

Le pré dimensionnement se fait à la compression simple selon l'article (b8.4.1) de CBA93, tous en vérifiant les exigences du RPA.

Pour un poteau rectangulaire de la zone Iia, on a :

- $\min (b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm}$
- $\min (b_1, h_1) \geq h_e / 20$
- $1/4 \leq b_1 / h_1 \leq 4$

Les poteaux sont pré-dimensionnés à l'état limite de service en compression simple en supposant que seul le béton reprend l'effort normal N_s , tel que : $N_s = G + Q$ avec :

N_s : effort normal repris par le poteau.

G : charge permanente.

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

L'effort normal N_s sera déterminé à partir de la descente de charge en considérant le poteau le plus sollicité. Dans notre cas le poteau B₂ est le plus sollicité.

La section S est donnée par la formule suivante : $S = \frac{N_s}{\sigma_{bc}}$

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

L'effort normal « N_s » sera déterminé à partir de la descente de charge donnée par les règles du **BAEL 91**.

Calcul de la surface reprise par le poteau le plus sollicité.

Evaluation de l'effort normal ultime de la compression à chaque niveau.

Charge et surcharge revenant au poteau le plus sollicité :

_ Le poteau le plus sollicité est « **B6** »

- ❖ surface d'influence du poteau le plus chargé (B6).
- ❖ Surface du plancher revenant au poteau

$$S = 2 (2,20 \times 2,25) + 2 (1,95 \times 2,25) = 18,675 \text{ m}^2.$$

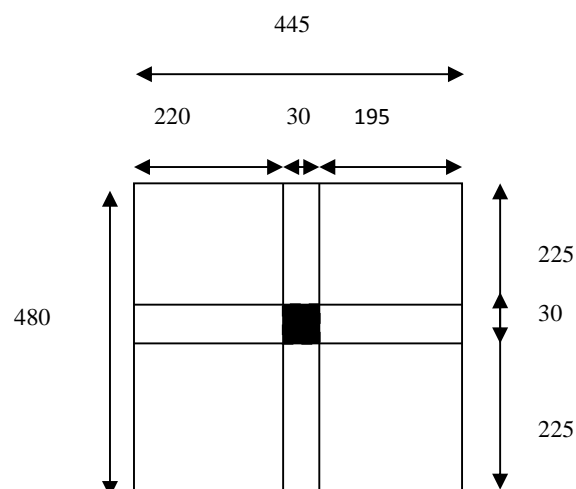


Fig.2.3 : Surface d'influence .

III.2) Poids propre des éléments :**- Plancher terrasse**

$$G_t = G \times S = 6.73 \times 18.675 = 125.68 \text{ kN.}$$

- Plancher courant

$$G_c = G \times S = 5.6 \times 18.675 = 104.58 \text{ kN.}$$

- Poutres• **Poutres porteuses**

$$G_{pp} = (0.3 \times 0.4) (4.45)25 = 13.35 \text{ kN.}$$

• **Poutres secondaires**

$$G_{pc} = (0.3 \times 0.35) (4.5)25 = 11.812 \text{ kN}$$

• **$G_{p \text{ tot}} = G_{pp} + G_{pc} = 25.162 \text{ kN}$** **- Poteaux :**

Le dimensionnement des poteaux est le but de ce chapitre, pour calculer leur poids, nous avons fixé les dimensions suivantes pour tous les poteaux de notre structure :

$$\begin{cases} b = 30 \text{ cm} \\ h = 30 \text{ cm} \end{cases}$$

Poids de poteaux de S / Sol et étage courant :

$$G = 0,30 \times 0,30 \times 2,66 \times 25 = 5,98 \text{ KN.}$$

- Poids de poteau du RDC :

$$G = 0,30 \times 0,30 \times 3,68 \times 25 = 8,28 \text{ KN.}$$

- Poids de poteau 1^{er} et 2^{ème} étage :

$$G = 0,30 \times 0,30 \times 3 \times 25 = 6,75 \text{ KN.}$$

- Poids de poteau étage courant:

$$G = 0,30 \times 0,30 \times 2,66 \times 25 = 5,98 \text{ KN.}$$

Surcharge d'exploitation (Q) :

- Plancher étage terrasse $Q = 1 \times 18,675 = 18,675 \text{ kN/m}^2$.

- Plancher étage courant (usage habitation)..... $Q = 1,5 \times 18,675 = 28,012 \text{ kN/m}^2$.

- Plancher s /sols RDC+ 1^{er}+2^{ème} étages (usage commercial) $Q = 3,5 \times 18,675 = 65,36 \text{ kN/m}^2$.

III -2 - Loi de dégression de charge :

Les règles du **BAEL 99** exigent l'application de la dégression des surcharges d'exploitation. Cette dernière s'applique aux bâtiments à grand nombre de niveaux, bâtiments à usage d'habitation et de bureautique, sous réserve de satisfaire certaines condition notamment pour les locaux industriels et commercial.

- La loi de dégression des charges :

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

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

Q_0 : surcharge d'exploitation à la terrasse.

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

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

Q_0

$\Sigma_0 = Q_0$

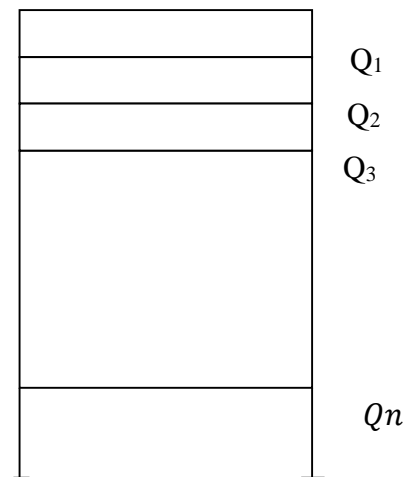
$\Sigma_1 = Q_0 + Q_1$

$\Sigma_2 = Q_0 + 0,95 (Q_1+Q_2)$

$\Sigma_3 = Q_0 + 0,90 (Q_1+Q_2+Q_3)$

.....

$\Sigma_n = Q_0 + [(3+n)/2n] \cdot \sum_{i=1}^n Q_i$ / $n \geq 5$



III -3 - Coefficients de dégression des surcharges :

Niveaux	6	5	4	3	2	1	RDC	s/sol
Coefficients	1	0,95	0,90	0,85	0,80	0,75	0,70	0,65

Avec

- Plancher terrasse: $Q_0 = 1,00 \times 18,675 = 18,675$ KN.
- Plancher étage courant usage habitation : $Q_1 = Q_2 = 1,5 \times 18,675 = 28,012$ KN.
- Plancher usage commercial : $Q_3 = Q_4 = Q_5 = 3,5 \times 18,675 = 65,36$ KN.

Les surcharges cumulées :

Niveau 07 : $Q_0=18,67 \text{ 5KN}$.

Niveau 06 : $Q_1=Q_0+0,95Q_1=18,675+ 0,95 \times 28,012 = 45,286 \text{ KN}$

Niveau 05: $Q_2=Q_0+0,95 (Q_1+Q_2)= 18,675+0,95 (2 \times 28,012)=71,897 \text{ KN}$

Niveau 04: $Q_3= Q_0+0,90 (Q_1+Q_2+Q_3)=18,675+0,90 (3 \times 28,012) =94,307 \text{ KN}$.

Niveau 03 : $Q_4= Q_0+0,85 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)= 18,675+0,85 (4 \times 28,012) = 113,916 \text{ KN}$.

Niveau 02: $Q_5= Q_0+0,80 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)= 18,675+0,8 (5 \times 28,012) =130,723 \text{ KN}$.

Niveau 01 : $Q_6= Q_0+0,75 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6)= 18,675+0,75 (6 \times 28,012) =144,729 \text{ KN}$.

Niveau RDC $Q_7= Q_0+0,72 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7)= 18,675+0,72 (7 \times 28,012) = 159,855 \text{ KN}$.

Niveau s/sol : $Q_8= Q_0+0,69 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8)= 18,675+0,69 (8 \times 28,012) =173,30 \text{ KN}$.

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \min (b, h) \geq 25 \text{ cm} \Rightarrow \text{en zone IIa} \\ \min (b, h) \geq \frac{h_e}{20} \\ \frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4 \end{array} \right.$$

NIV	Charges permanentes [KN]					Surcharges d'exploitation [KN]			Effort normal	Section du poteau [cm ²]	
	Planchers	Poutres	Poteau x	G totale	G cumulée	Qi	C D C	Q cumulée	N _s =Gc+Qc [KN]	Section trouvée	Section adoptée
6	125,68	25,162	/	150,84	150,84	18,675	x1	18,675	169,515	113,01	30x30
5	104,58	25,162	5,98	135,72	286,562	28,012	x0.95	45,286	331,848	221,232	30x30
4	104,58	25,162	5,98	135,72	422,28	28,012	x0.90	67,696	489,976	326,650	30x35
3	104,58	25,162	5,98	135,72	558,00	28,012	x0.85	91,506	649,506	433,004	30x35
2	104,58	25,162	6,75	136,49	694,49	28,012	x0.80	113,91	763,421	508,947	30x35
1	104,58	25,162	6,75	136,49	830,99	65,36	x0.75	162,93	993,925	662,616	35x40
RDC	104,58	25,162	8,28	138,02	969,01	65,36	x0.7	208,68	1177,697	785,131	35x40
S/sol	104,58	25,162	5,98	135,72	1104,73	65,36	x0.65	247,90	1352,633	901,755	35 x40

Tableau II-9: récapitulatif de la descente de charge.

2.4 Vérification des conditions du RPA (article 7.4.1)

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

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

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

h_e hauteur libre du poteau.

a) $\min (b_1, h_1) = 35 \text{ cm} > 25 \text{ cm.}$

b.1) Poteaux S Sol $\frac{h_e}{20} = \frac{300 - 20}{20} = 14 \text{ cm} \Rightarrow \min(b_1, h_1) = 35 \text{ cm} \geq \frac{h}{20} = 14 \text{ cm} .$

b.2) Poteaux RDC $\frac{h_e}{20} = \frac{408 - 20}{20} = 19,40 \text{ cm} \Rightarrow \min(b_1, h_1) = 35 \text{ cm} \geq \frac{h}{20} = 19,40 \text{ cm} .$

b.3) Poteaux d'étage courants $\frac{h_e}{20} = \frac{306 - 20}{20} = 14,3 \text{ cm} \Rightarrow \min(b_1, h_1) = 30 \text{ cm} \geq \frac{h}{20} = 14,3 \text{ cm}$

- c.1) Pour le S/Sol, RDC, 1etage : $1/4 < b/h = 35/40 = 0,875 < 4 \dots \rightarrow$ Condition vérifiée.
- c.2) Pour le 2,3^{ème} étage : $1/4 < b/h = 30/35 = 0,857 < 4 \dots \rightarrow$ Condition vérifiée.
- c.3) Pour le 4 , 5et 6^{ème} étage : $1/4 < b/h = 30/30 = 1 < 4 \dots \rightarrow$ Condition vérifiée.

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

II-4-6- Vérification de la résistance des poteaux au flambement :

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

Il faut vérifier l’élancement λ des poteaux.

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 50.$$

Avec : L_f : longueur de flambement ($L_f = 0.7 L_0$) ;

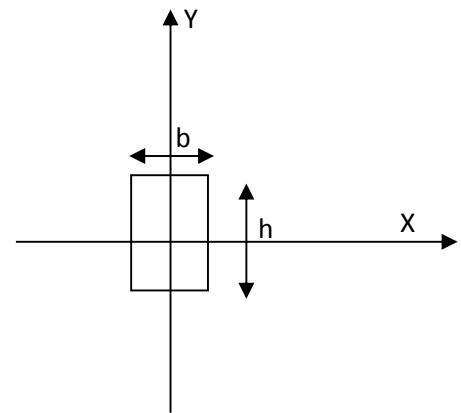
i : rayon de giration ($i = \sqrt{\frac{I}{S}}$) ;

L_0 : hauteur libre du poteau ;

S : section transversale du poteau ($b \times h$) ;

I : moment d’inertie du poteau ($I_{yy} = \frac{hb^3}{12}$; $I_{xx} = \frac{bh^3}{12}$)

$$\lambda = \frac{L_f}{\sqrt{\frac{I_{yy}}{S}}} = \frac{0.7L_0}{\sqrt{\frac{hb^3}{12 \times bh}}} = 0.7L_0 \frac{\sqrt{12}}{b} .$$



- Pour les sous sols, **:(35x40)**
 $L_0 = 2,66m$ d’ où $\lambda = 18,42 < 50$ (condition vérifiée).
- Pour le RDC : **(35x40)**
 $L_0 = 3,68m$ d’ où $\lambda = 26,88 < 50$ (condition vérifiée).
- Pour l’étage 1 : **(35x40)**
 $L_0 = 3,00 m$ d’ où $\lambda = 20,78 < 50$ (condition vérifiée).
- Pour l’étages 2,3,4 : **(30x35)**
 $L_0 = 2,66 m$ d’ où $\lambda = 21,50 < 50$ (condition vérifiée).

- Pour l'étages 5,6: (30x30)
 $L_0 = 2,66 \text{ m}$ où $\lambda = 21,50 < 50$ (condition vérifiée).

Tous les poteaux vérifient la condition de non flambement.

II.3.4. Les voiles:

Les voiles sont considérés comme des éléments satisfaisants la condition de R.P.A 99 V2003, P 56 ; $L \geq 4 a$:

L : La longueur du voile.

a : L'épaisseur du voile.

Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

L'épaisseur minimale est de 15cm. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités comme suit :

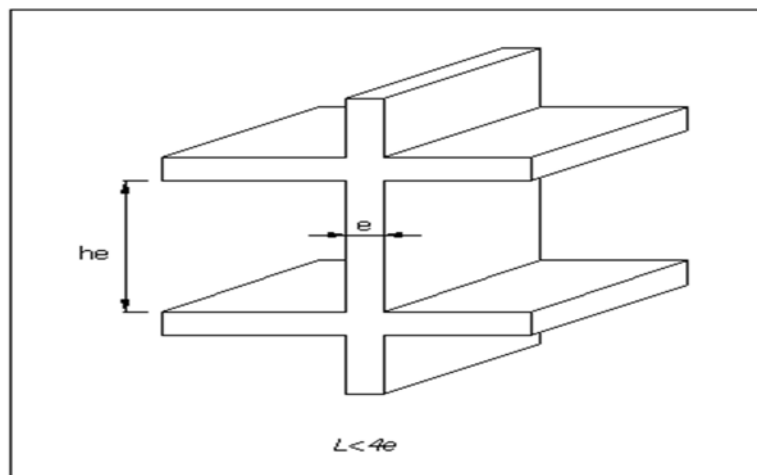
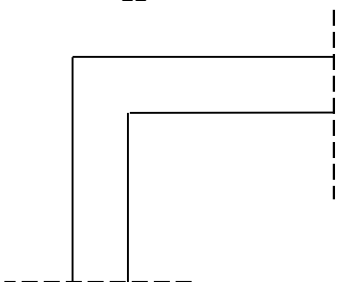
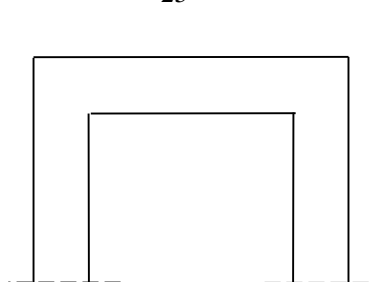


Figure II.4 : Coupe de voile en élévation

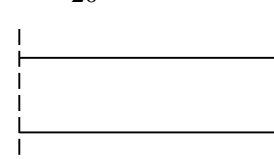
$a \geq \frac{h_e}{22}$



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



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



On a: $a \geq \frac{h_{\max}}{20}$: h_{\max} est la hauteur libre max d'étage H

$$\max = 4,08 - 0,21 = 3,87\text{m}$$

Donc $a \geq \frac{3,87}{20} = 19,35\text{cm}$ On adopte une épaisseur des

voiles de 20cm. \implies **e=20cm**

➤ **Largeur minimale du voile :**

La largeur minimale l_{\min} du voile devra satisfaire la condition $l_{\min} \geq 4e$.

Soit $l_{\min} \geq 4 \times 20 = 80\text{cm}$. \implies La condition vérifiée.

Chapitre III

Calcul des éléments

Introduction:

Ce chapitre concerne le calcul et le dimensionnement des éléments de la structure autre que les éléments de contreventement qui sont : les planchers, les balcons ainsi que les escaliers après chaque calcul comprenant le dimensionnement.

La détermination des armatures et les différentes vérifications ; un schéma de ferrailage est donné.

III.1:Étude du plancher:

Les planchers de notre bâtiment sont constitués de corps creux et d'une dalle de compression reposant sur des poutrelles préfabriquées sur chantier qui sont disposées suivant la petite portée.

En raison de la différences des surcharges entre le plancher bas de RDC et étages courant a usage commerce ($Q= 3,5\text{KN/m}^2$) et le plancher d'étage courant a usage habitation ($Q=1,5 \text{ KN/m}^2$) nous jugeons plus économique d'effectuer deux calculs différents.

Note : pour le ferrailage de plancher terrasse inaccessible on adoptera le même ferrailage d'étage courant a usage habitation.

Plancher = poutrelles + corps creux + dalle de compression.

Les poutrelles sont préfabriquées sur les chantiers et disposés dans le sens de la petite portée sur lesquelles reposera le corps creux.

III.1.1 : Plancher d'étage courant (habitation) :**III.1.1.1 : la dalle de compression :**

La dalle de compression est coulée sur place, elle est de 04cm d'épaisseur armée d'un quadrillage de treillis soudé de nuance (TLE 520)

La poutrelle est calculée comme une poutre en T donc, il est nécessaire de définir la largeur efficace de la table de compression.

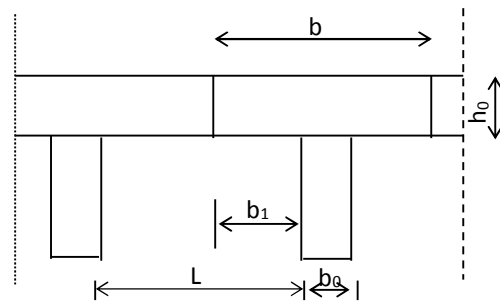
Cette largeur définit la dimension b de la zone comprimée qui participe effectivement à la capacité de résistance en flexion.

La largeur b_1 de la table de compression qu'il y a lieu d'admettre d'un côté de la nervure de la poutre fléchie est fixée par la plus restrictive des conditions suivantes :

$$- b_1 \leq L / 2 \quad \dots\dots\dots(1)$$

$$- b_1 \leq L / 10 \quad \dots\dots\dots (2)$$

$$- b_1 \leq 2/ 3X \quad \dots\dots\dots(3)$$



Avec :

L : distance entre deux parements voisins de deux poutrelles

L₁: portée libre de la poutrelle

X : distance de la section considérée à l'axe de l'appui le plus proche

b₀ : largeur de la nervure

h₀ : épaisseur de la dalle de compression (h₀ = 4 cm)

d : hauteur utile d = 18 cm

c : enrobage C = 2cm

Donc : (1) ⇒ $b_1 \leq (65 - 12) / 2 = 26,5 \text{ cm}$

(2) ⇒ $b_1 \leq 360 / 10 = 36 \text{ cm}$

(3) ⇒ $b_1 \leq 2 / 3 (360/2) = 120 \text{ cm}$

D' où : $b = 2 b_1 + b_0 = (2 \times 26,5) + 12 = 65 \text{ cm}$

III.1.1.1.A) Calcul d'armatures :

1) Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

$$A_{\perp} \geq \frac{4xL}{f_e} = A_{\perp} \geq \frac{4x65}{520} = 0,5 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

L : distance entre axes des poutrelles

On adopte une section $A = 0,75 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

Soit : $6\Phi 4 / \text{ml}$, $S_t = 20 \text{ cm}$

.....

.....Treillis soudé de 20x20cm

2) Armatures parallèles aux poutrelles :

$$A_{\parallel} \geq \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0,75}{2} = 0,375 \text{ cm}^2$$

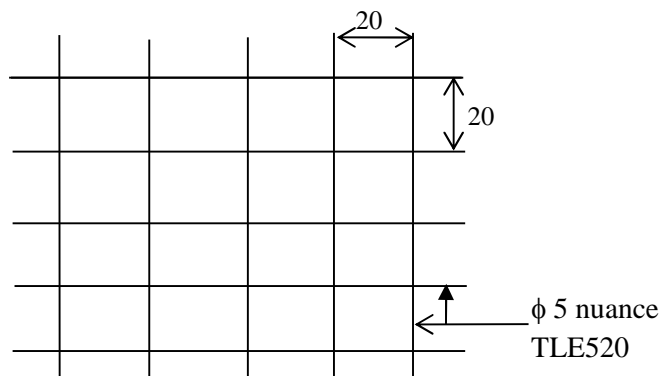


Figure III.1.1 :Schéma du treillis soudé.

On adopte la même section que précédemment

Soit : $6\Phi 4 / \text{ml}$, $S_t = 20\text{cm}$

Conclusion :

On adopte pour le ferrailage de la dalle de compression un treillis soudé (TLE 520) de dimension (6x200x 6x200) mm².

III.1.1.2 : Calcul des poutrelles :

Le calcul se fera en deux étapes :

A) -Avant coulage de la dalle de compression :

La poutrelle est considérée comme une poutre simplement appuyée à ces deux extrémités, celle-ci supporte son poids propre, le poids du corps creux et le poids de l'ouvrier.

a-Charges et surcharges :

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

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

Avec : $l = 65\text{cm}$; largeur de l'hourdis

$$G = G_1 + G_2 = 0,12 + 0,62 = 0,74 \text{ KN/ml}$$

- Surcharge due à l'ouvrier : $Q = 1 \text{ KN/ml}$

b- Calcul à L'ELU :

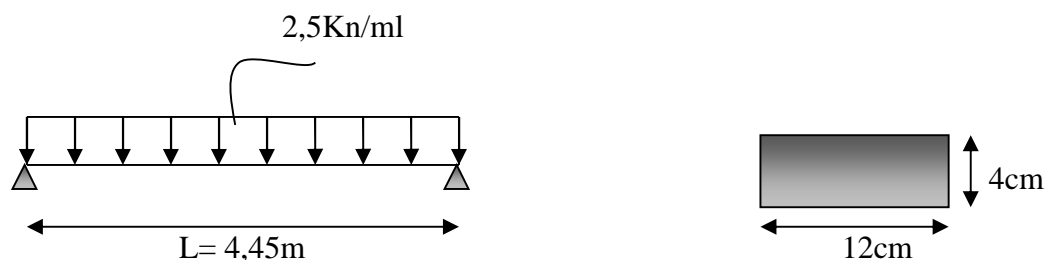
- Combinaison de charges :

$$Q_u = 1,35G + 1,5Q \Rightarrow q_u = 1,35(0,74) + 1,5(1) = 2,5 \text{ KN/ml}$$

- Calcul du moment en travée :

$$M_u = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{2,5 \times (4,45)^2}{8} = 6,188 \text{ KN.ml}$$

- Calcul de l'effort tranchant : $T = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{2,5 \times 4,45}{2} = 5,562 \text{ KN}$

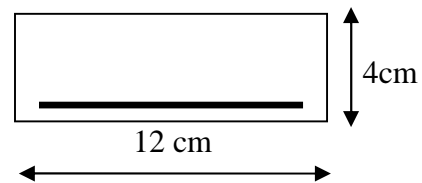


FigIII-1-2 : schéma statique de la travée de la poutrelle.

Ferrailage :

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

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



$$\mu_b = \frac{M_U}{bd^2 f_{bc}} = \frac{6,118 \times 10^3}{12 \times 2^2 \times 14,2} = 8,975 \gg 0,392 \Rightarrow \text{Section doublement armée.}$$

Vu la faible hauteur de la poutrelle par rapport à sa portée, on est obligé de prévoir des étais intermédiaires pour l'aider à supporter les charges d'avant coulage.

Ces étais sont généralement distant de 80cm à 120cm.

B)-Après coulage de la dalle de compression :

La poutrelle travaille comme une poutre continue en Te, partiellement encastrée à ces deux extrémités, elle supporte son poids propre, le poids du corps creux et de la dalle de compression, en plus des charges et surcharges éventuelles revenant au plancher.

a- Dimension de la poutrelle :

$h = 16+4\text{cm}$, hauteur de la poutrelle

$h_0=4\text{cm}$, hauteur de la dalle de compression

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

$$b_1 \leq \min \left\{ \frac{l_0}{2}, \frac{l}{10}, 8h_0 \right\}$$

l_0 : distance entre deux poutrelles

$$l_0 = 65-12= 53\text{cm}$$

l : Largeur de la plus grande travée

$$l : 445\text{cm}$$

D'ou: $b_1 \leq \min\{26,5,45,32\} = 26,5\text{cm}$

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

b) -charges et surcharges :

- poids propre du plancher : $G=5,60 \times 0,65 = 3,64 \text{ KN / ml}$
- Surcharge : $Q=1,5 \times 0,65 = 0,975 \text{ KN / ml}$

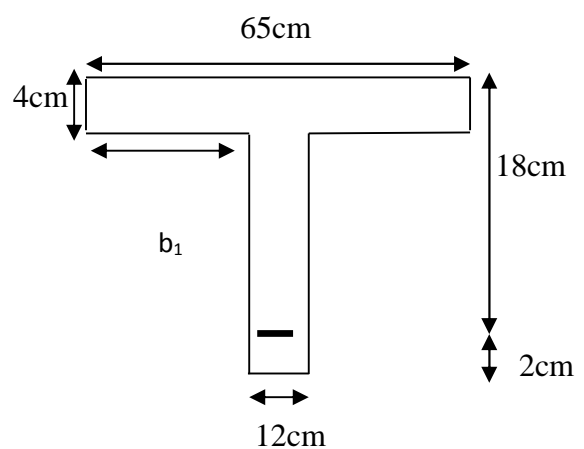


Figure III.1.3 : section de la poutrelle après coulage de la dalle de compression.

- Poids propre de la poutrelle : $G_1=0,12 \times 0,04 \times 25 = 0,12 \text{ KN / ml}$
- $G_{\text{totale}}= 3,64+0,12= 3,76 \text{ KN/ml}$.

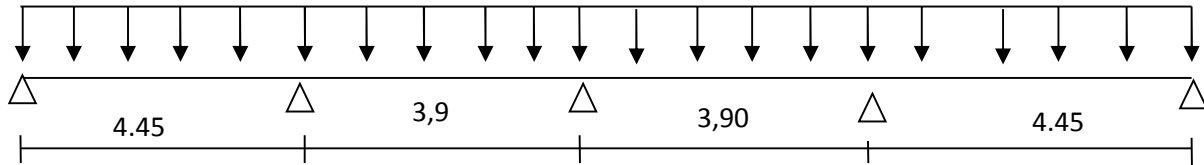


Fig III-1-4: Schéma statique de la poutrelle

*Poids des planchers repris par la poutrelle

Plancher	G (KN/ml)	Q (KN/ml)
Plancher terrasse	$6,07 \times 0,65 = 3,94$	$1 \times 0,6 = 0,65$
Plancher étage courant à usage habitation	$5,60 \times 0,65 = 3,64$	$1,5 \times 0,65 = 0,975$
Plancher à usage administratif et commercial	$5,60 \times 0,65 = 3,64$	$3,5 \times 0,65 = 2,275$

*Combinaison de charges

Plancher	ELU ($1.35G+1.5Q$) (KN/ml)	ELS (G+Q) (KN/ml)
Plancher terrasse	6,294	4,59
Plancher étage courant à usage habitation	6,922	4,615
Plancher à usage administratif et commercial	8,326	5,915

III-1.1.3) Choix de la méthode de calcul :

1- Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :

- **Condition1** : la valeur de la surcharge d'exploitation des constructions courantes doit être égale au plus à deux fois la charge permanente ou 5 KN/m^2

$$Q \leq \{2G \text{ ou } 5 \text{ KN/m}^2\}$$

$$2G = 2 \times 5,6 = 11,2 \text{ KN/m}^2$$

$Q = 1,5 \text{ KN/m}^2 \leq \{11,2, 5\} \Rightarrow$ la condition est vérifiée.

- **Condition 2 :** les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes pour les différentes travées. \Rightarrow la condition est vérifiée
- **Condition 3 :** les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25

$$\left\{ \begin{array}{l} 0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25 \\ \frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{445}{390} = 1.14 \\ \frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{390}{390} = 1 \quad \Rightarrow \text{La condition est vérifiée} \\ \frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{390}{445} = 0.87 \end{array} \right.$$

- **Condition 4 :** la fissuration est non préjudiciable \Rightarrow condition vérifiée

Conclusion : La méthode forfaitaire est applicable pour nos calculs.

2- Principe de la méthode (BAEL91 modifié 99)

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

3-Exposé de la méthode

- Le rapport (α) des charges d'exploitation à la somme des charges permanentes et d'exploitation, en valeurs non pondérées $\alpha = \frac{Q}{Q+G}$

- M_0 la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de comparaison
- $M_0 = \frac{qL^2}{8}$ dont L longueur entre nus des appuis.
- M_w : Valeur absolue du moment sur l'appui de gauche ;
- M_e : Valeur absolue du moment sur l'appui de droite ;
- M_t : Moment maximal en travée dans la travée considérée.

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

- $M_t \geq \max\{1,05 ; (1 + 0,3\alpha) M_0\} - \frac{M_w + M_e}{2}$

- $M_t \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} M_0$ dans une travée intermédiaire
- $M_t \geq \frac{1,2+0,3\alpha}{2} M_0$ dans une travée de rive.

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

- $0,6 M_0$ pour une poutre à deux travées ;
- $0,5 M_0$ pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées ;
- $0,4 M_0$ pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées

3- Application de la méthode

Calcul du rapport de charge $\alpha = \frac{0,975}{0,975 + 3,64} = 0,211$

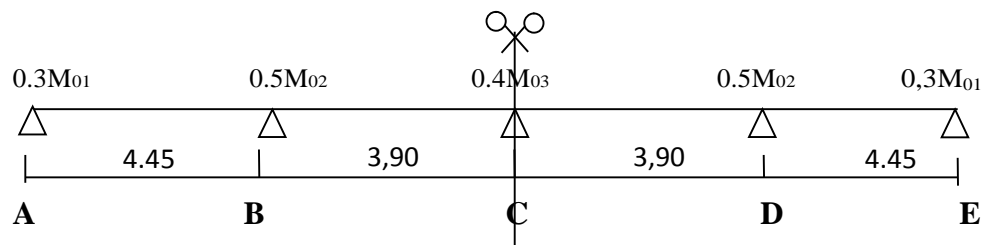


Fig III-1-5 : Schéma statique de la poutrelle

Calcul des moments isostatiques

$$M_{01} = M_{05} = 6,922 \times \frac{(4,45)^2}{8} = 17,134 \text{ KN.m}$$

$$M_{02} = 6,922 \times \frac{(3,9)^2}{8} = 13,160 \text{ KN.m}$$

$$M_{03} = 6,922 \times \frac{(3,9)^2}{8} = 13,160 \text{ KN.m}$$

$$M_A = M_E = 17,134 \text{ KN.m}$$

$$M_B = M_D = \max(M_{01}, M_{02}) = 13,160 \text{ KN.m}$$

$$M_C = \max(M_{02}, M_{03}) = 17,134 \text{ KN.m}$$

$$M_1 = M_5 = 0,3 M_{01} = 0,3 \times 17,134 = 5,140 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = M_4 = 0,5 M_{02} = 0,5 \times 17,134 = 8,567 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = 0,4 M_{03} = 0,4 \times 13,160 = 5,264 \text{ KN.m}$$

$$\frac{1,2+0,3\alpha}{2} = 0,63$$

$$\frac{1+0,3\alpha}{2} = 0,53$$

A) Calcul des moments

$M_{tAB} = M_{tCD}$ / par symétrie

$$\rightarrow M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max\{1,05 ; (1 + 0,3\alpha) M_0\}$$

- $M_{tAB} = M_{tDE} \geq \left(\frac{1,2 + 0,3 \times 0,21}{2}\right) \times 17.134 = 10.82 \text{ KNm}$
 - $M_{tAB} = M_{tDE} \geq (1 + 0,3 \times 0,21) \times 17.134 - \left(\frac{5,14 + 8,567}{2}\right) = 11.35 \text{ KNm}$
 - $M_{tAB} = M_{tDE} = \max(10.82 ; 11.35) = 11.35 \text{ KN m.}$
- \rightarrow **De même pour** M_{tBC} ($M_{tBC} = M_{tCD}$) **par symétrie**

- $M_{tCD} \geq \left(\frac{1 + 0,3 \times 0,21}{2}\right) \times 13,160 = 6,99 \text{ KNm}$
- $M_{tCD} \geq (1 + 0,3 \times 0,21) \times 13,160 - \left(\frac{5,264 + 8,567}{2}\right) = 6,72 \text{ KNm}$
- $M_{tBC} = M_{tCD} \max(6,99 ; 6,72) = 6,99 \text{ KN m}$

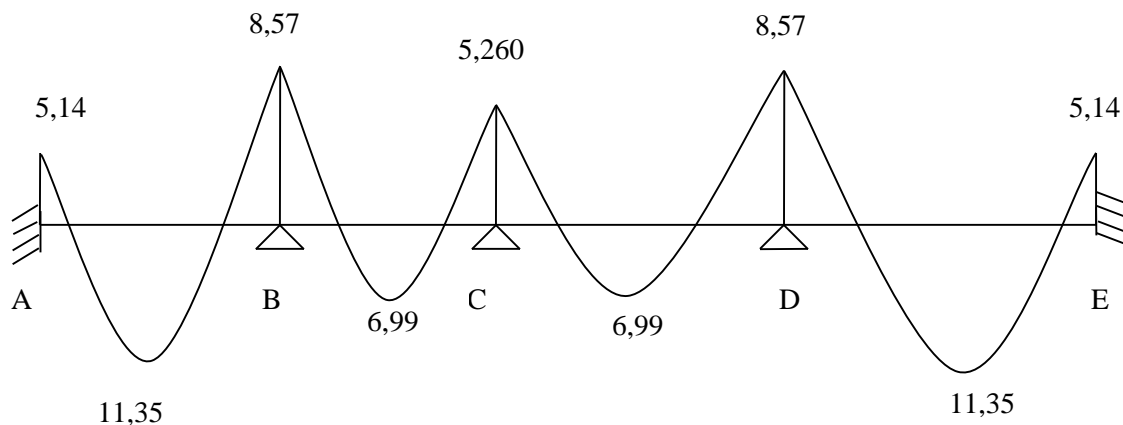


Fig III-1-6 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU

B) Calcul des efforts tranchants

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

Avec :

T_w : Effort tranchant à gauche de l'appui.

T_e : Effort tranchant à droite de l'appui.

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

Travée	A-B	B-C	C-D	D-E
Mw	5.14	8.567	5.264	8.567
Me	8.567	5.264	8.567	5.14
Tw	-16.17	-12,64	-14.34	-14.63
Te	14.63	14.34	12.65	16.17

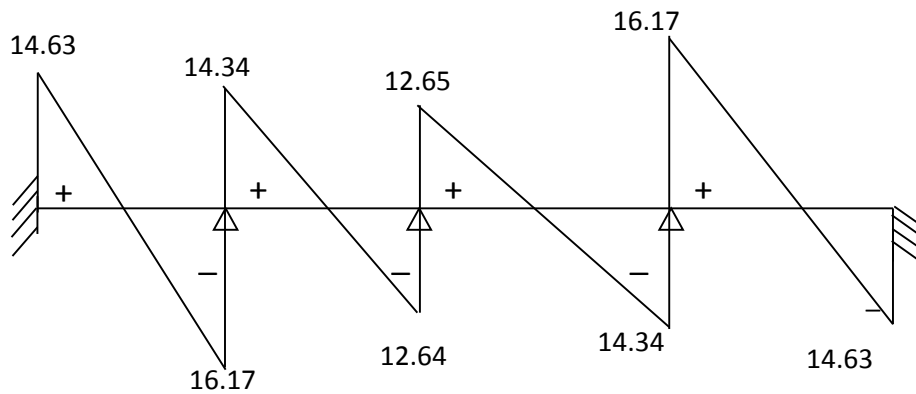


Fig III-1-7 : Diagramme des efforts

III-1.1.4 Calcul des armatures :

III-1.1.4.A Ferrailage à l'ELU

1) Armatures longitudinales

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

En travée

$M_t = 11,35 \text{KN m}$

Le moment équilibré par la table

$M_0 = F_{bc} \times b \times h_0 (d - 0,5 h_0)$

$M_0 = 14,2 \cdot 10^3 \cdot 0,65 \cdot 0,04 (0,18 - 0,02)$

$M_0 = 59,072 \text{KN.m} > M_t = 11.35 \text{KN.m}$

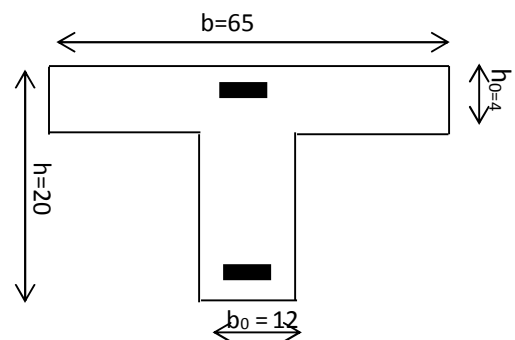


Figure III-1-8 : dimension de la section en T

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

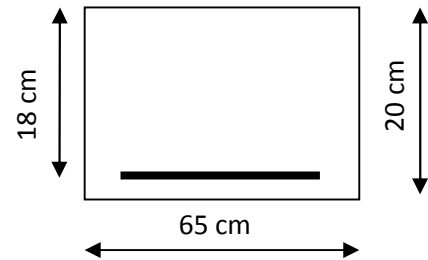
$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{11,35 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14,2} = 0,037 < 0,392$$

La section est simplement armée

$$\mu = 0,037 \longrightarrow \beta = 0,981$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{11,35 \times 10^3}{0,981 \times 18 \times 348} = 1,84 \text{ cm}^2$$

Soit $A_t = 3\text{HA}10 = 2,35 \text{ cm}^2$.



Aux appuis

La table se trouvant dans la partie tendue, donc nous avons à considérer une section rectangulaire de (12x24) cm²

$$M_a = 8,57$$

$$\mu = \frac{M_a}{b_0 \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{8,57 \times 10^3}{12 \times 18^2 \times 14,2} = 0,155 < 0,392 \implies \text{La section est simplement armée.}$$

$$\mu = 0,155 \longrightarrow \beta = 0,914$$

$$A_a = \frac{8,57 \times 10^3}{0,914 \times 18 \times 348} = 1,496 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_a = 1\text{HA}12 + 1\text{HA}10 = 1,92 \text{ cm}^2$

1.1) Vérification à l'ELU

A) Condition de non fragilité

Aux appuis

$$A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{c28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times 12 \times 18 \times 2,1}{400} = 0,260 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 1,92 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,260 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

En travée

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

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times 65 \times 18 \times 2,1}{400} = 1,41 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adopté}} = 2,35 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,41 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

B) Vérification de l'effort tranchant

$$T_u^{\max} = 16,17 \text{ kN} ; \tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b_0 \cdot d}$$

$$\tau_u = \frac{16,17 \times 10^3}{120 \times 180} = 0,748 \text{ MPa}$$

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

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

C) Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement

$$\tau_{Se} = \frac{T_u^{\max}}{0,9 \cdot d \cdot \sum U_i}$$

Avec : U_i le périmètre des barres

$$\tau_{Se} = \frac{16,17 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 12 \times \pi} = 2,64 \text{ MPa}$$

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

$$\overline{\tau}_{se} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

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

D) Ancrage des barres

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

$$l_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_{se}}, \quad l_s = \text{longueur de scellement droit}$$

$$l_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,64} = 45,45 \text{ cm} \quad \text{on prend } l_s = 50 \text{ cm}$$

Les règles de BAEL 91 (article. A.6.1) admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la portée ancrée assurée hors crochet est au moins égale à $0,4l_s$ pour les aciers HA

$$L_c = 0,4 \times 45,45 = 18,18 \text{ cm}$$

Influence de l'effort tranchant sur les armateurs

Appuis de rive : (Art 5.1.1,312/BAEL91)

On doit prolonger au de la de l'appuie coté travée et y'encrer une section d'armature suffisante pour équilibrer l'effort tranchant T_u .

$$A_{st \text{ min à ancrer}} \geq \frac{T_u}{f_{su}} = \frac{16.17.10^3}{348.100} = 46.45 \text{ cm}^2; A_{st \text{ adopté}} = 2.35 \text{ cm}^2$$

$A_{st \text{ adopté}} > A_{st \text{ min à ancrer}} \Rightarrow$ les armatures inférieures ancrées sont suffisantes.

Appuis intermédiaire : (Art A.5.1,321/BAEL91)

Le BAEL prédise que lorsque la valeur absolue du moment fléchissant de calcul vis-à-vis de la l'état ultime de M_u est inférieur à $0,9T_u \cdot d$, on doit prolonger les armatures en travée au des appuis et y ancrer une section d'armatures suffisante pour équilibrer un effort égal à :

$$T_u^{\max} + M_{\max}/0.9d$$

$$M_{\max} = 8,57.10^6 \text{ N.mm}$$

$$0,9d \cdot T_u^{\max} = 0,9 \times 180 \times 16,17 \times 10^3 = 2,62.10^6 \text{ N.mm}$$

$M_{\max} > 0,9 T_u^{\max} \implies$ les armatures inférieures ne sont pas nécessaires.

2) Armatures transversales

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

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

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

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

- La section des armatures transversales

On choisira un cadre de HA6 ; $A_t = 2T6 = 0,56 \text{ cm}^2$

- Espacement des armatures

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

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

$$S_{t1} \leq \min \{ 0,9 d ; 40 \text{ cm} \} = 15,3 \text{ cm}$$

$$S_{t2} \leq \frac{0,9 \cdot f_e \cdot A_t}{(\tau_u - 0,3 \cdot f_{t28}) b_0 \cdot \gamma_s} = \frac{0,9 \times 235 \times 0,56}{(0,748 - 0,3 \times 2,1) \times 12.1,15} = 72,73 \text{ cm}$$

Soit $S_t = 15 \text{ cm}$

III-1.1.4.B : Ferrailage à l'ELS

1) Le chargement à l'ELS

$$q_s = G + Q = 4,615 \text{ kN/ml}$$

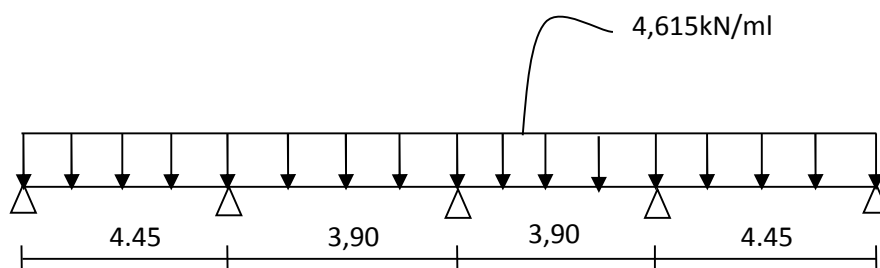


Figure III-1-9 : Schéma statique de la poutrelle

$$M_0 = \frac{q_s \cdot l}{8} = \frac{4,615 \times 4,45^2}{8} = 11,42 \text{ kN.m}$$

$$M_{iAB} = M_{iDE} \geq \left(\frac{1,2 + 0,3 \times 0,21}{8} \right) \times 11,42 = 7,21 \text{ kN.m}$$

$$M_0 = \frac{q_s \cdot l}{8} = \frac{4,615 \times 4,45^2}{8} = 11,42 \text{ kN.m}$$

$$M_{iAB} = M_{iDE} \geq \left(\frac{1,2 + 0,3 \times 0,21}{2} \right) 11,42 = 7,21 \text{ kN.m}$$

$$M_{iAB} = M_{iDE} \geq (1 + 0,3 \times 0,21) 11,42 - \left(\frac{5,14 + 8,567}{2} \right) = 5,28 \text{ kN.m}$$

$$M_{iAB} = M_{iDE} = \max(7,21 : 5,28) = 7,21 \text{ kN.m}$$

$$M_1 = \frac{q_s \cdot l}{8} = \frac{4,615 \times 3,9^2}{8} = 8,77 \text{ kN.m} \dots (M_1 = M_2 = 8,77 \text{ kN.m} \dots \text{car } l_2 = l_3 = 3,9 \text{ m})$$

$$M_{iBC} = M_{iDC} \geq \left(\frac{1 + 0,3 \times 0,21}{2} \right) \times 8,77 = 4,66 \text{ kN.m}$$

$$M_{iBC} = M_{iDE} = (1 + 0,3 \times 0,21) \times 8,77 - \left(\frac{8,567 + 5,264}{2} \right) = 2,4 \text{ kN.m}$$

$$M_{iBC} = M_{iCD} = \max(4,66 : 2,4) = 4,66 \text{ kN.m}$$

$$M_A = M_E = 0,3M_0 = 0,3 \times 11,42 = 3,42 \text{ kN.m}$$

$$M_C = 0,4M_2 = 0,4 \times 8,77 = 3,50 \text{ kN.m}$$

$$M_B = M_D = 0,5M_0 = 0,5 \times 11,42 = 5,71 \text{ kN.m}$$

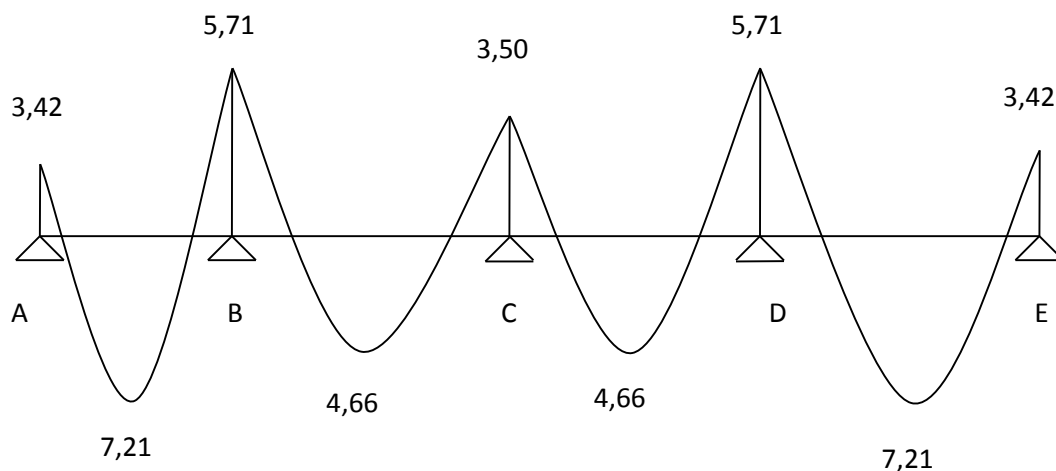


Figure III-1-10 : Diagrammes des moments fléchissant à l'ELS

2) Les efforts tranchants

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

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

T_e : Effort tranchant à droite de l'appui.

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

Travée	A-B	B-C	C-D	D-E
Mw	3,42	5,71	3,5	5,71
Me	5,71	3,5	5,71	3,42
Tw	-10,78	-8,43	-9,56	-9,75
Te	9,75	9,56	8,43	10,78

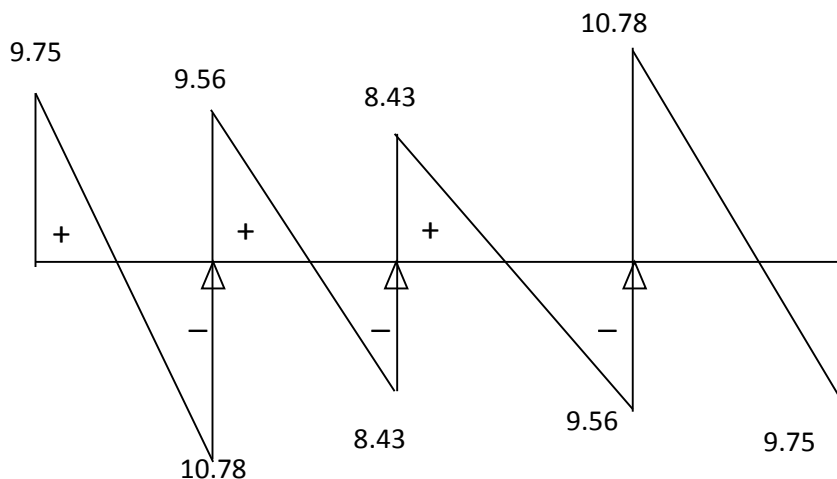


Figure III-1-11: Diagramme des efforts

1.2) Vérification des contraintes :

a) Vérification à l'état limite de compressionEn travée

La section d'armatures adoptée à l'ELU en travée est $A_t = 3HA10 = 2,36 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_t}{b_0 \cdot d} = \frac{100 \times 2,36}{12 \times 18} = 1,092 \Rightarrow \beta_1 = 0,856 \Rightarrow k = 0,05$$

La contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_t^{Ser}}{\beta_1 \cdot d \cdot A_t} = \frac{7,21 \times 10^3}{0,855 \times 17 \times 2,36} = 210,18 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = k \cdot \sigma_s = 0,051 \times 210,18 = 10,72 \text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa} \Rightarrow \text{la condition est vérifiée.}$$

Aux appuis

La section d'armatures adoptée à l'ELU aux appuis est $A_a = 1\phi 12 = 1,13 \text{ Cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_t}{b_0 \cdot d} = \frac{100 \times 1,13}{12 \times 18} = 0,523 \Rightarrow \beta_1 = 0,892 \Rightarrow k = 0,032$$

La contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_t^{Ser}}{\beta_1 \cdot d \cdot A_t} = \frac{7,21 \times 10^3}{0,855 \times 17 \times 1,13} = 438,97 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = k \cdot \sigma_s = 0,032 \times 438,97 = 14,05 \text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa} \Rightarrow \text{la condition est vérifiée}$$

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

b) Vérification à l'état limite d'ouverture des fissures

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

c) Vérification de l'état limite de déformation

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

Les règles du BAEL.91 (article B.5.6.1), précisent qu'on peut se dispenser de vérifier l'ELS les poutres associées aux hourdis si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$1) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{22,5}$$

$$2) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{15} \times \frac{M_t}{M_0}$$

$$3) \frac{A_s}{b_0 \cdot d} \leq \frac{3,6}{f_e}$$

$$\frac{h}{l} = \frac{20}{445} = 0,045 \geq \frac{1}{22,5} = 0,044 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{l} = 0,045 \geq \frac{1}{15} \times \frac{M_t}{M_0} = \frac{1}{15} \times \frac{7,21}{11,42} = 0,042 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_s}{b_0 \cdot d} \leq \frac{3.6}{f_e} \Leftrightarrow \frac{2.35}{12.18} = 0.00108 \leq \frac{3.6}{400} = 0.009$$

La 3^{ème} condition n'est pas vérifiée, donc le calcul de la flèche est obligatoire.

d) Calcul de la flèche (ART.B6.5.2/BAEL91)

On doit vérifier que :

$$f = \frac{M_t^S \cdot l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} \leq \bar{f} \Rightarrow \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{4450}{500} = 8,9 \text{ mm}$$

Avec : \bar{f} : La flèche admissible

E_v : Module de déformation différé

$$E_v = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \cdot \sqrt[3]{25} = 10818,865 \text{ MPa}$$

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

$$I_{fv} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \mu \cdot \lambda_v}$$

I_0 : Moment d'inertie de la section homogénéisée (n=15) par rapport au centre de gravité de la section.

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

$$y_1 = \frac{S}{B_0} ; \quad \text{avec : } B_0 \text{ la section homogénéisée}$$

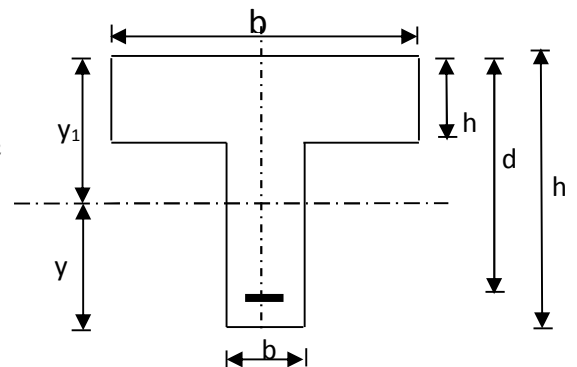
$$y_1 = \frac{b_0 \cdot \frac{h^2}{2} + (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + 15 \cdot A \cdot d}{b_0 \cdot h + (b - b_0) h_0 + 15 \cdot A}$$

$$y_1 = 7,101 \text{ cm} , y_2 = h - y_1 , y_2 = 20 - 7,101 = 12,9 \text{ cm}$$

On aura $I_0 = 29933,59 \text{ cm}^4$

Calcul des coefficients

$$\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{2,36}{12 \times 18} = 0,011$$



$$\lambda_v = \frac{0,02 \cdot f_{t28}}{\left(2 + \frac{3 \cdot b_0}{b}\right) \cdot \rho} = \frac{0,02 \times 2,1}{\left(2 + \frac{3 \times 12}{65}\right) \times 0,011} = 1,49$$

$$\mu = \max \left\{ 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t18}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}} ; 0 \right\} = \max \{ 0,602 ; 0 \} = 0,602$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda_v \cdot \mu} = \frac{1,1 \times 29933,59}{1 + 1,49 \times 0,602} = 8612,11 \text{ Cm}^4$$

$$f = \frac{M_t^S \cdot l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} \quad \text{D'ou la flèche}$$

$$f = \frac{7,21 \times 10^6 \times (4450)^2}{10 \times 10818,865 \times 21966,23 \times 10^4} = 6,00 < \bar{f} = 8,9 \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

- **Conclusion :**

Toutes les conditions sont vérifiées donc les poutrelles du l'étage courant à usage habitation et terrasse inaccessible seront ferrailer comme suite :

Armature longitudinales :

- 3HA10 pour le lit inferieur.
- Barre de montage en HA10 pour le lit inferieur.
- HA12 en chapeau aux niveaux des appuis pour le lit superieur.

Armature transversales :

- 1 étrier en $\Phi 6$ tous les 15 cm.

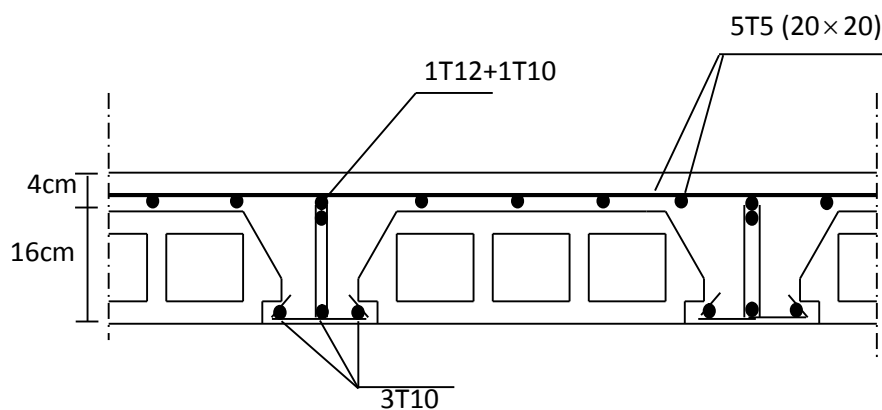


Figure III-1-12 : plan de ferrailage du plancher étage courant habitation.

III.1.2 : Etude de Plancher à usage commerce :**III.1.2.1 : la dalle de compression :**

La dalle de compression est coulée sur place, elle est de 04cm d'épaisseur armée d'un quadrillage de treillis soudé de nuance (TLE 520)

On adopte pour le ferrailage de la dalle de compression le même ferrailage à celui de l'étage courant (un treillis soudé (TLE 520) de dimension)

(5x 200x5x200) mm².

III.1.2.1 : Calcul des poutrelles :

Le calcul se fera en deux étapes :

❖ Avant coulage de la dalle de compression :

La poutrelle est considérée comme une poutre simplement appuyée à ces deux extrémités, celle-ci supporte son poids propre, le poids du corps creux et le poids de l'ouvrier.

a-Charges et surcharges :

- Poids propre de la poutrelle : $G_1=0.12 \times 0.04 \times 25 = 0.12 \text{KN} / \text{ml}$
- Poids du corps creux : $G_2=0.95 \times 0.65 = 0.62 \text{KN} / \text{ml}$

Avec : $l=65\text{cm}$; largeur de l'hourdis

$$G=G_1+G_2=0.12+0.62= 0.74\text{KN/ml}$$

- Surcharge due à l'ouvrier : $Q= 1\text{KN/ml}$

b-Calcul à L'ELU :

- Combinaison de charges :

$$Q_u=1.35G + 1.5Q \Rightarrow q_u=1.35(0.74)+1.50(1)=2.5\text{KN/ml}$$

- Calcul du moment en travée :

$$M_u = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{2.5 \times (4.45)^2}{8} = 6.188 \text{KN.ml}$$

- Calcul de l'effort tranchant : $T = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{2.5 \times 4.45}{2} = 5.562 \text{KN}$

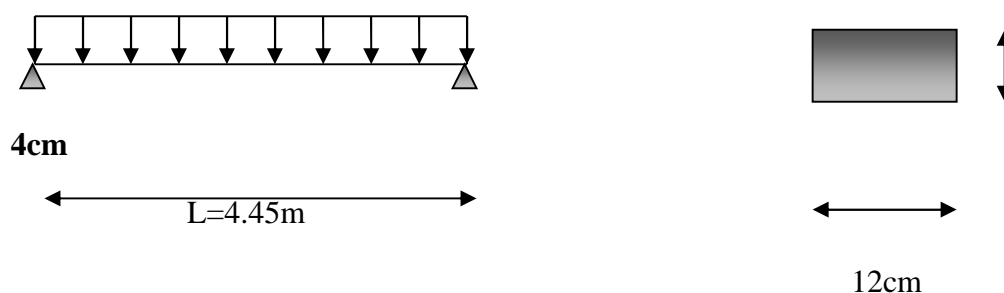
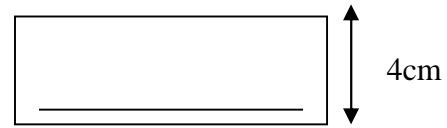


Figure III-2-1 : schéma statique de la travée de la poutrelle

c- ferrailage :

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

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



$$\mu_b = \frac{M_U}{bd^2 f_{bc}} = \frac{6.118 \times 10^3}{12 \times 2^2 \times 14.2} = 8.975 \gg 0.392 \Rightarrow \text{Section doublement armée}$$

Vu la faible hauteur de la poutrelle par rapport à sa portée, on est obligé de prévoir des étais intermédiaires pour l'aider à supporter les charges d'avant coulage.

Ces étais sont généralement distant de 80cm à 120cm.

❖ Après coulage de la dalle de compression :

La poutrelle travaille comme une poutre continue en T encastree partiellement à ces deux extrémités, elle supporte son poids propre, le poids du corps creux et de la dalle de compression, en plus des charges et surcharges éventuelles revenant au plancher.

a- Dimension de la poutrelle :

$h=16+4\text{cm}$, hauteur de la poutrelle

$h_0=4\text{cm}$, hauteur de la dalle de compression

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

$$b_1 \leq \min \left\{ \frac{l_0}{2}, \frac{l}{10}, 8h_0 \right\}$$

l_0 : distance entre deux poutrelles

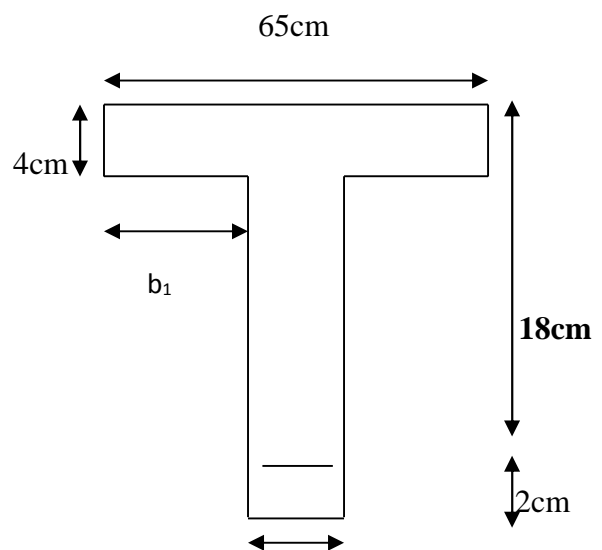
$$l_0 = 65 - 12 = 53\text{cm}$$

l : Largeur de la plus grande travée **12cm**

l : 445cm

$$\text{D'ou: } b_1 \leq \min \{26.5, 45, 32\} = 26.5\text{cm}$$

$$b = 2b_1 + b_0 = 2 \times 26.5 + 12 = 65\text{cm}$$

b -charges et surcharges :

- poids propre du plancher : $G=5.60 \times 0.65 = 3.64 \text{KN} / \text{ml}$
- Surcharge : $Q=1.5 \times 0.65 = 0.975 \text{KN} / \text{ml}$
- Poids propre de la poutrelle : $G1=0.12 \times 0.04 \times 25 = 0.12 \text{KN} / \text{ml}$
- $G_{\text{totale}}= 3.64+0.12= 3.76 \text{KN/ml}$

Poids des planchers repris par la poutrelle

On a pour le plancher a usage commerces :

$$G=3,64 \text{ KN/ml}, \quad Q=2,275 \text{ KN/ml.}$$

Combinaison de charge :

$$\text{ELU : } Q_u=1,35G+1,5Q=8,326 \text{ KN/ml.}$$

$$\text{ELS : } Q_s=G+Q=5,915 \text{ KN/ml.}$$

III-1.1.3) Choix de la méthode de calcul :

On déjà démontré la méthode de calcul. (méthode forfaitaire)

Exposé de la méthode

- Le rapport (α) des charges l'exploitation à la somme des charges permanente et d'exploitation, en valeurs non pondérées $\alpha = \frac{Q}{Q + G}$

- M_0 la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de comparaison $M_0 = \frac{qL^2}{8}$ dont

L longueur entre nus des appuis.

- M_w : Valeur absolue du moment sur l'appui de gauche ;
- M_e : Valeur absolue du moment sur l'appui de droite ;
- M_t : Moment maximal en travée dans la travée considérée.

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

- $M_t \geq \max\{1,05 ; (1 + 0,3\alpha) M_0\} - \frac{M_w + M_e}{2}$
- $M_t \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_0$ dans une travée intermédiaire
- $M_t \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_0$ dans une travée de rive

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

- $0,6 M_0$ pour une poutre à deux travées ;
- $0,5 M_0$ pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées ;
- $0,6 M_0$ pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées

a) Application de la méthode

Calcul du rapport de charge α

$$\alpha = \frac{0,975}{0,975 + 3,64} = 0,211$$

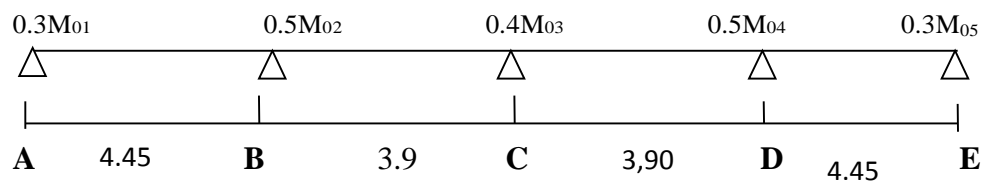
b) Calcul des moments isostatiques ; $qu = 8.326 \text{ KN/ml}$.

Figure III-2-2 : Schéma statique de la poutrelle.

$$M_{01} = 8,326 \times \frac{(4.45)^2}{8} = 20,60 \text{ KN.m} \quad M_A = M_E = M_{01} = 20,60 \text{ KN.m}$$

$$M_{02} = 8,326 \times \frac{(3,9)^2}{8} = 15,83 \text{ KN.m} \quad M_B = M_D = \max(M_{01}, M_{02}) = 20,60 \text{ KN.}$$

$$M_C = \max(M_{02}, M_{03}) = 15,83 \text{ KN.m}$$

$$M_1 = M_5 = 0,3 M_{01} = 0,3 \times 20,60 = 6,18 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = M_4 = 0,5 M_{02} = 0,5 \times 20,60 = 10,3 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = 0,4 M_{03} = 0,4 \times 15,83 = 6,33 \text{ KN.m}$$

$$\frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} = 0,63 \quad \frac{1 + 0,3\alpha}{2} = 0,53$$

Calcul des moments en travée :

$$\bullet \quad M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max\{1,05 ; (1 + 0,3\alpha) M_0\}$$

$$\bullet \quad M_{tAB} = M_{tDE} \geq \left(\frac{1,2 + 0,3 \times 0,21}{2} \right) \times 20,60 = 13,00 \text{ KNm}$$

$$\bullet \quad M_{tAB} = M_{tDE} \geq (1 + 0,3 \times 0,21) \times 20,60 - \left(\frac{6,18 + 10,3}{2} \right) = 13,65 \text{ KNm}$$

- $M_{tAB} = M_{tDE} \max(13,00 ; 13,65) = 13.65 \text{ KN m}$
- De même pour M_{tBC} et M_{tCD}
- $M_{tBC} \geq \left(\frac{1 + 0,3 \times 0,211}{2}\right) \times 15,83 = 8,42 \text{ KNm}$
- $M_{tBC} \geq (1 + 0,3 \times 0,211) \times 15,83 - \left(\frac{10,3 + 6,33}{2}\right) = 8,52 \text{ KNm}$
- $M_{tBC} = \max(8,42; 8,52) = 8,52 \text{ KN m}$

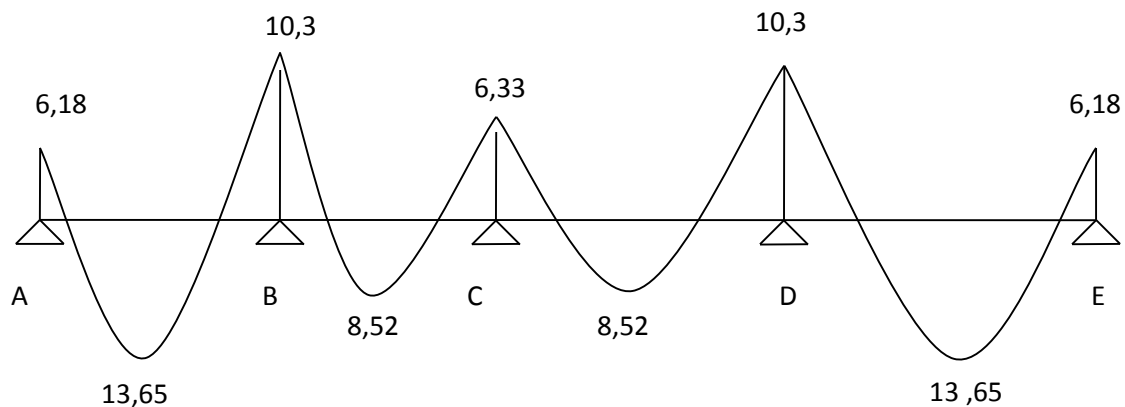


Figure III-2-3 :Diagramme des moments fléchissant à l' ELU.

Les efforts tranchants

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

Avec :

T_w : Effort tranchant à gauche de l'appui.

T_e : Effort tranchant à droite de l'appui.

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

Travée	A-B	B-C	C-D	D-E
M_w	6,18	10,3	6,33	10,3
M_e	10,3	6,33	10,3	6,18
T_w	-19,45	-17,63	-19,42	-17,6
T_e	17,60	19,42	17,63	19,45

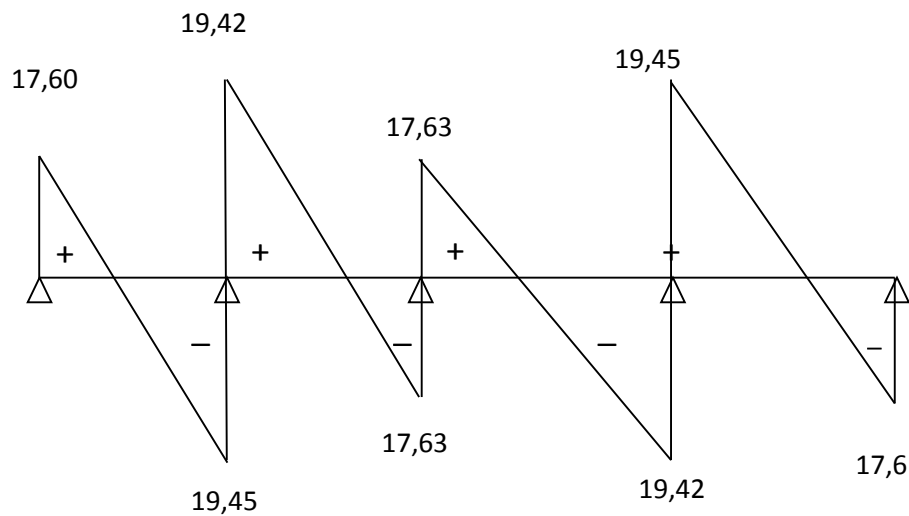


Figure III-2-4 : Diagramme des efforts tranchants.

III-1.2.4 Calcul des armatures :

III-1.2.1.4.A Ferrailage à l'ELU

1) Armatures longitudinales

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

En travée

$$M_t = 13,65 \text{ KN m}$$

Le moment équilibré par la table

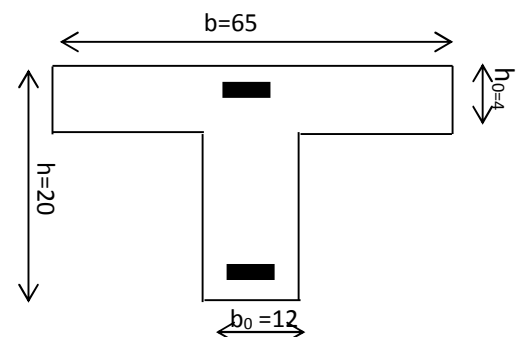
$$M_0 = F_{bc} \times b \times h_0 (d - 0,5 h_0)$$

$$M_0 = 14,2 \cdot 10^3 \cdot 0,65 \cdot 0,04 (0,18 - 0,02)$$

$$M_0 = 59,072 \text{ KN.m} > M_t = 13,65 \text{ KN.m}$$

L'axe neutre tombe dans la table de compression, on

Aura à calculer une section rectangulaire (b x h)



$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{13,65 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14,2} = 0,045 < 0,392$$

La section est simplement armée

$$\mu = 0,045\beta = 0,976 \rightarrow$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{13,65 \times 10^3}{0,976 \times 18 \times 348} = 2,23 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } A_t = 2\text{HA}10 + 1\text{HA}12 = 2,70 \text{ cm}^2$$

Aux appuis

La table se trouvant dans la partie tendue, donc nous avons à considérer une section rectangulaire de (12x24) cm²

$$\mathbf{M_a = 10,3 \text{ kNm}}$$

$$\mu = \frac{M_a}{b_0 \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{10,3 \times 10^3}{12 \times 18^2 \times 14,2} = 0,186 < 0,392 \text{ La section est simplement armée.}$$

$$\mu = 0,186\beta = 0,8962 \rightarrow$$

$$A_a = \frac{10,3 \times 10^3}{0,896 \times 18 \times 348} = 1,86 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_a = 1\text{HA}10 + 1\text{HA}12 = 1,91 \text{ cm}^2$ (**HA10 en travée et HA 12 comme chapeau**).

1.1) Vérification à l'ELU

A) Condition de non fragilité

Aux appuis

$$A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{c28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times 12 \times 18 \times 2,1}{400} = 0,260 \text{ cm}^2$$

$A_a = 2,26 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,260 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ Condition vérifiée

En travée

$$A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = \frac{0,23 \times 65 \times 18 \times 2,1}{400} = 1,41 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 2,26 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,41 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

B) Vérification de l'effort tranchant

$$T_u^{\max} = 19,45 \text{ kN} ; \tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b_0 \cdot d}$$

$$\tau_u = \frac{19,45 \times 10^3}{120 \times 180} = 0,90 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,13 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \right\} = 2,16 \text{ MPa}$$

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

C) Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0,9 \cdot d \cdot \sum U_i}$$

Avec : U_i le périmètre des barres

$$\tau_{se} = \frac{19,45 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 12 \times \pi} = 3,02 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28}$$

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

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

D) Ancrage des barres

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

$$l_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_{se}} , \quad l_s = \text{longueur de scellement droit}$$

$$l_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 3,02} = 39,70 \text{ cm}$$

Les règles de BAEL 91 (article. A.6.1) admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la portée ancrée assurée hors crochet est au moins égale à $0,4.l_s$ pour les aciers HA

$$L_c = 0,4 \times 39,70 = 15,88 \text{ cm}$$

2) Armatures transversales

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

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

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

- La section des armatures transversales

On choisira un étrier en $\phi 6$; $A_t = 0,56 \text{ cm}^2$

- **Espacement des armatures**

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

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

$$S_{t1} \leq \min \{ 0,9 d ; 40 \text{ cm} \} = 15,3 \text{ cm}$$

$$S_{t2} \leq \frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot 0,4} = \frac{0,56 \times 235}{12 \times 0,4} = 27,42 \text{ cm}$$

$$S_{t3} \leq \frac{0,8 \cdot f_e \cdot A_t}{(\tau_u - 0,3 \cdot f_{t28}) b_0 \gamma_s} = \frac{0,8 \times 235 \times 0,56}{(0,9 - 0,3 \times 2,1) 12 \cdot 1,15} = 28,25 \text{ cm}$$

$$\text{Soit } S_t \leq \min \{ S_{t1}; S_{t2}; S_{t3} \} = \min (15,3, 27,42, 28,25) = 15,3 \text{ cm.}$$

On adopte pour $S_{t_{\max}} = 15 \text{ cm}$.

III-1.2-4. Vérification à l'ELS

1) Le chargement à l'ELS

$$q_s = G + Q = 5,915 \text{ kN/ml}$$

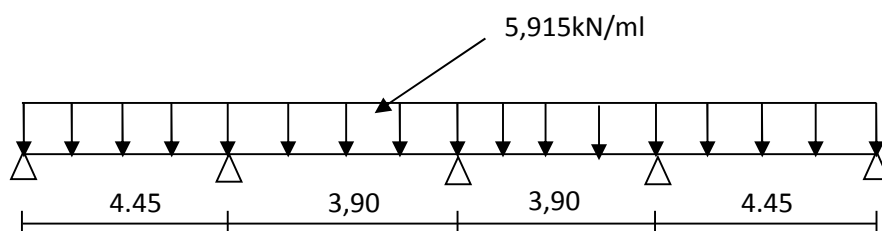


Figure III-2-5 : Schéma statique de la poutrelle.

$$M_0 = \frac{q_s \cdot l}{8} = \frac{5,915 \times 4,45^2}{8} = 14,64 \text{ kN.m}$$

$$M_{iAB} = M_{iDE} \geq \left(\frac{1,2 + 0,3 \times 0,21}{2} \right) 14,64 = 9,24 \text{ km}$$

$$M_{iAB} = M_{iDE} \geq (1 + 0,3 \times 0,21) 14,64 - \left(\frac{6,18 + 10,3}{2} \right) = 5,28 \text{ KNm}$$

$$M_{iAB} = M_{iDE} = \max(9,24 : 5,28) = 9,24 \text{ KNm}$$

$$M_1 = \frac{q_s \cdot l}{8} = \frac{5,915 \times 3,9^2}{8} = 11,25 \text{ kN.m} \dots (M_1 = M_2 = 11,25 \text{ kN.m} \dots \text{car } l_2 = l_3 = 3,9 \text{ m})$$

$$M_{iBC} = M_{iCD} \geq \left(\frac{1 + 0,3 \times 0,21}{2} \right) 11,25 = 5,95 \text{ KNm}$$

$$M_{iBC} = M_{iDE} = (1 + 0,3 \times 0,21) 11,95 - \left(\frac{10,3 + 6,33}{2} \right) = 4,38 \text{ KNm}$$

$$M_{iBC} = M_{iCD} = \max(5,95 : 4,38) = 5,95 \text{ KNm}$$

$$M_A = M_E = 0,3M_0 = 0,3 \times 14,64 = 4,40 \text{ kN.m}$$

$$M_C = 0,4M_2 = 0,4 \times 11,25 = 4,50 \text{ kN.m}$$

$$M_B = M_D = 0,5M_0 = 0,5 \times 14,64 = 7,32 \text{ kN.m}$$

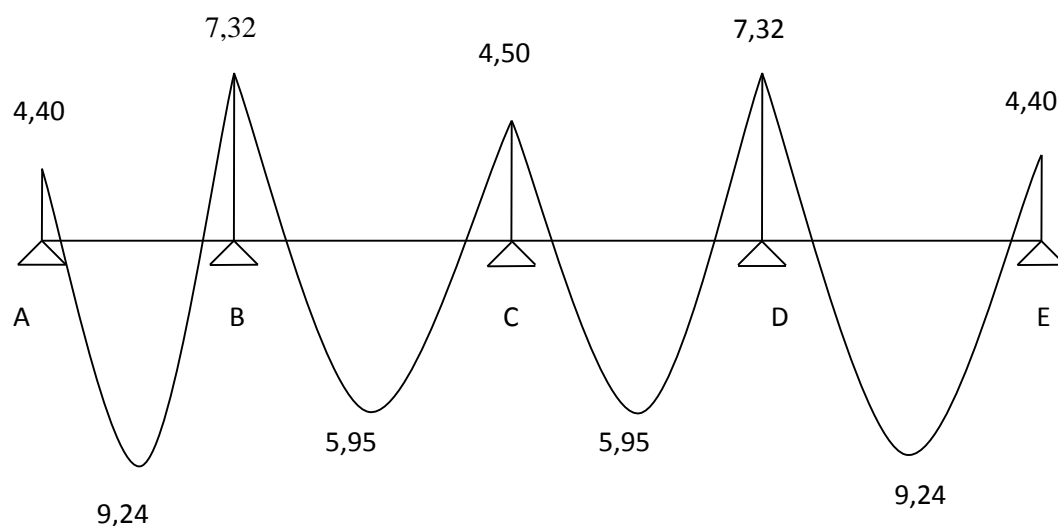


Figure III-2-6 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.

Les efforts tranchants

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

Avec :

T_w : Effort tranchant à gauche de l'appui.

T_e : Effort tranchant à droite de l'appui.

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

Travée	A-B	B-C	C-D	D-E
Mw	4,40	7,32	4,5	7,32
Me	7,32	4,5	7,32	4,40
Tw	-13,81	-12,52	-13,80	-12,50
Te	12,50	13,81	12,52	13,81

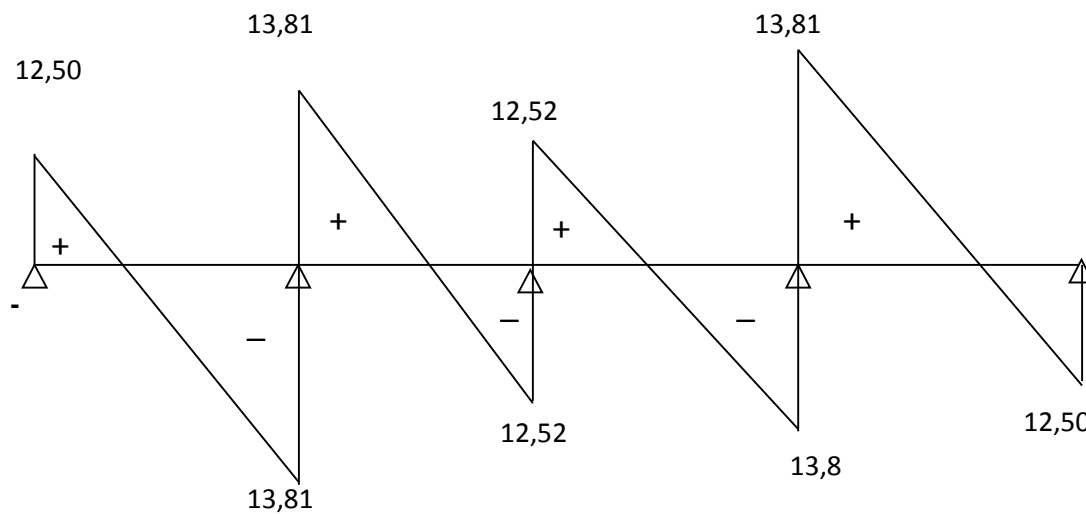


Figure III-2-7 : Diagramme des efforts tranchants

1.2) Vérification des contraintes :

a) Vérification à l'état limite de compression

En travée

La section d'armatures adoptée à l'ELU en travée est $A_t = 2HA10 + HA12 = 2,70\text{cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_t}{b_0 \cdot d} = \frac{100 \times 2,70}{12 \times 18} = 1,25 \Rightarrow \beta_1 = 0,849 \Rightarrow \alpha_1 = 0,453 \quad \text{et } K = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)}$$

$$\alpha_1 = 0,453 \Rightarrow K = 0,055$$

La contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_t^{Ser}}{\beta_1 \cdot d \cdot A_t} = \frac{9,24 \times 10^3}{0,849 \times 17 \times 2,70} = 237,11 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \sigma_s = 0,055 \times 237,11 = 13,04 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 13,04 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Aux appuis

La section d'armatures adoptée à l'ELU aux appuis est : $A_a = 1\text{HA}12 + 1\text{HA}10 = 1,91 \text{ cm}^2$.

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_t}{b_0 \cdot d} = \frac{100 \times 1,91}{12 \times 18} = 0,88 \Rightarrow \beta_1 = 0,867 \Rightarrow \alpha_1 = 0,398 \quad \text{et } K = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)}$$

$$\alpha_1 = 0,398 \Rightarrow K = 0,044$$

$$k = 0,032$$

La contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_t^{Ser}}{\beta_1 \cdot d \cdot A_t} = \frac{7,32 \times 10^3}{0,867 \times 17 \times 1,91} = 260 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = k \cdot \sigma_s = 0,044 \times 260 = 11,44 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{la condition est vérifiée}$$

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

b) Vérification à l'état limite d'ouverture des fissures

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

c) Vérification de l'état limite de déformation

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

Les règles du BAEL.91 (article B.5.6.1), précisent qu'on peut se dispenser de vérifier la flèche des poutres associées aux hourdis si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$1) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{22,5}$$

$$\Rightarrow \frac{h}{l} = \frac{20}{445} = 0.044 \leq \frac{1}{22.5} = 0.044 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$2) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{15} \times \frac{M_{st}}{M_{s0}} \Rightarrow \frac{20}{445} = 0,045 \geq \frac{1}{15} \times \frac{9,24}{13.6} = 0,045 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$3) \frac{A_t}{b_0 \cdot d} \leq \frac{3.6}{f_e} \Rightarrow \frac{2,7}{12 \times 18} = 0,0125 \leq \frac{4,2}{400} = 0,0105 \Rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

La troisième condition n'est pas vérifiée, donc le calcul de la flèche est obligatoire.

d) Calcul de la flèche (ART.B6.5.2/BAEL91)

On doit vérifier que :

$$f = \frac{M_t^s \cdot l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} \leq \bar{f} \Rightarrow \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{4450}{500} = 8,9 \text{ mm}$$

Avec \bar{f} : La flèche admissible

E_v : Module de déformation différé

$$E_v = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \cdot \sqrt[3]{25} = 10818,865 \text{ MPa}$$

$$I_{fv} : \text{Inertie fictive pour les charges de longue durée : } I_{fv} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \mu \cdot \lambda_v}$$

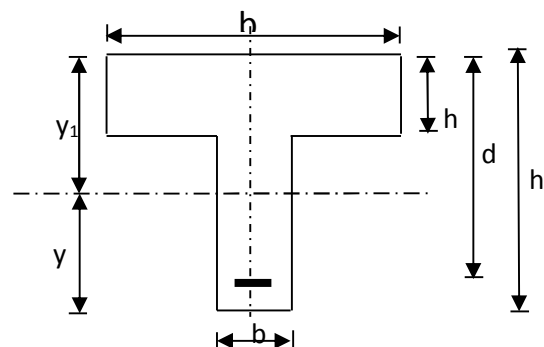
I_0 : Moment d'inertie de la section homogénéisée (n=15) par rapport au centre de gravité de la section.

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

$$y_1 = \frac{S}{B_0} ; \text{ avec : } B_0 \text{ la section homogénéisée}$$

$$y_1 = \frac{b_0 \cdot \frac{h^2}{2} + (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + 15 \cdot A_t \cdot d}{b_0 \cdot h + (b - b_0) h_0 + 15 \cdot A_t}$$

$$y_1 = 7,21 \text{ cm}$$



$$y_2 = h - y_1$$

$$y_2 = 20 - 7,21 = 12,8 \text{ cm}$$

On aura $I_0 = 29933,59 \text{ cm}^4$

Calcul des coefficients

$$\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{2,70}{12 \times 18} = 0,0125$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 \cdot f_{t28}}{\left(2 + \frac{3 \cdot b_0}{b}\right) \cdot \rho} = \frac{0,02 \times 2,1}{\left(2 + \frac{3 \times 12}{65}\right) \times 0,0125} = 1,315$$

$$\mu = \max \left\{ 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t18}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}} ; 0 \right\} = \max \{ 0,58 ; 0 \} = 0,58$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda_v \cdot \mu} = \frac{1,1 \times 15998,92}{1 + 1,31 \times 0,58} = 54501,7 \text{ Cm}^4.$$

D'ou la flèche

$$f = \frac{M_t^s \cdot l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}}$$

$$f = \frac{9,24 \times 10^6 \times (4450)^2}{10 \times 10818,865 \times 54501,7 \times 10^4} = 3,10 < \bar{f} = 8,9 \Rightarrow \text{La flèche est vérifiée.}$$

Conclusion :

Toutes les conditions sont vérifiées donc les poutrelles du plancher a usage commercial seront ferrailer comme suite :

Armature longitudinales :

- 2 HA12+1HA10 pour le lit inferieur.
- Barre de montage en HA12 pour le lit inferieur.
- HA12 en chapeau aux niveaux des appuis pour le lit supérieur.

Armature transversales :

- 1 étrier en $\Phi 6$ tous les 15 cm.

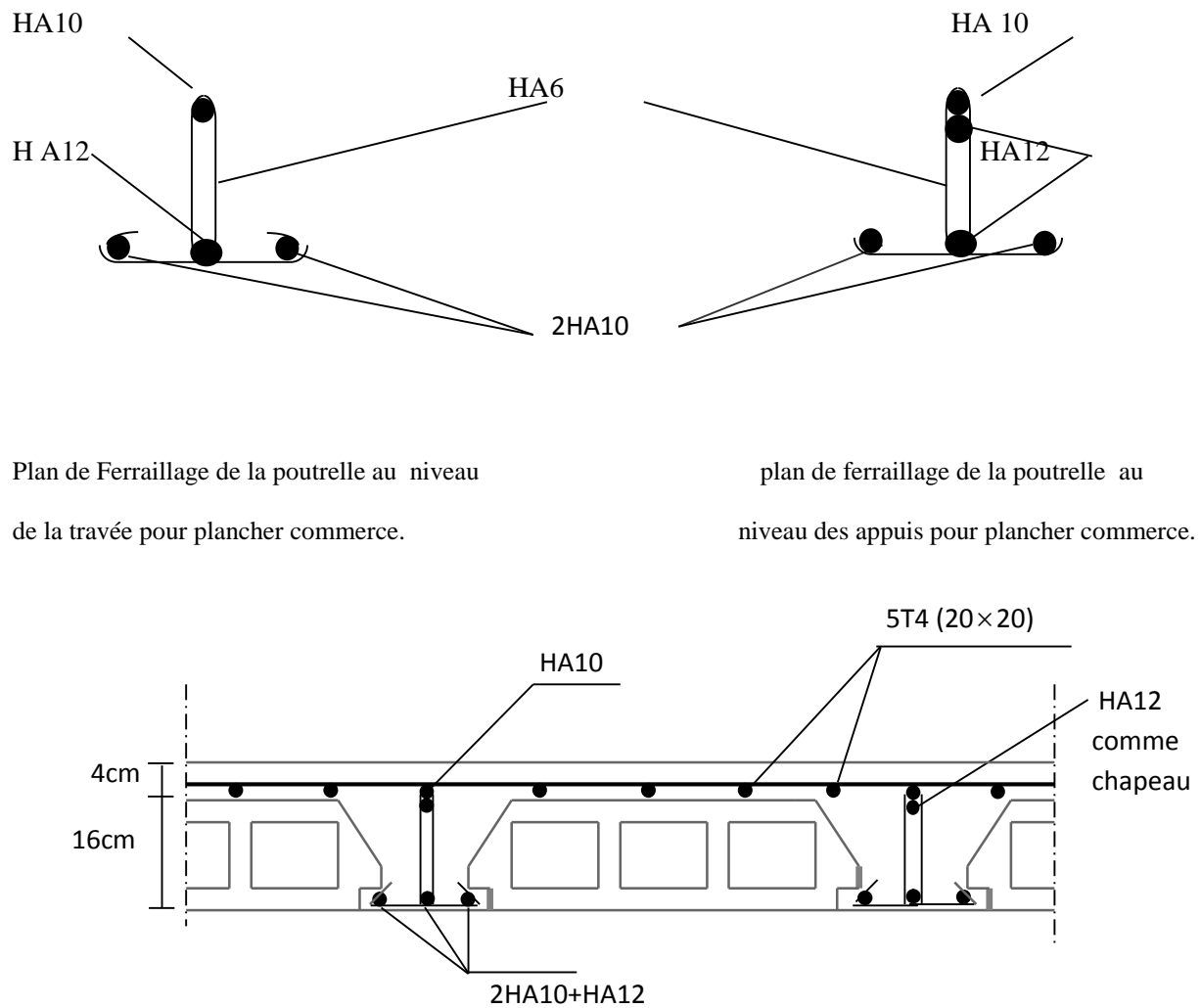


Figure III-2-8 : Plan de ferrailage du plancher étage a usage commercial.

III.2) Etude des escaliers.

III.3.1:Introduction :

Un escalier est une succession de gradins, il sert à relier deux niveaux différents d'une construction, l'assemblage de ces gradins donne un ensemble appelé escalier.

L'escalier est calculé à la flexion simple

Les escaliers constituant notre bâtiment sont en béton armé coulé sur place,

➤ Et comporte deux types d'escalier.

- Escalier à trois volés avec deux paliers intermédiaires, destinée pour les étages de commerce ainsi que le RDC (mêmes dimensions).
- Escaliers à deux volés avec un palier intermédiaire pour le sous /sol et les étage courants.

L'escalier est calculer à la flexion simple .il suffit de calculer pour une seule volée et adopter le même ferrailage pour les autre volées.

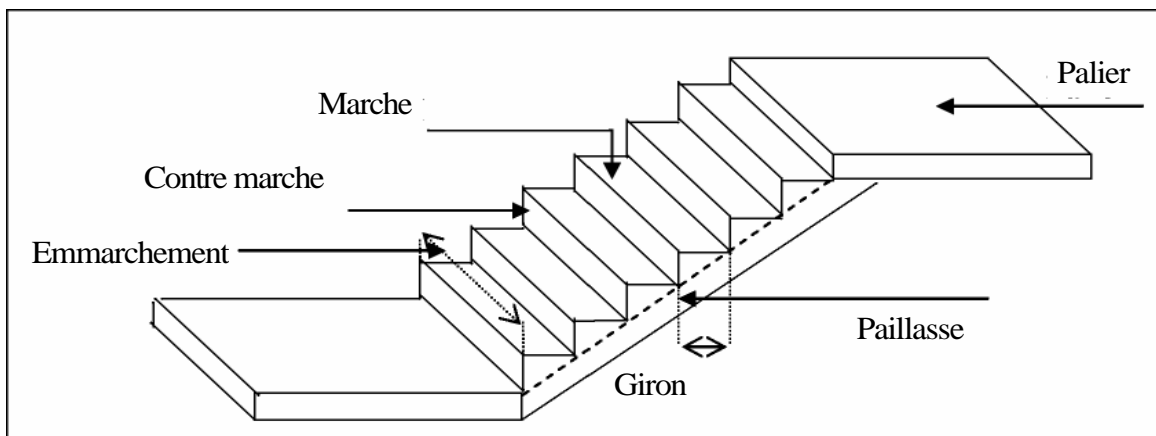


Figure III-2.1 : Schéma d'un escalier.

G : giron

H : hauteur de paillasse ($H=1.53\text{m}$)

h : hauteur de contre marche

L1 : portée de la paillasse projetée ($L1=2.40\text{m}$)

L2 : largeur du palier ($L2=1.20\text{m}$)

L : somme de la longueur linéaire de la paillasse et celle du palier (L=3.6m)

(n-1) : le nombre de marche

n : le nombre de contre marche.

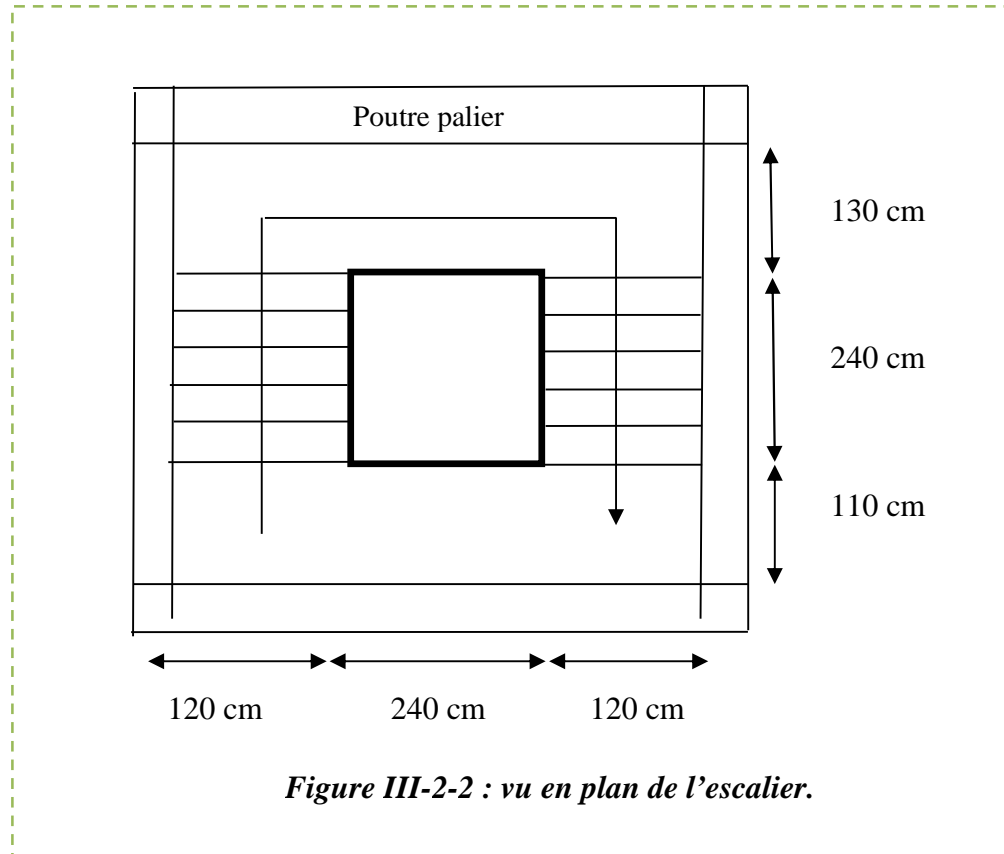


Figure III-2-2 : vu en plan de l'escalier.

III.4.1. Pré dimensionnement :

Le dimensionnement des marches et contres marches se fera par la formule de « **BLONDEL** » qui est :

$$59 \leq g + 2h \leq 64 \text{ cm} \dots\dots (1)$$

$$\begin{cases} n \times h = H \\ (n-1) g = L \end{cases}$$

D'après BLONDEL on a:

➤ **Les Contres marches :**

$$n = \frac{H}{h} = \frac{1.53}{0.17} = 9$$

➤ **Les marches :**

$$m = (n - 1) = (9 - 1) = 8$$

la hauteur de la marche doit être telle que :

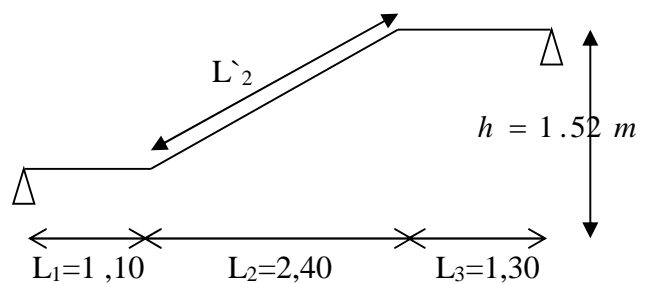
$$14 \leq h \leq 18 \text{cm}$$

On prend **h=20cm**.

$$g = \frac{L}{n-1} = \frac{2,4}{8} = 30 \text{cm}$$

2) pré dimensionnement de la paillasse :

L'épaisseur de la paillasse et de palier (e_p) est donnée par la relation suivante :



$$\frac{L_0}{30} \leq e_p \leq \frac{L_0}{20} \dots\dots\dots (2)$$

$$\text{tge} \alpha = \frac{H}{L_2} = \frac{1,53}{2,40} = 0,6375 \Rightarrow \alpha = 32,5^\circ$$

$$\cos \alpha = \frac{L_2}{L'_2} \Rightarrow L'_2 = \frac{L_2}{\cos \alpha} = \frac{2,40}{\cos 32,5} = 2,84 \text{m}$$

$$L_0 = L_1 + L'_2 + L_3 = 1,1 + 2,84 + 1,30 = 5,24 \text{m}$$

$$L_0 = 5,24 \text{cm}$$

$$(2) \Rightarrow \frac{524}{30} \leq e_p \leq \frac{524}{20} \Rightarrow 17,5 \leq e_p \leq 26,2 \implies \text{on adaptera } \mathbf{ep=20cm.}$$

III-2) détermination des charges et surcharges :

Les dimensions des marches étant très faibles par rapport à la portée de la paillasse, on pourrait admettre que leur poids est uniformément reparti sur la paillasse.

Le calcul se fera pour un mètre démarchement et une bande de **1m** de projection horizontale et en considérant une portée, une poutre simplement appuyée en flexion simple.

a) les descentes de charges :

Volée	Palier de repos
❖ <u>Poids propre de la paillasse :</u> $\frac{25 \times e_p}{\cos \alpha} \times 1 = 5,92 [KN / m]$	❖ <u>Poids propre du palier :</u> $25 \times e_p \times 1 = 5 [KN / m]$
❖ <u>Poids propre des marches :</u> $\frac{25 \times h}{2} \times 1 = 2,13 [KN / m]$	
<u>Poids de revêtement :</u> Poid du carrelage = $22 \times 0,02 \times 1 = 0,44 [kn/m]$ Mortie de pose = $22 \times 0,02 \times 1 = 0,44 [kn/m]$ Enduit ciment = $22 \times 0,015 \times 1 = 0,33 [kn/m]$ Couche de sable = $18 \times 0,02 \times 1 = 0,36 [kn/m]$	❖ <u>Poids de revêtement :</u> $1,57 [KN / m]$
Garde corps : $0,2 [kn/m]$	
G₁ total = 9,82 [kN/m]	G₂ TOTAL = 6,57 [KN/m]
Q = 2,5 [KN/m]	Q = 2,5 [KN/m]

4) combinaison de charge :

Combinaison d'action	volée (KN/m ²)	palier (KN/m ²)
ELU (1.35G+1,5Q)	$q_u^1 = 17$	$q_u^2 = 12,62$
ELS (G+Q)	$q_s^1 = 12,32$	$q_s^2 = 9,07$

5) ferrailage à l'E.L.U :

le calcul se fera en considérant la dalle comme une poutre de portée horizontale uniformément répartie.

a) schéma statique :

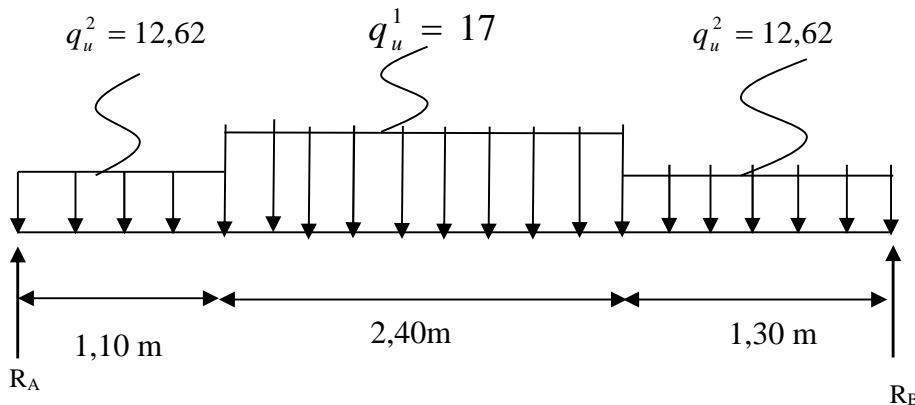


Figure III-2-4 : schéma statique .

Calcul des réactions d'appuis :

A-à l'ELU :

D'après les formules de RDM on a :

$$\sum F = 0$$

$$R_A + R_B = q_u^2 l_1 + q_u^1 l_2 + q_u^2 l_3 = 12,62 \times 1,1 + 17 \times 2,4 + 12,62 \times 1,3 = 71,08 \text{ KN/ml}$$

$$\sum M / A = 0$$

$$R_B (L) = q_u^2 \cdot l_1 \cdot (l_1/2) + q_u^1 \cdot l_2 \cdot (l_1 + l_2/2) + q_u^2 \cdot l_3 \cdot (l_1 + l_2 + l_3/2)$$

$$R_B(4,8) = 12,62 \times 1,1 \times (1,1/2) + 17 \times 2,4 \times (1,1 + 2,4/2) + 12,62 \cdot 1,3 \cdot (1,10 + 2,4 + 1,3/2) = 169,55 \text{ KN/ml}$$

$$R_B = 35,32 \text{ KN et } R_A = 35,75 \text{ KN.}$$

6) calcul des efforts tranchants et des moments fléchissant :

❖ Efforts tranchants

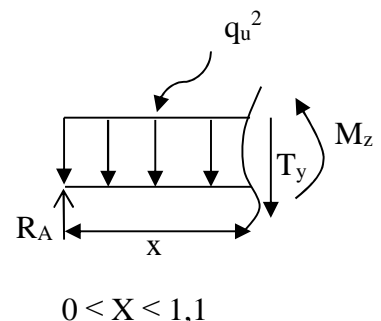
Tronçon1 : $0 \leq x \leq 1,1$:

- $T_y = R_A - q_u^2 x$

$$\left\{ \begin{array}{l} X(m) = 0 \implies T_y = R_A = 35,75 \text{ KN} \\ X(m) = 1,1 \text{ m} \implies T_y = 35,75 - 12,62(1,1) = 21,86 \text{ KN.} \end{array} \right.$$

$$T(x=0) \implies R_A - q_u^2 x = 0 \implies R_A = q_u^2 x \implies x = \frac{R_A}{q_u^2} = \frac{35,75}{12,62} = 2,83 \text{ m}$$

$$x = 2,83 \text{ m, } 2,83 \notin [0 ; 1,1].$$



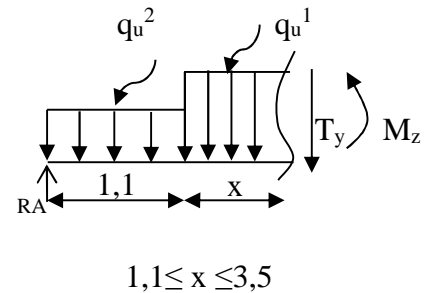
- $M_z = R_A X - q_u^2 x^2 / 2$

$$\left\{ \begin{array}{l} X(m) = 0 \implies M_z = 0 \\ X(m) = 1,1 \text{ m} \implies M_z = 31,68 \text{ Kn.m} \end{array} \right.$$

Tronçon2 : $1,1 \text{ m} \leq x \leq 2,4 \text{ m}$

- $T_{y(x)} = R_A - q_u^2 l_1 - q_u^1 (x - l_1)$

$$\left\{ \begin{array}{l} X(m) = 1,1 \implies T_y = 21,86 \text{ KN.m} \\ X(m) = 2,4 \text{ m} \implies T_y = -0,23 \text{ KN.} \end{array} \right.$$



La valeur de x pour laquelle $T_Y = 0$

$$T(x) = 0 \implies x = \frac{R_A - q_u^2 \times l_1}{q_u^1} + l_1 = 2,28 \text{ m} \text{ on a } x = 2,28 \in [1,1 ; 2,4].$$

- ❖ $M_z = R_A \cdot X - (q_u^2 \cdot l_1)(X - l_1/2) - q_u^1 (X - l_1)^2 / 2$

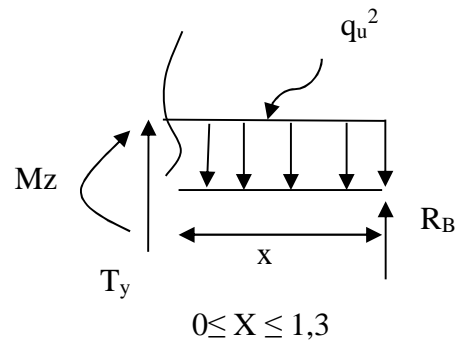
$$\left\{ \begin{array}{l} M(x=1,1) = 45,46 + 1,38 = 22,66 \text{ KNmx.} \\ M(x=3,5) = 125,12 - 31,92 - 48,96 = 44,24 \text{ KNm.} \end{array} \right.$$

$$M_{\max} = M(x=2,38) = 85,08 - 16,38 - 13,92 = 54,72 \text{ KNm.}$$

Tronçon3 : $0 \text{ m} \leq x \leq 1,3 \text{ m}$

- $T_y = -R_B + q_u^2 x$

$$\left\{ \begin{array}{l} X(m) = 0 \implies T_y = -35,32 \text{ KN} \\ X(m) = 1,3 \text{ m} \implies T_y = -18,93 \text{ KN.} \end{array} \right.$$



- $M_z = R_B X - q_u^2 x^2 / 2$

$$\left\{ \begin{array}{l} X(m) = 0 \implies M_z = 0 \text{ KN} \\ X(m) = 1,3 \text{ m} \implies M_z = 35,25 \text{ Kn.m} \end{array} \right.$$

donc moment maximal $M_{z \max} = 54,72 \text{ KN.m}$

A fin de tenir compte des semi encastremets aux extrémités, on porte une correction pour le moment $M_{u \max}$ au niveau des appuis et en travée.

Aux appuis : $M_u^a = -0,3 \times M_z \max = -0,3 \times 54,72 = -16,41 \text{ kNm}$

En travées : $M_u^t = 0,85 M^{\max} = 0,85 \times M_z \max = 0,85 \times 54,72 = 46,51 \text{ kNm}$

Diagrammes des efforts internes dans les escaliers à l'ELU.

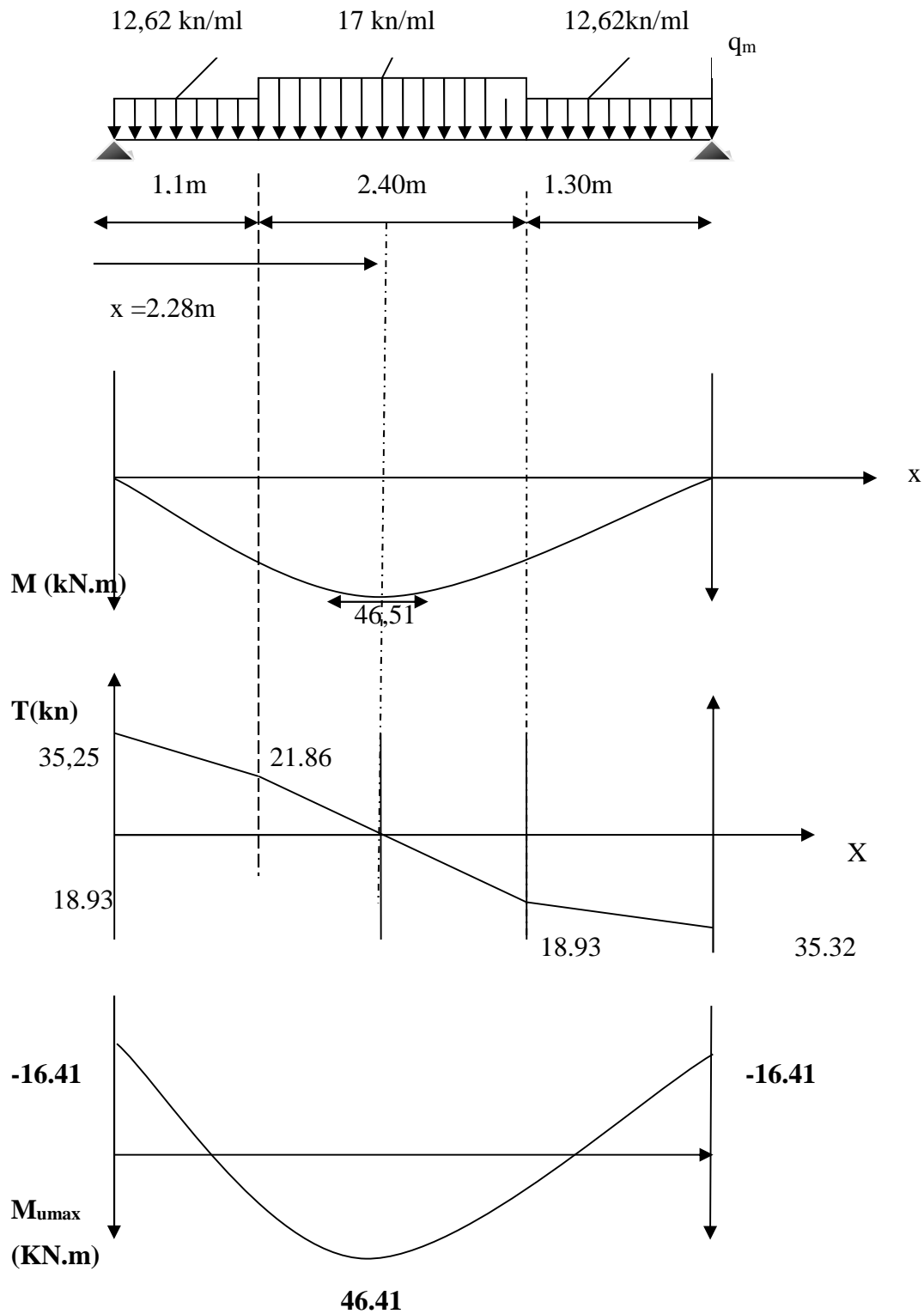
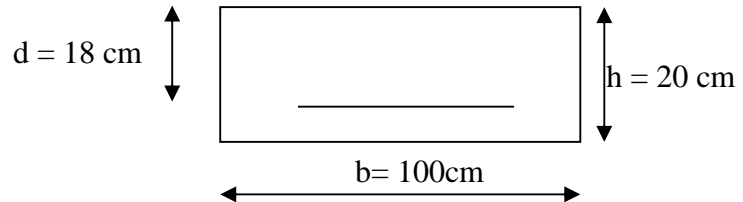


Figure.III.2.5 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à L'ELU.

5) Calcul des armatures :**a) Armatures principales :**

Calcul des armatures en flexion simple pour une bonde de 1m.



- **En travée :**

$$M_t = 46,51 \text{ Kn.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{46,51 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14,2} = 0,10 < 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu = 0,10 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,995$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{46,51 \times 10^3}{0,995 \times 18 \times 348} = 7,46 \text{ cm}^2$$

Nous opterons pour une section de **5HA14=7,69cm²** avec espacées de 1/5= 20cm

- **Aux appuis :**

$$M_a = 16,41$$

$$\mu = \frac{M_a}{bd^2 f_{bu}} = \frac{16,41 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14,2} = 0,035 < 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu = 0,035 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,981$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{16,41 \times 10^3}{0,981 \times 18 \times 348} = 2,67 \text{ cm}^2$$

Nous opterons pour une section de **5HA10=3,92cm²** espacées de 25cm

b) Armatures de répartition :

$$\text{❖ En travée : } A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{7,69}{4} = 1,92 \text{ cm}^2$$

$$\text{❖ Aux appuis : } A_r = \frac{A_a}{4} = \frac{2,67}{4} = 0,66 \text{ cm}^2$$

Nous opterons pour une section de **4HA10/ml=3.14cm²** espacées de 25cm.

c) Vérification (B.A.E.L 91. Art.A.2.2)**1) condition de non fragilité :**

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

- **Armatures principales :**

- ❖ En travée : $A_t = 7,69 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.17 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ condition vérifiée.

- ❖ Aux appuis : $A_a = 3,14 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.17 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ condition vérifiée.

2) Ecartement des barres : (B.A.E.L 91. Art A. 8.2.42)

L'écartement des barres d'une même nappe d'armatures ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

- ✓ **Armatures principales**

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

$$\left. \begin{array}{l} \text{En travée : } 20\text{cm} < 33\text{cm} \\ \text{Aux appuis : } 25\text{cm} < 33\text{cm} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- ✓ **Armatures de repartions :**

$$\left. \begin{array}{l} e \leq \min(4h, 45\text{cm}) = 45\text{cm} \\ \text{En travée: } 25\text{cm} < 45\text{cm} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

3) Vérification de l'effort tranchant :

$$\text{On doit vérifier que : } \tau_u = \frac{T}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\text{Avec : } \tau_u \leq \min\left(\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}; 2.5 \text{ MPa}\right) = 2.5 \text{ MPa (BAEL91.ArtA552) .}$$

Pour cela il suffit de vérifier la section la plus sollicitée.

$$T_{\max} = 35.25 \text{ KN}$$

$$\text{Donc : } \tau_u = \frac{35,25 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0.196 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

4) Vérification de condition d'adhérence : (B.A.E.L 91.Art .A.6.13).

On doit vérifier que :

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0.9d \sum u_i} \leq \bar{\tau}_{se}$$

$$\sum u_i = \text{somme des périmètre des barres} = n\tau\phi = 5 \times 3.14 \times 114 = 219.8 \text{ mm}$$

$$T_u^{\max} = 35,25 \text{ KN.}$$

$$\tau_{se} = \Psi_s \cdot f_{ij} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \quad , \quad \Psi_s = 1,5 \text{ pour HA.}$$

$$\tau_{se} = \frac{35,25 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 5 \times 3.14 \times 14} = 0,98 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{c28} = 1.5 \times 2.1 = 3.14 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Donc il n'y a pas risque d'entraînement des barres.

5) Influence sur le béton :

$$\text{On doit vérifier que : } T_{\max} < \frac{0.4 f_{c28} 0.9bd}{\gamma_b} = \frac{0.4 \times 10^3 \times 25 \times 10^3 \times 0.9 \times 180}{1.5} = 1080 \text{ KN}$$

$$T_{\max} = 35,25 \text{ KN} < 1080 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

7) Influence sur les armatures longitudinales inférieures :

$$\text{On doit vérifier que : } A_a \geq \frac{1.15 \left(T_{\max} - \frac{M_a}{0.9d} \right)}{f_e} ; \text{ avec : } M_a = -6.63 \text{ KN}$$

$$A_a \geq \frac{1.15 \left(35,25 \times 10^3 - \frac{16,41 \times 10^6}{0.9 \times 180} \right)}{400} = -189,88 < 0$$

$$A_a = 3.14 \text{ cm}^2 \geq -189,88 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

6) Calcul de longueur d'ancrage :

Longueur de scellement : (B.A.E.L 91.Art .A.6.1.23).

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4\tau_s} ; \text{ avec : } \tau_s = 0.6\psi_s^2 f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.33 \text{ cm}$$

On adoptera un crochet normal dont la longueur est fixée forfaitairement à $0.4L_s = 16.93 \text{ cm}$, soit 17cm.

III-2-8) Etat limite de service (à l'ELS) :

Calcul des sollicitations : Calcul des efforts tranchant et des moments fléchissant à l' ELS

Palier : $q_s^1 = 9,07 \text{ KN/ml}$

Paillasse : $q_s^2 = 12,32 \text{ KN/ml}$

a) schéma statique :

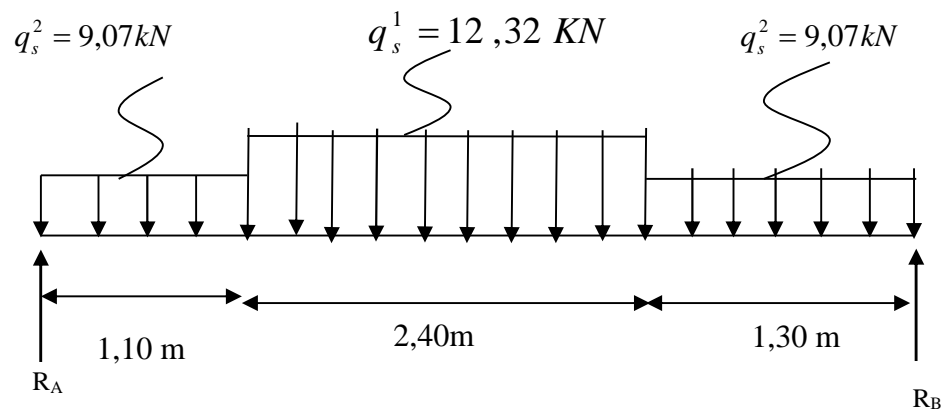


Figure.III.2.6 schéma statique.

Calcul des réactions d'appuis :

D'après les formules de RDM on a :

$$\sum F = 0$$

$$R_A + R_B = q_s^2 l_1 + q_s^1 l_2 + q_s^2 l_3 = 9,07 \times 1,1 + 12,32 \times 2,4 + 9,07 \times 1,3 = 51,33 \text{ KN/ml}$$

$$\sum M / A = 0$$

$$R_B (L) = q_s^2 \cdot l_1 \times (l_1/2) + q_s^1 \cdot l_2 \cdot (l_1 + l_2/2) + q_s^2 \cdot l_3 \times (l_1 + l_2 + l_3/2)$$

$$R_B(4,8) = 9,07 \times 1,1 \times (1,1/2) + 12,32 \times 2,4 \times (1,1 + 2,4/2) + 9,07 \times 1,3 \cdot (1,10 + 2,4 + 1,3/2)$$

$$= 122,42 \text{ KN/ml}$$

$$\mathbf{R_B = 25,50 \text{ KN} \text{ et } R_A = 25,82 \text{ KN.}}$$

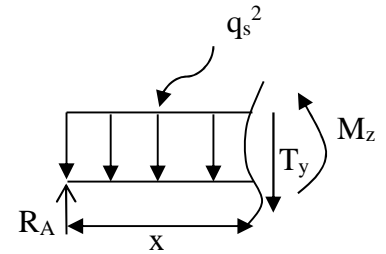
6) calcul des efforts tranchants et des moments fléchissant :

❖ Efforts tranchants

Tronçon1 : $0 \leq x \leq 1,1$:

• $T_y = R_A - q_s^2 x$

$$\left\{ \begin{array}{l} X(m) = 0 \implies T_y = R_A = 25,82 \text{ KN} \\ X(m) = 1,1 \text{ m} \implies T_y = 15,84 \text{ KN.} \end{array} \right.$$



$$T(x=0) \Rightarrow R_A - q_s^2 X = 0 \Rightarrow R_A = q_s^2 X \Rightarrow X = \frac{R_A}{q_{s2}} = \frac{25,82}{9,07} = 2,84 \text{ m} \quad 0 \leq X \leq 1,1$$

$x = 2,84 \text{ m}, \quad 2,84 \notin [0 ; 1,1].$

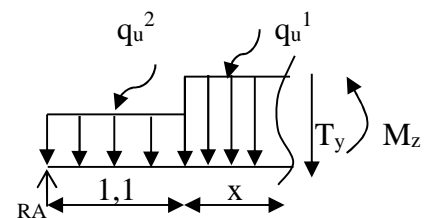
• $M_x = R_A X - q_s^2 x^2 / 2$

$$\left\{ \begin{array}{l} X(m) = 0 \implies M_z = 0 \\ X(m) = 1,1 \text{ m} \implies M_z = 22,91 \text{ Kn.m} \end{array} \right.$$

Tronçon2 : $1,1 \text{ m} \leq x \leq 2,4 \text{ m}$

• $T_{y(x)} = R_A - q_s^2 l_1 - q_s^1 (x - l_1)$

$$\left\{ \begin{array}{l} X(m) = 1,1 \implies T_y = 15,84 \text{ KN.m} \\ X(m) = 2,4 \text{ m} \implies T_y = -0,49 \text{ KN.} \end{array} \right.$$



$1,1 \leq x \leq 3,5$

La valeur de x pour laquelle $T_Y = 0$

$$T(x) = 0 \Rightarrow x = \frac{R_A - q_{s2} \times l_1}{q_s^1} + l_1 = 2,38 \text{ m}$$

$x = 2,38 \text{ m}, \quad 2,38 \in [1,1 ; 2,4].$

❖ $M_z = R_A \cdot X - (q_s^2 \times 1,1)(x - 1,2/2) - q_s^1 (x - 1,1)^2 / 2$

$$\left\{ \begin{array}{l} M(x=1,1) = 29,39 \text{ KNmx.} \\ M(x=3,5) = 31,93 \text{ KNm.} \end{array} \right.$$

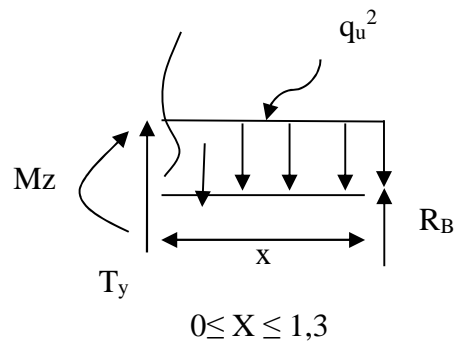
$M_{\max} = M(x=2,38) = 39,58 \text{ KNm.}$

Tronçon3 : $0 \text{ m} \leq x \leq 1,3 \text{ m}$

- $T_x = -R_B + q_u^2 x$

$$\left\{ \begin{array}{l} X \text{ (m)}=0 \quad \Rightarrow \quad T_y = -25,50 \text{ KN} \\ X \text{ (m)}=1,3 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad T_y = -13,70 \text{ KN.} \end{array} \right.$$

- ❖ $M_x = R_B X - q_u^2 x^2 / 2$



$$\left\{ \begin{array}{l} X \text{ (m)}=0 \quad \Rightarrow \quad M_z = 0 \text{ KN} \\ X \text{ (m)}=1,3 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad M_z = 25,48 \text{ Kn.m} \end{array} \right.$$

Donc le moment maximal $M_{z \max} = 39,58 \text{ KN.m}$ pour $x=2,38 \text{ m}$

En tenant compte du semi-encastrement, on prend :

Aux appuis : $M_a = -0,3 \times M_z \max = -0,3 \times 39,58 = -11,87 \text{ kNm}$

EN travée : $M_t = 0,85 \times M_z \max = 0,85 \times 39,58 = 33,64 \text{ kNm}$

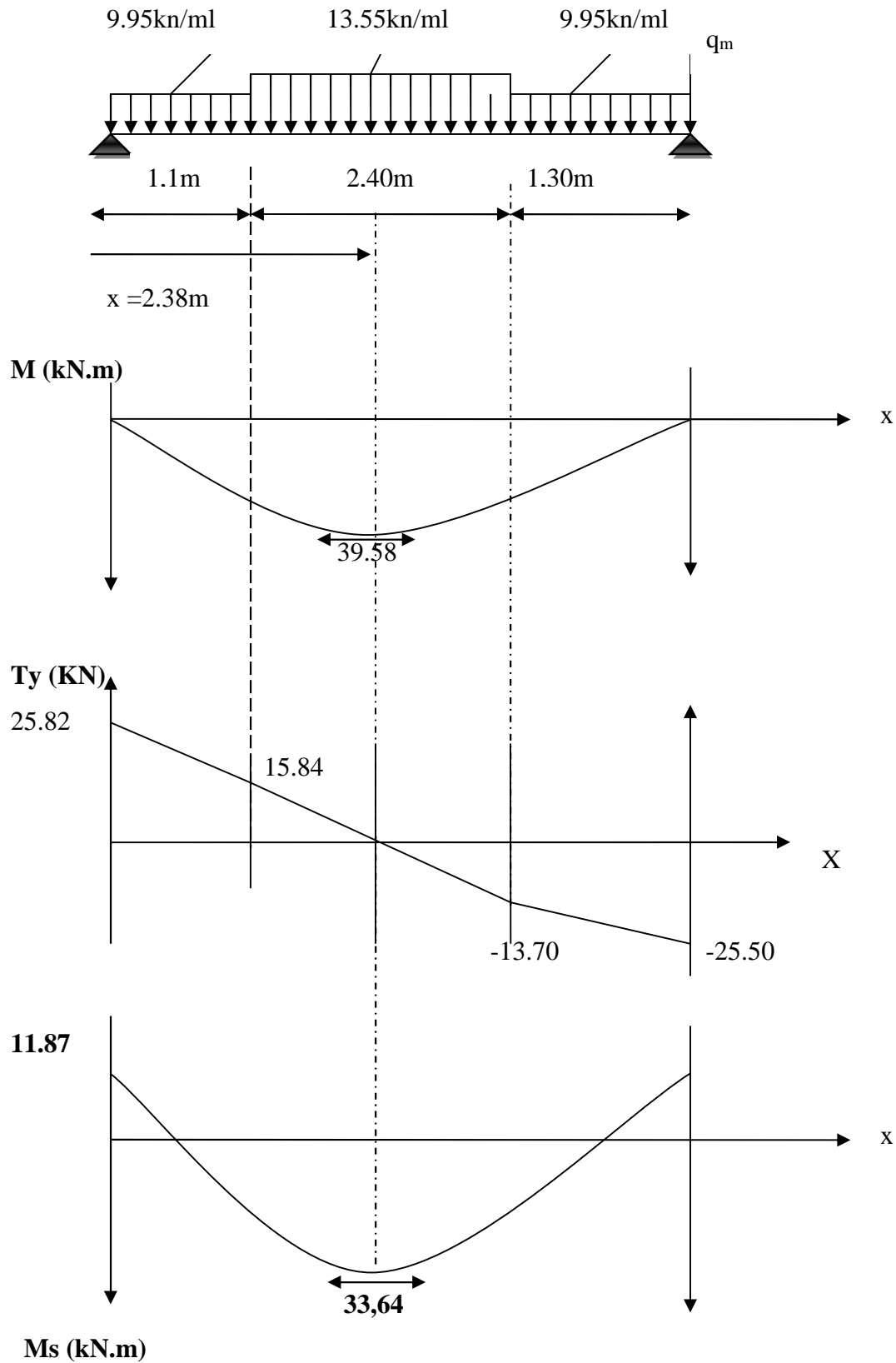


Figure III-2-7: Diagramme des sollicitations à L'ELS.

8) Vérification à L'ELS :**1) vérifier la contrainte de compression du béton**

La fissuration est considéré comme peu nuisible, $\Rightarrow \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

Avec : $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15\text{MPa}$

➤ **En travée :**

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{bd} = \frac{100 \times 7,46}{100 \times 18} = 0,414 \quad \longrightarrow \quad \left\{ \begin{array}{l} \beta_1 = 0,900 \\ \alpha_1 = 0,298 \\ K = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)} = \frac{0,298}{15(1-0,298)} = 0,028 \end{array} \right.$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{A_t \beta_1 d} = \frac{33,64 \times 10^3}{7,46 \times 0,900 \times 18} = 278,35 [\text{MPa}].$$

$$\sigma_{bc} = 0,022 \times 278,35 = 6,123 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 6,123 < 15 \text{MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Aux Appuis :**

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{bd} = \frac{100 \times 3,14}{100 \times 18} = 0,174.$$

$$\rho_1 = 0,174 \quad \xrightarrow{\text{Tableau}} \quad \left\{ \begin{array}{l} \beta_1 = 0,931 \\ \alpha_1 = 0,200 \\ K = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)} = \frac{0,200}{15(1-0,200)} = 0,016 \end{array} \right.$$

$$\sigma_s = \frac{Ma}{A_a \beta_1 d} = \frac{11,87 \times 10^3}{3,14 \times 0,931 \times 18} = 225,58 [\text{MPa}].$$

$$\sigma_{bc} = 0,022 \times 225,58 = 4,96 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 4,96 < 15 \text{MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion : les conditions sont vérifiées, donc les armatures adoptées à l'ELU sont suffisantes.

✓ **Etat limite d'ouverture des fissures : (BAEL.91 Art A 6.5.2)**

Aucune vérification n'est à effectuer pour l'acier, car l'élément est couvert et par conséquent la fissuration est peu nuisible.

✓ **Etat limite de déformation : (BAEL.91 Art B 6.5.2)**

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$1) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad \text{avec (} h=20\text{cm et } L=4,8 \text{ m)}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{480} = 0.0416 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \Rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

$$2) \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} : \text{ Avec}$$

M_0 : moment max isostatique ($M_0=39,58 \text{ KN.m}$)

M_t : moment max en travée à l'ELS ($M_t=33,64\text{KN.m}$)

$$\text{Donc : } \frac{33,64}{10 \times 39,58} = 0.084 > \frac{h}{L} = 0.0416 \Rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

Conclusion : les conditions ne sont pas vérifiées donc il est nécessaire de vérifier la flèche

8) Calcul de la flèche :

$$f = \frac{5q_s l^4}{348E_v I} \leq \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{480}{500} = 0.96\text{cm}$$

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10189\text{MPa}$$

Avec $q_s = \max(q_s \text{ palier}, q_s \text{ vole}) = 12,32\text{KN/ml}$

$L=4,8\text{m}$

Calcul de V_1 et V_2 :

$$\checkmark V_1 = \frac{S}{B_0} = \left[\frac{bh^2}{2} + 15Ad \right] ; \text{ Avec : } h \text{ est la hauteur de palier}$$

✓ $S_x = \frac{100 \times 20^2}{2} + 15 \times 7,46 \times 18 = 22014,2 \text{ cm}^3$

✓ B_0 : Surface de la section homogène

✓ $B_0 = b \times h + 15 A_t$

✓ $B_0 = 100 \times 20 + 15 \times 7,46 = 2111,9 \text{ cm}^2$

✓ $V_1 = \frac{22014,2}{2111,9} = 10,42 \text{ cm}$

✓ $V_2 = h - V_1 = 20 - 10,42 = 9,57 \text{ cm}$

Calcul de I :

$I = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15 A (V_2 - c)^2 = \frac{100}{3} (10,42^3 + 9,57^3) + 15 \times 7,46 (9,57 - 2)^2 \Rightarrow 10 \text{ cm}^4$

D'où : $f = \frac{5 \times 12,32 \times 4,8^4}{384 \times 10818,86 \times 10^3 \times 73340 \times 10^{-8}} = 0,01 \text{ cm} \leq \bar{f} = 0,96 \text{ cm} \Rightarrow$ Condition vérifiée.

III.3) Etude de la poutre palière :

La poutre palière est destinée à supporter son poids propre, la réaction de la pailleuse est le poids du mur.

Elle est partiellement encastree dans les poteaux.

1) pré-dimensionnement :

On dimensionne la poutre palière par la formule suivante :

$\frac{L}{12} \leq h_t \leq \frac{L}{10} \dots \dots \dots (1)$

$0,4 h_t \leq b \leq 0,7 h_t \dots \dots \dots (2)$

Avec :

L : portée libre de la poutre

h_t : Hauteur de la poutre

b : Largeur de la poutre

a) : Hauteur de la poutre :

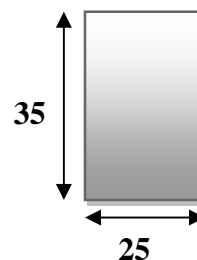
$\frac{460}{15} \leq h_t \leq \frac{460}{10} \Rightarrow 32 \leq h_t \leq 46 \text{ cm}$

On adopte $h_t = 35 \text{ cm}$

b) largeur de la poutre :

$0,4 \times 35 \leq b \leq 0,7 \times 35 \Rightarrow 14 \leq b \leq 24,5$

On adopte $b = 25 \text{ cm}$



c) vérification avec RPA99 (Art 7.5.1.5) :

$$\left. \begin{array}{l} b \geq 20\text{cm} \\ h_t \geq 30\text{cm} \\ \frac{h}{b} = \frac{35}{25} = 1.4 \leq 4 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Les conditions sont vérifiées}$$

2) détermination des charge et surcharges :

La poutre palière sera sollicitée par :

• Charges permanentes :

- ✓ Son poids propre : $25 \times 0,35 \times 0,25 = 2,187 \text{ KN/ml}$
 - ✓ Revêtements: $0,18 \text{ KN/ml}$
 - ✓ charge d'exploitation : $Q = 2,5 \text{ KN/m}$
- } **G = 2.36 KN/ml**

• Les surcharges :

- ✓ Effort tranchant à l'appui :

$$\text{E.L.U} \left\{ \begin{array}{l} T_u = R_A = 35,75 \text{ KN} \\ \text{E.L.S} : T_s = R_A = 25,82 \text{ KN} \end{array} \right.$$

3) Combinaison des charges et surcharges :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{A L'E.L.U} : q_u = 1.35G + T_u/1 = 1,35 \times 2,187 + 35,75/1 \\ \quad \quad \quad q_u = 37,93 \text{ KN/ml} \\ \text{A L'E.L.S} : q_s = G + T_s/1 = 2,18 + 25,82 \\ \quad \quad \quad q_s = 28,00 \text{ KN/ml} \end{array} \right.$$

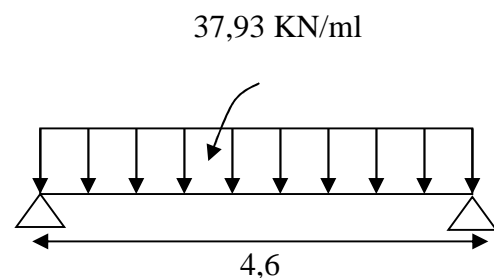


Figure III-3-8 : Schéma statique de poutre palier

4) Calcul à L'E.L.U:

• Les réactions d'appuis :

$$\triangleright R_A = R_B = q_u l / 2 = 37,93 \times 4,6 / 2 = 87,24 \text{ KN}$$

• Moment isostatique :

$$\triangleright M_0 = \frac{q_u L^2}{8} = \frac{37,93 \times (4,60)^2}{8} = 100,32 \text{ KNm}$$

• **Moments corrigés:**

En tenant compte de semi encastrement on aura :

En travée : $M_t = 0.85M_0 = 100,32 \times 0.85 \implies M_t = 85,27 \text{ KN.m}$

Aux appuis : $M_a = -0.3 \times M_0 = -0.3 \times 100,32 \implies M_a = -30,09 \text{ KN.m}$

Effort tranchant : $T_u^{\max} = \frac{quxL}{2} = \frac{37,93 \times 4,6}{2} = 85,30 \text{ KN}$

Les résultats trouvés sont mentionnés dans le diagramme suivant :

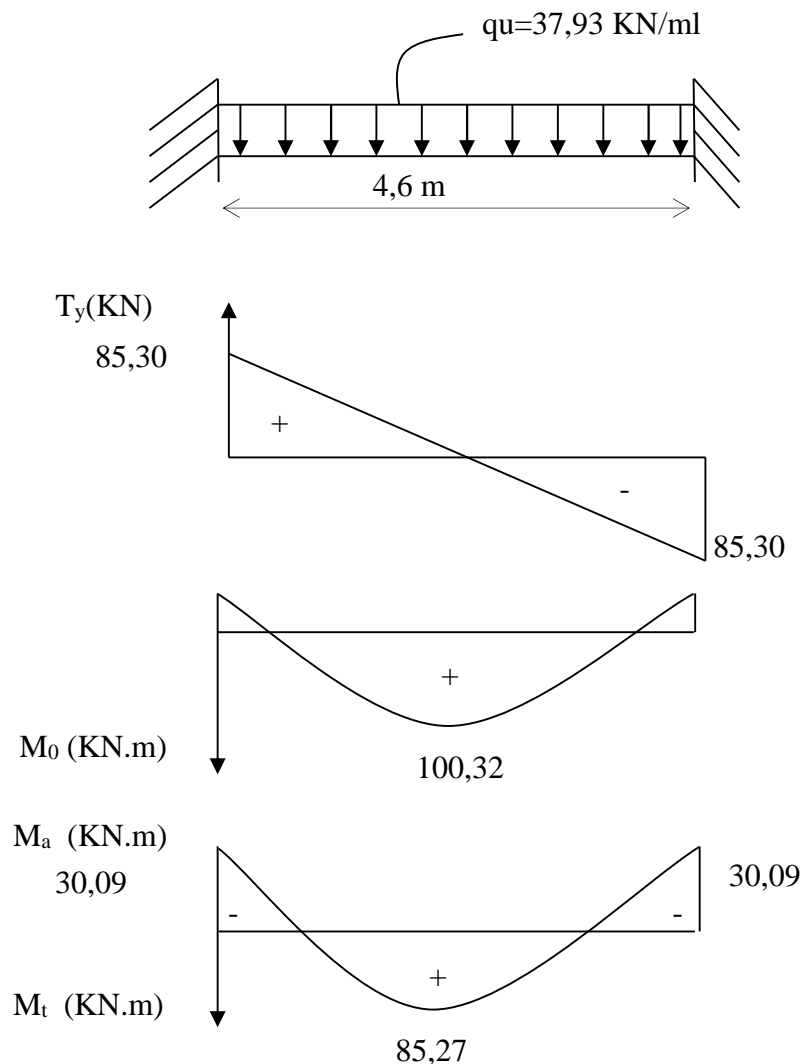


Figure III-2-9 : Les diagrammes des efforts tranchants et moments fléchissant à L'ELU.

III-3-9-5) Ferrailage :**5) a L'E.L.U :****a) calcul des armatures principales :**

- **En travée :** ($M_t=85,27$ KNm)

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 f_{bu}} = 25$$

Avec :

$$d = h - c = 35 - 2 = 33 \text{ cm}$$

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

$$f_{bu} = 14.2 \text{ Mpa}$$

Donc :

$$\mu = \frac{85,27 \times 10^3}{25 \times 33^2 \times 14.2} = 0,22 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0,22 \rightarrow \beta = 0,874$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta d \sigma_s} = \frac{85,27 \times 10^3}{0,874 \times 33 \times 348} = 8,49 \text{ cm}^2$$

Nous adopterons **6HA14=9,23 cm²**

- **Aux appuis :** ($M_a=30,09$ KNm) :

$$\mu = \frac{M_a}{bd^2 f_{bu}} = \frac{30,09 \times 10^3}{25 \times 33^2 \times 14.2} = 0,085 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0,085 \rightarrow \beta = 0,955$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta d \sigma_s} + \frac{30,09 \times 10^3}{0,955 \times 33 \times 348} = 3,02 \text{ cm}^2$$

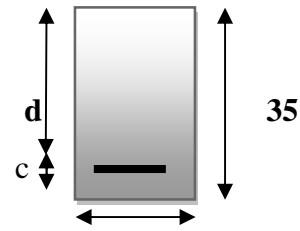
Nous adopterons **3HA12=4,52 cm²**

Remarque :

Le RPA exige que le % total des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre soit 0.5 en toute section.

$$D'où A_t + A_a = 8,49 + 4,52 = 13,01 \text{ cm}^2$$

$$\frac{0.5bh}{100} = \frac{0.5 \times 25 \times 35}{100} = 4,37 \text{ cm}^2$$



Donc : $13,01\text{cm}^2 > 4,37\text{cm}^2 \implies$ condition vérifiée.

5) vérification à l'ELU :

- **Condition de non fragilité : [art A.4.2.1/BAEL 91 mod 99]**

$$A_s \geq A_{\min}$$

$$A_s \geq A_{\min} = \frac{0,23bd f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 25 \times 33 \times 2,1}{400} = 0,996\text{cm}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} A_t = 9,23\text{cm}^2 \\ A_a = 4,52\text{cm}^2 \end{array} \right\} \text{ les deux conditions sont supérieures à } A_{\min} = 0,996 \implies \text{Condition vérifiée}$$

- **Contrainte de cisaillement (effort tranchant) : [art A5.2.2, BAEL91]**

On doit vérifier que $\tau_u = \frac{T_u}{bxd} < \bar{\tau}_u$

$$\diamond \tau_u = \frac{T_u}{bd} = \frac{85,30 \times 10^3}{25 \times 33 \times 10^2} = 1,03\text{Mpa}$$

$$\diamond \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b}; 2,5\text{Mpa}\right) = 2,5\text{Mpa} \iff 1,03 < 2,5 \implies \text{condition vérifiée}$$

- **Vérification de l'adhérence :**

$$\diamond \tau_{se} = \frac{T_u}{0,9d \sum u_i} = \frac{85,30 \times 10^3}{0,9 \times 330 \times 6 \times 3,14 \times 14} = 1,08\text{Mpa}$$

$$\diamond \sum u_i : \text{Somme des périmètres utiles des armatures}$$

$$\diamond \sum u_i = \sum n \times \phi = 6 \times 3,14 \times 14 = 263,7\text{mm}$$

$$\diamond \bar{\tau}_{se} = \psi_s f_{c28} = 3,15\text{Mpa}$$

$$1,08 < 3,15 \implies \text{condition vérifiée}$$

- **Calcul des armatures transversales A_T :**

Le diamètre des armatures transversales est donné par la relation suivante :

$$\phi_t \leq \min \left\{ h/35 ; b/10 ; \phi \right\} \iff \phi_t \leq \min \left\{ 1 ; 2,5 ; 1,2 \right\} = 10\text{mm.}$$

Soit $\phi = 8\text{mm} \implies$ on prend un cadre et un étrier en HA8

(Exigence du RPA version 2003) Art.7.5.2.2

- **Espacement :**

❖ **Zone nodale :**

$$e \leq h \left\{ 4 ; 12\varnothing ; 30\text{cm} \right\} = \left\{ 8,75 ; 9,6 ; 30 \right\} = 8,75\text{cm} \text{ Soit } \rightarrow$$

❖ **Zone courante :**

$$e \leq h/2 = 35/2 = 15 \quad \text{soit } e = 15\text{cm}$$

6) Calcul à l'E.L.S:

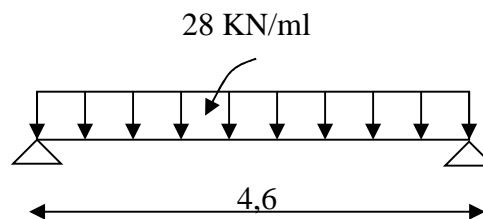


Figure III-3-10 : Schéma statique de poutre palier.

- **Les réactions d'appuis :**

$$\rightarrow R_A = R_B = ql/2 = 28 \times 4,6/2 = 64,4 \text{ KN}$$

- **Moment isostatique :**

$$\rightarrow M_0 = \frac{q_u L^2}{8} = \frac{28 \times (4,6)^2}{8} = 74,06 \text{ KNm}$$

- **Moments corrigés:**

En tenant compte de semi encastrement on aura :

- ❖ En travée : $M_t = 0,85M_0 = 0,85 \times 74,06 = 62,95 \text{ KNm}$
- ❖ Aux appuis : $M_a = -0,3M_0 = -0,3 \times 74,06 = 22,21 \text{ KNm}$
- ❖ Effort tranchant : $T_u^{\max} = 64,4 \text{ KN}$

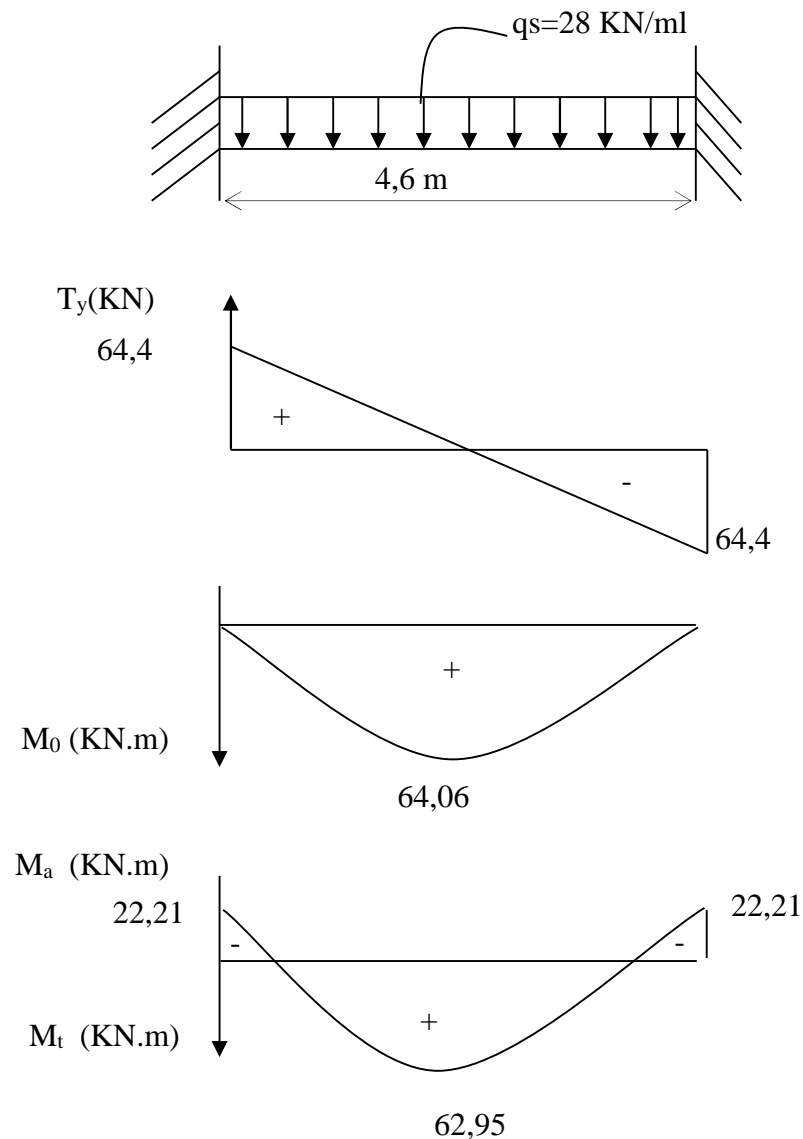


Figure III-2-11 : Diagrammes des efforts tranchants et moments fléchissant à l'ELS.

7) Vérification à l'E.L.S:

- état limite de service d'ouverture des fissures :

La fissuration est considérée comme étant nuisible $\Rightarrow \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$

Il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton si les conditions suivantes sont vérifiées ; selon J.P MOULIN (BAEL)

- ❖ La section est rectangulaire
- ❖ La nuance des aciers est de Fe400

En travée

La section d'armatures adoptée à l'ELU en travée est $A_t = 9,32 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_t}{b_0 \cdot d} = \frac{100 \times 9,32}{25 \times 33} = 1,219 \Rightarrow \beta_1 = 0,853 \Rightarrow \alpha_1 = 0,437 \text{ et } K = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)}$$

$$\alpha_1 = 0,453 \Rightarrow K = 0,051$$

La contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_t^{Ser}}{\beta_1 \cdot d \cdot A_t} = \frac{62,95 \times 10^3}{0,853 \times 33 \times 9,32} = 239,94 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \sigma_s = 0,051 \times 239,94 = 12,23 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 12,23 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Aux appuis

La section d'armatures adoptée à l'ELU aux appuis est : $A_a = 4,52 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_t}{b_0 \cdot d} = \frac{100 \times 4,52}{25 \times 33} = 0,547 \Rightarrow \beta_1 = 0,888 \Rightarrow \alpha_1 = 0,335 \text{ et } K = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)}$$

$$\alpha_1 = 0,335 \Rightarrow K = 0,033$$

La contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_t^{Ser}}{\beta_1 \cdot d \cdot A_a} = \frac{28 \times 10^3}{0,888 \times 33 \times 4,52} = 211,4 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = k \cdot \sigma_s = 0,033 \times 211,4 = 6,97 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{la condition est vérifiée}$$

- **vérification de la flèche :**

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées.

$$\begin{aligned} \diamond \frac{h}{L} &\geq \frac{1}{16} \\ \diamond \frac{h}{L} &\geq \frac{M_t}{10M_0} \\ \diamond \frac{A_t}{b \cdot d} &\leq \frac{4.2}{fe} \end{aligned} \quad \text{avec : } \left\{ \begin{array}{l} L : \text{longueur de la travée} \\ h : \text{Hauteur de la poutre} \\ M_t : \text{moment en travée} \\ M_0 : \text{moment isostatique} \end{array} \right.$$

$$\left. \begin{aligned} \frac{h}{L} &= \frac{35}{460} = 0,076 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \\ \frac{h}{L} &= \frac{35}{460} = 0,076 \leq \frac{M_t}{10M_0} = \frac{62,95}{10 \times 74,06} = 0,085 \\ \frac{A_t}{b \cdot d} &= \frac{4,52}{25,33} = 0,0054 \leq \frac{4,2}{400} = 0,0105 \end{aligned} \right\} \text{ la 2}^{\text{ème}} \text{ et } 3^{\text{ème}} \text{ conditions n'est pas vérifiées.}$$

Alors le calcul de la flèche est indispensable.

$$F = \frac{5 \times q_{s,max} \times L^4}{384 \times E_v \times I_{fv}}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{460}{500} = 0,92cm.$$

E_v : module de la déformation différée égale à : 10818,87MPa

I : module d'inertie de la section homogène.

$$B_0 = b \times h + 15A_t$$

$$B_0 = 25 \times 35 + 15 \times 9,32 = 1014,8cm.$$

$$V_1 = \frac{S/xx}{B_0} = \frac{b \frac{h^2}{2} + 15A_t \times d}{B_0} = \frac{25 \times \frac{35^2}{2} + 15 \times 9,32 \times 33}{1014,8} = 19,63cm$$

$$V_2 = h - V_1 = 35 - 19,63 = 15,47cm.$$

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

$$I = \frac{25}{3} (19,63^3 + 15,47^3) + (15,47 - 2)^2 \times 15 \times 3,39 = 97589,44cm^4.$$

$$F = \frac{5 \times 28 \times (460)^4}{384 \times 108188,7 \times 97589,44} = 1,54mm = 0,154cm$$

$$F = 0,154cm \quad \langle \bar{f} = 0,92cm \Rightarrow \text{Condition est vérifiée.}$$

Donc la flèche est vérifiée.

Conclusion :

Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

III.3: Calcul de l'acrotère :

L'acrotère est sollicité à la flexion composé, il est calculé comme étant une console encastrée au niveau du plancher terrasse, elle est soumise à ;

- Un effort « **G** » du à son poids propre
- un effort horizontale « **Q** » du à la main courante provoquant un moment de renversement « **M** » dans la section d'encastrement (section dangereuse).

Les calculs se feront pour une bande de **1m** de largeur.

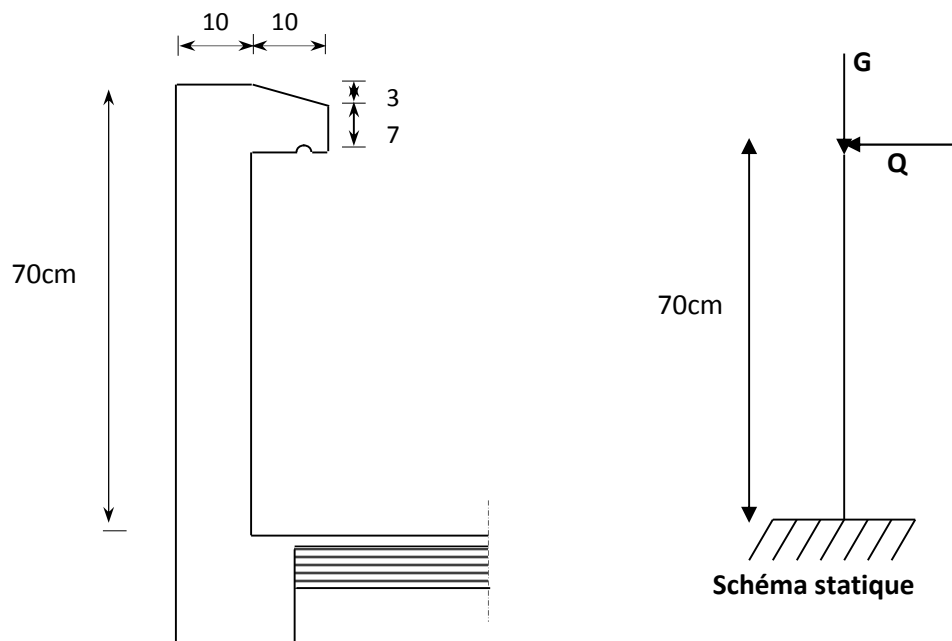


Figure III-3- 1 : coupe verticale de l'acrotère.

III.3.1 : Détermination des sollicitations :

- Poids propre :

$$G = [(0,7 \times 0,1) + (0,03 \times 0,1/2) + (0,07 \times 0,1)] \times 25 = \mathbf{1,96 \text{ KN/ml}}$$

- Surcharge d'exploitation: **Q = 1,00 KN/ml.**
- Effort normal dus au poids propre G :

$$N = G \times 1 = \mathbf{1,96 \text{ KN}}$$

- Effort tranchant : **T = Q x 1 = 1,00 KN.**
- Moment de renversement du à la surcharge Q :

$$M = Q \times H \times 1 = \mathbf{0,70 \text{ KN .m}}$$

III.3.2 : Diagramme des efforts

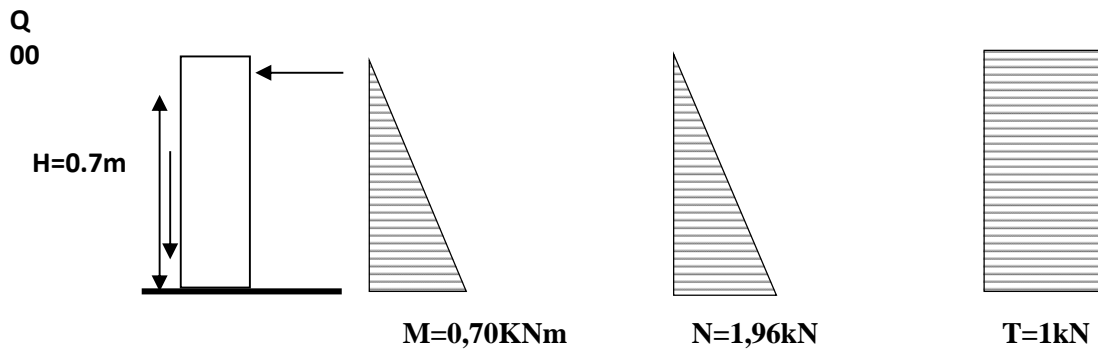


Diagramme des moments Fléchissant M normal N Diagramme de l'effort tranchants T=1kN

Figure III-4-2 : Schema statique de calcul de l'acrotère.

III.3.3: Combinaison de Charge :

le calcul se fera par rapport à l'encastrement:

➤ **ELU** : $1,35G + 1,5Q$

$N_u = 1,35 N = 1,35 \times 1,96 = 2,64 \text{ KN (du à G)}$.

$M_u = 1,5 M = 1,5 \times 0,7 = 1,05 \text{ KN m (du à Q)}$.

$T_u = 1,5 \times T = 1,5 \text{ KN}$.

➤ **ELS** : $G + Q$

$N_s = N = 1,96 \text{ KN}$.

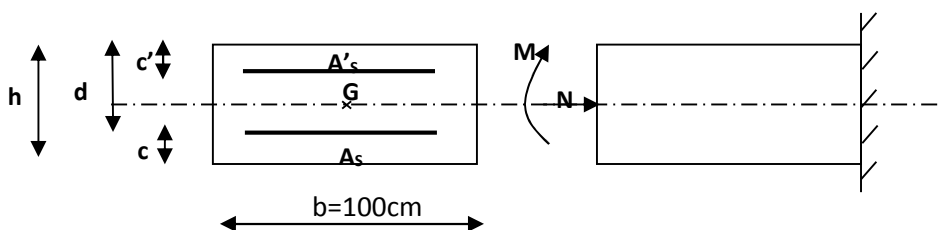
$M_s = M = 0,70 \text{ KN .m}$

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

III.3.4 : Ferrailage de l'acrotère :

a) **Calcul des armatures à l'ELU :**

Il consiste en l'étude d'une section rectangulaire soumise à la flexion composée à l'ELU sous (N_u) et (M_u), puis passer à une vérification de la section à l'ELS sous (N_s) et (M_s).



a) combinaison d'action :

D'après BAEL91Art .B.6.1.21) ; $N=1.35G+1.5Q$

1) L'effort de compression :

$$N_u=1.35G=1.35 \times 1.9625=2.649 \text{ K}$$

2) moment de flexion :

$$M_u=1.5M=1.5 \times 0.7=1.05$$

3) calcul de l'excentricité :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1.05}{2.649} = 0.396 \text{ m}$$

$$\left(\frac{h}{2} - c\right) = \frac{10}{2} - 2 = 3 \text{ cm}$$

$e_u < (h/2 - c) \Rightarrow$ le centre de pression est à l'extérieur de la section, d'où la section est partiellement comprimée.

L'acrotère sera étudié en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif M_f , puis en se ramènera à la flexion composée ou la section d'armature qui sera déterminée est en fonction de celle déjà calculée.

b) calcul de moment fictif M_f :

$$M_f = M_u + N_u(d-h/2) = M_u + N_u(h/2 - c) = 1.05 + 2.649(0.03) = 1.129 \text{ KNm}$$

$$\mu_1 = \frac{M_f}{bd^2 f_{bc}} = \frac{1.129 \times 10^3}{1 \times (0.08)^2 \times 14.2 \times 10^6} = 0.012$$

$\mu_1 = 0.012 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow$ La section est simplement armée, d'où les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\mu_1 = 0.012 \Rightarrow \beta = 0.994$$

$$\text{D'où : } A_{st1} = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$

$$\frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{1.129 \times 10^3}{0.994 \times 8 \times \frac{400}{1.15}} = 0.408 \text{ cm}^2$$

$$A_{st1} = 0.408 \text{ cm}^2$$

On adoptera 4HA8/ml = 2.01 cm²/ml avec un espacement de $s_t = 25 \text{ cm}$.

c) calcul des armatures en flexion composée :

$$A_{st} = A_{st1} - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0.408 - \frac{2.649 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 0.33 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 0.33 \text{ cm}^2$$

III.3.5 : Vérifications :

1) Condition de non fragilité du béton (de la section minimale)(BAEL91/ Art 4.2.1) :

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

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

$$\text{Avec : } e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0,7}{1,9625} = 0,357 \text{ m} = 35,7 \text{ cm}$$

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

$$\text{D'où : } A_{\min} = \frac{0,23 \times 100 \times 8 \times 2,1}{400} \times \left[\frac{35,7 - (0,455 \times 8)}{35,7 - (0,185 \times 8)} \right] = 0,905 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,905 \text{ cm}^2 > A_{st} \Rightarrow \text{La section n'est pas vérifiée}$$

Donc on adopte une section : $A_{st} = A_{\min} = 0,905 \text{ cm}^2$

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

• Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{1,41}{4} = 0,3525 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit : 4 HA8 $\Rightarrow A_r = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$

$$(S_t \leq \min(2h ; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm})$$

2) Vérification au cisaillement :

La fissuration est préjudiciable donc :

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

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,15 \times 25}{1,5} ; 4\text{MPa} \right) = \min (2,5 \text{ MPa} ; 4\text{MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{1,5}{100 \times 8} = 0,0018 \text{ KN/cm}^2$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow$ La condition est vérifiée donc les armatures au cisaillement ne sont pas nécessaires.

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

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

Ψ_s : Coefficient de scellement

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

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

$$\sum U_i = \pi \times n \times \phi = 3,14 \times 5 \times 0,6 = 9,42 \text{ cm}$$

n: Nombre de barres

$$\text{D'où : } \tau_{se} = \frac{1,5 \times 10}{0,9 \times 8 \times 9,42} = 0,221 \text{ MPa}$$

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

4) Vérification à L'ELS :

Il faut vérifiée Les conditions suivantes :

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

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

- **Dans l'acier :**

La fissuration est considérée comme préjudiciable, donc :

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

Avec : η : coefficient de fissuration ($\eta = 1.6$ HA $\varnothing \geq 6$ mm d'après BAEL91)

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

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

$$\text{On a : } \rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 1,41}{100 \times 8} = 0,176$$

$$\rho_1 = 0,176 \Rightarrow \beta_1 = 0,932 \Rightarrow K_1 = 58,53$$

$$\text{D'où : } \sigma_{st} = \frac{0,7 \times 10^3}{0,932 \times 8 \times 1,41} = 66,584 \text{ MPa}$$

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

- **Dans le béton :**

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

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \times \sigma_{st} = \frac{1}{58,53} \times 66,584 = 1,137 \text{ MPa}$$

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

5) Vérification de l'acrotère au séisme :

L'action des forces horizontales F_p , doit être $\leq Q$

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p \quad \text{Avec :}$$

A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4-1) du RPA99 $\Rightarrow A = 0,15$

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

Soit : $C_p = 0,8$ car on a un élément en console (0,3 pour les autres éléments : murs, cloisons)

W_p : Poids propre de l'acrotère

$$W_p = 1,9625 \text{ KN/ml}$$

$$D'où : F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 1,962 = 0,9417 \text{ KN / ml}$$

$F_p < Q \Rightarrow$ l'acrotère est vérifié du séisme

Conclusion

L'acrotère est calculé avec un effort horizontal supérieur à la force sismique F_p , d'où le ferrailage adopté précédemment est convenable.

L'acrotère sera ferrillé comme suite :

Armature principales : 4HA8/ml avec $e=25\text{cm}$.

Armature de répartition : 4HA8/ml avec $e=25\text{cm}$.

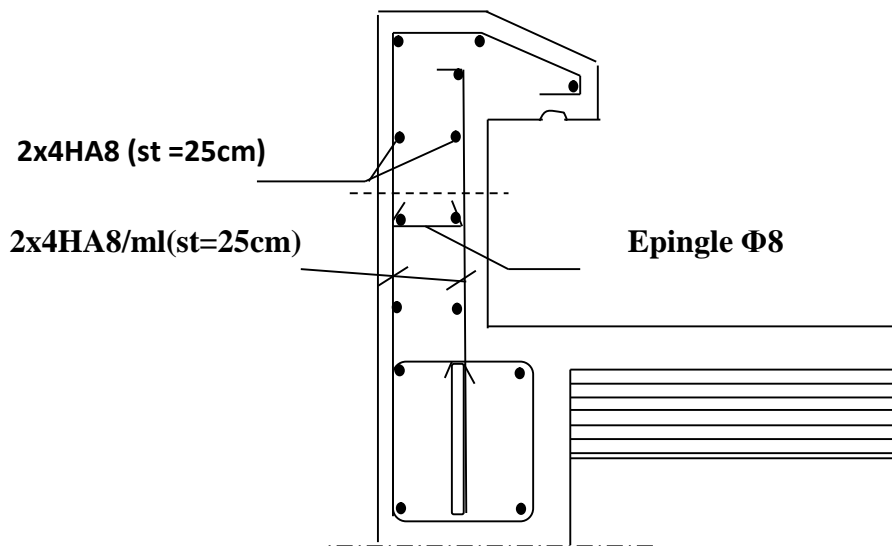
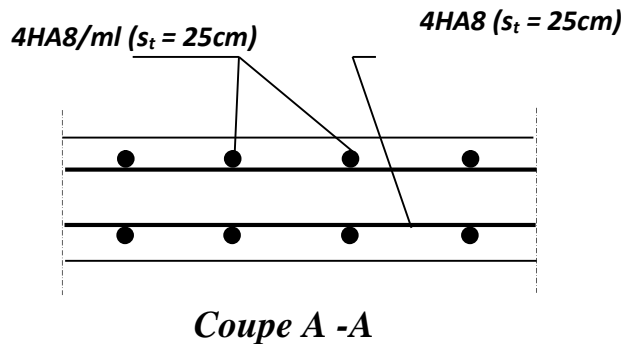


Figure. III-3-3 : Ferrailage de l'acrotère.



III.4 Etude de porte à faux :

Le bâtiment est constitué de deux type de porte à faux en corps creux (16+4) coulé sur place qui est muni de poutres de chaînage et porte à faux en dalle pleine(balcon).

III.4-1 : porte à faux en corps creux :

Notre calcul se basera sur le ferrailage de la poutre de chaînage semi-encastree à ses extrémités.

III.4.1.1 : Etude de la poutre de chaînage :

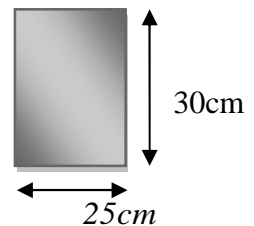
C'est une poutre qui repose sur deux appuis, elle supporte son poids propre et le poidsdes surcharges.

a- Pré-dimensionnement :

- la hauteur : $\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$
- la largeur : $0.4h \leq b \leq 0.7h$

Avec L : la longueur libre (entre nus d'appuis) dans le sans considéré (L= 4.30 cm)

- $\frac{430}{15} = 28.66 \leq h \leq \frac{430}{10} = 43$ On adopte une hauteur h= 30 cm
- $14 \leq b \leq 24,5$ On adopte une largeur b= 25 cm

**Vérifications (RPA 99.Art7.5.1) :**

$$\left. \begin{array}{l} b = 20 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \\ h = 30 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \\ h/b = 1,5 \leq 4 \end{array} \right\} \text{« conditions vérifiées »}$$

b- Evaluation des charges et surcharges :

- ❖ poids propre de la poutre :
 $g_1 = 0,25 \times 0,3 \times 25 = 1,875 \text{ Kn/ml}$
- ❖ Poids du mur (double cloison) :
 $g_2 = (3,06 - 0,3) \times 1,5 = 4,14 \text{ kn/ml}$ (4,14kn/ml est la charge de mur)
- ❖ Poids de plancher :
 $g_3 = 5,6 \times \frac{0,65}{2} = 1,82 \text{ kn/ml}$
- ❖ Charges d'exploitations :

$$Q = 1,5 \times \frac{0,65}{2} = 0,49 \text{ kn/ml}$$

C-Combinaison des charges :

on a: $G=g_1+g_2+g_3=7,83\text{kn/ml}$

à l'ELU : $q_u=1,35 G + 1,5 Q = 1,35 \times 7,83 + 1,5 \times 0,49 = 11,31\text{kn/ml}$

à l'ELS : $q_s=G+Q= 7,83+0,49= 8,32\text{kN/ml}$

III.4.1.Etude de la poutre à l'ELU :

On considère la poutre comme étant une poutre simplement appui

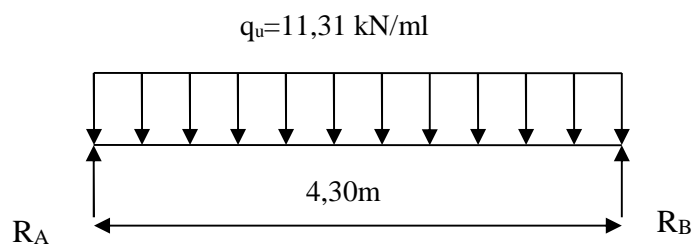


Figure. III.4-1-1 Schéma de

a- calcul des moments :

Note : nous avons des semi-encastrement aux appuis, on affectera les moments par des coefficients correcteurs :

- en travée :

$$M_t = 0,75 \frac{11,31 \times 4,3^2}{8} = 19,60 \text{ KN.m}$$

- Aux appuis :

$$M_A = M_B = -0,5M_0 = -0,5 \times \frac{11,31 \times 4,3^2}{8} = -13,07 \text{ KN.m}$$

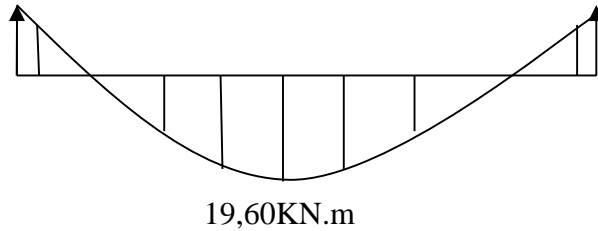
Avec M_0 : moment isostatique

b- Réactions d'appuis :

$$R_A = R_B = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{11,31 \times 4,3}{2} = 24,31 \text{ KN.m}$$

13,07KN.m

13,07 KN.m



III-4-2) Calcul des armatures

➤ **En travée :**

On a : $b = 25 \text{ cm}$, $d = 30 - 2 = 28 \text{ cm}$,

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{19,60 \times 10^3}{25 \times 28^2 \times 14.2} = 0,07$$

$$\mu = 0,07 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{SSA.}$$

A partir des abaques, on a la valeur de $B = 0,963$.

$$A_T = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{19,60 \times 10^3}{0,963 \times 28 \times 348} = 2,08 \text{ cm}^2$$

Soit $A_T = 3\text{HA}12 = 2,26 \text{ cm}^2$

➤ **Aux appuis :**

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{13,07 \times 10^3}{25 \times 28^2 \times 14.2} = 0,047$$

$$\mu = 0,047 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{SSA} \Rightarrow \beta = 0,975$$

$$A_A = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{13,07 \times 10^3}{0,975 \times 28 \times 348} = 1,375 \text{ cm}^2$$

Soit $A_A = 3\text{HA}12 = 2,26 \text{ cm}^2$

❖ **Armatures transversales par BAEL91 :**

Le diamètre des armatures transversales ne doit pas dépasser l'une des valeurs

$$\text{suivantes : } \phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10} \right\} = \min(0,85; 1,2; 2,5) = 0,85 \text{ cm} = 8,5 \text{ mm}$$

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

On adoptera comme armatures transversales un cadre et un trier ; $A_t = 4\text{T}8 = 2,01 \text{ cm}^2$

• **Espacement :**

D'après le RPA99 ; l'espacement est donné par :

- **Dans la zone nodale :** $St \leq \min\left\{\frac{h}{4}; 12\Phi; 30cm\right\} = \min(6,25; 14,4; 30)$

Soit $S_t = 7cm$

- **En dehors de la zone nodale :** $St \leq \frac{h}{2} = \frac{30}{2} = 15$

Soit : $S_t = 15cm$.

III-4-3) Vérification à l'ELU :

- ❖ **Condition de non fragilité [B.A.E.L91/Art A-4-2-1] :**

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

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

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times 25 \times 28 \times 2,1}{400} = 0,84 \text{ cm}^2$$

➤ **Aux appuis :**

$$A_{\min} = 0,84 \text{ cm}^2 \leq A_a = 2,26 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{La section est vérifiée}$$

➤ **En travées :**

$$A_{\min} = 0,84 \text{ cm}^2 \leq A_t = 2,26 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{La section est vérifiée}$$

2) Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_{u \leq} \bar{\tau} = \min(0,10 f_{c28}, 4MPa) = 2,5MPa$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{24,31 \times 10^3}{250 \times 280} = 0,347MPa$$

$$\tau_{u \leq} \bar{\tau}_u \implies \text{Condition vérifiée.}$$

- ❖ **Influence de l'effort tranchant sur les appuis :**

On a : $V_u = 24,31kN$ sachant que ($V_u = q_u.l/2$)

$$\bar{V}_u = 0,4 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times \alpha \times b_0 \text{ avec } \alpha = 0,9 \times d \implies \bar{V}_u = 0,4 \times \frac{25}{1,5} \times 0,9 \times 0,28 \times 0,25 \times 10^3 = 420kN$$

$$V_u \ll \bar{V}_u \implies \text{Condition vérifiée.}$$

III-4-3) Vérifications à l'ELS

On a: $q_s = 8,32 \text{ kN/ml}$

$$V_s = \frac{q_s \times l}{2} = \frac{8,32 \times 4,30}{2} = 17,88 \text{ KN}$$

$$M_0 = \frac{q_s \times l^2}{8} = \frac{8,32 \times 4,3^2}{8} = 19,22 \text{ kN.ml}$$

En tenant compte des semi encastremets :

En travée $M_t = 0,75 M_0 = 0,75 \times 19,22 = 14,41 \text{ kN.m}$

Aux appuis $M_a = -0,5 M_0 = -0,5 \times 19,22 = -9,61 \text{ kN.m}$

❖ Etat limite de déformation

on doit vérifier les relations suivantes :

- $\frac{h}{l} = \frac{30}{430} = 0,069 > \frac{1}{16} = 0,0625 \Rightarrow$ condition vérifiée
- $\frac{A}{b \times d} = \frac{2,26}{25 \times 28} = 0,0032 < \frac{4,2}{f_e} = 0,0105 \Rightarrow$ condition vérifiée
- $\frac{h}{l} = 0,069 < \frac{M_t}{10 \times M_0} = 0,10 \Rightarrow$ condition non vérifiée

On a la dernière condition n'est pas vérifiée.

il est nécessaire de vérifier la flèche.

Telle que:

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

Avec : $q_s = 8,32 \text{ KN / mL}$

E_v : Module de déformation différé

I : Moment d'inertie de la section homogène, par rapport au centre de gravité

$$I = \frac{b}{3} (y_1^3 + y_2^3) + 15 A_t (y_2 - C_2)^2$$

$$y_1 = \frac{S_{xx'}}{B_0} \quad \text{et} \quad y_2 = h - y_1$$

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

$$S_{xx'} = \frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_t \times d$$

$$S_{xx'} = \frac{25 \times (30)^2}{2} + (15 \times 2,26 \times 28) = 12199,2 \text{ cm}^3$$

B_0 : Surface de la section homogène

$$B_0 = b \times h + 15 \times A_t = (25 \times 30) + (15 \times 2,26) = 783,9 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow y_1 = \frac{S_{xx'}}{B_0} = \frac{12199,2}{783,9} = 15,56 \text{ cm} \quad \text{et} \quad y_2 = h - y_1 = 30 - 15,56 = 14,48 \text{ cm}$$

Donc le moment d'inertie de la section homogène :

$$I = \frac{b}{3} (y_1^3 + y_2^3) + 15 A_t (y_2 - C_2)^2$$

$$I = \frac{25 \times (15,56^3 + 14,48^3)}{3} + 15 \times 2,26 \times (14,48 - 2)^2 = 61974,25 \text{ cm}^4$$

$$I = 61974,25 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{8,32 \times 10^6 \times (4300)^2}{12199,2 \times 10 \times 61974,25 \times 10^4} = 0,0165 \text{ m}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{430}{500} = 0,86 \text{ cm} > 0,0165 \text{ m}$$

$$f < \bar{f} \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion :

Armatures longitudinales :

3HA12 en travée

3HA12 en appuis

Armatures transversales :

1 cadre et 1 étrier en HA8.

III-4-2 : Calcul des balcons :

Le balcon est considéré comme une console encastree au niveau de la poutre de rive. Il est constitué d'une dalle pleine, ces dimensions sont :

- Largeur = 1.4m
- Un garde de corps de hauteur h = 1m, en brique creuse de 10cm d'épaisseur.

L'épaisseur de dalle pleine sera déterminée par la condition de la résistance à la flexion :

$$e > \frac{l}{10} \quad ; \quad e > \frac{85}{10} = 8,5\text{cm} \quad ; \quad \text{on prend } e = 15\text{cm}$$

Schéma statique

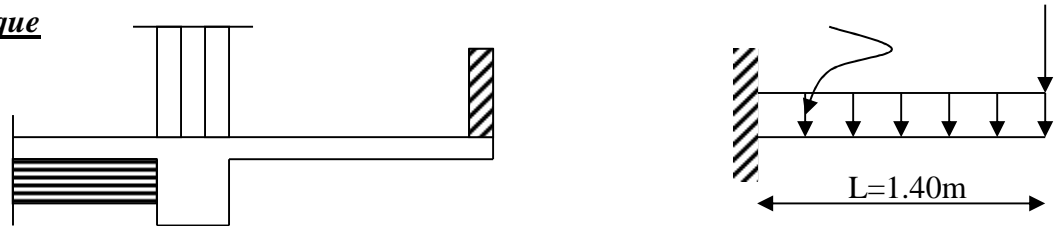


Figure III.4-2-1 : Schéma statique du balcon

Remarque

Le calcul se fera pour une bande de 1,0m de longueur.

III-4-2-1 Détermination des charges et surcharges

Charge permanente

Poids propre de la dalle : $25 \times 0,15 \times 1 = 3,75 \text{ KN/ml}$

Poids de revêtement : = 0,40 KN/ml

Mortier de pose (2cm) : = 0,36KN/ml

Couche de sable : = 0,44 KN/ml

Enduit plâtre :=0.2 KN/ml

$$G = 5.15 \text{ KN /ml.}$$

Surcharge d'exploitation :

$Q = 3,5\text{KN/m}^2$ (Charge uniformément répartie)

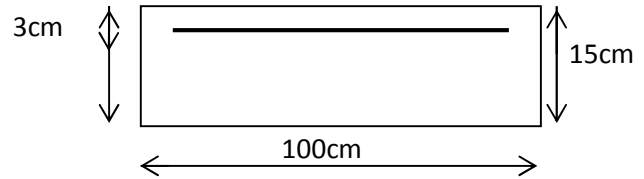
Charge horizontale due à la main courante : $q = 1 \text{ KN/m}^2$

charge de concentration due au poids du garde corps : $g = 1 \text{ KN/m}^2$.

III-4-2-2 Calcul à l'ELU :

Dans les calculs, on doit prendre en considération la charge concentrée.

Le balcon sera calculé en flexion simple.

**Combinaison des charges**

$$\text{Pour la dalle : } q_{u1} = (1,35 \times G + 1,5 \times Q) \times l = (1,35 \times 5,15 + 1,5 \times 3,5) \times 1 \text{ m} = 12,20 \text{ KN}$$

$$\text{Main courante : } q_{u2} = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ KN/m}$$

$$\text{Garde du corps : } g_u = 1,35 \times 1 = 1,35 \text{ KN/m}$$

Moment fléchissant

$$M_u = \frac{-q_{u1} \times l^2}{2} - g_u \times l = \frac{-12,20 \times (1,4)^2}{2} - 1,35 \times 1,4 = -15,84 \text{ KN.ml}$$

Le signe (-) négatif veut dire que la fibre supérieure est tendue.

Effort tranchant

$$V_u = q_{u1} \times l + g_u = 12,20 \times 1,4 + 1,35 = 18,43 \text{ KN}$$

Effort normal

$$N_u = -q_{u2} = -1,5 \text{ KN (Effort de traction due a la main courante)}$$

III-4-2-3 Ferrailage**❖ Armatures principales**

La section dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement.

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{15,84}{1,5} = 10,56 \text{ m}$$

$$e_u = \frac{h}{2} - c = \frac{15}{2} - 2 = 0,055 \text{ m}$$

$$\Rightarrow e_u > \frac{h}{2} - c \Rightarrow \text{La section est partiellement comprimée.}$$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 \sigma_{bc}} = \frac{15,84 \times 10^{-3}}{1 \times (0,12)^2 \times 14,2} = 0,077 < \mu_R = 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

Donc pas d'armatures comprimées.

$$\mu_b = 0,077 \Rightarrow B = 0,960$$

$$A = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{15,84 \times 10^3}{0,960 \times 12 \times 348} = 3,95 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA12, avec = 4.52 cm², St = 25 cm

❖ **Armatures de répartition**

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

A_r = 1,13cm², soit 4HA10 = 3,14 cm² avec un espacement de St = 25cm

III-4-2-4 Vérifications à l'ELU

A) Vérification de la condition de non fragilité (Art 4.21/BAEL 91)

$$A_{\min} = 0,23.b.d. \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 12 \times \frac{2,1}{400} = 1,45 \text{ cm}^2 < A = 5,65 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\min} = 1,45 \text{ cm}^2$$

A > A_{min} ⇒ Condition vérifiée.

b) Vérification au cisaillement

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} < \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{18,43 \times 10^3}{100 \times (12) \times 10^2} = 0,153 \text{ MPa}$$

$\bar{\tau}_u = \min\{0,13 f_{c28}; 4 \text{ MPa}\}$; Fissuration préjudiciable (BAEL 91)

$\bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa}$, on a $\tau_u = 0,153 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} \Rightarrow$ Condition est vérifiée.

Il n'y pas lieu de prévoir des armatures transversales.

c) Vérification de l'adhérence (Art6.13/BAEL 91)

$$\tau_{se} = \frac{U_{\max}}{0,9.d.\sum \mu_i} < \bar{\tau}_u = \Psi.f_{t28}$$

$$\sum \mu_i = 5 \times 3,14 \times 12 = 188,4 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{18,43 \times 10^3}{0,9 \times 120 \times 157} = 1,086 \text{ MPa}$$

Ψ_s = Coefficient de scellement = 1,5 (HA)

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

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

d) Longueur de scellement droit

La longueur de scellement droit est donnée par la relation suivante :

$$L_s = \frac{\Phi}{4} \cdot \frac{f_e}{\tau_s}$$

Avec : $\bar{\tau}_s = 0,6 \Psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$

$$L_s = \frac{12 \times 400}{4 \times 2,835} = 428,28 \Rightarrow L_s = 43 \text{ cm}$$

La longueur d'ancrage : $L_a = 0,4 L_s = 0,4 \times 43 = 17,2 \text{ cm}$

On prend $L_a = 18 \text{ cm}$.

e) Espacement des barres

Armatures principales $S_t \leq \min \{3h ; 33 \text{ cm}\} = 33 \text{ cm} > S_t = 20 \text{ cm}$

Armatures de répartition $S_t \leq \min \{4h ; 45 \text{ cm}\} = 45 \text{ cm} > S_t = 25 \text{ cm}$

La condition est vérifiée.

III-4-2-4 Vérification à l'ELS :

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

Combinaison de charge

La dalle : $q_{s1} = Q + G = 5,15 + 3,5 = 8,65 \text{ KN/m}$

Main courante : $q_{s2} = 1 \text{ KN/m}$

Garde du corps : $g_s = 1 \text{ KN/m}$

Calcul du moment

$$M_s = \frac{q_{s1} \cdot l^2}{2} + g_s \cdot l = \frac{8,65 \times (1,4)^2}{2} + 1 \times 1,4 = 9,877 \text{ KN.m}$$

A) Vérification des contraintes dans le béton

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

Etat limite de compression de béton :(Art A 452 du BAEL) :

Il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte dans le béton si les conditions suivantes sont satisfaites :

- La section est rectangulaire.
- La nuance des aciers est FeE400.

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{Avec } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

Pour une section rectangulaire $b = 100 \text{ cm}$; $e = 15 \text{ cm}$, armée par des aciers de nuance FeE 400 soit à vérifier α .

$$\gamma = \frac{15.84}{9.87} = 1.6$$

$$\mu = 0.077 \Rightarrow \alpha = 0.098 < \frac{1.6 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.55 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Donc le calcul de σ_{bc} n'est pas nécessaire.

b) Vérification vis-à-vis de l'ouverture des fissures :

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\} = \min \left\{ \frac{2}{3} 400, 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right\} = \min \{ 266.66, 201.63 \} = 201.63 \text{MPa}$$

$$\sigma_{st} = M_s / \beta_1 \cdot d \cdot A_s$$

Valeur de β_1 :

$$\text{On a : } \rho = \frac{100 A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 5.65}{100 \times 12} = 0.47 \Rightarrow \beta_1 = 0.896$$

Alors :

$$\sigma_{st} = 9.56 \cdot 10^6 / 0.896 \cdot 120 \cdot 5.65 \cdot 10^2 = 157.37 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s} = \frac{9.87 \times 10^6}{0.896 \times 120 \times 5.65 \times 10^2} = 162.47 \text{MPa}$$

$\Rightarrow \sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \Rightarrow$ La section est vérifiée vis-à-vis de l'ouverture des fissures.

c) Vérification de la flèche :

Pour dispenser du calcul de la flèche on vérifie :

$$1) \frac{e}{L} \geq \frac{1}{22.5} \Rightarrow \frac{15}{140} = 0.107 > \frac{1}{22.5} = 0.044 \quad \text{condition vérifiée}$$

$$2) \frac{e}{L} \geq \frac{Mt}{10M_0} \Rightarrow \frac{15}{140} = 0.107 < \frac{15.84}{9.87 \times 10} = 0.16 \quad \text{condition non vérifiée}$$

$$3) \frac{A}{b \cdot d} \leq \frac{3.6}{fe} \Rightarrow \frac{5.65}{12 \times 100} = 0.0047 \leq \frac{3.6}{400} = 0.009 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Il faut vérifier la flèche.

On doit vérifier que :

$$f = \frac{M_t^s \cdot l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} \leq \bar{f} = \frac{l}{250} = \frac{140}{250} = 0.56 \text{ cm}$$

E_v : Module de déformation différé

$$E_v = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \cdot \sqrt[3]{25} = 10818,865 \text{ MPa}$$

$M_t = 9.87 \text{ KN.m}$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \mu \cdot \lambda_v}$$

$$I_0 = (y_1^3 + y_2^3) \frac{b}{3} + 15 A_s (y_2 - c)^2 = (7.79^3 + 7.20^3) \frac{100}{3} + 15 \times 5.65 (7.2 - 3)^2 = 29694.22 \text{ cm}^4$$

$$y_1 = \frac{b_0 \cdot \frac{h^2}{2} + 15 \cdot A_t \cdot d}{b_0 \cdot h + 15 \cdot A_t} = \frac{100 \times 15^2 / 2 + 15 \times 5.65 \times 12}{100 \times 15 + 15 \times 5.65}$$

$$y_1 = 7,79 \text{ cm}$$

$$y_2 = h - y_1 \Rightarrow y_2 = 15 - 7,79 = 7.20 \text{ cm}$$

$$\text{On aura } I_0 = 29933,59 \text{ cm}^4$$

Calcul des coefficients

$$\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{5.65}{100 \times 12} = 0,0047$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 \cdot f_{t28}}{\left(2 + \frac{3 \cdot b_0}{b}\right) \cdot \rho} = \frac{0,02 \times 2,1}{(2 + 3) \times 0,0047} = 1,95$$

$$\mu = \max \left\{ 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t18}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}} ; 0 \right\} = \max \{ 0,31 ; 0 \} = 0,58$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda_v \cdot \mu} = \frac{1,1 \times 29933,59}{1 + 1,95 \times 0,31} = 20441,42 \text{ cm}^4 .$$

D'ou la flèche : $f = \frac{M_t^s \cdot l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}}$

$$f = \frac{9,87 \times 10^2 \times (140)^2}{10 \times 10818,865 \times 10^3 \times 20441,42 \times 10^{-4}} = 0,087 \langle \bar{f} = 0,56 \Rightarrow \text{La flèche est vérifiée.}$$

Conclusion :

Toutes les conditions sont vérifiées.

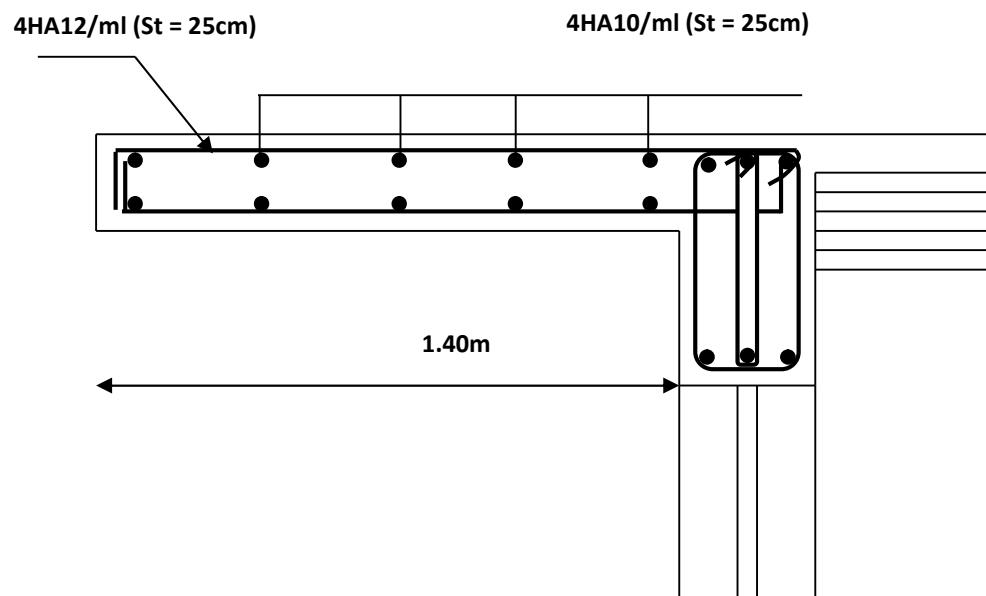


Figure III-4-2-3 : Ferrailage du balcon

III-5) Calcul de la salle machine :

5-1 Caractéristiques de l'ascenseur :

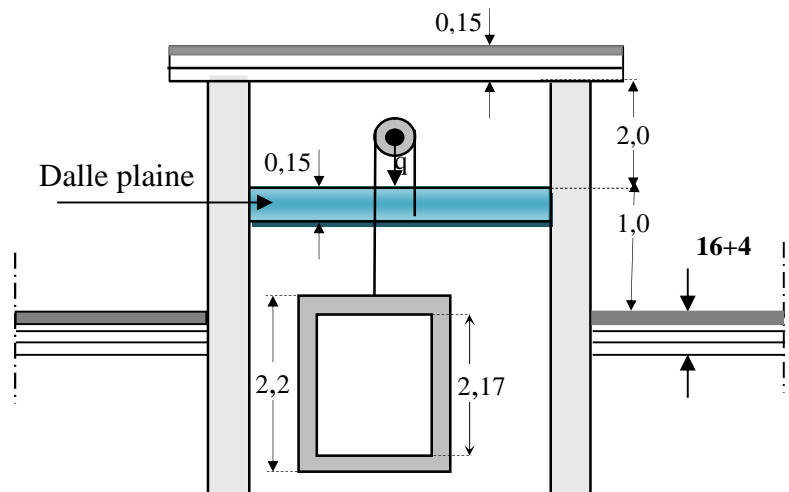
Notre bâtiment est constitué d'une cage d'ascenseur de vitesse d'entraînement ($V = 1\text{ m/s}$) :

- La surface de cabinet est : $S = 2,20 \times 2,40 = 5,28\text{m}^2$
- La charge total transmise par le système de levage et par le cabinet est : $P = 100\text{ KN}$.

$L_x = 2,20\text{m}$.

$L_y = 2,4\text{m}$

$S = 5,28\text{m}^2$



5-2 Calcul de la dalle pleine

La dalle repose sur son contour (4 appuis). Elle est soumise à la charge permanente localisée concentrique agissant sur un rectangle ($U \times V$), (surface d'impacte) au niveau du feuillet moyen de la dalle. Le calcul se fera à l'aide des abaques de **PIGEAUD** qui permettent de déterminer les moments dans les deux sens en plaçant la charge au milieu du panneau.

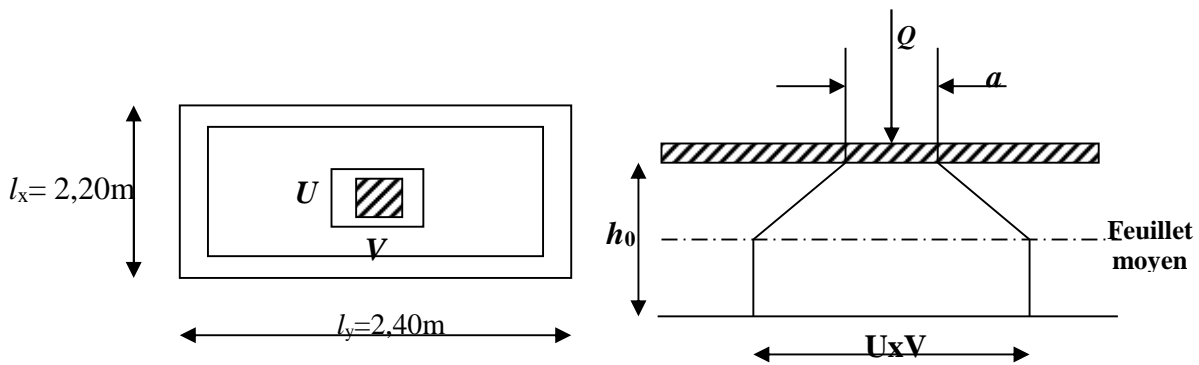


Figure III-5-1: Répartition des efforts sur la salle machine

a. Pré dimensionnement :

La dalle est continue.

Hauteur de la dalle « h » : $h \geq \frac{L_{\max}}{30} = \frac{240}{30} = 8\text{cm}$

Nous avons la limite de RPA minimal, qui est 12cm.

On optera pour une hauteur : $h = 15\text{cm}$.

b .Calcul de la dalle pleine sous charge localisée

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2,20}{2,40} = 0,916$$

Avec

$$\left\{ \begin{array}{l} l_y : \text{la grande portée de la cabine} \\ l_x : \text{la petite portée de la cabine} \\ l_x \leq l_y \end{array} \right.$$

➤ **Calcul de U et V**

$$\left\{ \begin{array}{l} U = U_0 + 2Ke_0 + h_0 \\ V = V_0 + 2Ke_0 + h_0 \end{array} \right.$$

Avec: $K=1$ pour le béton (le revêtement est en béton).

$e_0=5\text{cm}$ étant l'épaisseur de revêtement.

$h_0=15\text{cm}$ épaisseur de la dalle.

$U_0 = V_0 = 80\text{cm}$ (Cotes de rectangle sur lequel la charge P s'applique).

$$\Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} U = 80 + 2 \times 5 + 15 = 105\text{cm} \\ V = 80 + 2 \times 5 + 15 = 105\text{cm} \end{array} \right.$$

➤ **Evaluation des moments M_{x1} et M_{y1}**

Les moments au milieu de la dalle pour une bande de 1m de largeur dans le sens de la petite portée et de la grande portée sont respectivement :

$$M_{0x} = P(M_1 + \nu M_2)$$

$$M_{0y} = P(M_2 + \nu M_1)$$

Avec : ν : Coefficient de poisson : $\nu = 0 \rightarrow$ béton fissure

$\nu = 0,2 \rightarrow$ béton non fissure

M_1 et M_2 : sont des coefficients à déterminer à partir des abaques de Pigeaud suivant le rapport :

$$\left. \begin{array}{l} \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2,20}{2,40} = 0,916 \geq 0,4 \\ \frac{U}{L_x} = \frac{105}{220} = 0,477 \\ \frac{V}{L_y} = \frac{105}{240} = 0,437 \end{array} \right\} M_1 = 0,105, M_2 = 0,088$$

Calcul des moments M_{x1} et M_{y1} A l'ELU : $v = 0$

$$P = 1,35P = 1,35 \times 100 = 135 \text{ KN}$$

$$\text{Donc: } M_{x1} = P, M_1 = 135 \times 0,105 = 14,175 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = P, M_2 = 135 \times 0,088 = 11,88 \text{ KN.m}$$

c. Calcul de la dalle sollicité par une charge uniformément répartie :**➤ Evaluation du moment M_{x2} et M_{y2} dus au poids propre de la dalle :**

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0,916 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens}$$

$$\rho = 0,916 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,044 \\ \mu_y = 0,791 \end{cases}$$

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

-Poids propre de la dalle :

$$G = \sum(\gamma b x h) = 25 \times 0,15 + 22 \times 0,05 = 4,85 \text{ KN/m}^2$$

-Combinaison de charges :

$$q_u = 1,35xG + 1,5xQ = (1,35 \times 4,85) + (1,5 \times 1) = 8,04 \text{ KN / mL}$$

Ce qui donne :

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \times q \times L_x^2 = 0,044 \times 8,04 \times (2,20)^2 = 1,71 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} = 0,791 \times 1,71 = 1,35 \text{ KN.m} \end{cases}$$

d. superposition des moments :

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 14,175 + 1,71 = 15,88 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 11,88 + 1,35 = 13,23 \text{ KN.m}$$

Remarque:

A fin de tenir compte des encastremets de la dalle ; les moments calculés seront munis en leur effectuant un coefficient de (0,75) en travée et de (0,5) aux appuis.

- **Sens l_x :**

Aux appuis : $M_x^a = -0,5 \times 15,88 = -7,94 \text{ KN.m}$

En travées : $M_x^t = 0,75 \times 15,88 = 11,91 \text{ KN.m}$

- **Sens l_y :**

Aux appuis : $M_y^a = -0,5 \times 13,23 = -6,61 \text{ KN.m}$

En travées : $M_y^t = 0,75 \times 13,23 = 9,92 \text{ KN.m}$

e. Ferrailage à l'ELU :

Le calcul se fait pour une bande de 1m

- **Sens l_{xx} :**

Aux appuis :

$$\mu = \frac{M_x^a}{b d^2 f_{bc}} = \frac{7,94 \times 10^3}{100 \times (13)^2 \times 14,2} = 0,033 < \mu_l = 0,392 \quad \Rightarrow \text{SSA} \Rightarrow \beta = 0,982$$

$$A_a = \frac{M_x^a}{\beta \cdot d \sigma_s} = \frac{7,94 \times 10^3}{0,982 \times 13 \times 348} = 1,78 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA8 = 2,01 cm²** Avec : **St = 25cm**

En travées :

$$\mu = \frac{11,91 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,049 < \mu_l = 0,392 \quad \Rightarrow \text{S.S.A} \Rightarrow \beta = 0,974$$

$$A_t = \frac{11,91 \times 10^3}{0,974 \times 13 \times 348} = 2,70 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA10 = 3,14 cm²** Avec : **St = 25 cm**

- **Sens l_{yy} :**

Aux appuis

$$\mu = \frac{M_y^a}{b d^2 f_{bc}} = \frac{6,61 \times 10^3}{100 \times (13)^2 \times 14,2} = 0,027 < \mu_l = 0,392 \quad \Rightarrow \text{SSA} \Rightarrow \beta = 0,985$$

$$A_a = \frac{M_y^a}{\beta \cdot d \sigma_s} = \frac{6,61 \times 10^3}{0,985 \times 13 \times 348} = 1,48 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA8 = 2.01 cm²** Avec : **St = 25 cm**

En travées :

$$\mu = \frac{9,92 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,041 < \mu_l = 0,392 \quad \Rightarrow \text{S.S.A} \Rightarrow \beta = 0,978$$

$$A_t = \frac{9,92 \times 10^3}{0,978 \times 13 \times 348} = 2,24 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA10 = 3,14cm²** Avec : **St = 25 cm**

f. Vérification à L'ELU :**1) Condition de non fragilité (Art A.4.2.1 BAEL91) :**

$$A_{\min} = \rho_0 \times b \times h_0 \times \frac{(3 - \alpha)}{2}$$

Avec : ρ_0 : Taux d'armatures dans chaque direction ($\rho_0 = 0,0008$ pour les HA feE400)

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = 0,916$$

$$A_{\min} = 0,0008 \times 100 \times 15 \times \frac{(3 - 0,916)}{2} = 1,25 \text{ cm}^2$$

- **Sens l_x :**

Aux appuis : $A_a = 2,01 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,25 \text{ cm}^2$ OK

En travées : $A_t = 3,14 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,25 \text{ cm}^2$ OK

- **Sens l_y :**

Aux appuis : $A_a = 2,01 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,25 \text{ cm}^2$ OK

En travées : $A_t = 3,14 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,25 \text{ cm}^2$ OK

2) Diamètre minimal des barres :

On doit vérifier que : $\phi_{\max} \leq \frac{h_e}{10}$

$$\phi_{\max} = 10 \text{ mm} \leq \frac{150}{10} = 15 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

3) Ecartement des barres :

L'écartement des armatures d'une même nappe ne peut excéder la plus faible des deux valeurs suivantes en région centrale.

-Direction la plus sollicitée : $S_t \leq \min(2h, 25)$

-Direction perpendiculaire : $S_t \leq \min(3h, 33)$

- **Sens l_{xx} :**

Aux appuis : $S_t = 25 \text{ cm} \leq 25 \text{ cm}$ OK

En travées : $S_t = 25 \text{ cm} \leq 25 \text{ cm}$ OK

- **Sens l_{yy} :**

Aux appuis : $S_t = 25 \text{ cm} \leq 25 \text{ cm}$ OK

En travées : $S_t = 25 \text{ cm} \leq 25 \text{ cm}$ OK

4) Vérification de non poinçonnement

$$P \leq 0,045 \mu_c h_0 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec : μ_c : périmètre de contour de l'air sur laquelle agit la charge dans le plan de feuillet moyen.

$$\mu_c = 2(u + v) = 2(1,05 + 1,05) = 4,2 \text{ m.}$$

$$P = 10 \text{ t} \leq 0,045 \times 4,2 \times 0,15 \times \frac{25 \times 10^2}{1,5} = 47,25 \text{ t} \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

Aucune armature transversale n'est nécessaire.

5) Contrainte tangentielle

Les efforts sont max au voisinage de la charge levage.

$$\text{Au milieu de } u \text{ on a : } v_u = \frac{q}{2L_x + L_y}$$

$$\text{Au milieu de } v \text{ on a : } v_u = \frac{q}{3u_0}$$

$$\text{Avec : } q = 1,35 \text{ p} = 1,35 \times 100 = 135 \text{ KN}$$

$$V_u = \frac{135}{2 \times 2,2 + 2,4} = 19,85 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{v_u}{b.d} = \frac{19,85 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0,15 [\text{Mpa}].$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ Mpa} \right\} = 3,33 [\text{Mpa}].$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \text{ La condition est vérifiée}$$

A L'ELS: v = 0,2**1) Moments engendrés par le système de levage :**

$$M_x^1 = q_s x (M_1 + v.M_2)$$

$$M_y^1 = q_s x (M_2 + v.M_1) v = 0,2$$

$$M_x^1 = 100 \times (0,105 + 0,2 \times 0,088) = 12,26 \text{ KN.m}$$

$$M_y^1 = 100 \times (0,088 + 0,2 \times 0,105) = 10,9 \text{ KN.m}$$

2) Moments engendrés par le poids propre de la dalle :

$$q_s = G + Q = 3,75 + 1 = 4,75 \text{ KN / mL}$$

$$\rho = 0,916 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,044 \\ \mu_y = 0,791 \end{cases}$$

Ce qui donne :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_x^2 = \mu_x \times q \times L_x^2 = 0,044 \times 4,75 \times (2,20)^2 = 1,011 \text{ KN.m} \\ M_y^2 = \mu_y \times M_{x2} = 0,791 \times 1,011 = 0,80 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

3) superposition des moments :

$$M_x = M_x^1 + M_x^2 = 12,26 + 1,011 = 13,27 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_y^1 + M_y^2 = 10,9 + 0,80 = 11,7 \text{ KN.m}$$

Remarque: A fin de tenir compte de semi encastrement de la dalle au niveau des voiles, les moments calculés seront munies en leur effectuant le coefficient(0,75) en travée et (0,5) aux appuis.

▪ **Sens I_x :**

Aux appuis : $M_x^a = -0,5 \times 13,27 = -6,63 \text{ KN.m}$

En travées : $M_y^t = 0,75 \times 13,27 = 9,95 \text{ KN.m}$

▪ **Sens I_y :**

Aux appuis : $M_x^a = -0,5 \times 11,7 = -5,85 \text{ KN.m}$

En travées : $M_y^t = 0,75 \times 11,7 = 8,77 \text{ KN.m}$

les moments calculés à l'ELS sont inférieurs à ceux calculés à l'ELU, nous garderons le même ferrailage.

Aux appuis : $A_a = 2,01 \text{ cm}^2$

En travée : $A_t = 3,92 \text{ cm}^2$

4) Vérification des contraintes dans le béton :

Aucune vérification n'est nécessaire, si la condition suivante est satisfaite :

Sens x-x : Aux appuis : $M_a = 6,63 \text{ KN.m}$.

On doit vérifier :

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

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{bd} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 13} = 0,154 \Rightarrow k = 0,015 \text{ et } \beta = 0,935.$$

$$\sigma_s = \frac{M_a}{\beta_1 d A_a} = \frac{6,36 \times 10^6}{0,935 \times 130 \times 2,01 \times 10^2} = 260,32 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = k \sigma_s = 0,015 \times 260,32 = 3,90 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

En travée : $M_t = 9,95 \text{ N.m.}$

On doit vérifier :

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times At}{bd} = \frac{100 \times 3,14}{100 \times 13} = 0,301 \quad k = 0,023 \text{ et } \beta = 0,913.$$

$$\sigma_s = \frac{Mt}{\beta_1 d At} = \frac{9,95 \times 10^6}{0,913 \times 130 \times 3,92 \times 10^2} = 213,856 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = k \cdot \sigma_s = 0,023 \times 213,856 = 4,918 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

On trouve aussi que la condition est vérifiée dans le sens y-y.

Conclusion : le calcul de la contrainte dans le béton n'est pas nécessaire

5) Etat limite de fissuration

La fissuration est peu préjudiciable.

Aucune vérification n'est nécessaire.

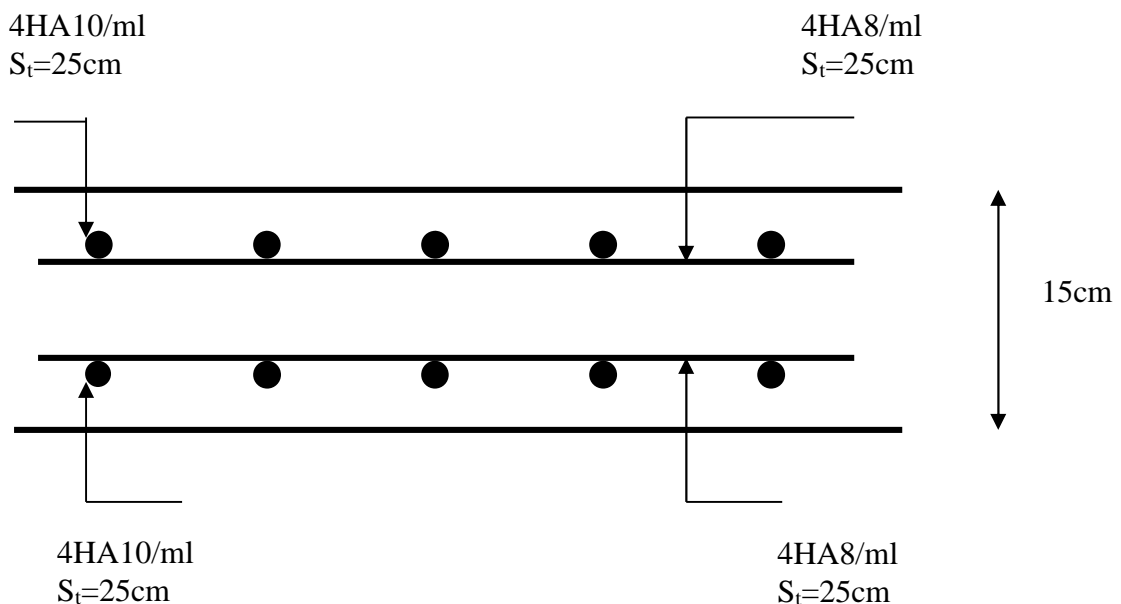


Figure III-5-2 : Ferrailage de la dalle de la salle machine

Chapitre IV

Présentation

de logiciel

ROBOT BAT

IV.1 Présentation du logiciel ROBOT structurele Analysais Professional 2010:

Est un logiciel destiné à modéliser, analysé et dimensionné les différents types de structures .robot permet de créer les structures, les calcules, vérifie les résultats obtenus, dimensionner les éléments spécifique de la structure ; la dernière étape gérer par Robot est la création de la documentation pour la structure calculé et dimensionnée.

Robot est logiciel qui utilise la méthode d'analyse par éléments fini pour étudier les différents types de structure (treillis, portique, plaque, coque, élément volumique,etc.).

C'est un logiciel révolutionnaire car il peut calculer des structures à un nombre de barre et de nœud illimités ; il permet d'effectuer des analyses statique et dynamique ainsi que des analyses linéaires ou non linéaires ; adapté aux constructions en acier, en bois, en béton armé ou mixte, il comprend des modules d'assemblage, de ferrailage, de vérification et de dimensionnement suivant les différentes normes existants .

Pour faciliter le travaille de l'ingénieure Robot dispose d'un vaste ensemble d'outils s'simplifiant l'étude des structures.

IV-2- Caractéristiques principales du logiciel robot :

- ◆ Définition de la structure réalisée en mode entièrement graphique dans l'éditeur conçu à cet effet.
- ◆ Possibilité de présentation graphique de la structure étudiée et de représenter à l'écran les différents types de résultats de calcul (efforts, déplacements, travail simultané en plusieurs fenêtres ouvertes etc.)
- ◆ Possibilité d'effectuer l'analyse statique et dynamique de la structure,
- ◆ Possibilité de composer librement les impressions (notes de calcul, captures d'écran, composition de l'impression, copie des objets vers les autres logiciels).

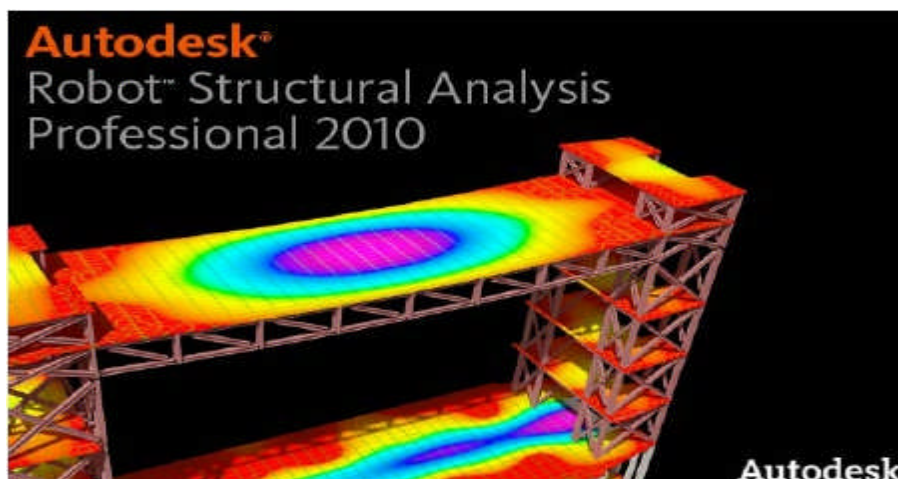


Figure IV.1 : page d'accueil de logiciel.

Etapes de calcul à suivre :

Après le lancement du système robot, la fenêtre représentée ci-dessous s'affiche, cette fenêtre permet de définir le type de la structure à étudier, d'ouvrir une structure déjà existante ou charger le module permettant d'effectuer le dimensionnement de la structure.

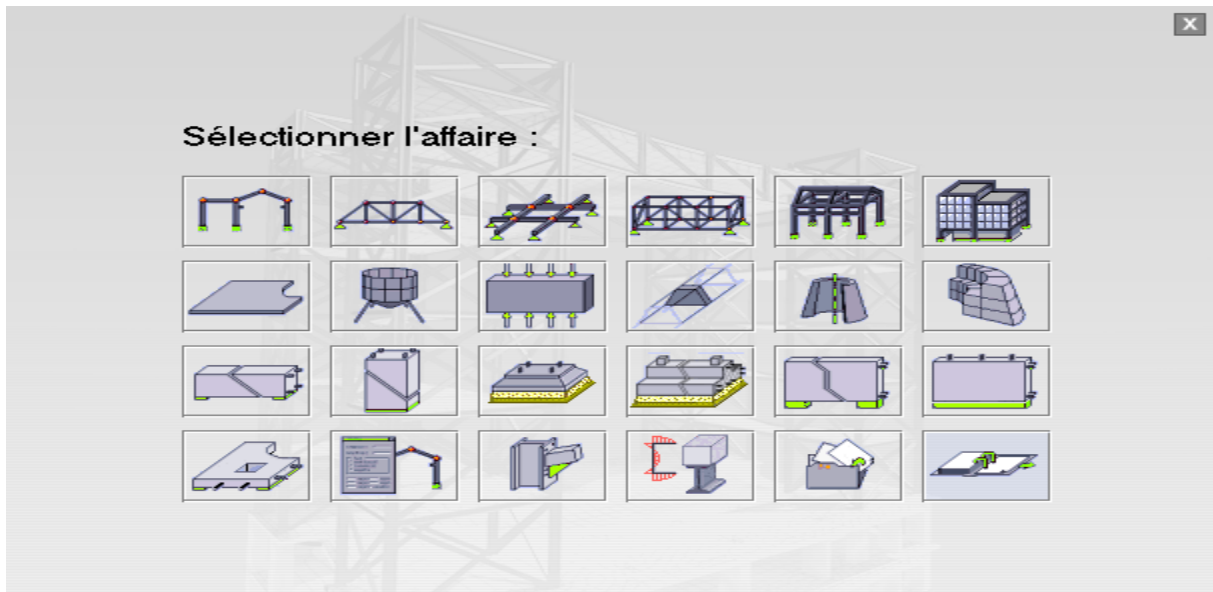


Figure IV.2 : Choix du type de structure à étudier.

1) Configuration du logiciel robot Auto desk 2010:

Dans robot, la configuration du logiciel est importante. Le paramétrage du logiciel se fait dans la boîte de dialogue : “ préférence de l’affaire “, les options disponibles dans cette boîte de dialogue permettent de personnaliser le mode de travail, la sélection des normes, des catalogue des profiles, matériaux.....etc

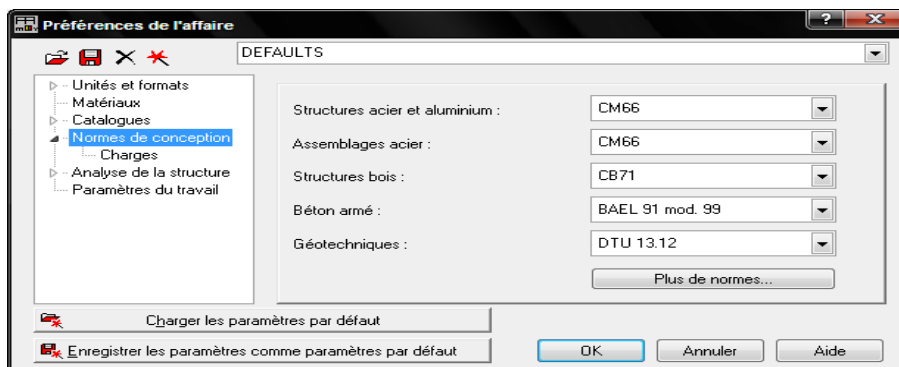


Figure IV.3 : Boîte de dialogue préférence de l'affaire.

2) Lignes de construction :

Les lignes de constructions peuvent servir à :

Définir les différents éléments de la structure, se référer aux composantes de la structure, afficher rapidement un plan de travail et sélectionner les éléments situés sur une ligne de construction.

La commande est accessible par le menu déroulant : structure, commande ligne de construction.

Les lignes de construction sont introduites dans la fenêtre ci-dessous dans un system de coordonnées cartésiennes.

EXEMPLE DE MODELISATION :

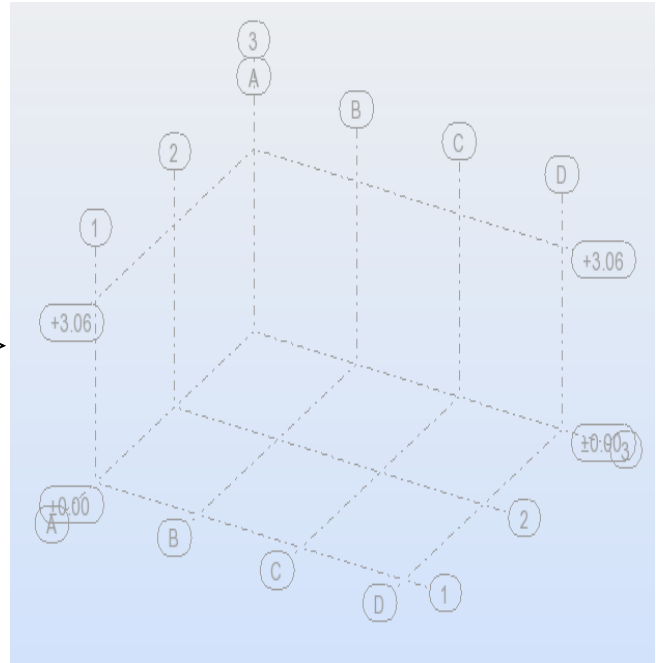
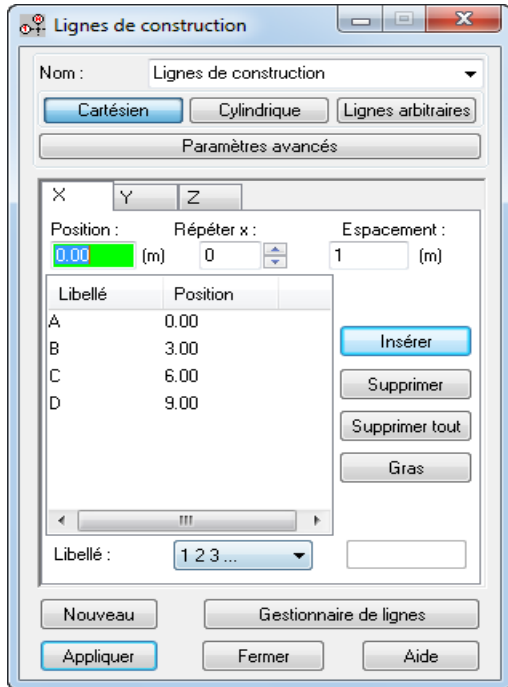


Figure IV.4 : lignes de construction.

3-Création des profilés barres:

Cette étape permet de définir les différentes sections. Dans la barre d’outils “modèle de structure“,

on clique sur l’icone :

Il apparaît alors la boîte de dialogue représentée ci-dessous, puis on clique sur “définir un nouveau profilé “ et on choisit le type et la géométrie de notre section, en introduisant les dimensions de nos éléments.

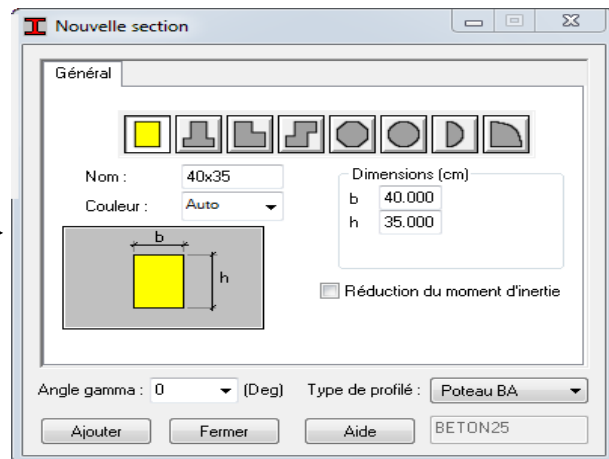
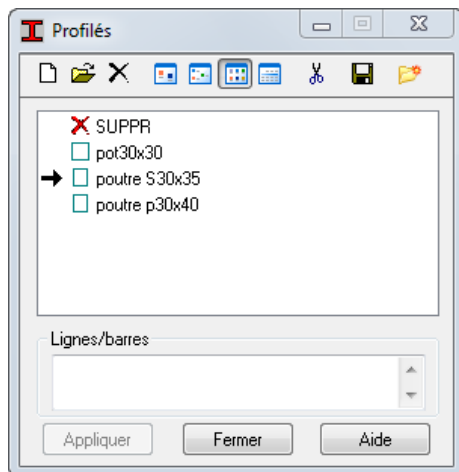



Figure IV.5 : choix des profilés des bars.

4- Affectation des sections :

Avec la commande “barre“  on peut attribuer à chaque élément sa section

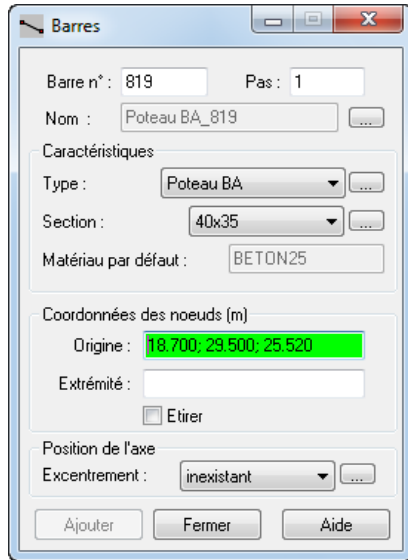



Figure IV.6 : boîte de dialogue “ barre”

Après avoir dessiné la structure, le logiciel permet de donner aux éléments de la structure des attributs. Pour choisir les attributs à afficher à l’écran, on clique sur l’icône 

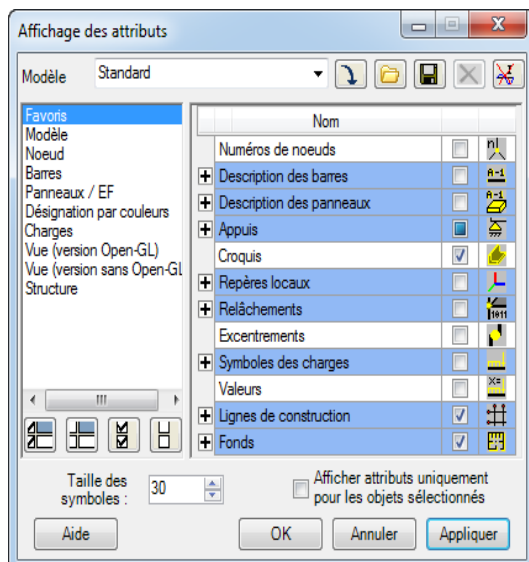


Figure IV.7 : Boîte de dialogue affichage des attributs.

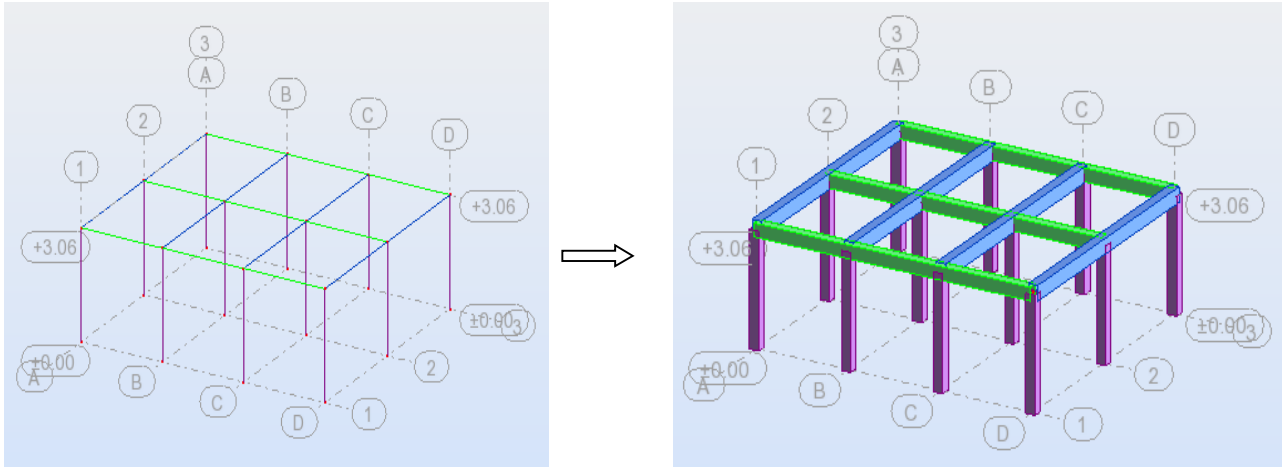




Figure IV.8 : Exemple d'affectation des attributs.

5- Création des panneaux :

Pour accéder à la boîte de dialogue « épaisseur EF » on sélectionne dans le menu « structure » « Caractéristique » et on clique sur l'icône , après dans l'icône  « définir nouvelle section » et sur l'onglet « uniforme » on introduit le nom, l'épaisseur et sa variation ainsi que le matériau choisit.

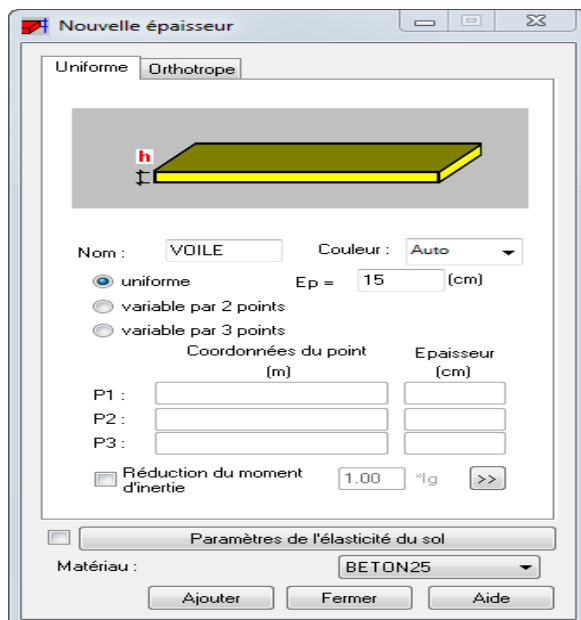



Figure IV.9 : Epaisseur des panneaux

A fin de créer des panneaux dans la structure, l'option « poly ligne/contour » qui est disponible à partir de la barre d'outils, icône 

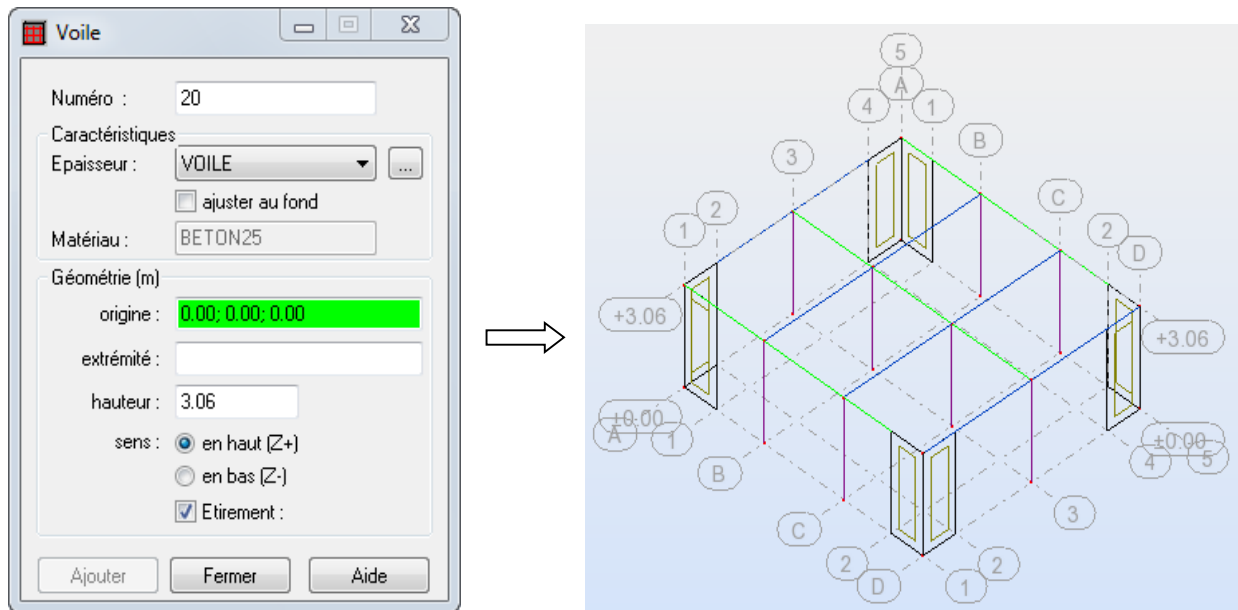



Figure IV.10: Définition des contours des panneaux

• Affectation des panneaux :

Pour affecter les voiles, on clique sur l'icône "panneau"  puis on coche la case panneau et on active l'option point interne. la définition s'achève par un clique à l'intérieur du contour du voile.

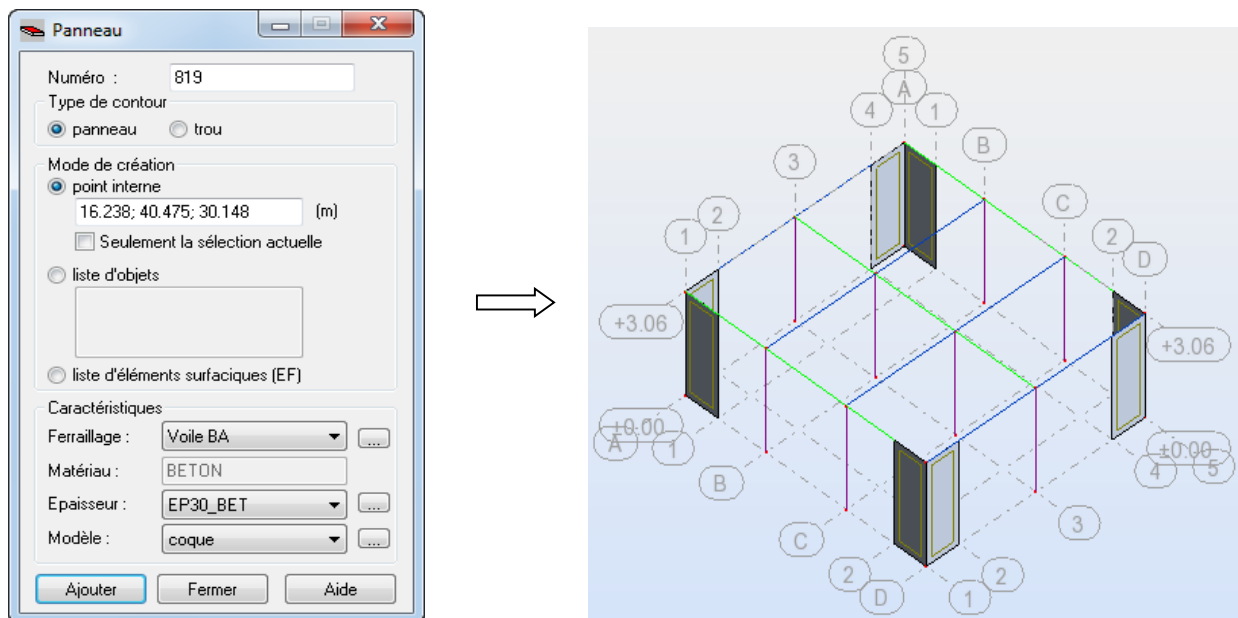



Figure IV.11 Affectation des voiles.

6- Définition des appuis :

Pour définir le type d'appuis, on clique sur l'icône,  la boîte de dialogue "Appuis" représentée ci-dessous s'affiche. Elle nous permet d'affecter des appuis pour les poteaux et les voiles.

Après avoir cliqué sur encastrement, on choisit l'onglet **nodal** pour les poteaux et l'onglet linéaires pour les voiles.

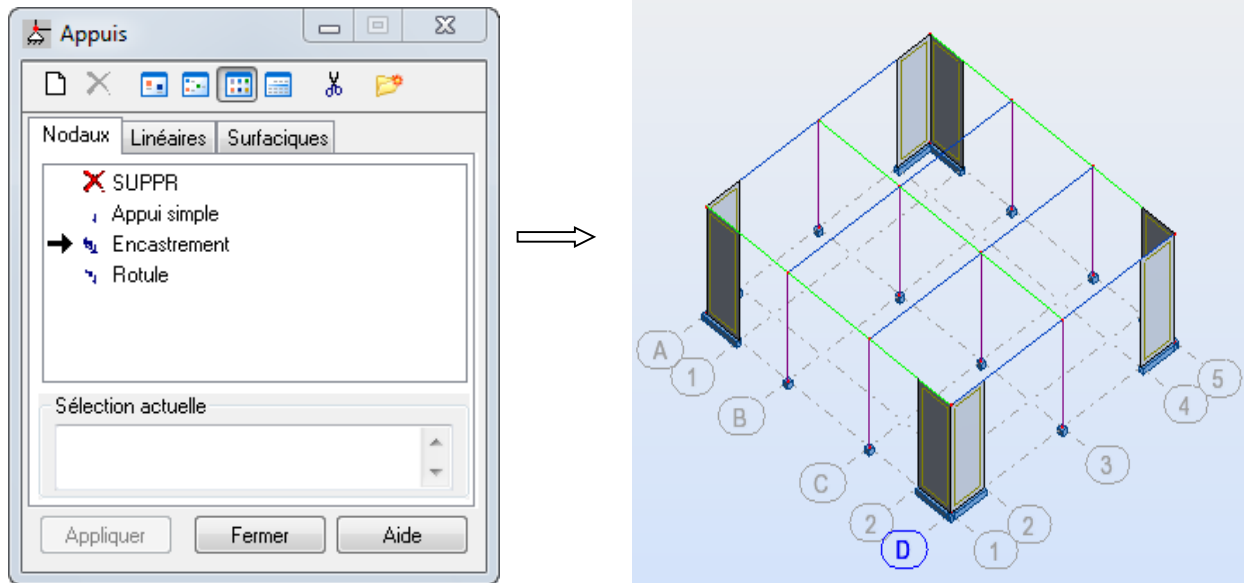


Figure IV.12 : Définition des appuis.

7- définir les contours :

On définit de manière géométrique le contour qui soumit à une charge uniformément répartie, il s'agit du même principe que celui employé pour définir les panneaux.

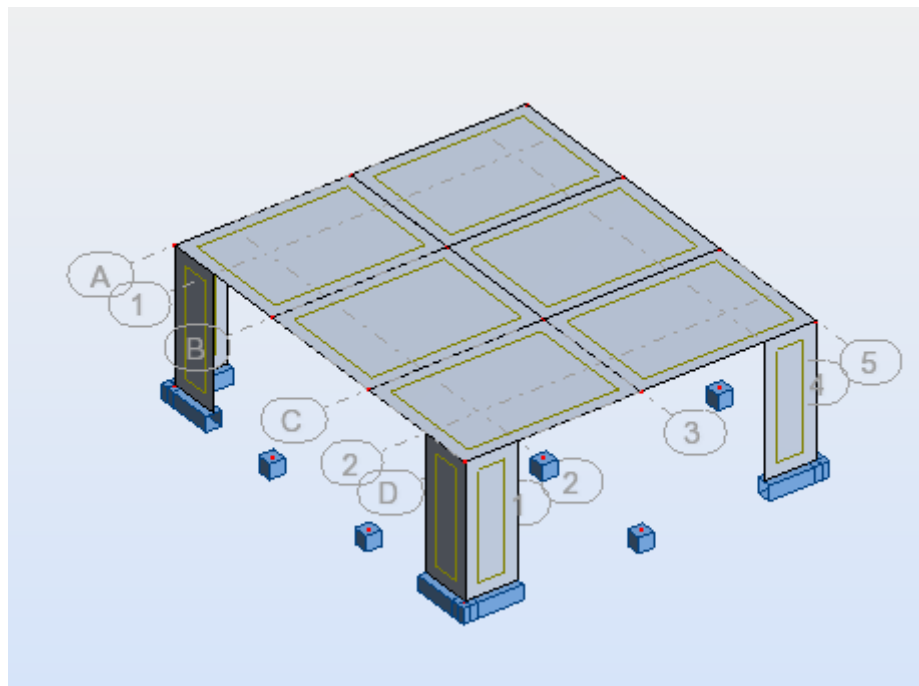


Figure IV.13 définition du contour du plancher (panneau horizontal)

8-Définition des bardages :

Avant d'appliquer la charge surfacique, on doit définir les bardages selon la ligne de Commande suivante : structure → caractéristiques additionnelles → répartition des charges bardages.

La boite de dialogue ci-dessous apparaît.

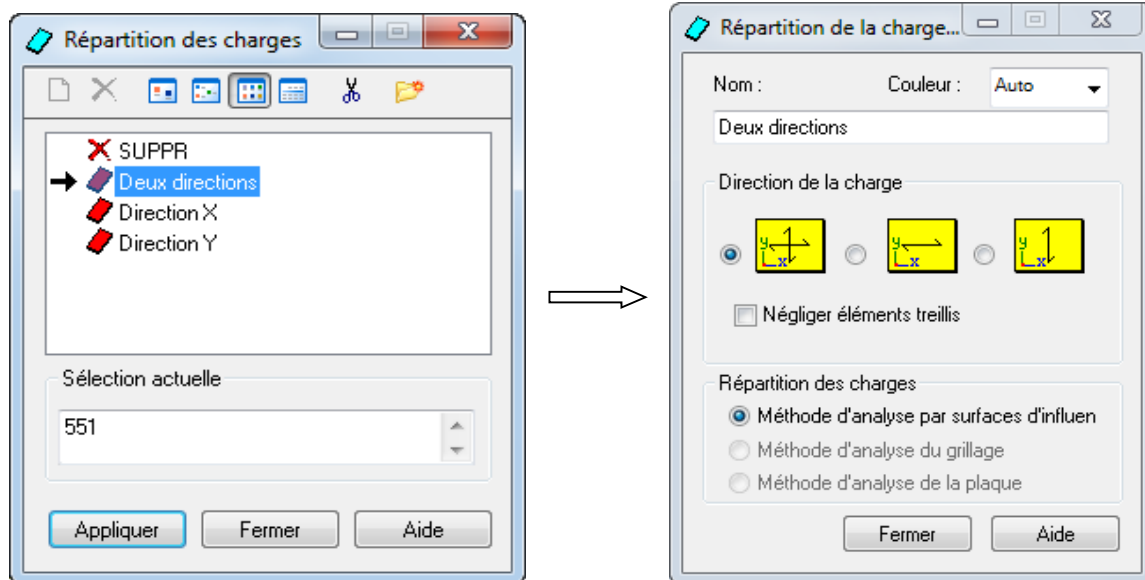


Figure IV.14 : choix des bardages.

9- Chargements :

Cas de charge : Un cliquer sur l'icône  nous permet de définir les charges

Statiques (permanentes et d'exploitation) de la structure dans la boite de dialogue représentée ci-dessous.

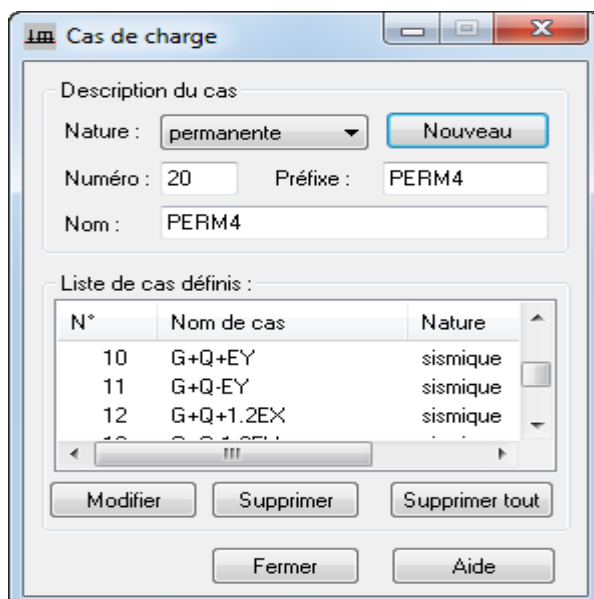



Figure IV.15 : Définition des cas de charges

10-Définition des charges :

La boîte de dialogue charge sert à définir les charges pour les cas de charges créés. Elle est accessible après un clique sur l'icône  puis sur surface, après sur charges surfaciques uniformes.

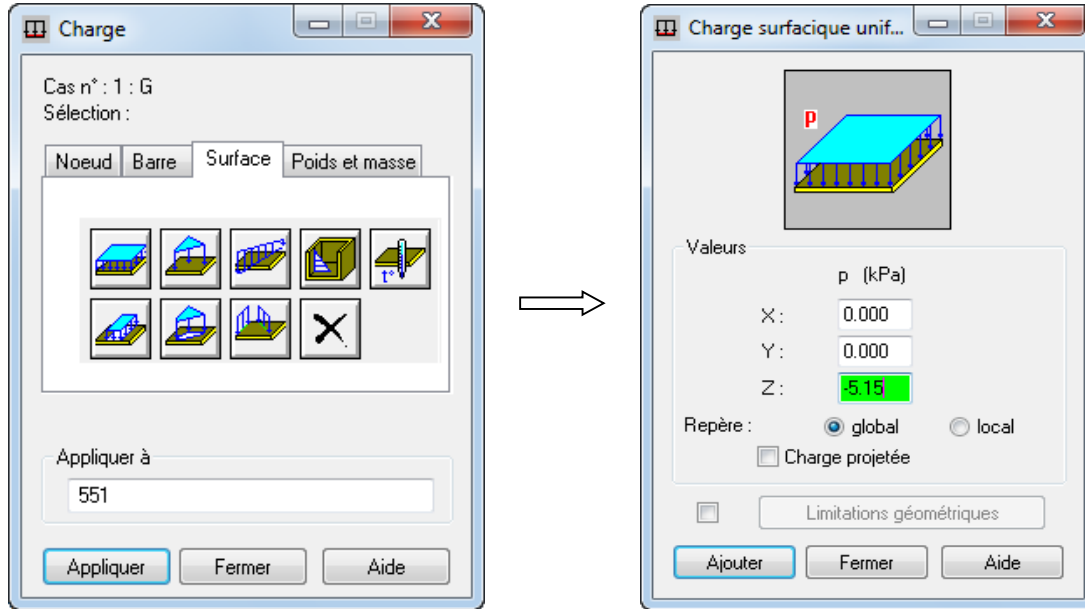



Figure IV.16 Application des charges surfaciques.

11-Définition des charges :

La boîte de dialogue charge sert à définir les charges pour les cas de charges créés. Elle est accessible après un clique sur l'icône  puis sur surface, après sur charges surfaciques uniformes.

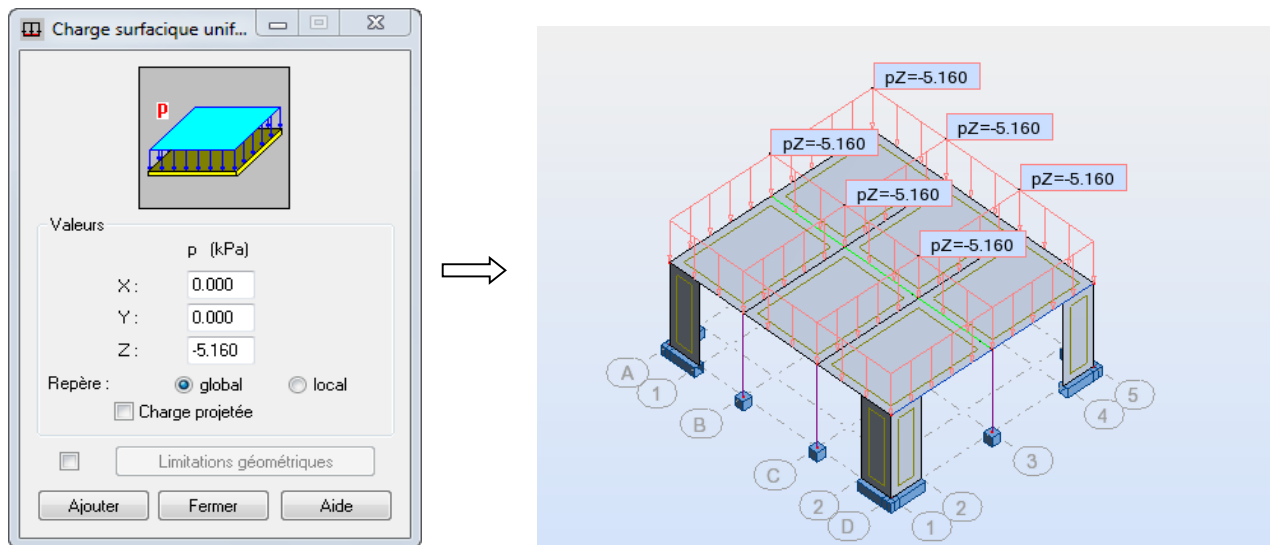


Figure IV.17 : Définition des charges.

3) Définition des options de calcul :

Dans la boîte de dialogue “option de calcul“ qui s’ouvre après la sélection de la commande type d’analyse disponible dans le menu déroulant analyse, on peut créer des nouveaux cas de charges qui ne nécessite pas la définition préalable d’un cas de charge statique.

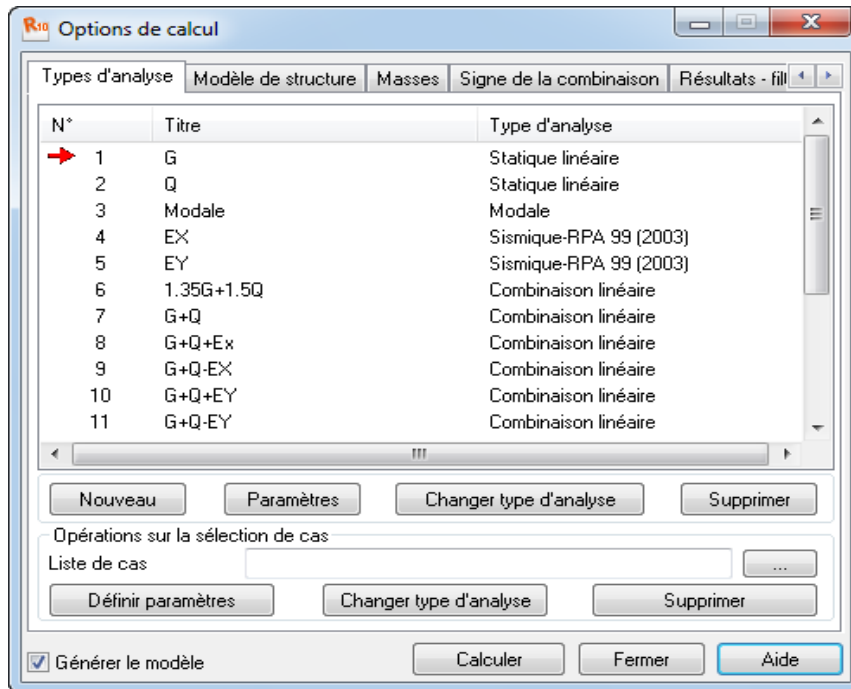
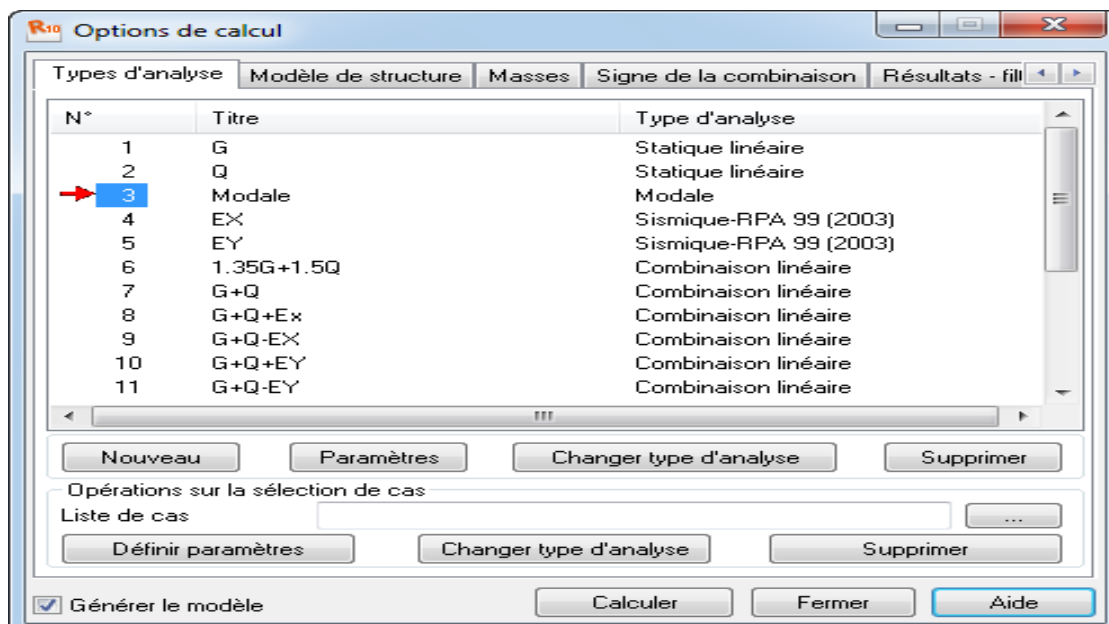


Figure IV.18: Boîte de dialogue “option de calcul“

Pour définir un nouveau cas de charge, on clique sur nouveau et on coche modale.

Les paramètres de l’analyse modale sont introduits dans la boîte de dialogue qui s’affiche à l’écran après la validation de la précédente.



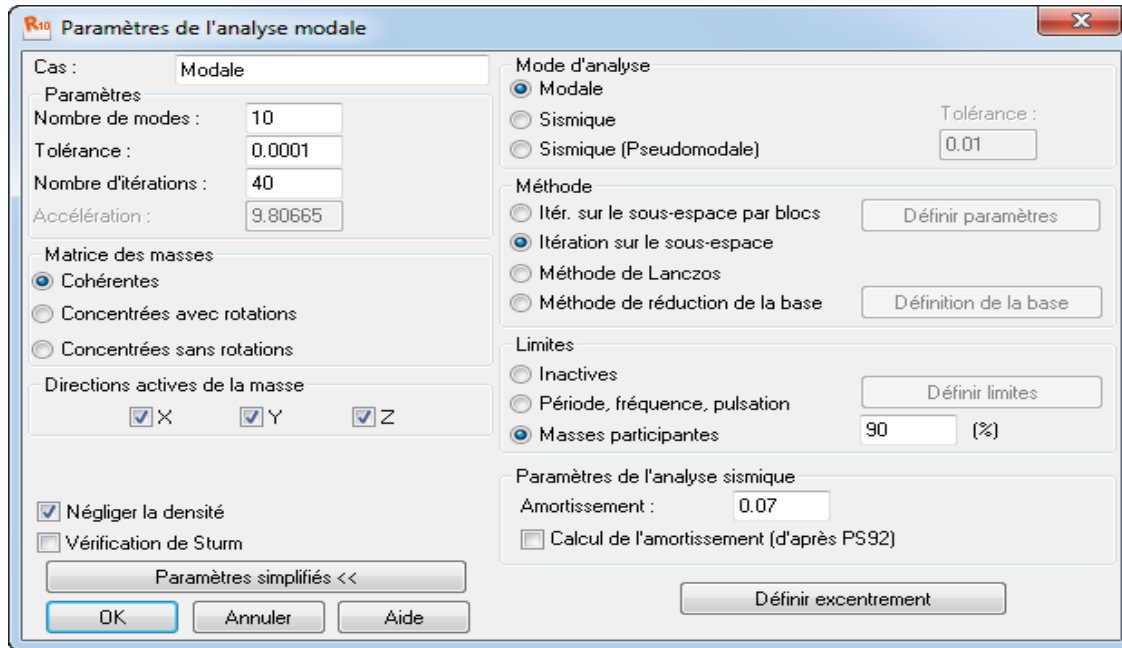


Figure IV.19: Définition du cas de charge modale.

Après avoir défini le cas de charge modale, on coche sismique en introduisant les Paramètres correspondants.

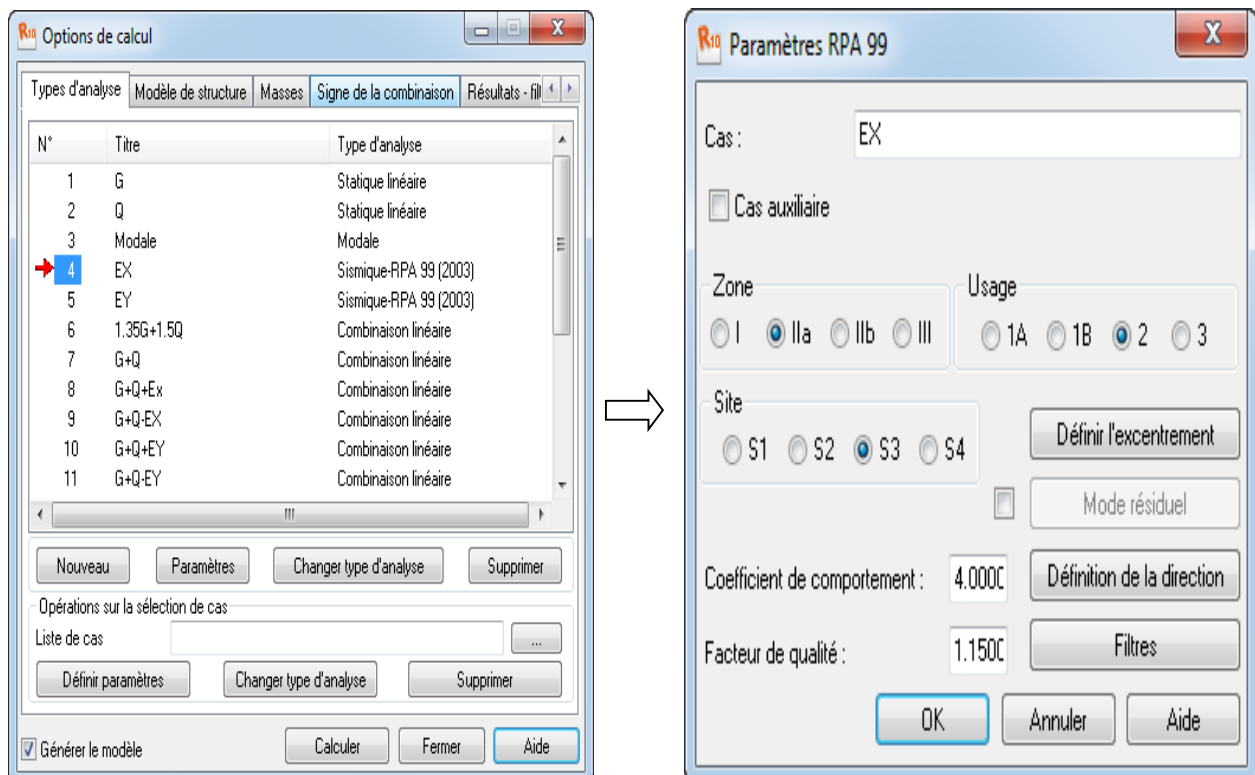


Figure IV.20 : Définition du cas de charge sismique.

8- Conversion de charges en masses :

Cette option nous permet d'effectuer la conversion de charges en masses pour éviter la définition séparée des charges (pour le calcul en statique) et des masses (pour le calcul en dynamique).

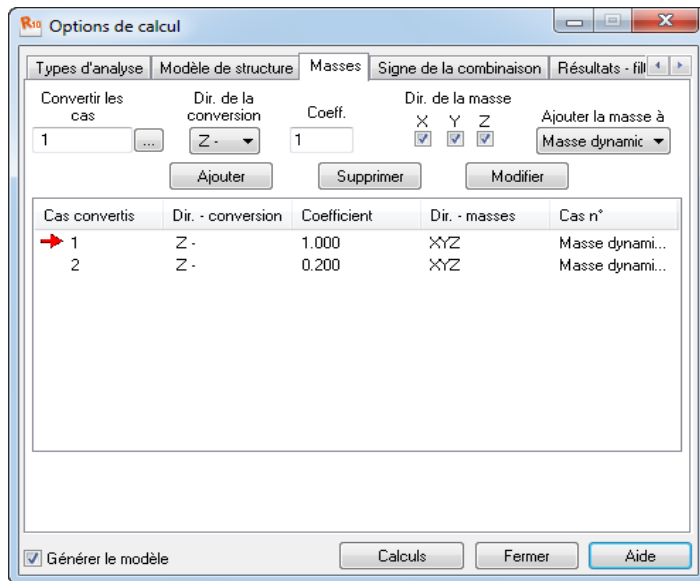
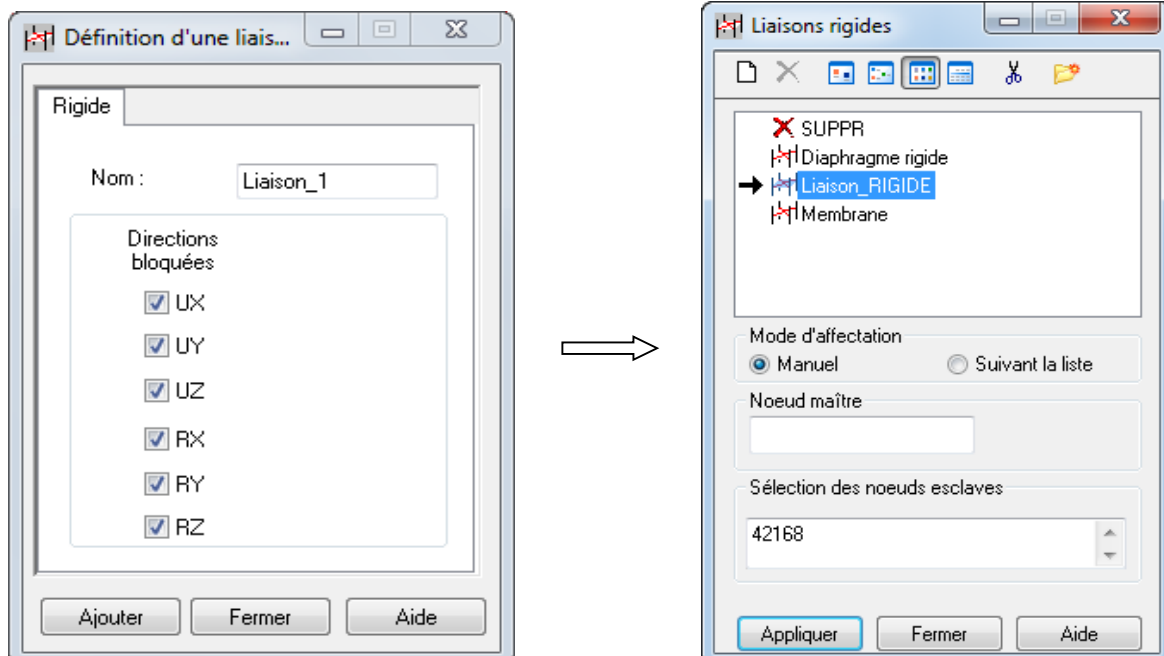


Figure IV.21 : Conversion de charges en masses.

9- Nœud maitre :

Pour satisfaire l'hypothèse du plancher infiniment rigide, on doit définir le nœud maitre et pour se faire, dans le menu "structure", "caractéristiques additionnelles", «liaisons rigides», on clique sur nouveau, on coche U_x , U_y , U_z et R_x , R_y et R_z puis on clique sur ajouter, dans la case du nœud maitre on choisi un nœud et dans la case nœud esclave on choisi les autres manuellement.



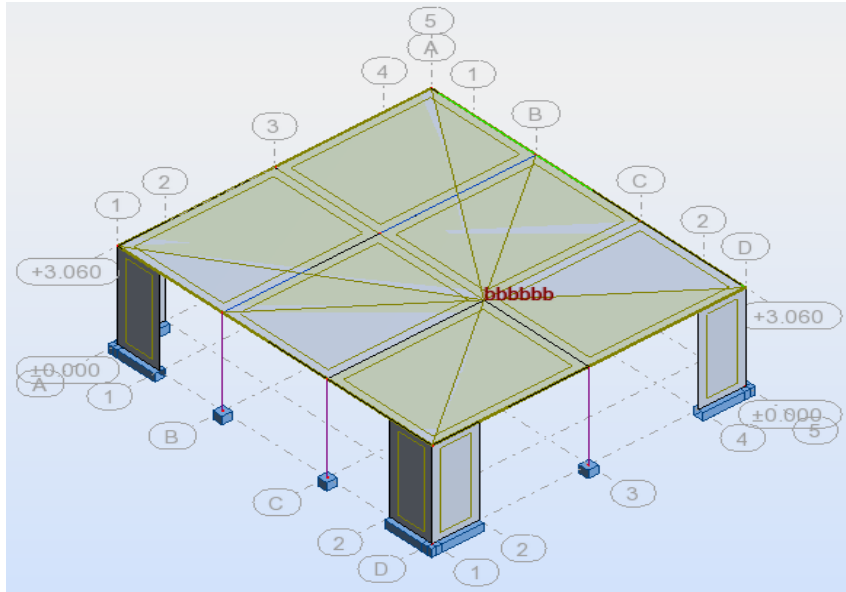


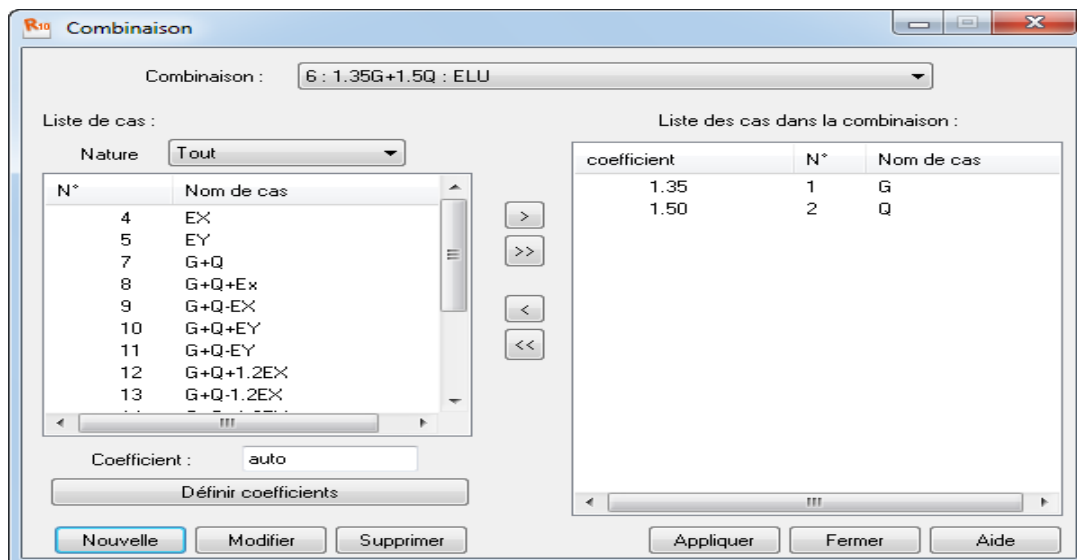
Figure IV.22: Définition du nœud maître et des nœuds esclaves.

10- Combinaisons d'actions :

Pour définir les combinaisons d'actions, on doit suivre les étapes suivantes :

Dans le menu déroulant « charge », « combinaison manuelle », il faut saisir le nom de la Combinaison, la nature de la combinaison, le type de la combinaison et le type de la Combinaison sismique.

Pour définir une autre combinaison, on refait les mêmes opérations que celles définis ci-dessus.



IV.23: Définition des combinaisons d'actions.

III- Vérification de la structure :

Avant de passer à l'analyse de la structure, le l'logiciel permet de vérifier s'il y a des erreurs Dans la modélisation.

Dans le menu "analyse", on clique sur "vérifier la structure" et robot nous affiche le nombre

Et la nature d'erreurs.

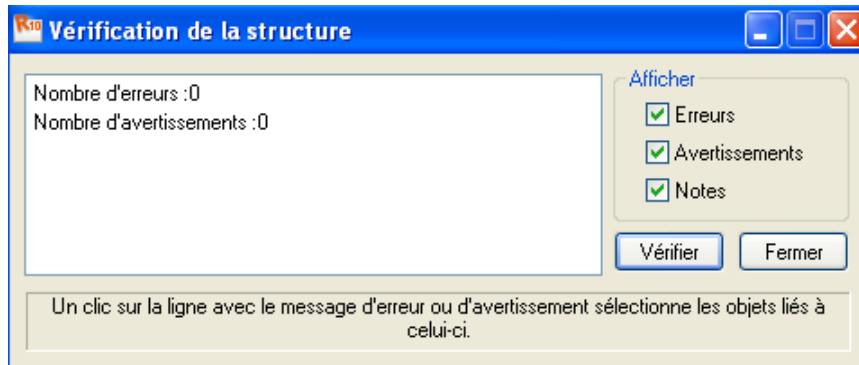


Figure IV.24 : Vérification de la structure.

IV- Analyse de la structure :

Pour lancer l'analyse de la structure, dans le menu déroulant "analyse" on clique sur "calculer".

V- Exploitation des résultats :

Dans l'éditeur graphique, on clique avec le bouton droit de la souris et on choisit "tableau" et on coche la case du résultat que l'on veut extraire.

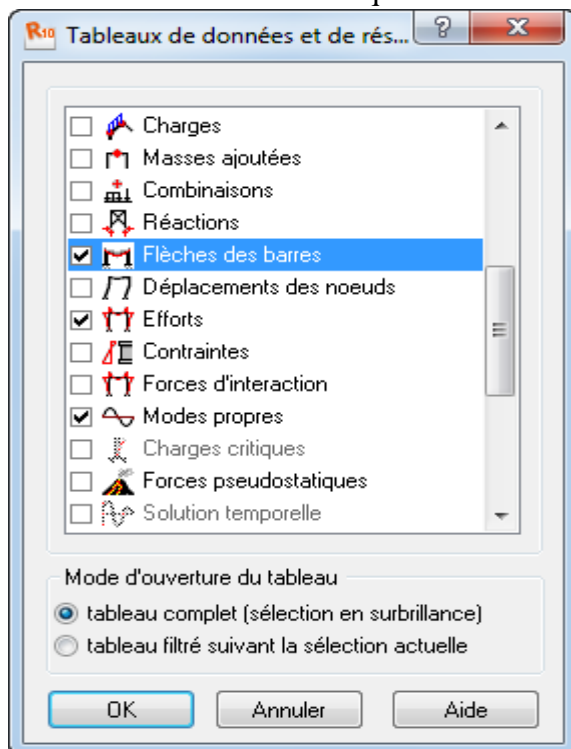


Figure IV.25 : Tableau de donnée et de résultats.

1- Affichage des périodes :

Pour l'affichage des périodes, on coche dans le tableau ci-dessus la case "modes propres" puis On clique sur ok.

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]
3/ 1	2.668	0.375	63.749	0.000	0.000	63.749	0.000	0.000
3/ 2	5.180	0.193	63.749	69.248	0.060	0.000	69.248	0.060
3/ 3	6.148	0.163	64.963	69.248	0.060	1.214	0.000	0.000
3/ 4	7.290	0.137	79.407	69.248	0.060	14.444	0.000	0.000
3/ 5	8.626	0.116	79.407	70.714	0.061	0.000	1.466	0.001
3/ 6	8.809	0.114	79.584	70.714	0.061	0.177	0.000	0.000
3/ 7	10.518	0.095	79.603	70.714	0.061	0.019	0.000	0.000
3/ 8	11.515	0.087	79.603	70.714	0.546	0.000	0.000	0.485
3/ 9	11.552	0.087	79.603	70.715	0.969	0.000	0.000	0.423
3/ 10	12.169	0.082	80.178	70.715	0.969	0.575	0.000	0.000
3/ 11	12.885	0.078	80.179	76.108	32.698	0.000	5.393	31.730
3/ 12	13.073	0.076	82.525	76.108	32.709	2.346	0.000	0.010
3/ 13	14.279	0.070	82.525	80.102	66.512	0.000	3.994	33.803
3/ 14	14.677	0.068	82.525	80.102	66.512	0.000	0.000	0.000
3/ 15	14.745	0.068	82.525	80.102	66.512	0.000	0.000	0.001
3/ 16	15.286	0.065	82.862	80.106	66.724	0.336	0.003	0.212
3/ 17	15.569	0.064	82.862	80.187	66.773	0.000	0.082	0.049
3/ 18	16.011	0.062	82.884	80.403	66.774	0.022	0.216	0.002

Tableau IV.1 : Affichage des périodes.

Pour afficher les valeurs maximales et minimales, on clique sur “extrêmes globaux”

	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]
MAX	16.011	0.375	82.884	80.403	66.774	63.749	69.248	33.803
Cas	3	3	3	3	3	3	3	3
Mode	18	1	18	18	18	1	2	13
MIN	2.668	0.062	63.749	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Cas	3	3	3	3	3	3	3	3
Mode	1	18	1	1	1	5	7	7

Tableau IV.2 : Extrême globaux de la période.

2. Affichage des déplacements des nœuds :

Dans le même tableau, on coche « déplacement des nœuds »

	UX [cm]	UY [cm]	UZ [cm]	RX [Rad]	RY [Rad]	RZ [Rad]
MAX	0.908	0.276	0.052	0.004	0.003	0.000
Noeud	4340	6227	3024	27850	27804	25834
Cas	12 (C) (CQC)	5	4	6 (C)	6 (C)	12 (C) (CQC)
Mode		CQC	CQC			
MIN	-0.900	-0.413	-0.576	-0.004	-0.002	-0.000
Noeud	4405	6265	27856	27861	27908	3075
Cas	13 (C) (CQC)	15 (C) (CQC)	6 (C)	6 (C)	6 (C)	6 (C)
Mode						

Tableau IV.3 : Affichage des déplacements extrêmes des nœuds.

3-Affichage de la fleche :

Pour afficher les fleches ,on coche « flèche des barres »

	UX [cm]	UY [cm]	UZ [cm]
MAX	0.014	0.043	0.039
Barre	164	966	377
Cas	12 (C) (CQC)	13 (C) (CQC)	12 (C) (CQC)
Mode			
MIN	-0.015	-0.043	-0.300
Barre	164	966	18
Cas	13 (C) (CQC)	12 (C) (CQC)	6 (C)
Mode			

Tableau IV.4 : Affichage des flèches.

4-Affichage des réactions d'appuis :

Pour obtenir les réactions d'appuis, on coche “réactions”.

	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
MAX	0.825	1.931	19.790	0.199	0.192	0.009
Noeud	1397	19	19	23	1337	5
Cas	1	1	1	1	1	1
MIN	-1.141	-1.932	2.754	-0.199	-0.151	-0.009
Noeud	1337	23	1206	19	5	1
Cas	1	1	1	1	1	1

Tableau IV.3 : Affichage des réactions.

6-Diagrammes :

La boîte de dialogue “diagramme” permet d’afficher les déformées de la structure et les diagrammes d’efforts internes et des contraintes pour le cas de charge ou combinaison de charge disponible sur la barre d’outils supérieure de robot.

L’option est disponible à partir du menu “résultat”, commande “diagramme-barre”.

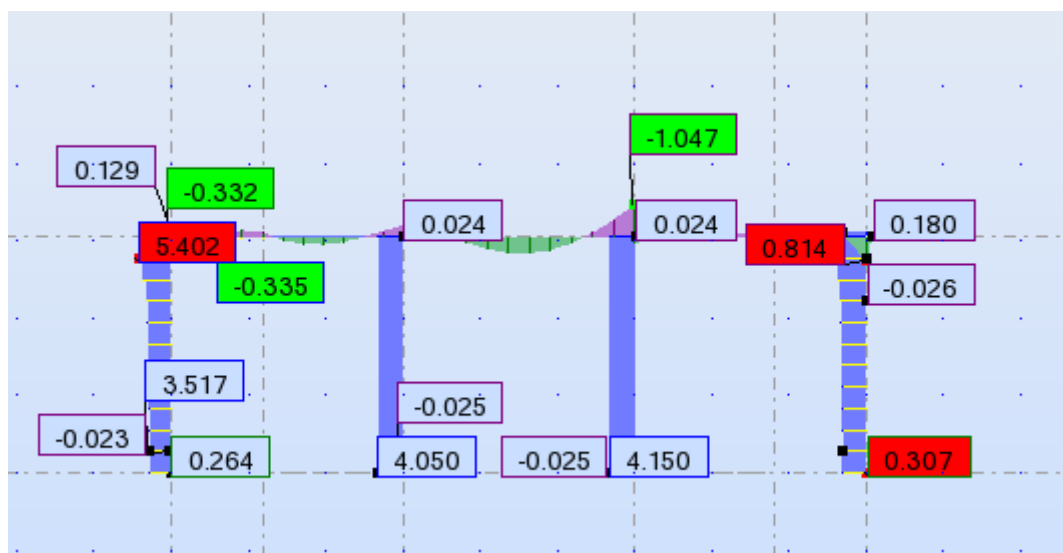


Figure IV.26 : Affichage des diagrammes.

7-Cartographie sur panneaux :

Cette option présente les cartographies ou les isolignes des contraintes, efforts internes et déplacements.

L’option est disponible à partir de la commande « résultat », commande « cartographie-panneau ».

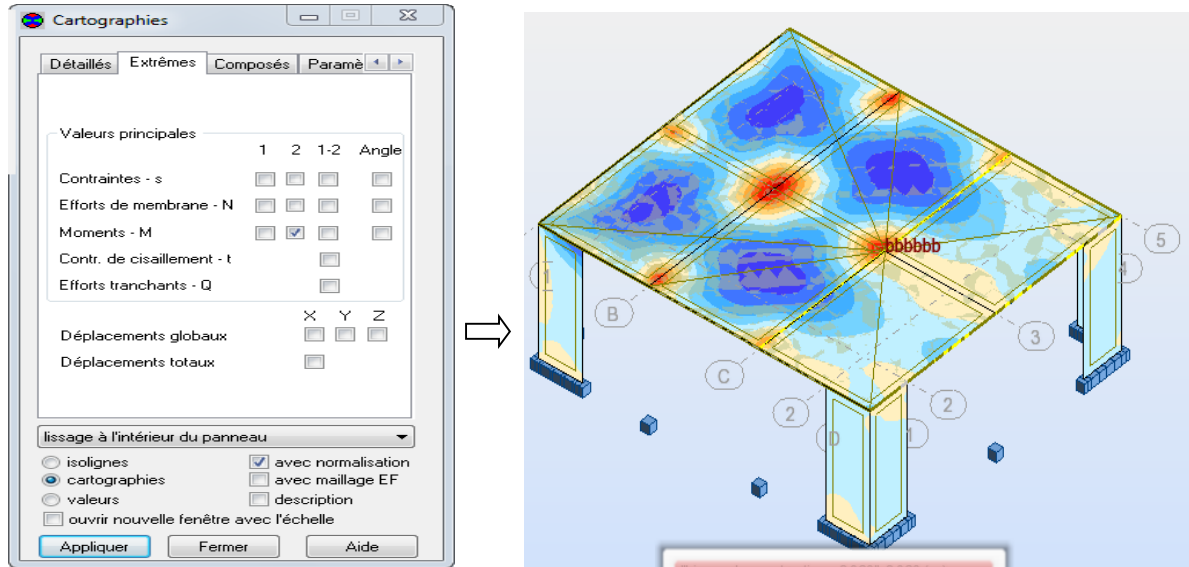


Figure IV27 : cartographie sur panneaux.

VII-Ferraillage :

L’option est disponible à partir du menu déroulant “analyse“, “dimensionnement élément enBA“ et on choisit “dimensionnement poutre en BA“ après avoir sélectionné une poutre par exemple. Pour choisir les différents paramètres et disposition relatives à cet élément, on clique sur les deux icônes suivantes.

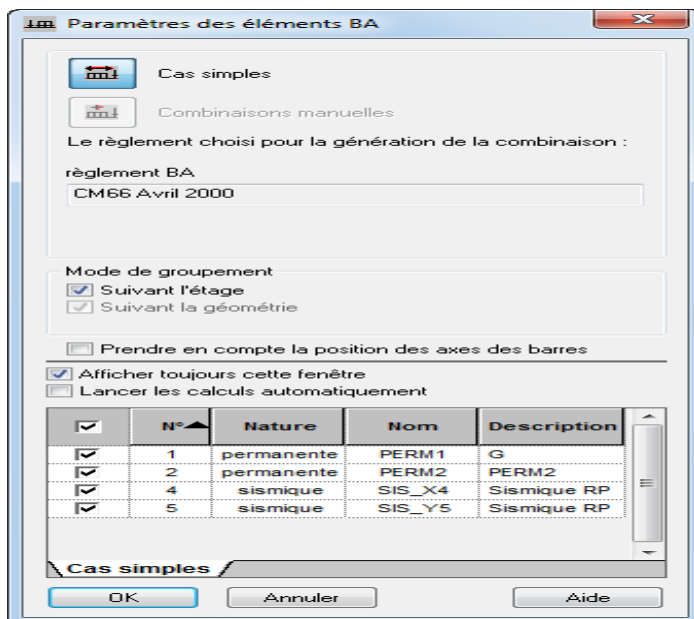



Figure IV- 28 : paramètres des éléments en BA.

- Pour lancer le calcul du ferraillage on clique sur l’icône  dans la boîte de dialogue ci-dessous on coche “ferraillage “ puis on clique sur “calculer.

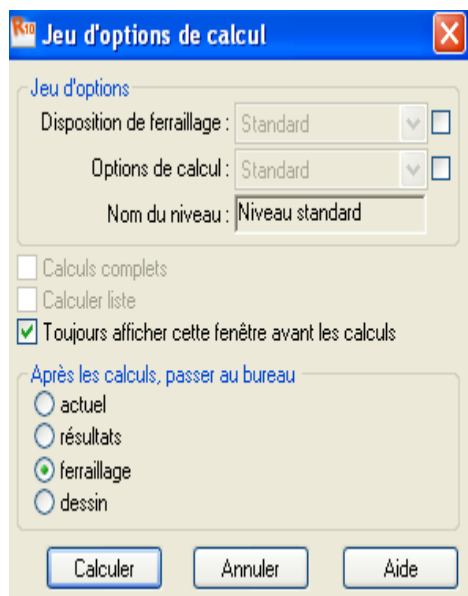
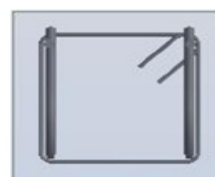
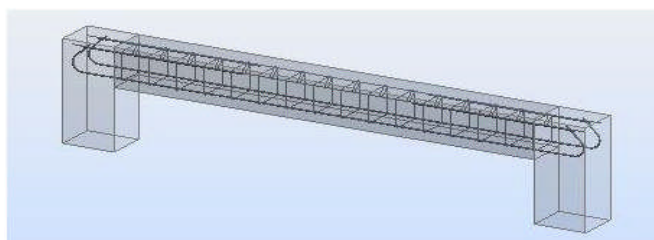


Figure IV.29 : Exemple de ferrillage d'une poutre.

Conclusion :

on a présenté dans ce chapitre les principales étapes de la modélisation d'une structure avec le logiciel Robot et dans les chapitres qui suivent on les appliquera sur la structure à étudiée.





Chapitre V

Exploitation des résultats

V) Caractéristiques de la structure :**V-1-1) Evaluation du poids de la structure :**

Pour un bâtiment à usage d'habitation, bureaux ou assimilés, le poids de la structure doit comprendre la totalité des charges permanentes et 20% des charges d'exploitations, (Tableau 4.5 RPA 99 version 2003).

Eléments		Charge permanent G (KN/m ²)	La charge d'exploitation Q (KN/m ²)
Plancher terrasse inaccessible		6.07	1.00
Plancher étage courant à usage habitation		5.60	1.5
Plancher étage courant à usage commercial		5.60	3.5
Plancher RDC à usage commercial		5.6	3.5
Acrotère		1.68	1
Balcon		6.15	3.5
Escalier	volée	9.82	2.5
	palier	6.57	
Maçonnerie intérieure		1.3	/
Maçonnerie extérieure		2.73	/

Tableau V.1 : Charges permanentes et les charges d'exploitation.

Remarque: Le poids propre des poutres, poteaux, dalles pleines et des voiles sont calculés et pris en compte par le logiciel Robot dans la modélisation de la structure.

V-1-2) Evaluation des charges dynamiques :

Le spectre de réponse est une courbe permettant d'évaluer la réponse d'un bâtiment à un séisme, pour le calcul il suffit d'introduire les paramètres appropriés à la structure dans le logiciel Robot qui contient dans sa base de données le RPA 99 version 2003.

V. 5. DEFINITION DU SPECTRE DE REPONSE Courbes permettant d'évaluer la réponse d'un bâtiment à un séisme passé ou futur.

V. 5.1 CARACTERISTIQUES DU SPECTRE DE REPONSE :

Les caractéristiques du spectre de réponse sont les suivantes :

Données à introduire dans le logiciel :

$$\text{Coefficient de correction d'amortissement : } \eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \zeta}} \geq 0.7$$

ζ : pourcentage d'amortissement critique donnée par le tableau 4.2 RPA 99 / version 2003, dans notre cas $\zeta = 8.5\%$ (construction mixte). $\Rightarrow \eta = 0.81$

A : coefficient d'accélération de zone, donné par le tableau 4.1 (RPA 99) A=0.2

Zone : IIa (Zone a sismicité moyenne, voir **Annexe 1 du RPA 2003**)

Groupe d'usage : 2 (bâtiments d'habitation collective, voir chapitre 3.2 du RPA 2003)

Coefficient comportement : mixte portiques /voiles avec interaction R=4

Remplissage : Dense (Cloisons en maçonnerie)

Site : S3 site meuble (Voir rapport de sol **Chapitre 1**)

Périodes caractéristique associées à la catégorie de site S₃ :

$$T1=0.15s ; T2=0.5s$$

Facteur de qualité (Q): Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

$$Q = 1 + \sum_q^6 = Pq$$

Pq : Pénalité à retenir selon que le critère de qualité q " est satisfait ou non".

1-Condition minimales sur les files de contreventement :

Chaque file de portique doit compter à tous les niveaux, au moins trois travées dont le rapport des portées n'exécède pas 1.5. les travées de portiques peuvent être constituées de voiles de contreventement.

2- Régularité en plan :

- le bâtiment doit présenter une configuration sensiblement symétrique vis-à-vis de deux directions orthogonales aussi bien que la distribution des rigidités que pour celle des masses.
- les planchers doivent présenter une rigidité suffisante vis-à-vis de celle des contreventements verticaux pour être considérés comme indéformables dans leur plan. dans ce cadre la surface totale des ouvertures de plancher doit rester inférieure à 15% de celle de ce dernier.

3-Régularité en élévation : Art 4.3.3 RPA 2003 :

- le système de contreventement ne doit pas comporter d'éléments porteurs verticaux discontinus, dont la charge ne peut pas se transmettre à la fondation.
- aussi bien la raideur que la masse des différents niveaux restent constants ou diminuent progressivement et sans changement brusque de la base au sommet du bâtiment.

4- Redondance en plan

- chaque étage devra avoir, en plan, au moins 4 files de portique et / ou de voiles dans la direction des latérales appliquées.
- Ces files de contreventement devront être disposées symétriquement autant que possible avec un rapport entre valeurs maximale et minimale d'espacement ne dépassant pas 1.5.

5- Contrôle de la qualité des matériaux et suivi de chantier :

Ces deux critères sont obligatoirement respectés depuis le séisme 2003.

la valeur Q est donnée par le tableau [4.4 RPA 99 VERSION 2003].

Critère q	Obs/xx	Pq	Obs/yy	Pq
1-condition minimale sur files de contreventement.	oui	0	oui	0
2-Redondance en plan.	non	0.05	non	0.05
3-Régularité en élévation.	non	0.05	non	0.05
4- Régularité en plan.	non	0.05	non	0.05
5-Contrôle de la qualité des matériaux.	oui	0	oui	0
6-Contrôle de la qualité de l'exécution.	oui	0	oui	0

Tableau V3 : valeurs des pénalités.

Conclusion : Le facteur de qualité est égal à 1.15

2^{ème} variante :

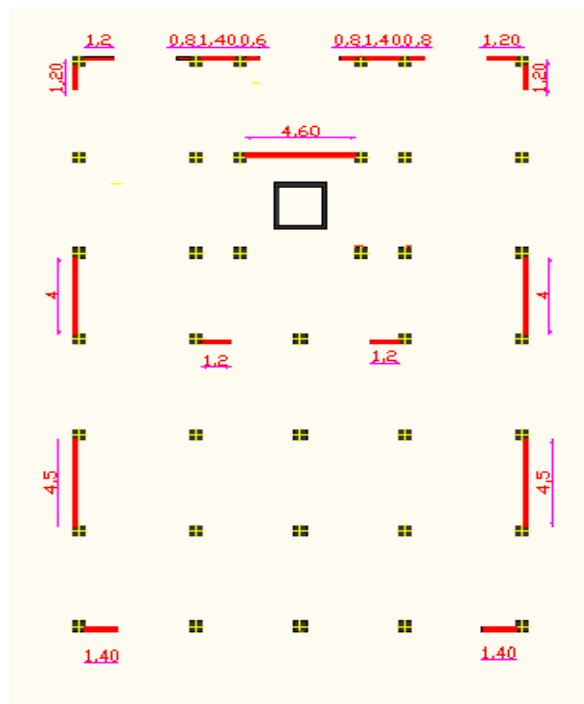


Figure IV.2 :la deuxième disposition des murs voiles et poteaux .WT=5731221.26

[kg]=57312.21 [Kn]

T= 0.94s

W=21447.547[Kn]

3^{ème} variante :

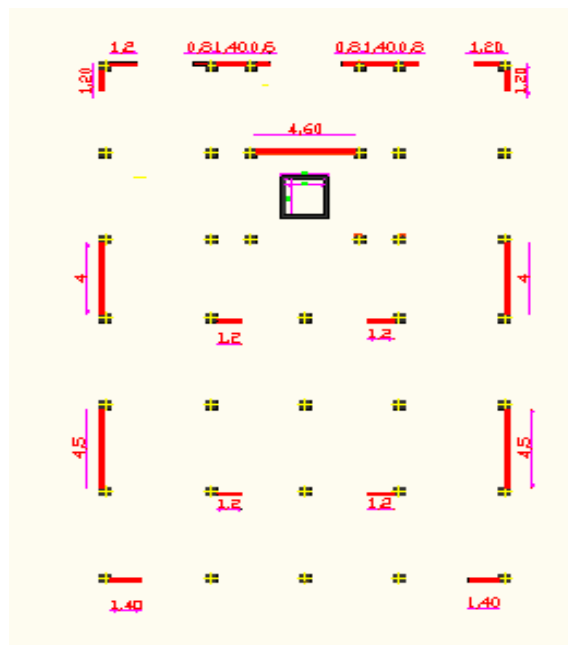


Figure IV.3 : la troisième disposition des murs voiles et poteaux .

T= 0.724s

W=23144.245 [Kn]

V.2.1) Période fondamentale de vibration et taux de participation massique :

Les résultats finaux obtenus avec ROBOT sont résumés dans le tableau suivant :

	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]	Tot.mas.UZ [kg]
MAX	16.661	0.724	85.194	81.767	65.305	60.536	71.572	35.420	4122031.822	4122031.822	4122031.822
Cas	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3
Mode	18	1	18	18	18	1	2	6	1	1	1
MIN	2.359	0.060	60.536	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	4122031.822	4122031.822	4122031.822
Cas	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3
Mode	1	18	1	1	1	14	5	9	1	1	1

Tableau V.4 : Extrême globale pour la période de vibration.

Tableau V.4 : Extrême globale pour la période de vibration.

Le logiciel Robot nous a donné les modes et les périodes de vibration pour la structure comme suite

La période maximale est de 0.724sec pour le 1^{er} mode de vibration et la période minimale est de 0.060 secs pour le 18^{ème} mode de vibration.

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]
3/ 1	2.723	0.724	63.971	0.000	0.000	63.971	0.000	0.000
3/ 2	5.183	0.693	63.971	69.554	0.035	0.000	69.554	0.035
3/ 3	6.174	0.562	65.444	69.554	0.035	1.473	0.000	0.000
3/ 4	7.452	0.334	79.332	69.554	0.035	13.888	0.000	0.000
3/ 5	8.628	0.216	79.332	70.985	0.035	0.000	1.431	0.000
3/ 6	8.844	0.113	79.680	70.985	0.035	0.348	0.000	0.000
3/ 7	10.519	0.095	79.697	70.985	0.035	0.017	0.000	0.000
3/ 8	11.507	0.087	79.697	70.985	0.496	0.000	0.000	0.461
3/ 9	11.544	0.087	79.697	70.985	0.912	0.000	0.001	0.416
3/ 10	12.196	0.082	80.085	70.985	0.913	0.388	0.000	0.000
3/ 11	13.232	0.076	80.085	76.925	27.670	0.000	5.939	26.757
3/ 12	13.586	0.074	82.912	76.925	27.672	2.826	0.001	0.003
3/ 13	14.289	0.070	82.913	80.336	65.422	0.001	3.411	37.749
3/ 14	14.659	0.068	82.913	80.336	65.422	0.000	0.000	0.001
3/ 15	14.738	0.068	82.913	80.339	65.428	0.000	0.003	0.005
3/ 16	15.339	0.065	83.141	80.340	65.670	0.228	0.001	0.242
3/ 17	15.562	0.064	83.144	80.410	65.682	0.003	0.071	0.012
3/ 18	16.021	0.060	83.155	80.604	65.682	0.011	0.194	0.000

Tableau VI.1 : période et facture de participation massique du modèle.

Remarque : la somme des masses modale n'a pas atteint les 90% de la masse totale.

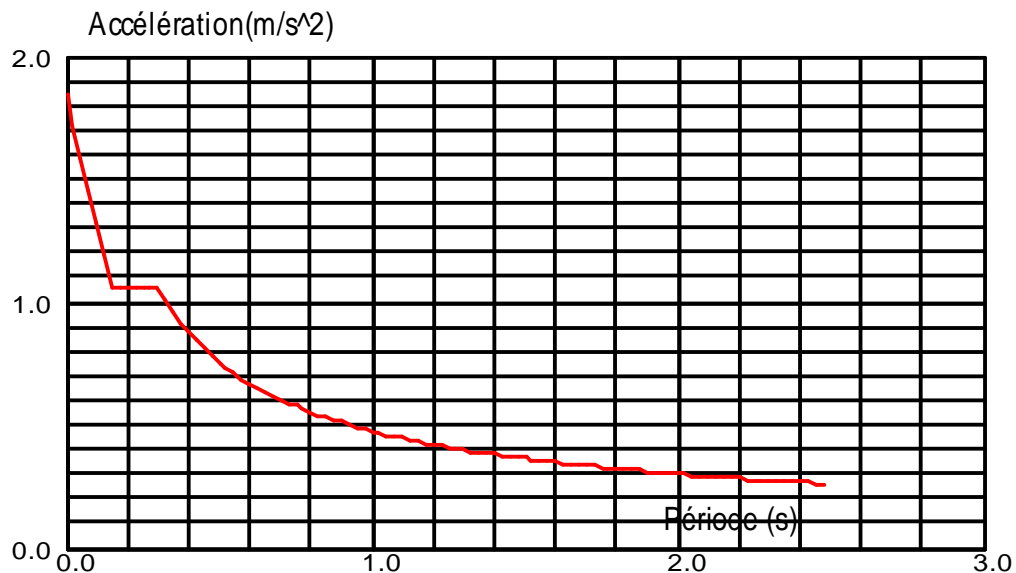
Donc il faut procéder au choix du nombre de mode en appliquant le critère suivant (Article 4.3.4(b) du RPA) :

$$k \geq 3\sqrt{N} \quad \text{et} \quad T_K \leq 0.20 \text{ sec}$$

Où : N est le nombre de niveaux au dessus du sol et T_K la période du mode K.

Pour le cas de la structure : N=8 avec $k=8.485$ et $T_K=0.062\text{sec} < 0.2\text{sec}$... vérifiée.

V.2.2) spectre de réponse :



V.2.3) Vérification de l'effort tranchant à la base :

La force sismique est calculée par la formule suivante : $V_{st} = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W_T$

On a $Q=1.15$

La période critique imposée par le [RPA99(2003) ; Art.4.2.4] est comme suite :

$$T_f = \min \left\{ \frac{0.09 h_n}{\sqrt{L}}, C_i (h_n)^{\frac{3}{4}} \right\}$$

L : la dimension du bâtiment mesuré à sa base dans la direction de calcul considéré

$L=19.20\text{m}$

h_n : la hauteur du bâtiment mesuré à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau «n».

$$h=26.20m$$

C_t : coefficient donné en fonction du système contreventement, du type de remplissage. il est donné par le tableau (4-6 RPA) $\implies C_t = 0.05$.

$$T = \frac{0.09 x h_N}{\sqrt{L_x}} \quad \text{avec } L_x=19.2m \implies T_x=0.53s$$

$$T = \frac{0.09 x h_N}{\sqrt{L_y}} \quad \text{avec } L_y=30m \implies T_x=0.43s$$

$$C_t(h_N)^{\frac{3}{4}} = 0.05(26.2)^{\frac{3}{4}} = 0.57s$$

donc on prend $T_f=0.44s$.

selon le RPA99/2003 (ART 4.2.4 ,4), la valeur T calculée ne doit pas dépasser 30% celle estimée à partir des formules empirique : $T=0.44 \times 1.3=0.572s$

On doit vérifier que : $\frac{T}{T_f} \leq 1.3$

Avec :

T_f : Période fondamentale imposée par le RPA ($T_f=0.572s$).

T : Période de vibration du bâtiment donnée par le logiciel ROBOT($T=0.724s$).

$$\frac{T}{T_f} = \frac{0.724}{0.572} = 1.265 < 1.3 \implies \text{condition vérifiée.}$$

$$T_2=0.5s \implies T_2 < T < 1.3s \implies D=2.5\eta(T_2/T)^{2/3}$$

$$\eta=0.882 \implies D=1.91$$

$$WT=2314424.556 \text{ [kg]}=23144.245 \text{ [Kn]}$$

D'où :

$$V_{tx}=2528.508KN$$

$$V_{ty}=2528.508KN$$

2- Vérification de l'effort tranchant à la base :

On doit vérifier que :

$$V_{st} > 80\% \cdot V \text{ dyn}$$

V dyn : Les efforts tranchants dynamiques à la base de la structure données par le

Logiciel ROBOT.

$$V_{tx} \text{ (dyn)} = 2701.18 \text{ KN}$$

$$V_{ty} \text{ (dyn)} = 3433.42 \text{ KN}$$

$$\frac{V_{tx}}{V_x} = \frac{2701.18}{2528.508} = 1.06 > 0.80 \implies \text{condition vérifiée .}$$

$$\frac{V_{ty}}{V_y} = \frac{3433.42}{2528.508} = 1.35 > 0.80 \implies \text{condition vérifiée .}$$

CONCLUSION :

La condition de l'effort tranchant à la base est vérifiée pour les deux directions Ex et Ey.

V-2-2) Déplacement maximaux et minimaux :

Les résultats pour les déplacements maximaux et minimaux obtenus avec ROBOT sont résumés dans les tableaux suivant :

	UX [cm]	UY [cm]	UZ [cm]	RX [Rad]	RY [Rad]	RZ [Rad]
MAX	1.90	1.98	1.3	0.010	0.010	0.007
Noeud	21413	20837	17343	18260	29474	46467
Cas	13 (C) (CQC)	15 (C) (CQC)	15 (C) (CQC)	15 (C) (CQC)	13 (C) (CQC)	13 (C) (CQC)
Mode						
MIN	-1.90	-1.00	-1.6	-0.010	-0.010	-0.006
Noeud	21469	20837	17343	18260	30359	46411
Cas	14 (C) (CQC)	16 (C) (CQC)	16 (C) (CQC)	16 (C) (CQC)	14 (C) (CQC)	14 (C) (CQC)
Mode						

Tableau V.4: Valeurs des déplacements maximaux et minimaux des nœuds .

Les déplacements horizontaux à chaque niveau «i» de la structure sont calculés comme suite

$$\delta_i = R.\delta_{ei} [Art4.19 RPA99 version 2003p50]$$

R=4

δ_{ei} =déplacement du aux force sismiques F_i ycompris l'effet de torsion.

Vérification :

D'après [Art 5.10 RPA version 2003] 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.

Pour notre structure :

- ht_{s.sol}=3.06m \longrightarrow le dépalcement max $U \leq 3.06cm..$
- ht_{RDC}=4.08m \longrightarrow le dépalcement max $U \leq 4.08cm..$
- ht_{1et2 étage}=3.4m \longrightarrow le dépalcement max $U \leq 3.4cm..$
- ht_{3,4,5et 6 étage}=3.06m \longrightarrow le dépalcement max $U \leq 3.06cm..$

Le déplacement relatif au niveau«i» par rapport «i-1» est égale à :

$$\Delta U = U_i - U_{i-1}$$

Niveau	Déplacement des niveaux		Déplacements relatifs (NIV)		Vérification ΔU . (R) <1% h�tage .
	$U_{X_{max}}$ (cm)	$U_{y_{max}}$ (cm)	$\Delta U (R)$ cm	$\Delta Y (R)$ cm	
6	8.83	6.16	/	/	vérifiée
5	7.46	5.87	1.37	0.29	vérifiée
4	5.83	4.75	1.63	1.12	vérifiée
3	4.11	3.96	1.89	0.79	vérifiée
2	2.37	2.51	1.74	1.45	vérifiée
1	1.22	1.70	1.15	0.81	vérifiée
RDC	0.37	1.18	0.86	0.29	vérifiée
S/SOL	0.06	0.67	0.31	0.51	vérifiée

Tableau V.5: Vérification des déplacements.

V-2-3) Excentricités et évaluation de la masse totale de la structure :

Les excentricités obtenues avec Robot-BAT sont évaluées dans le tableau ci-après avec les masses des différents niveaux d'étage

Cas/Etage	Nom	Masse [kg]	G (x,y,z) [m]	R (x,y,z) [m]	ex0 [m]	ey0 [m]
1/1	S/Sol	422311.482	9.33 15.15 -0.59	9.35 7.33 -0.82	0.02	0.22
1/2	RDC	359042.387	9.35 16.04 3.35	9.35 23.93 3.10	0	0.38
1/3	Etage 1	321274.45	9.35 15.74 6.96	9.35 24.02 6.75	0	0.28
1/4	Etage 2	252792.27	9.36 14.13 10.50	9.35 23.97 10.25	0.01	0.44
1/5	Etage 3	297379.51	9.36 13.39 13.58	9.35 23.51 13.38	0.01	0.12
1/6	Etage 4	200175.83	9.34 12.69 16.67	9.35 23.22 16.46	0.01	0.54
1/7	Etage 5	175735.73	9.37 11.97 19.74	9.35 23.27 19.53	0.02	0.11
1/8	Etage 6	82537.09	9.32 14.46 22.79	9.35 23.30 22.55	0.03	0.58
Masse totale = 2311424.5 [kg]=23114.245kn						

Tableau V.5: Valeurs des excentricités et évaluation de la masse totale de la structure.

▪ **Les excentricités accidentelles (e_{x1} , e_{y1}) :**










Etage	Nom	Liste	Couleur	Lx [m]	Ly [m]	ex1 [m]	ey1 [m]
1	S/sol	5 1187A1190		18.700	29.500	0.935	1.475
2	RDC	0 914 973A994		18.700	29.500	0.935	1.475
3	Etage 1	915 995A1016		18.700	29.500	0.935	1.475
4	Etage 2	1133 1185 1186		18.700	30.900	0.935	1.505
5	Etage 3	184 1191A1194		18.700	30.900	0.935	1.505
6	Etage 4	2 1195A1198		18.700	25.900	0.935	1.295
7	Etage 5	180 1199A1202		18.700	25.900	0.935	1.295
8	Etage 6	178 1203A1206		18.700	21.000	0.935	1.050
9	s/machine	1134A1142		5.100	5.000	0.255	0.250

Tableau V.6: Tableau des excentricités

Evaluation de l'excentricité accidentelle :

Dans l'analyse, le logiciel Robot-BAT prend en compte, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale à $\pm 0,05 L$ (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique). Celle-ci doit être appliquée au niveau du plancher considéré suivant chacune des deux directions (x-x) et (y-y).

$$e = \max(0.05 \times L_{\max}; e_0) > e_1.$$

$$e_x (\text{acc}) = 19.2 \times 0.05 = 1.475 \text{ [m]} > 0.935 \text{ m}$$

$$e_y (\text{acc}) = 30.25 \times 0.05 = 1.512 \text{ [m]} > 1.545 \text{ m}$$

V.2.4. Efforts internes maximaux :**V.2.4.1. Les efforts internes dans les poutres :**

Les moments maximaux obtenus avec l'option d'affichage « Extrême globaux » sous Robot-BAT pour les poutres sont résumés dans les tableaux suivants :

1) Les poutres principales:

NIVEAU	Poutres. P	Efforts [KN.m]			Combinaison
Etage 5,6 Etage 3,4	Travée	Moments	M _U	47.293	ELU
	Appuis	Moments	M _{SUP}	109.682	G+Q±E
			M _{INF}	44.74	0.8G±E
s/sol+RDC+Etage 1et2	Travée	Moments	M _U	53.729	ELU
	Appuis	Moments	M _{SUP}	73.823	G+Q±E
			M _{INF}	48.598	0.8G±E

Tableau .V.7: Valeurs extrêmes globales des efforts dans les poutres principales.

2) Les poutres secondaire:

NIVEAU	Poutres. P	Efforts [KN.m]			Combinaison
Etage 5,6 Etage 3,4	Travée	Moments	M_U	16.385	ELU
	Appuis	Moments	M_{SUP}	80.128	G+Q±E
			M_{INF}	44.74	0.8G±E
s/sol+RDC+Etage 1et2	Travée	Moments	M_U	10.22	ELU
	Appuis	Moments	M_{SUP}	27.735	G+Q±E
			M_{INF}	20.80	0.8G±E

Tableau .V.8: Valeurs extrêmes globales des efforts dans les poutres secondaire.

V.2.4.2. Les efforts internes dans les poteaux :

Les efforts internes maximaux obtenus avec l'option d'affichage « Extrême globaux » sous Robot pour les poteaux sont résumés dans le tableau ci-après :

Les poteaux sont soumis aux efforts revenant de la combinaison (G+Q±E) et (0.8G±Q).

Les poteaux	Efforts internes [KN]		combinaisons
35x40	N	1480.20	G+Q±E
	T	80.26	G+Q±E
	M	43.05	G+Q±E
30x35	N_{max}	621.78	G+Q±E
	T	19.31	G+Q±E
	M	13.10	G+Q±E
30x30	N	233.59	G+Q±E
	T	16.78	G+Q±E
	M	14.74	G+Q±E

Tableau V.9: Valeurs des efforts internes maximaux dans les poteaux.

V.2.4.3. Les efforts internes dans les voiles :

-voiles transversaux

Zone	voiles	Efforts normal [kN]	Efforts tranchant [KN]	combinaison
I	VT1	1640.37	311.711	ACC
	VT2	1294.81	34.23	ACC
	VT3	970.82	40.48	ACC
II	VT1	1115.48	453.92	ACC
	VT2	975.06	50.97	ACC
	VT3	779.86	199.92	ACC

Tableau V.10: Valeurs des efforts internes maximaux dans les voiles transversaux.

-voiles longitudinaux :

Zone	voiles	Efforts normal [kN]	Efforts tranchant [KN]	combinaison
I	VL1	1750.63	171.93	ACC
	VL2	1251.69	225.56	ACC
	VL3	968.63	257.78	ACC
II	VL1	1510.16	221.56	ACC
	VL2	983.08	195.85	ACC
	VL3	680.63	30.66	ACC

Tableau V.11: Valeurs des efforts internes maximaux dans les voiles longitudinaux.**V.2.4.4 : les réactions d'appuis :**

L'infrastructure sera dimensionnée et ferrillée sous les combinaisons suivantes :

Les combinaisons du BAEL 91 modifiée 99.

1.35G+1.5Q ELU

G+Q ELS

Les combinaisons du RPA modifiée 2003 :

0.8G±E

G+Q±E

Les résultats obtenus pour réactions d'appuis maximales qu'on utilisera pour le dimensionnement et le ferrillage de l'infrastructure sont résumés dans le tableau suivant :

Type de calcul	Effort interne		Combinaison
Dimensionnement	N [Kn]	2297.97	E.L.S
	M [kn.m]	54.05	
	N [Kn]	2732.22	G+Q+E
	M [kn.m]	71.12	
Ferrillage	N [Kn]	3154.11	E.L.U
	M [kn.m]	74.26	

Tableau V.12: Valeurs des réactions d'appuis.

Chapitre VI
Ferraillage
des poutres

Introduction :

Ce présent chapitre est l'objectif principal de toute notre étude et dans lequel on va déterminer les sections d'armatures nécessaires dans chaque élément sous la sollicitation la plus défavorable issue du chapitre précédent.

La structure dans sa totalité est constituée de trois types d'éléments structuraux qui sont : les poutres soumises à la flexion simple dans un plan, les poteaux soumis à la flexion composée dans les deux et les voiles soumis à la flexion composée dans un seul plan.

VI)-1-Ferrailage des poutres :**VI)-1-1- La flexion simple dans les poutres :**

Les poutres sont ferrillées en flexion simple sous les combinaisons les plus défavorables ELU (1,35G+1,5Q), accidentelles (G+Q±E et 0,8G±E) et suivant les règles du RPA99 version 2003, ensuite on effectuera des vérifications à l'ELU, à l'ELS et RPA 99 version 2003.

VI)-1-2- Principe de la flexion simple à l'ELS :

Le calcul des armatures à l'état limite de service s'est avéré à travers l'expérience non nécessaire sauf lorsque la fissuration est préjudiciable ou très préjudiciable, dans ces deux cas, la limitation de la contrainte dans les aciers engendre une section plus importante et qui risque de dépasser celle déterminée à l'ELU.

Pour ce qui concerne le présent projet, la fissuration est peu préjudiciable, donc le calcul des armatures à l'ELS n'est pas nécessaire.

VI)-1-3- Recommandation du RPA pour le ferrailage des poutres :

Le pourcentage minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de **0.5%** en toute section.

- Poutres principales de (30x40) cm² : Amin=0.005x30x40=6cm²
- Poutres secondaires (30x35) cm² : Amin=0.005x30x35=5.25cm²

❖ Hypothèse de calcul des armatures longitudinales :

$$\mu = \frac{M_U}{bd^2 f_{bu}} \quad f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b}$$

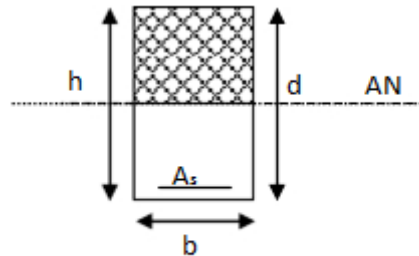
Pour FeE400 et $\gamma_s=1.15$ \Longrightarrow $\mu=0.392$

Si $\mu_b \leq \mu_l = 0.392$ \Rightarrow section simplement armée(SSA)

Si $\mu_b > \mu_l = 0.392$ \Rightarrow section doublement armée(SDA).

$$M_U = M_1 + \Delta M$$

$$M_1 = \mu_l b d^2 \cdot f_{bu} \quad \text{et} \quad \Delta M = M_U - M_1$$



Finalement ;

$$A_s = \frac{M_1}{B_1 d \sigma_{st}} + A'_s \dots \text{telque} \dots A'_s = \frac{\Delta M}{(d - c) \sigma_{st}}$$

Armatures transversales (Art. 7.5.2.2) :

Le rôle des armatures transversales est de reprendre la sollicitation due à l'effort tranchant ; la détermination du diamètre dépend des dimensions de la section du béton et de la section des armatures longitudinales.

La quantité d'armatures transversales données par Robot est de **4T8=2.01 cm²**.

Soit : un cadre et un étrier en **T8**.

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par : $A_{min} = 0.003 S_t \times b$

S_t : L'espacement maximal entre les armatures transversales est donné comme suit :

$$S_t = \min (h/4 ; 12\Phi_l) = \begin{cases} 10 \text{ pour les poutres principales} \\ 9 \text{ pour les poutres secondaires} \end{cases} \quad \text{en zone nodale.}$$

Φ_l : le plus petit diamètre utilisé pour les armatures longitudinales.

Soit : poutres principales de (30x40) : $S_t = 10$ cm

Poutres secondaires de (30x35) : $S_t = 8$ cm.

$$S_t \leq h/2 = \begin{cases} 20 \text{ pour les poutres principales} \\ 17.5 \text{ Pour les poutres secondaires} \end{cases} \quad \text{en zone de recouvrement.}$$

Soit : poutres principales de (30x40) : $St=15\text{cm}$.

Poutres secondaires de (30x35) : $St = 15 \text{ cm}$.

$A_{min} = 0.003 \times 20 \times 30 = 1.8\text{cm}^2 < 2.01\text{cm}^2 \implies$ condition vérifiée.

Délimitation de la zone nodale :

$$L' = 2xh$$

$$h' = \max \left\{ h_e \left\{ \frac{1}{6}; b_1; h_1; 60\text{cm} \right\} \right\}$$

h : hauteur de la poutre;

b_1, h_1 : dimension du poteau ;

h_e : hauteur entre nus des poutres.

On aura : $L' = 2 \times 40 = 80\text{cm}$ pour les poutres principales .

$L' = 2 \times 35 = 70\text{cm}$ pour les poutres secondaires.

$$h' = \max \left\{ \frac{420}{6}; 50; 60\text{cm} \right\} = \max \left\{ 70, 60, 50 \right\} = 70\text{cm}.$$

Remarque :

Les premières barres d'armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nus de l'appui.

Dispositions constructives :

Conformément au CBA 93 annexe E3, concernant la détermination de la longueur des chapeaux et des barres inférieures de second lit, il y'a lieu d'observer les recommandations suivantes qui stipulent que :

La longueur des chapeaux à partir des nus d'appuis est au moins égale à :

- 1/5 de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui n'appartenant pas à une travée de rive ;
- 1/4 de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui intermédiaire voisin d'un appui de rive ;
- 1/2 au moins de la section des armatures inférieures nécessaire en travée est prolongée jusqu'aux appuis et les armatures de second lit sont arrêtées à une distance des appuis égale à 1/10 de la portée.

Armatures longitudinales :**a)Poutres principales :**

Armatures en travée								
Niveau	Mt max [KN.m ^l]	μ	obs	β	As[cm ²]	Amin[cm ²]	Choix	A adopter
2 ,3, 4,5et 6 ^{ème} étage	47.293	0.077	SSA	0.958	3.73	6.00	3HA16	8.01
s/sol, RDC, 1 étage	53.729	0.087	SSA	0.954	4.26	6.00	3HA16	8.01

Tableau V.1 : ferraillage des poutres principales en travées.

Armatures en appuis SUP								
Niveau	Mt max [KN.m ^l]	μ	obs	β	As[cm ²]	Amin[cm ²]	A adopter	Choix
2 ,3, 4,5et 6 ^{ème} étage	73.823	0.120	SSA	0.936	5.96	6.00	8.013	3HA16+3HA14
S/sol, RDC, 1 étage	109.682	0.178	SSA	0.913	9.12	6.00	10.64	3HA16

Tableau V.2 : ferraillage des poutres principales aux appuis.

Armatures en appuis INF								
Niveau	Mt max [KN.m ^l]	μ	obs	β	As[cm ²]	Amin[cm ²]	A adopter	Choix
2 ,3, 4,5et 6 ^{ème} étage	38.993	0.063	SSA	0.968	3.05	6.00	6.03	3HA16
S/sol, RDC, 1 étage	67.513	0.11	SSA	0.942	5.44	6.00	6.03	3HA16

b) poutres secondaires :

Armatures en travée								
Niveau	Mt max [KN.m ^l]	μ	obs	β	As[cm ²]	Amin[cm ²]	A adopter	Choix
2 ,3, 4,5et 6 ^{ème} étage	16.385	0.031	SSA	0.984	1.37	5.25	6.03	3HA16
s/sol, RDC, 1 étage	10.22	0.02	SSA	0.990	0.85	5.25	6.03	3HA16

Tableau V.3 : ferraillage des poutres secondaires en travées.

Armatures en appuis SUP .								
Niveau	Mt max [KN.m ^l]	μ	obs	β	As[cm ²]	Amin[cm ²]	A adopter	Choix
2 ,3, 4,5et 6 ^{ème} étage	27.735	0.154	SSA	0.916	2.49	5.25	8.01	3HA14+3HA12
S/sol, RDC, 1 ^{er} étage	80.128	0.053	SSA	0.916	7.18	5.25	9.24	3HA14+3HA12

Tableau V.4 : ferraillage des poutres secondaires aux appuis.

Armatures en appuis INF .								
Niveau	Mt max [KN.m ^l]	μ	obs	β	As[cm ²]	Amin[cm ²]	A adopter	Choix
2 ,3, 4,5et 6 ^{ème} étage	80.128	0.154	SSA	0.916	7.18	5.25	6.03	3HA16
S/sol, RDC, 1 ^{er} étage	29.447	0.106	SSA	0.944	3.12	5.25	6.03	3HA16

VI)-1-4-Vérification à faire :

VI)-1-4-1-Vérification du BAEL 91 mod.99 :

❖ **Vérification de la contrainte tangentielle** : [Art. A.5.1.211/BAEL 91 mod 99].

$$\tau_u = \frac{T_U}{b_0 d} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec :

T_U : effort tranchant maximal.

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

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2 \times 25}{\gamma_b}; 5MPa \right\} = \min \{ 3.33; 5MPa \}$$

$$\bar{\tau}_u = 3.33MPa.$$

Sens-X

$T_U = 129.15kN$

$$\tau_u = \frac{T_U}{b_0 d} = \frac{135.374 \times 10^3}{300 \times 370} = 1.219MPa \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa \right\} = 3.33MPa$$

⇒ **Condition vérifiée**

Sens-Y

$T_U = 71.183kN$.

$$\tau_u = \frac{T_U}{b_0 d} = \frac{71.183 \times 10^3}{300 \times 320} = 0.741MPa \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa \right\} = 3.33MPa.$$

⇒ **Condition vérifiée**

❖ **Influence de l'effort tranchant (Au niveau des appuis) sur le béton comprimé** :

[Art. A.5.1.3.3/BAEL 91 mod 99]

On doit vérifier que :

$$T_{\max} \leq 0.4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ab \quad \text{avec} \quad a \leq 0.9d$$

Sens- X :

$$T_{\max} = 135.374 \text{ kN}$$

$$0.4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} x 0.9 d x b = 0.4 x \frac{25}{1.5} x 0.9 x 370 x 300 x 10^{-3} = 666 \text{ kN}$$

$$T_{\max} = 135.374 \text{ kN} \leq 0.4 x \frac{f_{c28}}{\gamma_b} x 0.9 d x a b = 666 \text{ kN} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Sens- X :

$$T_{\max} = 71.183 \text{ kN}$$

$$0.4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} x 0.9 d x b = 0.4 x \frac{25}{1.5} x 0.9 x 320 x 300 x 10^{-3} = 576 \text{ kN}$$

$$T_{\max} = 71.183 \text{ kN} \leq 0.4 x \frac{f_{c28}}{\gamma_b} x 0.9 d x a b = 576 \text{ kN} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Vérification de la contrainte d'adhérence acier-béton :

[Art. A.6.1.2.1/BAEL 91 mod 99]

La valeur limite de la contrainte d'adhérence pour l'encrage des armatures est donnée par :

$$\frac{T_u}{0.9d \sum u} = \tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}} = 0.6 x \psi_s^2 f_{tj}$$

Avec :

$$\psi_s = 1.5 \quad \text{pour les aciers HA.}$$

$$\sum U : \text{Périmètre utile des aciers} \quad \sum u = \tau \cdot \phi \cdot \eta$$

$$\overline{\tau_{se}} = 0.6 x 1.5^2 x 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

Sens-x :

$$T_{\max} = 135.374 \text{ Kn.}$$

$$\tau_{se} = \frac{135.374 x 10^3}{0.9 x 320 x 3.14 x 14 x 6} = 1.78 \text{ MPa} \leq \overline{\tau_{se}} = 2.835 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Sens-Y :

$$T_{\max}=71.844\text{Kn}$$

$$\tau_{se} = \frac{71.844 \times 10^3}{0.9 \times 370 \times 3.14 \times 16 \times 6} = 0.715 \text{MPa} \leq \overline{\tau_{se}} = 2.835 \text{MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

❖ **Calcul de la longueur d'ancrage :**

Pour les HA 16 :

$$l_s = \frac{\phi \cdot fe}{4\tau_{se}} = \frac{1.6 \times 400}{4 \times 2.835} = 56.43 \text{cm.}$$

Pour les HA 14:

$$l_s = \frac{\phi \cdot fe}{4\tau_{se}} = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 2.835} = 49.38 \text{cm.}$$

Pour les HA 12:

$$l_s = \frac{\phi \cdot fe}{4\tau_{se}} = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.33 \text{cm.}$$

A défaut de calcul plus précis, on peut admettre que l'encrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la partie ancrée hors crochet est au moins égal à :

- 0.6 s'il s'agit d'une barre lisse de classe FeE215 ou FeE235.
- 0.4 s'il s'agit d'une barre à H.A de classe FeE400 ou FeE500.

[Art. A.6.1.253/BAEL 91 mod 99].

Pour les HA 16 :

$$L_S = 0.4l_s = 0.4 \times 56.43 = 22.57 \text{cm.}$$

Pour les HA 14:

$$L_S = 0.4l_s = 0.4 \times 49.38 = 19.75 \text{cm.}$$

Pour les HA 12:

$$L_S = 0.4l_s = 0.4 \times 42.33 = 16.93 \text{cm.}$$

L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90°.

VD-1-4-2- Vérification à l'E.L.S:

Les états limites de service sont définis compte tenu des exploitations et de la durabilité de la construction. Les vérifications qui leur sont relatives sont :

- * Etat limite de résistance de béton en compression ;
- * Etat limite de déformation ;
- * Etat limite d'ouvertures des fissures.

a) Etat limite de résistance de béton en compression :

Comme la fissuration est peu nuisible, donc aucune vérification n'est à effectuer pour les poutres.

b) Etat limite de résistance de béton en compression :

[Art. A.4.5.2/BAEL 91 mod 99]

La contrainte de compression est limitée à :

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

En travée : La fissuration étant peu nuisible. On doit vérifier que :

$$\sigma_b = K.\sigma_s = \frac{1}{k_1}.\sigma_s \quad \text{avec: } \sigma_s = \frac{M_s}{\beta x d x A} \quad \rho = \frac{100A_s}{dxb}$$

les résultants sont donnés dans les tableaux suivant:

Poutres principales :

NIV	Ms	As	ρ	β	k	σ_s	σ_{bc}	σ_{bc}	obs
2,3, 4,5et 6 ^{ème} étage	34.725	8.01	0.703	0.878	25.98	0.038	128.34	4.94	cv
S/sol, RDC, 1 ^{er} étage	38.57	8.01	0.703	0.878	25.98	144.32	5.56	15	cv

Tableau 5 : Vérifications de l'état limite de compression du béton en travée des poutres principales

NIV	Ms	As	ρ_1	B_1	K_1	k	σ_s	σ_{bc}	σ_{bc}	obs
2,3, 4,5et 6 ^{ème} étage	75.44	9.24	0.811	0.871	23.76	0.042	246.68	10.12	15	cv
S/sol, RDC, 1 ^{er} étage	52.996	8.01	0.703	0.878	25.98	0.038	198.30	7.62	15	cv

Tableau 6 : Vérifications de l'état limite de compression du béton aux appuis des poutres principales.

Poutre secondaires :

NIV	Ms	As	ρ_1	β_1	K_1	k	σ_s	σ_{bc}	σ_{bc}	obs
2,3, 4,5et 6 ^{ème} étage	11.789	6.77	0.684	0.879	26.32	0.038	60.26	2.29	15	cv
S/sol, RDC, 1 ^{er} étage	7.37	6.77	0.684	0.879	26.32	0.038	37.53	1.43	15	cv

Tableau 7 : Vérifications de l'état limite de compression du béton en travée des poutres secondaires.

NIV	Ms	As	ρ_1	β_1	K_1	k	σ_s	σ_{bc}	σ_{bc}	obs
2,3, 4,5et 6 ^{ème} étage	32.184	8.01	0.809	0.871	23.76	0.042	139.79	5.88	15	cv
S/sol, RDC, 1 ^{er} étage	11.12	8.01	0.809	0.871	23.0042	0.042	48.30	2.03	15	cv

Tableau 8 : Vérifications de l'état limite de compression du béton aux appuis des poutres principales.

c) Etat limite de déformation :

Les règles [Art. B.6.5.1/ BAEL 91 mod 99] précisent qu'on peut se dispenser de vérifier à l'E.L.S l'état limite de déformation pour les poutres associées aux hourdis si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$* \frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{16}$$

$$* \frac{h_t}{L} \geq \frac{M_t^s}{10M_0}$$

$$* \rho_0 = \frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

Avec :

h_t : Hauteur totale de la poutre ;

L: Portée libre de la poutre ;

M_t^s : Moment fléchissant max de service en travée ;

M_0 : Moment fléchissant max de la travée isostatique ;

A_s : Section des armatures ;

b_0 : Largeur de la section du béton de la poutre ;

d: Hauteur utile de la section droite de la poutre.

Sens-X

$$\frac{h_t}{L} = \frac{35}{445} = 0.0781 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{h_t}{L} = 0.088 \geq \frac{M_t^s}{10M_0} = \frac{50.353}{10 \times 27.36} = 0.184 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{4.62}{30 \times 33} = 0.00466 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0106 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Sens-Y

$$* \quad \frac{h_t}{L} = \frac{45}{445} = 0.101 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{h_t}{L} = 0.088 \geq \frac{M_t^s}{10M_0} = \frac{23.36}{10 \times 73.587} = 0.0317 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{6.78}{30 \times 42} = 0.0536 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0106 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Conclusion: il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche dans les poutres principales.

Chapitre VII
Ferraillage
des poteaux

Interdiction :

Les poteaux seront calculés en flexion composée en tenant compte des combinaisons suivantes :

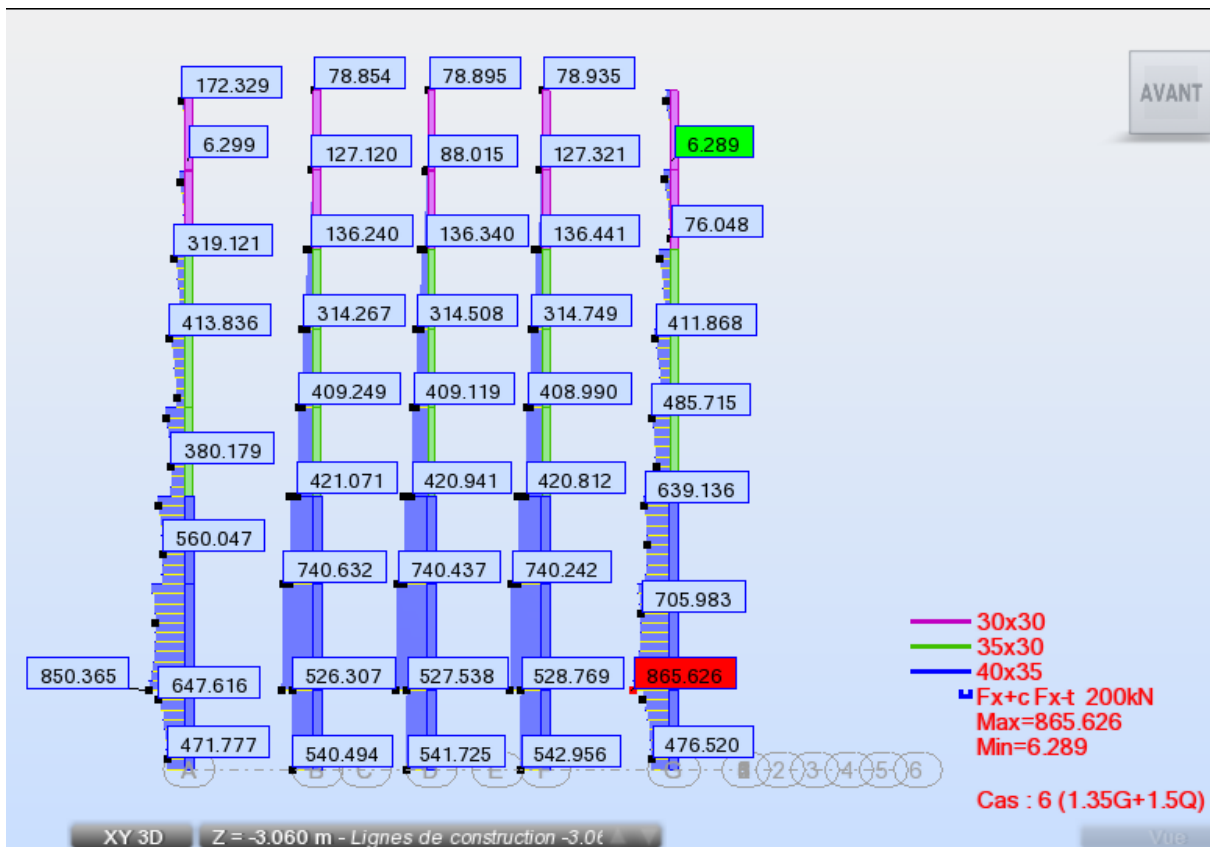
L'ELU : $1,35G+1,5Q$

RPA99 modifiée 2003 : $G+Q$ E

$0,8G\pm E$

En procédant à des vérifications à l'ELS ($G+Q$).

VII-1 : Diagrammes des efforts internes : ((portique 2))



Les exigences du RPA99 version 2003 :

1) Les armatures longitudinales [Art 7.4.2.1 page 61]:

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Le diamètre minimum est de 12 mm.
- La longueur minimale des recouvrements est de 40ϕ en zone IIIa.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser :
25cm en zone II .

- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zone critique)

Le pourcentage minimale d'armatures sera 0.8% $\times b \times h$.

$$\text{Poteau (40x35)} : A_{\min} = 0.008 \times 40 \times 35 = 11,2 \text{ cm}^2 < A = 16.8 \text{ cm}^2 \quad \text{C.V}$$

$$\text{Poteau (35x30)} : A_{\min} = 0.008 \times 35 \times 30 = 8.4 \text{ cm}^2 < A = 12.32 \text{ cm}^2 \quad \text{C.V}$$

$$\text{Poteau (30x30)} : A_{\min} = 0.008 \times 30 \times 30 = 7.2 \text{ cm}^2 < A = 9.05 \text{ cm}^2 \quad \text{C.V}$$

Le pourcentage maximal en zone courante est de 4% et 6% en zone de recouvrement.

$$\text{Poteau (40x35)} : A_{\max} = 0.04 \times 40 \times 35 = 56 \text{ cm}^2 > A = 16.8 \text{ cm}^2 \quad \text{C.V}$$

$$\text{Poteau (35x30)} : A_{\max} = 0.04 \times 35 \times 30 = 42 \text{ cm}^2 > A = 12.32 \text{ cm}^2 \quad \text{C.V}$$

$$\text{Poteau (30x30)} : A_{\max} = 0.04 \times 30 \times 30 = 36 \text{ cm}^2 > A = 9.05 \text{ cm}^2 \quad \text{C.V}$$

2) Armatures transversales [art 7.4.2.2 page.62]

Les armatures transversales sont disposées de manière à empocher tout mouvement des aciers longitudinaux vers les parois du poteau, leur but essentiel :

- Reprendre les efforts tranchant sollicitant les poteaux aux cisaillements.
- Empêcher le déplacement transversal du béton.

Les armatures donner par robot sont : $A_t = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$.

représentent deux cadres (ce ferraillage est adopté pour tous les poteaux)

– l'espacement des armatures transversales (Zone II_a) :

- En zone nodale :
 $S \leq \min(10\Phi_1, 15\text{cm})$
- En zone courante :
 $S \leq 15\phi_1^{\min}$

On opte pour un espacement $S_t = 15\text{cm}$ pour les poteaux.

Φ_1 : le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

Vérifier de la quantité d'armatures transversales :

la quantité d'armatures transversales minimales $A_t/b \times S_t$ en pourcentage est donnée comme suite :

$$\text{Si : } \lambda g \geq 5 \dots \dots \dots A_t^{\min} = 0.3\% S_t \times b_1$$

$$\text{Si : } \lambda g \geq 3 \dots \dots \dots A_t^{\min} = 0.8\% S_t \times b_1$$

Si : $\lambda g < \lambda g \leq 5 \dots \dots \dots$ Interpoler les deux valeurs précédentes.

avec : b_1 : dimension de la section droite du poteau dans la direction considère.

λg : Elancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a}, l_f = 0.707l_0 \rightarrow \lambda_g = \frac{0.707l_0}{a}$$

l_0 : longueur libre du poteau.

$$\text{poteau } 40 \times 35 : \lambda_g = \frac{l_f}{b} = \frac{0.707 \times 3.68}{0.40} = 6.50$$

$$\text{poteau } 35 \times 30 : \lambda_g = \frac{l_f}{b} = \frac{0.707 \times 2.8}{0.35} = 5.65$$

$$\text{poteau } 30 \times 30 : \lambda_g = \frac{l_f}{b} = \frac{0.707 \times 2.66}{0.30} = 6.26$$

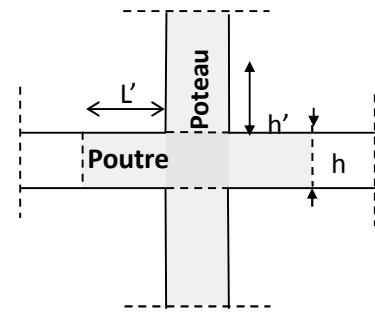


Figure- Delimitation de la zone nodale

On remarque que :

$\lambda_g > 5$: alors la quantité minimale d'armatures sont :

En zone nodale ($S_t=10\text{cm}$) :

- $A_t = 0.3\% \times S_t \times b = 0.003 \times 10 \times 30 = 0.90 \text{ cm}^2 < 2.01 \text{ cm}^2 \dots\dots \text{CV.}$
- $A_t = 0.3\% \times S_t \times b = 0.003 \times 10 \times 35 = 1.05 \text{ cm}^2 < 2.01 \text{ cm}^2 \dots\dots \text{CV.}$
- $A_t = 0.3\% \times S_t \times b = 0.003 \times 10 \times 45 = 1.35 \text{ cm}^2 < 2.01 \text{ cm}^2 \dots\dots \text{CV.}$

En zone courante ($S_t=15\text{cm}$) :

- $A_t = 0.3\% \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2 < 2.01 \text{ cm}^2 \dots\dots \text{CV.}$
- $A_t = 0.3\% \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 35 = 1.57 \text{ cm}^2 < 2.01 \text{ cm}^2 \dots\dots \text{CV.}$
- $A_t = 0.3\% \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 45 = 2.02 \text{ cm}^2 < 2.01 \text{ cm}^2 \dots\dots \text{CV.}$

Les étapes de calcul en flexion composée:

➤ **Hypothèse de calcul en flexion composée :**

* calcul du centre de pression : $e = \frac{M_U}{N_U}$

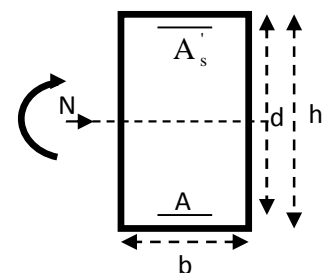
Deux cas peuvent se présenter :

* **Section partiellement comprimée (SPC):**

La section est partiellement comprimée si les conditions suivantes sont vérifiées :

* $e > \left(\frac{h}{2} - c' \right)$.

$$M_f = M_U + N_U \left(\frac{h}{2} - c \right)$$



Avec M_f : moment fictif égal au moment par rapport aux armatures tendues :

* $N_U (d - c') - M_f \leq (0.337 - 0.81 \frac{c'}{h}) d h f_{bu}$

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 f_{bu}}$$

si $\mu < \mu_1 \Rightarrow SSA \rightarrow \beta$

En flexions simple : $A_1 = \frac{M_f}{bd\sigma_s}, A'_1 = 0$

En flexions composée : $A_s = A_1 - \frac{N_U}{\sigma_s}, A'_s = 0$

si $\mu > \mu_1 \Rightarrow SDA \rightarrow$ On calcul $M_r = \frac{\mu}{bd^2 f_{bu}}, \Delta M = M_f - M_r$

En flexions Simple : $A_1 = \frac{M_r}{\beta_r d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}, A'_1 = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$

En flexions composée : $A_s = A'_1, A_s = A_1 = \frac{N_U}{\sigma_s}$

* Section entièrement comprimée :

La section est partiellement comprimée si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$* e \leq \left(\frac{h}{2} - c' \right) \quad * N_U (d - c') - M_f > (0.037 - 0.81 \frac{c'}{h}) b.h.f_{bu}$$

-Deux cas peuvent se présenter :

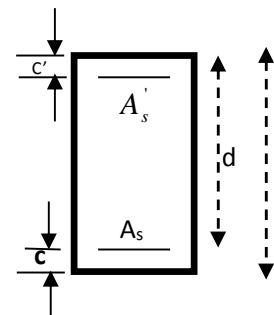
Si : $(0.037 - 0.81 \frac{c'}{h}) b.h.f_{bu} \leq N_U (d - c') - M_f < (0.5 - \frac{c'}{h}) b.h.f_{bu}$

$$A_1 = \frac{N_U - 100\psi b h f_{bu}}{100\sigma_s}; A_2 = 0$$

$$\psi = \frac{0.3571 + \frac{N_U (d - c') - 100M_U}{100bh^2 f_{bu}}}{0.8571 - \frac{c'}{h}}$$

* Si $N_U (d - c') - M_f > (0.5 - 0.81 \frac{c'}{h}) b.h.f_{bu}$

$$A_1 = \frac{M_U (d - 0.5h) b h f_{bu}}{(d - c') \sigma_s}, A_2 = \frac{N_U b h f_{bu}}{\sigma_s} - A_1$$



FERRAILLAGE à l'ELU:

Les tableaux suivants résument les différentes sections d'armatures des poteaux dans le sens transversal et longitudinal sont résumés dans le tableau suivant :

❖ **ferraillage des poteaux a l'ELU, dans sens transversal.**

Poteux	comb	Effort N[KN]	MOMEN[KN.m]	obs	A'	A cm ²	A _{min} [cm ²]	A _{adop} [cm ²]	CHOIX
40x35	ELU	N _{max} = 865.626 N _{min} = -75.808 N _{cor} = 11.693	M _{cor} =0.495 M _{cor} =-24.673 M _{max} =4.158	SEC SPC SPC	0 0 0	0 0 0	12.80	16.08	8HA16
	ACC	N _{max} = 828.438 N _{min} =263.777 N _{cor} = 20.282	M _{cor} =2.161 M _{cor} =-20.24 M _{max} =19.77	SEC SEC SPC	0 0.86 0	0 0 0			
35X30	ELU	N _{max} = 578.795 N _{min} = 17.596 N _{cor} = 4.548	M _{cor} =0.40 M _{cor} =-4.046 M _{max} =15.235	SEC SEC SPC	0 0 0	0 0 0	9.8	12.32	8HA14
	ACC	N _{max} = 550.167 N _{min} =-163.80 N _{cor} = 324.428	M _{cor} =12.543 M _{cor} =-1.494 M _{max} =40.565	SEC SEC SEC	0 0 0.3	0 0 0			
30X30	ELU	N _{max} = 217.196 N _{min} = -9.898 N _{cor} = 62.887	M _{cor} =-0.049 M _{cor} =-2.402 M _{max} =5.616	SEC SEC SEC	0 0 0	0 0 0	7.2	9.05	8HA12
	ACC	N _{max} = 222.847 N _{min} =-108.01 N _{cor} = 63.125	M _{cor} =0.602 M _{cor} =-0.813 M _{max} =22.901	SEC SEC SEC	0 0 3.84	0 0 0			

Tableau VII-1 : ferraillage des poteaux a l'ELU, dans sens transversal.

❖ ferraillage des poteaux a l'ELU, dans sens longitudinal.

Poteux	comb	Effort N[KN]	MOMEN[KN.m]	A cm ²	A'	obs	A _{min} [cm ²]	A _{adop} [cm ²]	CHOIX
40x35	ELU	N _{max} = 974.199 N _{min} = 255.579 N _{cor} = 492.826	M _{cor} =0.852 M _{cor} =-4.655 M _{max} =26.591	0 0 0	0 0 0	SEC SEC SEC	12.80	16.08	8HA16
	ACC	N _{max} = 828.438 N _{min} =263.777 N _{cor} = 20.282	M _{cor} =2.161 M _{cor} =-20.24 M _{max} =19.77	0 0 0	0 0 0	SEC SEC SPC			
35X30	ELU	N _{max} = 578.795 N _{min} = 17.596 N _{cor} = 4.548	M _{cor} =0.40 M _{cor} =-4.046 M _{max} =15.235	0 0 0	0 0 0	SEC SPC SPC	9.8	12.32	8HA14
	ACC	N _{max} = 427.903 N _{min} =-73.507 N _{cor} = 185.952	M _{cor} =12.543 M _{cor} =-13.816 M _{max} =74.708	0 0.23 0	0 0 0	SEC SEC SEC			
30X30	ELU	N _{max} = 217.196 N _{min} = -9.898 N _{cor} = 64.912	M _{cor} =-0.049 M _{cor} =-2.402 M _{max} =3.519	0 0 0	0 0 0	SEC SEC SEC	7.2	9.05	8HA12
	ACC	N _{max} = 168.882 N _{min} =-99.787 N _{cor} =8 2.037	M _{cor} =7.847 M _{cor} =0.046 M _{max} =22.293	0 0 2.65	0 0 0	SEC SEC SPC			

Tableau VII-1 : ferraillage des poteaux a l'ELU, dans sens longitudinal.

Remarque : Les poteaux seront ferrailés avec la section minimale du RPA.

VIII)-2-2-2: les vérifications à l'ELS:

✓ Etat limite d'ouverture des fissures :

La vérification d'état limite des fissures est dispensable car on est dans le cas d'une fissuration peu nuisible.

✓ Etat limite de compression du béton :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6x f_{c28} = 0.6x 25 = 15MPa$$

-Les sollicitations sont:

Moment de flexion M_s et un effort normale N_s, l'excentricité :

Hypothèse de calcul

$$e_s = \frac{M_s}{N_s}$$

Si: $e_s < \frac{h}{6}$ la section est entièrement comprimée.

Si: $e_s > \frac{h}{6}$ la section est partiellement comprimée

✓ **Vérification d'une Section partiellement comprimée :**

Pour calculer la contrainte du béton σ_{bc} , on détermine la position de l'axe neutre :

$$y_{ser} = z + c$$

Z : est obtenu avec la résolution de l'équation suivante : $z^3 + p.z + q = 0$

$$\text{Avec : } c = \frac{h}{2} - e_s$$

$$P = -3xc^2 - 90A_{su} \cdot \frac{c - d'}{b} + 90A_s \frac{d - c}{b}$$

$$q = -2.c_1^3 - \frac{90A'}{b} (c_1 - c')^2 - \frac{90A}{b} \cdot (d - c_1)^2.$$

La solution de l'équation du 3^{ème} degré :

$$\Delta = q^2 + \frac{4.p^3}{27}$$

$$\text{Si } \Delta \geq 0 : t = 0.5 \cdot (\sqrt{\Delta} - q); u = \sqrt[3]{t}; y_c = u - \frac{p}{3 \cdot u}$$

$$\text{Si : } \Delta < 0 \Rightarrow \begin{cases} \cos \rho = \frac{3.q}{2.p} \cdot \sqrt{\frac{-3}{p}} \\ \rho = 2 \sqrt{\frac{-p}{3}} \end{cases}$$

- Choisir une solution parmi les trois solutions

$$y_1 = a \cdot \cos \rho \cdot \left(\frac{\rho}{3} \right); y_2 = a \cdot \cos \rho \cdot \left(\frac{\rho}{3} + 120^\circ \right) \text{ et } y_3 = a \cdot \cos \rho \cdot \left(\frac{\rho}{3} + 240^\circ \right)$$

- On tiendra pour y_2 la valeur positive ayant un sens physique tel que : $0 < y_1 = y_2 + 1 < h$

Donc : $y_1 = y_2 + I_c$

$$I = \frac{b}{3} y_1^3 + 15[A_s(d - y_1)^2 + A'_s(y_1 - c')^2]$$

Finalement : $\sigma_{bc} = \frac{y_2 \cdot x N_s}{I} x y_1 \leq \overline{\sigma_{bc}}$

Dans le sens longitudinal:

Section	Sollicitation Ns (KN)	Ms (KN,m)	e (m)	h /6(m)	Nature	σ_{bc} (Mpa)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (Mpa)	$\sigma_s^2 = \sigma_s^1$	$\overline{\sigma_{st}}$	obs
40 x 35	Nmax=657.02	Mcor = 3.06	0.004	0.066	SEC	2.60	15	38.83	348	CV
	Nmin=150.11	Mcor = 5.33	0.035	0.066	SEC	0.77	15	1	348	CV
	Mmax=284.35	Mmax = 24.71	0.086	0.066	SEC	2.04	15	28.67	348	CV
35 x30	Nmax=393.45	Mcor = 3.01	0.007	0.058	SEC	2.06	15	30.51	348	CV
	Nmin=59.88	Mcor = 7.27	0.121	0.058	SPC	/	15	/	348	CV
	Mmax=104.56	Mmax = 19.24	0.184	0.058	SPC	/	15	/	348	CV
30 x 30	Nmax=184.32	Mcor = 2.80	0.015	0.05	SEC	1.4	15	20.34	348	CV
	Nmin=-86.61	Mcor = 50.27	0.58	0.05	SPC	/	15	/	348	CV
	Mmax=148.98	Mmax = 50.64	0.339	0.05	SPC	/	15	/	348	CV

Tableau VII-2:vérification de l'état limite de comprission du béton à l'ELS.

Dans le sens transversal:

Section	Ns (KN)	Ms (KN,m)	e (m)	h /6(m)	Nature	σ_{bc} (Mpa)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (Mpa)	$\sigma_s^2 = \sigma_s^1$	$\overline{\sigma_{st}}$	obs
40 x 35	Nmax= 657.02	Mcor =3.06	0.004	0.075	SEC	2.60	15	38.83	348	CV
	Nmin=150.11	Mcor =5.33	0.035	0.075	SEC	0.77	15	1	348	CV
	Mcor=284.35	Mmax =24.71	0.086	0.075	SEC	2.04	15	28.67	348	CV
35 x30	Nmax=393.45	Mcor=3.01	0.007	0.075	SEC	2.06	15	30.51	348	CV
	Nmin= 59.88	Mcor =7.27	0.121	0.075	SPC	/	15	/	348	CV
	Mcor=104.56	Mmax= 19.24	0.184	0.075	SPC	/	15	/	348	CV
30 x 30	Nmax=184.32	Mcor =2.80	0.015	0.066	SEC	1.4	15	20.34	348	CV
	Nmin=-86.61	Mcor=50.27	0.58	0.066	SPC	/	15	/	348	CV
	Mcor=148.98	Mmax =50.64	0.339	0.066	SPC	/	15	/	348	CV

Tableau VII-3:vérification de l'état limite de comprission du béton à l'ELS.

Condition de non fragilité :

Il faut vérifier que :

$$A_{\min} = 0.23.b.d \frac{f_{t28}}{f_e} \leq A_{adoptee}$$

$$(40x35): A_{\min} = 0.23x35x37 \frac{2.1}{400} = 1.563cm^2 \leq A_{adoptee} = 16.08cm^2$$

poteau	A _{min} [cm ²]	A _{adoptée} [cm ²]	observation
40x35	1.563	16.32	CV
35x30	1.195	12.32	CV
30x30	0.978	9.05	CV

Tableau VII-4 : vérification de non fragilité.

Conclusion :

On a opté pour le ferraillage suivant :

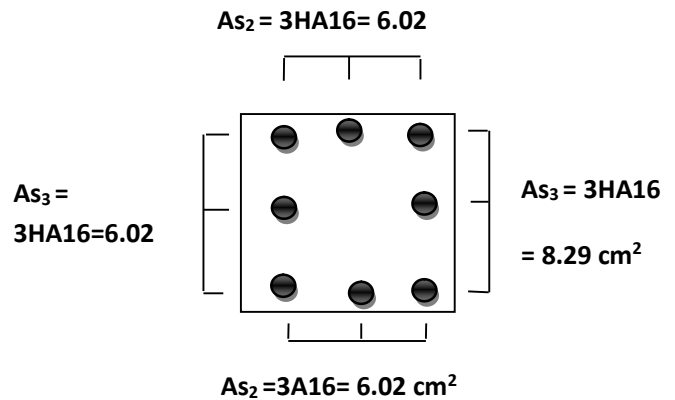
- Poteaux (40x 35) : 8 HA 16.

La section totale de :

$$8HA 16 = 16.08 cm^2$$

est supérieur à la section minimale exigée par

le RPA ($A_{s \min} = 12.80 cm^2$)



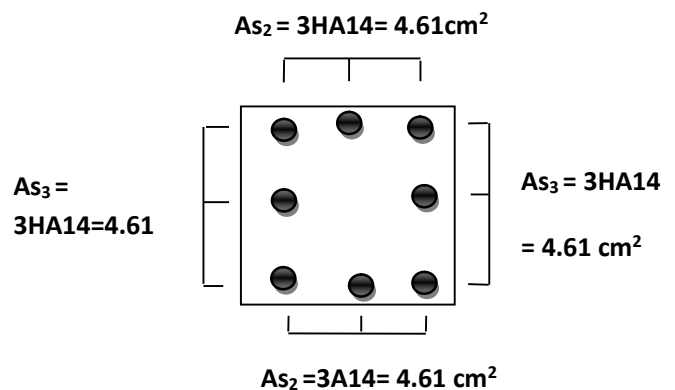
- Poteaux (30x 35) : 8 HA 14.

La section totale de :

$$8HA 14 = 12.32cm^2$$

est supérieur à la section minimale exigée par

le RPA ($A_{s \min} = 9.8 cm^2$)



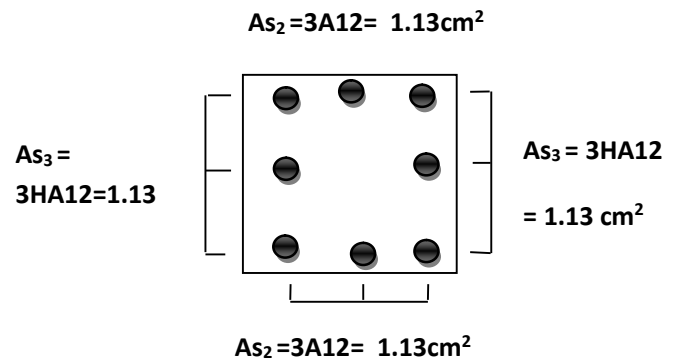
▪ **Poteaux (30x 30) : 8 HA 12.**

La section totale de :

$$8HA\ 12 = 9.05\text{cm}^2$$

est supérieur à la section minimale exigée par

le RPA ($A_{s\ min} = 7.20\text{cm}^2$)



Chapitre VIII

Ferraillage

des voiles

VII-3 : Ferraillage des voiles :**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 les combinaisons les plus défavorables

- Selon le BAEL 91 $\left\{ \begin{array}{l} 1.35 G + 1.5 Q \\ G + Q \end{array} \right.$
- Selon le RPA version 2003 $\left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm E \\ 0.8 G \pm E \end{array} \right.$

Dans le but de faciliter la réalisation et alléger les calculs, on décompose le bâtiment en deux 02 zones :

-Zone I : sous/sol, RDC ,1^{er} et 2^{ème} étage.

-Zone II ,3^{ème}, 4^{ème},5^{ème}et 6^{ème} étage

VII- Ferraillage des voiles :

La méthode utilisée est la méthode de **RDM** qui se fait pour une bande de largeur (**d**).

II-1- Exposé de la méthode :

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes sous les sollicitations les plus défavorables (N ;M) en utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M \cdot V}{I}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M \cdot V'}{I}$$

B : section du béton

I : moment d'inertie du trumeau

V et **V'** : bras de levier ; $V = V' = \frac{L_{\text{voile}}}{2}$

Dans ce cas le diagramme des contraintes sera relevé directement du fichier résultats.
Le découpage de diagramme des contraintes en bandes de largeur (**d**) donnée par :

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}, \frac{2L_c}{3}\right) \quad (\text{Art 7.7.4.RPA 99})$$

L_c : longueur de la zone comprimée.

h_e : hauteur libre d'étage.

L_C : Longueur de la zone comprimée : $L_C = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} L$

L_t : Longueur de la zone tendue : $L_t = L - L_c$

En fonction des contraintes agissant sur le voile, trois cas peuvent se présenter :

- Section entièrement comprimé (SEC)
- Section partiellement comprimé (SPC)
- Section entièrement tendue (SET)

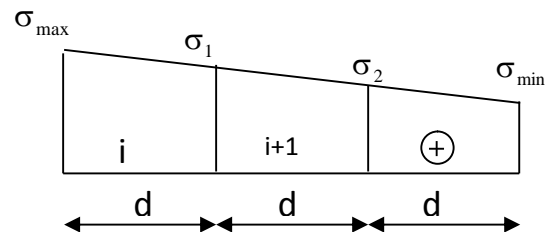
a) Ferraillage section entièrement comprimé :

▪ Les efforts normaux

$$N_i = \frac{\sigma_{min} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e \quad \sigma_2 \quad \sigma_1$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_2 + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

e : épaisseur du voile



▪ Armatures verticales :

$$A_v = \frac{N_i + B \cdot f_{c28}}{\sigma_s}$$

B : section du voile

$$\sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

▪ Armatures minimales :

$$A_{min} \geq 4 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad (\text{Art A.8.1, 21BAEL91modifiées 99})$$

$$0.2 \% \leq \frac{A_{min}}{B} \leq 0.5 \% \quad (\text{Art A.8.1, 21BAEL91modifiées 99})$$

B : Section du béton comprimé

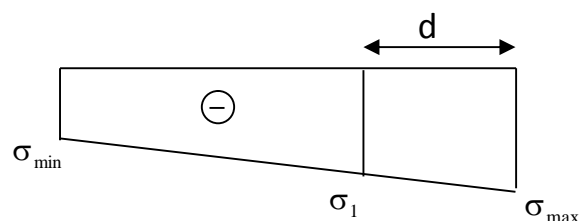
b) Ferraillage section entièrement tendue :

▪ Les efforts normaux

$$N_1 = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d \cdot e$$

e : épaisseur du voile



▪ Armatures verticales :

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

Avec $\sigma_s = 348$ MPa (contrainte de l'acier)

▪ **Armatures verticales minimales :**

$$A_{\min} \geq \frac{Bf_{t28}}{f_e} \text{ (Condition non fragilité BAEL art A4.2.1).}$$

$$A_{\min} \geq 0.002B \text{ (Section min du RPA art 7.7.4.1).}$$

B : section du tronçon considéré

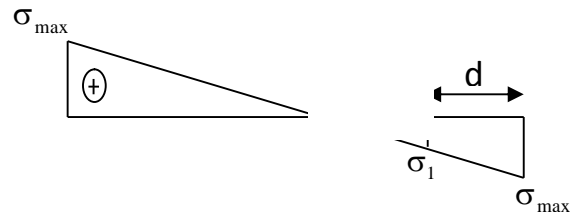
c) **Ferraillage section partiellement comprimé :**

▪ **Les efforts normaux**

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_{i+2} = \frac{\sigma_2}{2} \cdot d \cdot e$$

e : épaisseur du voile



▪ **Armatures verticales :**

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

$\sigma_s = 348$ MPa (contrainte de l'acier).

▪ **Armatures verticales minimales :**

$$A_{\min} \geq \frac{Bf_{t28}}{f_e} \text{ (Condition non fragilité BAEL art A4.2.1).}$$

$$A_{\min} \geq 0.002B \text{ (Section min du RPA art 7.7.4.1).}$$

B : section du tronçon considéré

▪ **Armatures horizontales :**

Les barres horizontales doivent être munies des crochets à 135° ayant une longueur de $10 \varnothing$ et disposée de manière à ce quelle servent de cadres aux armatures verticales.

La section de ces armatures est :

D'après le RPA 99 :

- $A_H \geq 0.15\%B$ Globalement dans la section du voile.
- $A_H \geq 0.10\%B$ En zone courante.

D'après le BAEL :

$$A_H = \frac{A_V}{4}$$

A_V : section d'armatures verticales.

B : section du béton.

Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieure.

Le diamètre des barres horizontales et verticales des voiles ne doivent pas dépasser 0.1 de l'épaisseur du voile.

▪ Armatures transversales :

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends, elles relient les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'article (7.7.4.3 du RPA 2003).

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingle au mètre carré de surface.

III- Les potelets :

- Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile pour former un potelet.
- La section totale d'armatures de la zone tendue doit être au moins égale à 0.2% de la section horizontale du béton tendu qui est l'équivalent à au moins 4HA10 (RPA 99).
- Les barres verticales doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux, dont l'espacement ne doit pas dépasser l'épaisseur du voile.
- Dans ce cas, à chaque extrémité d'un voile, on a des poteaux donc les armatures des poteaux représentent les potelets.

III-1- Ferraillage minimal:

- D'après le BAEL 91 : $A_{\min} = B \frac{f_{c28}}{f_e} (cm^2)$
- D'après le RPA 99 : $A_{\min} = 0.2\% B (cm^2)$ B : section du béton.

IV- Disposition constructives :

➤ Escapement :

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S_t \leq \min\{1,5e, 30\text{cm}\} \dots\dots\dots \text{Art 7.7.4.3 RPA99 (version 2003)}$$

Avec : e = épaisseur du voile

Aux extrémités des voiles l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la longueur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15

cm.

➤ **Longueur de recouvrement :**

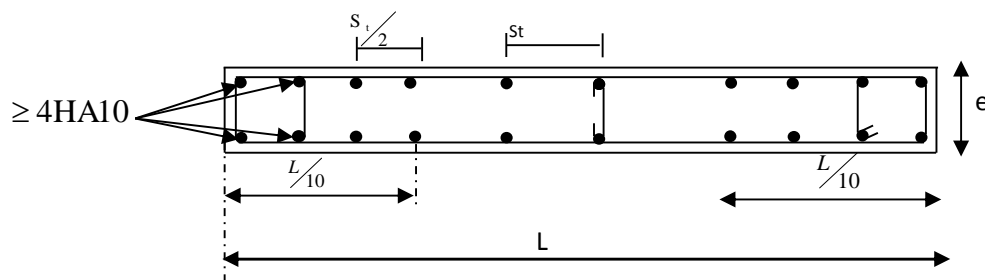
- 40Φ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.

- 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous action de toutes les combinaisons possibles de charges.

➤ **Diamètre minimal :**

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser $1/10$ de l'épaisseur du voile.

$$\varphi_{\max} = \frac{e}{10} = 20\text{mm}.$$



Disposition des armatures verticales dans les voiles.

V - Vérification :

❖ **Vérification des contraintes de cisaillement :**

➤ **(Art 7.7.2 RPA):**

La contrainte de cisaillement dans le béton τ_b doit être inférieure à la contrainte admissible

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \times f_{c28} = 5\text{MPa}$$

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \times d}$$

Avec : $V = 1.4 \times V_{u,calcul}$.

b_0 : Epaisseur du linteau ou du voile

d : Hauteur utile ($d = 0.9 h$)

h : Hauteur totale de la section brute

➤ **Art 5.1.1 BAEL 91 :**

Il faut vérifier que :

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d}$$

Avec : τ_u : Contrainte de cisaillement

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{MPa} \right) = 2.5 \text{MPa} ; \text{ Pour la fissuration préjudiciable.}$$

❖ **La contrainte dans le béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15A} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{MPa}$$

Avec : $N_s = G + Q$ (Effort normal de service).

B : section du béton

A : section d'armatures adoptées.

NB : les voiles seront coulés sur toute leur longueur par étage sans reprise de bétonnage ce qui fait qu'on n'aura pas besoin des armatures de coutures.

Exemple de calcul :

On prend comme exemple de calcul le voile transversal **VL1**:

• **Caractéristiques géométriques :**

$$L = 4.3 \text{ m}, e = 20 \text{ cm}$$

$$B = e \times L = 0.2 \times 4.3 = 0.86 \text{m}^2$$

$$V = \frac{L}{2} = \frac{4.3}{2} = 2.15 \text{m}$$

$$I_x = \frac{e.L^3}{12} = \frac{0.2 \times 4.3^3}{12} = 1.32 \text{m}^4$$

• **Sollicitations de calcul :**

$$M = 1495.752 \text{ kN.m}$$

$$N_{\max} = 1004.03 \text{N}$$

$$N_{\min} = 354.20 \text{N}$$

$$N_s = 740.15 \text{ kN}$$

$$V_u = 245.149 \text{ kN}$$

• **Détermination des diagrammes des contraintes :**

$N=N_{\max}$

$$\sigma_{\max} = \frac{N_{\max}}{B} + \frac{MV}{I} = \frac{1004.03}{0.86} + \frac{1495.752 \times 2.15}{1.65} = 3116.486 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N_{\max}}{B} - \frac{MV}{I} = \frac{1004.03}{0.86} - \frac{1495.752 \times 2.15}{1.65} = -781.533 \text{ KN/m}^2$$

$N= N_{\min}$

$$\sigma_{\max} = \frac{N_{\min}}{B} + \frac{MV}{I} = \frac{354.20}{0.86} + \frac{1496.752 \times 2.15}{0.86} = 4153.741 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N_{\min}}{B} - \frac{MV}{I} = \frac{354.80}{0.7} - \frac{1496.752 \times 1.75}{0.714} = -3494.784 \text{ KN/m}^2$$

Dans les deux cas la section est partiellement comprimée .le 2^{ème} cas est plus défavorable.

- **Calcul de “d” :**

$$l_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \cdot l = \frac{4153.741}{4153.741 + 3494.784} \cdot 4.3 = 2.33 \text{ m}$$

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}, \frac{2L_c}{3}\right)$$

Ce qui donne $L_t = L - L_c = 4.3 - 2.77 = 1.97 \text{ m}$.

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}, \frac{2L_c}{3}\right) = \left(\frac{4.08 - 0.4}{2}; \frac{2 \times 1.77}{3}\right) = 1.55 \text{ m}$$

Le découpage de diagramme est en deux bandes de longueur(d) .

On adopte $d = 1.55 \text{ m}$

- **Calcul de la contrainte “ σ_1 ” :**

$$\sigma_1 = \frac{(l_t - d)\sigma_{\min}}{l_t} = \frac{(2.75 - 1.55)3494.764}{2.75} = 1524.98 \text{ kN/m}^2$$

- **Détermination des efforts normaux “Nu1” ; “Nu2” :**

$$N_{U1} = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} d \cdot e = \frac{3494.764 + 1524.98}{2} 1.55 \times 0.2 = 778.061 \text{ KN}$$

$$N_{U2} = \frac{(l_t - d)\sigma_1}{2} e = \frac{(2.75 - 1.55)1524.98}{2} 0.2 = 182.997 \text{ Kn}$$

Calcul des armatures verticales:

$$A_{v1} = \frac{N_{U1}}{\sigma_s} = \frac{778.061}{348} = 22.35 \text{ cm}^2$$

$$A_{v2} = \frac{N_{U2}}{\sigma_s} = \frac{182.997}{348} = 5.25 \text{ cm}^2$$

$$A_{vj} = 1.1 \frac{(1.4VU)}{f_e} = 1.54 \frac{245.149 \times 10}{400} = 9.438 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow \dot{A}_{v1} = \frac{A_{v1}}{2} \oplus \frac{A_{vj}d}{2Lt} = 11.20 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } 8\text{HA}14 = 12.30 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow \dot{A}_{v2} = \frac{A_{v2}}{2} \oplus \frac{A_{vj}(Lt-d)}{2Lt} = 4.684 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } 4\text{HA}14 = 6.15 \text{ cm}^2$$

Vérifications :

Armatures minimales :

$$A_{\min} \geq \max(0.002L_t \text{ e} ; 0.0015 \text{ e L})$$

$$A_{\min} \geq \max(6.92 ; 10.5) \text{ cm}^2$$

Calcul des armatures horizontales :

$$\text{Selon le BAEL : } A_H = \frac{A_v \text{ adopté}}{4} = 5.587 \text{ cm/nappe}$$

$$\text{Selon le RPA : } A_H \geq 0.15 \% \cdot B = 12.9 \text{ cm}^2$$

Vérification des contraintes à l'ELS :

Il faut vérifier que : $\sigma_b \leq 0,6 \times f_{c28}$

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B + 15 \times A_v} = \frac{740.15 \times 10^3}{200 \times 4300 + 15 \times 2 \times 10^2} = 0.857 \text{ MPa} \leq 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 0.857 \text{ MPa} \leq 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Vérification des contraintes de cisaillement :

- Selon le BAEL 99 : Il faut vérifier que

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa. Avec : } \tau_u : \text{contrainte de cisaillement}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{245.149 \times 10}{20 \times 0.9 \times 368} = 0.370 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.370 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- RPA99 révisé 2003 :

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot d} = \frac{1.4 \times 245.149 \times 10}{20 \times 0.9 \times 368} = 0.518 \text{ MPa}$$

$$T = 1.4 \times V_U$$

$$\tau_b = 0.518 \text{ MPa} < \tau_b = 0.2 \times f_{c28} = 5 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

La même procédure de calcul est à suivre pour le Ferraillage du reste des voiles ,que ce soit dans le sens longitudinal ou bien transversal.

VII - Ferraillage des voiles :

On va procéder par zone :

Zone I : S/sol, RDC ,1^{er} 2^{ème} étage .

Zone II : ,3 et 4^{ème} 5^{ème} et l'étage en Attique.

Exemple de Ferraillage des voiles plaines :

	Zone		I	II	
Caractéristiques géométriques	L (m)		4,300	4,300	
	e (m)		0,20	0,20	
	B (m2)		0.86	0.86	
	I (m4)		1,656	1,656	
	V (m)		2,150	2,150	
Sollicitation de calcul	Nmax (KN)		1004,030	501,470	
	Nmin (KN)		354,200	71,320	
	M (KNm)		2945,564	675,797	
	Ns (KN)		740,150	369,750	
	T (KN)		245,149	143,276	
	σ_{max}(KN/m2)		4153,741	943,738	
	σ_{min}(KN/m2)		-3494,764	-811,049	
	nature de la section		SPC	SPC	
	Lc (m)		2,335	2,313	
	Lt (m)		1,965	1,987	
	d (m)		1,530	1,530	
	σ_1 (KN/m2)		773,319	186,672	
	N1 (KN)		816,271	190,814	
	N2 (KN)		147,897	35,701	
	ferraillages	Av1 (cm2)		23,456	5,483
Av2 (cm2)		4,250	1,026		
Av min (cm2)		12,90	12.90		
Avj (cm2)		9,438	5,516		
Av1/2+Avj/4 (cm2)		14,088	4,121		
Av2+Avj/4 (cm2)		6,609	2,405		
choix de la section		bande1	12HA16	12HA12	
		bande2	8HA14	8HA12	
escapement		bande1	15	15	
		bande2	12	12	
Ah (cm2)		4,020	4,020		
Ah choix de la section/ml		5HA12	5HA12		
Transversal		4Epingles HA8/m2			
Vérification des contraintes		$\zeta_b=5\text{MPa}$	ζ_b	0,997	0,583
		$\zeta_u=2,5$	ζ_u	0,712	0,416
	$\sigma_{bc}=15$	σ_{bc}	0,673	0,336	

Exemple de Ferraillage des voiles avec ouverture (trumeaux):

	Zone		I	II
Caractéristiques géométriques	L (m)		1,40	1,40
	e (m)		0,20	0,20
	B (m²)		0,28	0,28
	I (m⁴)		0,046	0,046
	V (m)		0,7	0,7
Sollicitation de calcul	Nmax (KN)		566,570	507,610
	Nmin (KN)		319,872	214,688
	M (KNm)		247,380	204,220
	Ns (KN)		417,700	374,180
	T (KN)		9,965	9,765
	σ_{max}(KN/m²)		3712,951	2928,001
	σ_{min}(KN/m²)		-1935,884	-1735,290
	nature de la section		SPC	SPC
	Lc (m)		0,953	0,910
	Lt (m)		0,497	0,540
	d (m)		0,635	0,607
	σ_1 (KN/m²)		537,916	216,860
	N1 (KN)		196,358	148,119
	N2 (KN)		42,697	16,454
ferraillages	Av1 (cm²)		5,642	4,256
	Av2 (cm²)		1,227	0,473
	Av min (cm²)		8,330	6,267
	Avj (cm²)		0,384	0,376
	Av1/2+Avj/4 (cm²)		2,917	2,222
	Av2+Avj/4 (cm²)		1,323	0,567
	choix de la section	bande1	6HA14	6HA12
		bande2	6HA14	6HA12
	espacement	bande1	15	16
		bande2	9	9
	Ah (cm²)		1,923	1,923
	Ah min (cm²)		5,400	5,400
	Ah choix de la section/ml		5HA12	5HA12
Transversal		4Epingles HA8/m²		
Vérification des contraintes	$\zeta_b=5\text{MPa}$	ζ_b	0,098	0,100
	$\zeta_u=2,5$	ζ_u	0,070	0,071
	$\sigma_{bc}=15$	σ_{bc}	1,124	1,007

3) Etude des linteaux :

Les linteaux sont des éléments reliant les trumeaux d'un même voile, ils sont assimilés à des poutres encastrees à leur extrémité et sont calculés en flexion simple, dans ce cas les résultats sont donnés directement dans le fichier résultat.

3-a) Détermination des sollicitations :

Dans notre cas ils sont donnés dans le fichier résultat

3-b) Méthode de calcul :**3-b-1) Contraintes limites de cisaillement :**

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \cdot f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \cdot d}$$

$$V = 1.4 \cdot V_{u,calcul}$$

b_0 : Epaisseur du linteau ou du voile

d : Hauteur utile ($d = 0.9 h$)

h : Hauteur totale de la section brute

3-b-2) Ferraillage des linteaux:

• Premier cas : $\tau_b \leq 0.06 \cdot f_{c28}$

Les linteaux sont calculés en flexion simple, (avec les efforts M , V) il devra disposer :

- Des aciers longitudinaux de flexion $\Rightarrow A_l$

- des aciers transversaux $\Rightarrow A_t$

- Des aciers en partie courants (de peau) $\Rightarrow A_c$

-Aciers longitudinaux :

Les aciers longitudinaux supérieurs et inférieurs sont calculés par la formule suivante :

$$A_l \geq \frac{M}{z \cdot f_c}, \quad \text{Avec : } z = h - 2d \quad \text{ou : } h : \text{ est la hauteur totale du linteau}$$

d : est l'enrobage.

M : moment dû à l'effort tranchant ($V = 1.4 \cdot V_u$)

- Aciers transversaux :>

- 1^{er} sous cas : linteaux longs ($\lambda_s = \frac{l}{h} > 1$)

Avec : $S_t \leq \frac{A_t \cdot f_e \cdot z}{V}$ ou : S_t : espacement des cours d'armatures transversales

A_t : section d'un cours d'armatures transversales

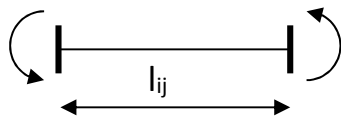
- 2^{eme} sous cas : linteaux longs ($\lambda_s = \frac{l}{h} \leq 1$)

Avec : $S_t \leq \frac{A_t \cdot f_e \cdot z}{V + A_t \cdot f_e}$ et $V = \min (V_1 ; V_2)$

ou : $V_1 = 2 \cdot V_u \text{ calcul}$

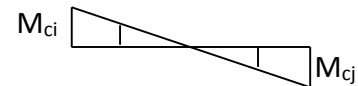
$$V_2 \leq \frac{M_{ci} + M_{cj}}{l_{ij}}$$

M_{ci} et M_{cj} : moments résistants ultimes des sections d'about à gauche et à droite du linteau de portée l_{ij} sont calculés par : $M_c = A_t \cdot f_e \cdot z$



Effort tranchant :

$$V_1 = \frac{M_{ci} + M_{cj}}{l_{ij}}$$



Moment fléchissant

- Deuxième cas : $\tau_b \geq 0.06 \cdot f_{c28}$

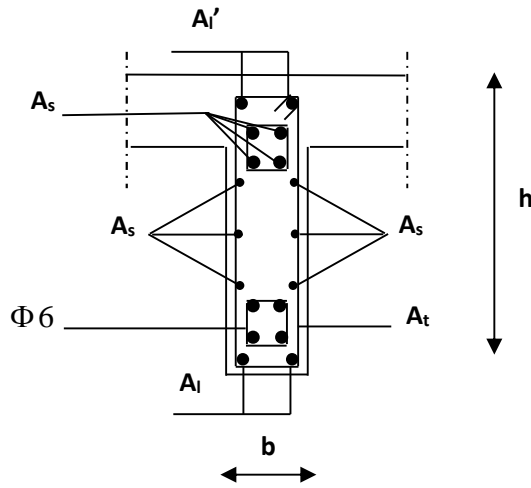
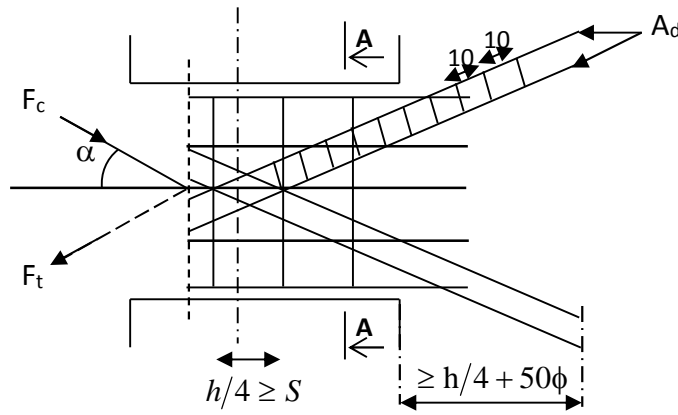
Dans ce cas, il y'a lieu de disposer les ferrailages longitudinaux (supérieures et inférieures), transversaux et en zone courante (armatures de peau) suivant les minimums réglementaires.

Les efforts (M ; N) sont repris suivant des bielles diagonales (de traction et de compression) suivant l'axe moyen des armatures diagonales A_d a disposer obligatoirement.

Le calcul de ces armatures se fait suivant la formule :

$$A_d = \frac{V}{2 \cdot f_e \cdot \sin \alpha}$$

Avec : $\text{tg}\alpha = \frac{h - 2d}{l}$ et $V = V_{\text{calcul}}$ (sans majoration).



Coupe A-A

-3-b-3) Ferrailage minimal

-Armatures longitudinales : $A_1, A_1' \geq 0.15\% \cdot b \cdot h$

-Armatures transversales : $A_t \geq 0.15\% \cdot b \cdot S_t$ Si $\tau_b \leq 0.025 \cdot f_{c28}$
 $A_t \geq 0.25\% \cdot b \cdot S_t$ Si $\tau_b > 0.025 \cdot f_{c28}$

-Armatures de peau : $A_c \geq 0.20\% \cdot b \cdot h$

-Armatures de diagonales:

$A_D \geq 0.15\% \cdot b \cdot h$ Si $\tau_b > 0.06 \cdot f_{c28}$

$A_D = 0$ Si $\tau_b \leq 0.06 \cdot f_{c28}$

Remarque : les voiles de la structure ne contiennent pas des linteaux.

Chapitre VII
Etude de
l'infrastructure

Introduction :

Les fondations sont des éléments de la structure ayant pour objet la transmission au sol des efforts apportés par la superstructure. ces efforts consistent en :

- Un effort normal : charge et surcharge verticale centrée.
 - Une force horizontale : résultante de l'action sismique.
 - Un moment qui peut être de valeur variable qui s'exerce dans des différents plans.
- Nous pouvons classer les fondations selon le mode d'exécution et la résistance aux sollicitations extérieures, en :

➤ **Fondation superficielles :**

Utilisées pour des sols de grandes capacités portantes .elle sont réalisées près de la surface (semelle isolées, semelle filante et radier).

➤ **Fondation profondes :**

Utilisées pour des sols ayant une faible capacité portante ;le bon sol assez profond(pieux ,puits).

IX-1 :Etude géotechnique de sol :

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude détaillée du sol qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier. les résultants de cette étude sont :

- La contrainte admissible du sol est $\sigma_{sol}=3.1\text{bar}=0.31\text{ MPa}$.
- Absence de nappe phréatique, donc pas risque de remontée des eaux.

IX-2 : Le choix du type de fondation :

Le choix du type de la fondation est conditionné par les critères suivants :

- la stabilité de l'ouvrage ;
- la capacité portante du sol ;
- l'importance de la superstructure ;
- le tassement du sol ;
- la facilité de l'exécution ;
- l'économie.

Le choix se fera en premier lieu pour des semelle filantes, mais l'osque la surface occupée par celles-ci est supérieure à 50% de la structure($S_{\text{semelle}} > 50\% S_{\text{structure}}$) ;le choix se portera donc pour un radier général.

IX-3 :Pré-dimension des fondations :

Les combinaisons de prise en compte sont :

- Dimensionnement : $\left\{ \begin{array}{l} \text{ELS : } G+Q \\ \text{RPA 99/version 2003 :} G+Q+E \text{ et } 0.8G+E. \end{array} \right.$
- Ferrailage : ELU : $1.35G + 1.5Q$

IX-3-1 : semelle isolé sous poteaux :

Vu que la structure compte des voiles dans les deux sens , donc l'option des semelle isolé est a écarté.

IX-3-2 : Dimensionnement des semelles filantes sous voiles :

Elle sont dimensionnes à ELS sous l'effort normal : $N_s=G+Q$.

La largeur B de la semelle est déterminée par la formule suivante :

$$\sigma_{sol} \geq \frac{N_{ser}}{S} = \frac{N_{ser}}{B.L} \Rightarrow B = \frac{N_{ser}}{L.\sigma_{sol}}$$

Avec :

B= Largeur de la semelle ;

L : Longueur de la semelle ;

σ_{sol} : Contrainte admissible du sol ; $\sigma_{sol} = 3.1\text{Bars}=0.31\text{MPa}$.

N_{ser} : Effort normal de service transmis par le voile.

Pour l'effort à l'ELS, on fait la somme des réactions verticales des appuis sous voile :

Les résultats du calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

a) Surface des semelles sous voiles (sens longitudinal)

Voiles	G+Q (KN)	L(m)	B(m)	S=B×L (m2)
VL1	1061.64	4.5	0.761	3.424
VL2	2061.130	4.5	1.477	6.648
VL3	1105.664	4.5	0.792	3.566
VL4	2105.661	4	1.698	6.792
VL5	1036.830	4.5	0.743	3.344
VL6	928.548	4.5	0.665	2.995
VL'1	1061.64	4.5	0.761	3.424
VL'2	2061.130	4.5	1.477	6.648
VL'3	1105.664	4.5	0.792	3.566
VL'4	2105.661	4	1.698	6.792
VL'5	1036.830	4.5	0.743	3.34
VL'3	928.548	4.5	0.665	2.995
			Somme	53.534

b) Surface des semelles sous voiles (sens transversal)

Voiles	G+Q (KN)	L(m)	B(m)	S=B×L (m2)
VT1	1208.155	4.45	0,875	3,897
VT2	1504.937	3.9	1.244	4.854
VT'2	1504.938	3.9	1.244	4.854
VT'1	1208.155	4.45	0.875	3.897
VT3	3657.038	4.60	2.564	11.796
VT4	201.690	1.2	0.542	0.650
VT7	417.582	0.8	1.683	1.347
VT8	191.632	1.8	0.343	0.618
VT'7	417.582	0.8	1.683	1.347
VT9	191.043	0.8	1.683	1.347
VT'8	194.797	1.8	0.343	0.318
VT'9	191.043	0.8	1.683	1.347
VT'4	201.690	1.2	0.542	0.650
VT10	261.959	1.4	0.603	0.845
VT'10	261.959	1.4	0.603	0.845
			Somme	38.312

La surface totale des semelles sous voiles égal a :

$$S = \sum S_i = 53.534 + 38.312 = 91.846m^2 .$$

IX-3-2-3 : Dimensionnement des semelles filantes sous poteaux :***a)Hypothèse de calcul :***

Une semelle est infiniment rigide engendre une répartition linéaire de contrainte sur le sol.

Les réactions du sol sont distribuées suivants 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.

b)Etape de calcul :

- Détermination de la résultante des charges $R = \sum N_i$
- Détermination de la Coordonnée de la résultante des forces : $e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R}$
- Détermination de la Distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle :
 - $e < \frac{L}{6} \Rightarrow$ Répartition trapézoïdale.
 - $e > \frac{L}{6} \Rightarrow$ Répartition triangulaire

$$q_{\min} = \frac{N}{L} \times \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L}\right) \quad q_{\max} = \frac{N}{L} \times \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L}\right) \quad q_{(L/4)} = \frac{N}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right)$$

C) Application : le portique le plus sollicité :

Poteaux	N _s	e _i	N _s x e _i	M _i
1	441.695	-9.45	-3956.667	0.111
2	642.823	-4.25	-3496.997	-0.003
3	709.118	0.15	136.367	0.003
4	650.912	4.50	4279.104	0.004
5	422.679	9.45	3994.316	-0.087
	Σ= 2867.227	Σ= 0.4	Σ= 956.123	Σ= 0.029

$$e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R} = \frac{956.123 + 0.029}{2867.227} = 0.33m$$

- *Distribution de la réaction par mètre linéaire :*

$$0,33m < \frac{L}{6} = \frac{19.20}{6} = 3.2m$$

$$q_{(L/4)} = \frac{N}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right) = \frac{2867.227}{19.20} \times \left(1 + \frac{3 \times 0.33}{19.20}\right) = 157.034 \text{ kN / m}$$

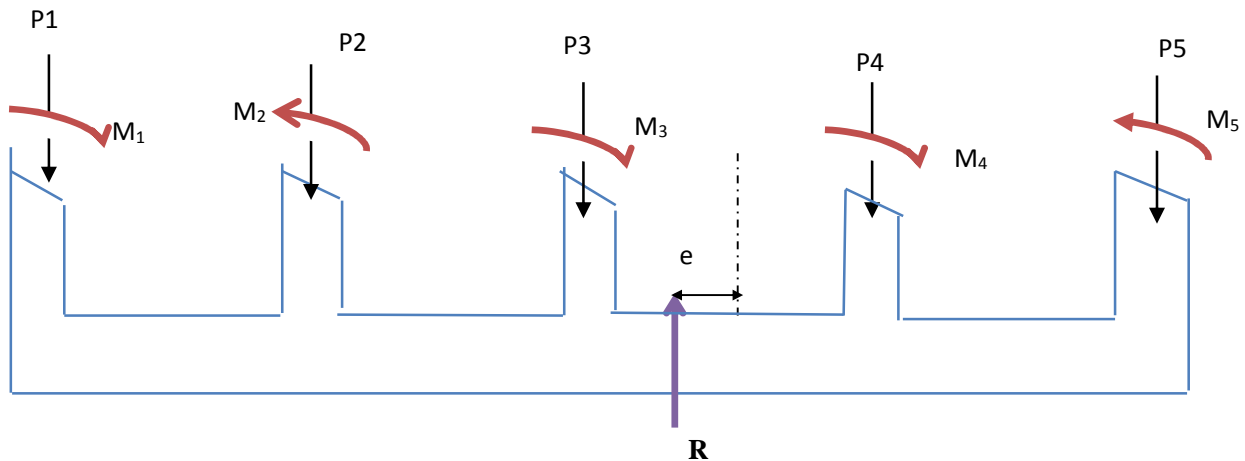


Fig VII-1 : Répartition des efforts dans la semelle.

Détermination de la largeur de la semelle :

$$B \geq \frac{q_{(L/4)}}{\sigma_{SOL}} = \frac{157.034}{310} = 0.506m \text{ on prend } B = 1m$$

On aura donc, $S = 1 \times 19.2 = 19.2m^2$

Ajoutons 60cm de débord de chaque côté on aura $S = 20.4m^2$.

Nous aurons la surface totale des semelles sous poteaux : $S_p = S \times n$

n : nombre de portique dans le sens considéré.

$$S_p = 20.4 \times 5 = 102m^2$$

$$S_t = S_p + S_v$$

$$S_t = 102 + 91.846 = 193.84m^2$$

La surface totale de la structure : $S_{st} = 19.20 \times 30.25 = 580.80m^2$

Le rapport de la surface des semelles sur la surface de la structure est :

$$\frac{S_t}{S_{st}} = \frac{193.84}{580.80} = 0,33 \quad \Longrightarrow \quad \text{La surface des semelles représente 33 \% .donc } S_t < 50 \% S_{st}$$

Conclusion :

La surface totale des semelles filantes inférieure à 50 % de la surface du sol d'assise. donc on opte pour des semelles filantes.

- **La hauteur de la semelle :**

$$h_s \geq \frac{B-b}{4} + 5cm = \frac{1-0.40}{4} + 5cm = 0,20m$$

On prend $h_s = 35cm$.

B : largeur de la semelle.

b : largeur du poteau dans le sens de B .

Dimensions adoptes :

$L = 20.4m$, $B = 1m$, $h_s = 35cm$, $c = c' = 5cm$, $d = 30cm$.

IX-4. : Vérification de la contrainte de sol:

$$\sigma_{sol} = \frac{\sum N_s + G_s}{B.L_s} \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

G_s : Poids propre de la semelle.

La hauteur de la semelle :

$$\begin{aligned} \frac{B-b}{4} \leq d \leq B-b &\Rightarrow \frac{1,00-0,4}{4} \leq d \leq 1,00-0,4 \\ &\Rightarrow 0,15 m \leq d \leq 0,60 m \\ &\Rightarrow 15 cm \leq d \leq 60 cm \end{aligned}$$

On prend $d=25\text{cm}$.

$$h_s = d + 5 = 30 \text{ cm}$$

$$G_s = 25(0,30 \times 1 \times 20,4) = 153 \text{ KN}$$

$$\sigma_{sol} = \frac{2867,227 + 153}{20,4 \times 1} = 148,05 \text{ KN/m}^2 < \bar{\sigma}_{sol} = 310 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_{ST} = 0,148 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{sol} = 0,31 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

IX-5 : Dimensions de la poutre de rigidité :

- La hauteur :

$$\frac{Li}{9} \leq hp \leq \frac{Li}{6} \Rightarrow \frac{450}{9} \leq hp \leq \frac{450}{6}$$

$$50\text{cm} \leq hp \leq 75\text{cm}$$

prend $hp=70 \text{ cm}$, $d=65\text{cm}$

- La largeur :

$$\frac{1}{3} hp \leq bh \leq \frac{2}{3} hp \Rightarrow 23,33\text{cm} \leq bp \leq 46,66\text{cm}$$

On prend $b_h=40\text{cm}$.

Ferraillage de la poutre de rigidité à l'ELU :

La charge par unité de longueur est donnée par : $q = \sigma_{sol} \cdot B_s$

On va calculer M_0 pour la partie $L = 4,45 \text{ m}$

La charge est donnée par la formule suivante :

Noeud/Cas	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
100/ 6 (C)	4.145	-76.668	640.856	12.397	4.219	-1.329
104/ 6 (C)	-0.097	-0.147	495.056	1.322	-0.151	0.002
112/ 6 (C)	-0.096	-0.111	497.519	1.266	-0.150	0.002
116/ 6 (C)	-1.061	-79.620	640.544	12.852	-1.109	0.073
272/ 6 (C)	-0.096	-0.140	488.868	6.339	-0.150	0.002
291/ 6 (C)	-0.096	-0.118	490.295	6.307	-0.150	0.002
312/ 6 (C)	0.0	0.0	6.706	-5.029	0.0	0.0
Cas 6 (C)	1.35G+1.5Q					
Somme totale	2.698	-156.804	3259.844	35.454	2.508	-1.248
Somme réacti	0.000	-0.000	76313.632	1066289.818	-713458.240	0.000
Somme effort	-0.000	-0.000	-76313.632	-1066289.777	713458.243	0.000
Vérification	0.000	-0.000	-0.000	0.041	0.002	0.000
Précision	5.75109e-005	4.89709e-015				

(la sommes des réactions de la files des poteaux la plus sollicité)

(Donnée par ROBOT) $N_U=3259.844\text{kn}$

Méthode forfaitaire :

- Travée articulée (indépendante) :

$$q_u = \frac{\sum N_u}{L_s} \Rightarrow q_s = \frac{3259.844}{20.4} = 159.796 \text{ KN/m}$$

$$M_0 = \frac{q_u \cdot l^2}{8} = \frac{159.796 \times (4,45)^2}{8} = 395.545 \text{ KN.m}$$

$$M_1 = \frac{q_u \cdot l^2}{8} = \frac{159.796 \times (3,9)^2}{8} = 303.812 \text{ KN.m}$$

Semi encastrée :

On multiplie par facture de correction on trouve :

On travée : $0.85 \times 395.545 = 336.213 \text{kn.m}$

On appuis : $0.3 \times 395.545 = 118.663 \text{Kn.m}$

Les résultats sont résumés dans le diagramme suivant :

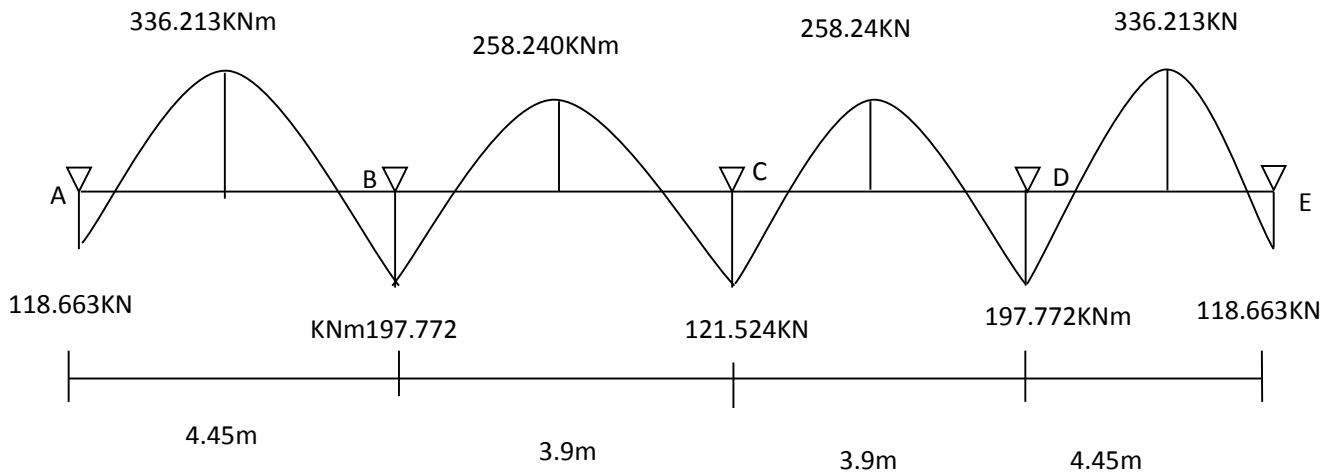


Fig. X.6: Diagrammes des moments fléchissant à l'ELU

A / Calcul des armatures à l'ELU :

Le résumé de calcul sera donné dans les tableaux suivant :

$$A_{\min} = 0.23bx dx \frac{f_{t28}}{f_e} \qquad \mu_u = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} \qquad A_a = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$

Les calculs sont résumés dans le tableau suivant :

Aux appuis :

Appuis	Ma (KN.m)	μ	β	Au(cm ²)	Amin(cm ²)	observation	A adopté (cm ²)
A	118.663	0.049	0.974	5.4	2.89	Amin < Au	4HA14=6.15cm ²
B	197.772	0.082	0.957	9.13	2.89	Amin < Au	8HA14=12.30cm ²
C	121.524	0.050	0.974	5.52	2.89	Amin < Au	4HA14=6.15cm ²
D	197.772	0.082	0.952	9.13	2.89	Amin < Au	8HA14=12.30cm ²
E	118.663	0.049	0.974	5.4	2.89	Amin < Au	4HA14=6.15cm ²

En travée :

Entravée	Ma (KN.m)	μ	β	Au(cm ²)	Amin(cm ²)	observation	A adopté (cm ²)
A-B	336.213	0.140	0.924	16.08	2.89	Amin < Au	4HA20+4HA14=18.71cm ²
B-C	258.240	0.107	0.942	12.12	2.89	Amin < Au	4HA16+4HA14=14.19cm ²
C-D	258.240	0.107	0.942	12.12	2.89	Amin < Au	4HA16+4HA14=14.19cm ²
D-E	336.213	0.140	0.924	16.08	2.89	Amin < Au	4HA20+4HA14=18.84cm ²

B / Verifications

$$A_t \geq 0,003 \cdot S_t \cdot b \quad (\text{RPA 99, Art 7.5.2.2})$$

$$\Rightarrow A_t \geq 0,003 \times 10 \times 50 = 1.5 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 2,01 \text{ cm}^2 > 1,50 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Pour cela on garde un espacement de 10 cm.

1. Vérifications à l'ELU**-Vérification de la condition de non fragilité**

$$A \geq A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 50 \times 40 \times \frac{2,1}{400} = 2.415 \text{ cm}^2$$

Aux appuis : $A_a = 9.23 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.415 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ condition vérifiée

En travée : $A_t = 18.84 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.415 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ condition vérifiée

2. Vérification à l'ELS :

Noeud/Cas	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
100/ 7 (C)	2.956	-55.533	463.743	8.982	3.009	-0.948
104/ 7 (C)	-0.069	-0.107	358.411	0.978	-0.108	0.001
112/ 7 (C)	-0.069	-0.081	360.170	0.938	-0.107	0.001
116/ 7 (C)	-0.758	-57.632	463.528	9.305	-0.793	0.053
272/ 7 (C)	-0.069	-0.102	353.813	4.695	-0.108	0.001
291/ 7 (C)	-0.069	-0.086	354.832	4.672	-0.108	0.001
312/ 7 (C)	0.0	0.0	4.967	-3.725	0.0	0.0
Cas 7 (C)	G+Q					
Somme totale	1.922	-113.541	2359.464	25.845	1.785	-0.889
Somme réacti	0.000	-0.000	55204.861	772580.087	-516110.476	0.000
Somme effort	-0.000	-0.000	-55204.861	-772580.057	516110.477	0.000
Vérification	0.000	-0.000	-0.000	0.029	0.002	0.000
Précision	3.85935e-005	3.33306e-015				

$$\text{On a : } q_s = \frac{\sum N_s}{L_s} \Rightarrow q_s = \frac{2359.464}{20.4} = 115.66 \text{ KN/m}$$

$$M_0 = \frac{q_s \cdot l^2}{8} = \frac{115.66 \times (4,75)^2}{8} = 286.294 \text{ KN.m}$$

$$M_0 = \frac{q_s \cdot l^2}{8} = \frac{115.66 \times (3,9)^2}{8} = 219.898 \text{ KN.m}$$

Dans le béton :

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \leq \overline{\sigma_b} = 15MPa$

$$\rho_1 = \frac{100A}{b.d} \Rightarrow \text{on tire du tableau } \beta_1 \text{ et } k_1$$

Dans l'acier :

$$\sigma_s = \frac{M_{se}}{A.\beta_1.d}$$

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{\beta_1.d.\sigma_{st}} A_{ser}$$

$$\overline{\sigma_s} = \min\left[\frac{2}{3} f_e, \max(240, 110\sqrt{n.ft_{28}})\right] = 240MPa$$

Les résultats des vérifications sont donnés dans le tableau ci-après :

Aux appuis :

Appuis	Ma (KN.m)	ρ_1	k_1	β_1	σ_{st}	$\overline{\sigma_{st}}$	σ_{bc}	$\overline{\sigma_{bc}}$	observation
A	85.888	0.355	39.23	0.907	157.83	240	4.023	15	vérifiée
B	143.147	0.463	33.21	0.896	203.97	240	6.141	15	vérifiée
C	87.959	0.355	39.23	0.907	157.83	240	4.023	15	vérifiée
D	143.147	0.463	33.21	0.896	203.97	240	6.141	15	vérifiée
E	85.888	0.335	39.23	0.907	157.83	240	4.023	15	vérifiée

En travée :

Travée	Mt (KN.m)	ρ_1	k_1	β_1	σ_{st}	$\overline{\sigma_{st}}$	σ_{bc}	$\overline{\sigma_{bc}}$	observation
A	243.345	0.724	25.5	0.876	226.84	240	8.895	15	vérifiée
B	227.137	0.483	32.25	0.894	235.85	240	7.313	15	vérifiée
C	227.137	0.483	32.25	0.894	235.85	240	7.313	15	vérifiée
D	243.345	0.724	25.5	0.876	226.84	240	8.895	15	vérifiée

240

-Vérification de la contrainte de cisaillement (RPA 99 ; Art A.5.1.211)

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} \leq \min\left(\frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4 Mpa\right) = 2,5 Mpa \quad (\text{Fissuration préjudiciable})$$

$$T_u = \frac{q_u \cdot L}{2} = \frac{159.796 \times 4,45}{2} = 355.546 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{355.54 \times 10^3}{400 \times 650} = 1.367 \text{ Mpa} \leq 2,5 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

-Armatures transversales :

Le diamètre des armatures transversales est donné par la formule suivante :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right)$$

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{70}{35}; 2\text{cm}; \frac{40}{10}\right) \Rightarrow \phi_t \leq \min(2; 2, 4) = 2\text{cm} = 20 \text{ mm}$$

On prend : $\phi_t = 8 \text{ mm}$ Soit 1 cadre + 1 étrier ($A_t = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$)

Espacement entre les armatures transversales :

- Selon le BAEL :

$$S_t \leq \min(0.9x_d, 40\text{cm}) = 40\text{cm}.$$

$$S_t \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0.4b} = \frac{2,01 \times 100 \times 400}{0.4 \times 400} = 50.25 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \frac{0.9A_t \cdot f_e}{b\gamma_s(\tau - 0.3f_{ij})} = \frac{0.9 \times 2.01 \times 400}{40 \times 1.15(1.09 - 0.3 \times 2.1)} = 34.20\text{cm}$$

- Selon le RPA 99 :

Zone nodale :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right) \Rightarrow S_t \leq \min(17.5; 24) = 17,5 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow S_t = 10\text{cm}$$

Zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{70}{2} = 35\text{cm}$$

$$\text{on prend } \Rightarrow S_t = 15\text{cm}$$

On a:

$$A_t \geq 0.003 \cdot S_t \cdot b = 0.003 \times 15 \times 40 = 1.8\text{cm}^2.$$

$$A_t = 2.01 \text{ cm}^2 > 1.8 \text{ cm}^2.$$

- **Longueur de recouvrement :**

La longueur minimale de recouvrement est ; $L_s \geq 40\phi_1$.

L'ancrage des armatures longitudinales supérieures est inférieures doit être effectué avec des crochets de 90° .

- **Armatures dans le sens B (largeur de la semelle) :**

Dans le sens B, le calcul des armatures se fait par la méthode des bielles:

$$M_E = \left(\frac{Nu}{B \cdot 100} \right) \frac{(B-b)}{2} 100x \left(\frac{B-b}{4} \right) : \text{donnée par mètre linéaire (cm}^2 / \text{ml)}$$

$$M_e = \frac{Nu(B-b)^2}{8 \cdot B} = \frac{3259.844(1-0.4)^2}{8 \cdot 1} = 146.69 \text{ kn.m}$$

$$A_B = \frac{M_e}{0.9x dx \sigma_{st}} = \frac{146.69 \times 10^6}{0.9 \times 650 \times 348} = 720.56 \text{ mm}^2 = 7.2 \text{ cm}^2$$

On prend : **5HA 14=7.69cm²/ml.**

- **Armatures de répartitions :**

$$A_r = \frac{A_u}{4} x B = \frac{7.69}{4} x 1.00 = 1.922 \text{ cm}^2$$

on prend 4HA8 = 2.01cm²ml

D / Semelle filante sous mur de refend :

a / Dimensionnement :(ELS)

On prend la semelle la plus sollicitée. Dans notre cas est la semelle sous le voile longitudinal.

$$\sigma_{sol} = 0,31 \text{ MPa} ; L = 4.5 \text{ m} ; N_{ser} = 1567.572 \text{ KN}$$

$$B \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol} \cdot L} \Rightarrow B \geq \frac{1567.572}{310 \times 4,5} = 1.12 \text{ m}$$

On prend $B = 1,2 \text{ m}$

b / Vérifications

$$\text{On doit vérifier que : } \sigma_{sol} = \frac{N_{ser} + G_s}{B \cdot L} \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

-Hauteur de la semelle :

$$\frac{B-b}{4} \leq d \leq B-b \Rightarrow \frac{1,20-0,4}{4} \leq d \leq 1,20-0,4$$

$$\Rightarrow 0,2 \text{ m} \leq d \leq 0,8 \text{ m}$$

$$\Rightarrow 20\text{cm} \leq d \leq 80\text{cm}$$

On prend $d=35$

$h_s = d+5=40\text{cm}$.

c) vérification de la contrainte de sol:

$$G_s = 25(0,40 \times 1,20 \times 4,50) = 54 \text{ KN}$$

D'où :

$$\sigma_{sol} = \frac{1567.572 + 54}{1.20 \times 4.50} = 300.291 \text{ KN/m}^2 < \sigma'_{sol} = 310 \text{ kN/m} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

c / Ferrailage de la semelle

-Armatures principales

Elles sont calculées pour une bande de 1 m. $M_u = \frac{N_u(B-b)}{8 \cdot B}$ Avec : $N_u = 1663.44 \text{ KN}$.

$$M_u = \frac{1663.44 \times (1,20 - 0,20)}{8 \times 1,20} = 173.275 \text{ KN.m}$$

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{173.275}{1663.44} = 0.104 \text{ m} = 10.4 \text{ cm}$$

$$e < \frac{B}{18} = \frac{120}{18} = 6.66 \text{ cm}$$

On utilise la méthode des consoles, soit les armatures sont déterminées pour équilibrer le moment M_u qui s'applique dans la section située à 0.35 de l'axe du côté du moment M_u .

$$M_u = \left(\frac{B}{2} - 0.35b\right)^2 \left(1 + \frac{4e}{B}\right) \frac{N_u}{2B}$$

$$M_u = \left(\frac{1.2}{2} - 0.35 \times 0.2\right)^2 \left(1 + \frac{4 \times 0.104}{1.2}\right) \frac{1663.44}{2 \times 1.2} = 261.30 \text{ KN.m}$$

$$A_u = \frac{Mu}{0.9dx\sigma_{st}} = \frac{261.30 \times 10^3}{0.9 \times 350 \times 34.8} = 23.83 \text{ cm}^2$$

Soit : 8HA20 = 25.12 cm²

-Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A_u}{4} = \frac{25.12}{4} = 6.28 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{soit : } 5\text{HA}14 = 7.69 \text{ cm}^2.$$

L'espacement : $e = \frac{120}{5} = 24 \text{ cm}$ on prend $e = 25 \text{ cm}$

-Ancrage des barres :

Toutes les barres doivent être prolongées jusqu'aux extrémités et comportent des crochets.

Pour l'acier HA fe E400 $l_s = 80 \text{ cm}$.

Longueur de l'ancrage :

$$\tau_{se} = 0.6\psi^2 x f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

τ_{se} = contrainte d'adhérence pour l'ancrage

$\psi_s = 1$ pour les aciers lisses

$\psi_s = 1.5$ pour les aciers de haute adhérence

Longueur de scellement droit :

$$L_s = \frac{f_e \cdot \phi}{4 \cdot \tau_{su}} = \frac{400 \times 1.4}{4 \times 2.835} = 49.38 \text{ cm}$$

pour fe E400, acier HA, $L_s = 40\Phi \Rightarrow L_s = 56 \text{ cm}$

on opte pour des crochets à 45° avec $L_s' = 0.4L_s$

$L_s' = 0.4 \times 56 = 22.40 \text{ cm}$ on prend $L_s' = 25 \text{ cm}$

IX-6: Calcul des longrines:

Les longrines ont pour rôle de rigidifier l'infrastructure et empêcher les semelles de se déplacer.

Elles seront calculées pour résister à la traction sous l'effet d'une force égale à :

$$F = \frac{N}{\alpha} \geq 20 \text{ KN}$$

N : valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appui solidarisés.

α = coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie du site considéré.

A) Dimensionnement des longrines :

Les dimensions minimales de la section transversale des longrines toujours selon le RPA ,
(25x30)cm² pour les sites S2 , pour le site S3 on choisit une section de (25x30)cm².

b) Ferrailage des longrines :

On ferrailera une longrine soumise à l'effort N le plus défavorable et nous adopterons le même ferrailage pour toutes les longrines.

-Armatures longitudinales :

$$N_u = 1398.96 \text{ KN}$$

$$A = \frac{F}{\sigma_s} \text{ Avec : } F = \frac{N_u}{\alpha} = \frac{1398.96/2}{12} = 25,92 \text{ KN}$$

$$A = \frac{25,92}{34,8} = 3.35 \text{ cm}^2$$

Le ferrailage minimal selon le RPA doit être de :

$$A_{\min} = 0,60\% \cdot bh = 0,006 \times 30 \times 30 = 5,40 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend : } A = 6HA12 = 6,78 \text{ cm}^2$$

-Armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \phi_1 ; \frac{b}{h} \right) = 0,857 \text{ cm} \cdot$$

$$\text{Soit } \phi_t = 8 \text{ mm}$$

$$\text{Espacement des cadres : } e \leq \min(20 \text{ cm} ; 15\phi_t) = 15 \text{ cm}$$

VII -1- Etude du voile plaque :

Le voile périphérique assure un chaînage de la structure et forme un bloc rigide et indéformable. Il permet de remplir les fonctions suivantes :

- Assure une bonne stabilité de l'ouvrage et limite les déplacements horizontaux relatif aux fondations.
- Transmettre au sol de fondation la totalité des efforts apportés par la superstructure.

VII-1 -2-Pré dimensionnement du voile périphérique : (Article : 10-1.2 : RPA 2003)

L'article prévoit pour les voiles périphériques une épaisseur minimale de 15 cm, On opte pour une épaisseur de 20 cm.

1-2-1 Contrainte des sollicitations :

σ_H : Contrainte horizontale

σ_V : Contrainte verticale

$$\sigma_H = K_0 \times \sigma_r$$

$$K_0 = \frac{1 - \sin \varphi}{\cos \varphi}$$

Avec : K_0 : coefficient de poussée des terres

φ : Angle de frottement interne

Caractéristiques du sol :

-Surcharge éventuelle : $q=10\text{kn/m}^2$

-poids volumique des

terres : $\gamma=17\text{kn/m}^3$

-Angle de frottement : $\varphi=18^\circ$

-Cohésion : $C \approx 0$

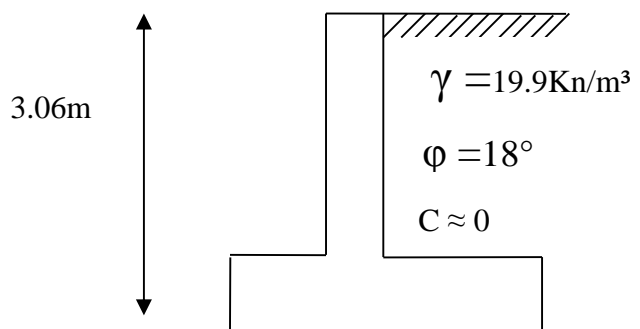


Figure VII-1 : Schéma de voile de soutènement

VII-1-3-Calcul des sollicitations :

Les contraintes qui s'exercent sur la surface du mur sont :

σ_h : Contrainte horizontale.

σ_v : Contrainte verticale.

K_0 : coefficient de poussée des terres.

Calcul de l'état d'équilibre aux repos :

Type de sol : on a $c=0, \varphi \neq 0 \implies$ sol pulvérulent

$$K_0 = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = 0.527$$

▪ **ELU :**

$$\sigma_H = K_0 \times \sigma_v = K_0 (1,35 \times q + 1,5 \times \gamma \times h)$$

$$h = 0 \text{ m} \rightarrow \sigma_{H1} = 0,527 \times 1,35 \times 10 = 7,126 \text{ KN/m}^2$$

$$h = 3,06 \text{ m} \rightarrow \sigma_{H2} = 0,527 \times (1,35 \times 10 + 1,5 \times 17 \times 3,06) = 48,23 \text{ KN/m}^2$$

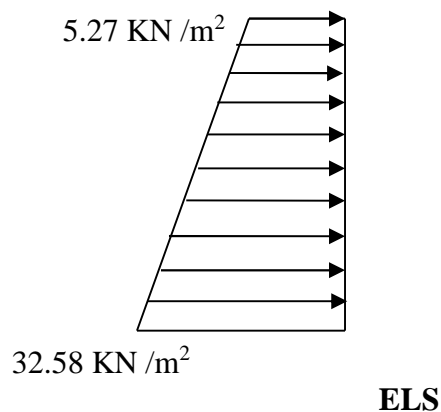
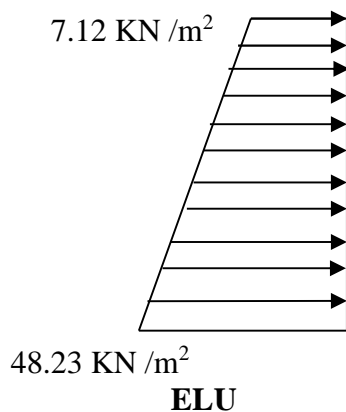
▪ **ELS :**

$$\sigma_H = K_0 \times \sigma_v = K_0 (q + \gamma \times h)$$

$$h = 0 \text{ m} \rightarrow \sigma_{H1} = 0,527 \times 10 = 5,27 \text{ KN/m}^2$$

$$h = 3,06 \text{ m} \rightarrow \sigma_{H2} = 0,527 (10 + 17 \times 3,06) = 32,58 \text{ KN/m}^2$$

Diagramme des contraintes :



X-3-1-Charges moyennes :

$$\text{ELU : } q_u = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \times 1 \text{ m} = \frac{3 \times 48.23 + 7.12}{4} = 37.952 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS : } q_s = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \times 1 \text{ m} = \frac{3 \times 5.27 + 32.58}{4} = 12.09 \text{ KN/ml}$$

VII-3-2-Ferraillage du voile plaque :

VII-3-2-1-Méthode de calcul :

Le voile plaque de soutènement sera considéré comme un ensemble de dalles continues encadrées de chaque côté au niveau des nervures des poteaux, ainsi qu'au niveau des longrines.

VII-3-2-2-Détermination des moments :

La détermination des moments de flexion se fera à partir de la méthode des panneaux encadrés sur 04 appuis ;

Le panneau considéré est un panneau intermédiaire encadré à ses deux extrémités.

Pour tenir compte de la continuité de la dalle, les moments seront affectés des coefficients suivants :

- Moment en travée : 0.85
- Moment d'encastrement sur les grandes cotés : 0.5

X-3-2-3-Identification des panneaux :

$$l_x = 3.06 \text{ m}$$

$$l_y = 4,50 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3.06}{4,50} = 0,68; 0,4 < \rho < 1 \Rightarrow \text{le panneau travaille dans les deux sens}$$

X-3-2-4-Calcul à l'ELU(v=0) :

$$\rho = 0,68 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,07 \\ \mu_y = 0,408 \end{cases}$$

$$M_{0x} = \mu_x q_u l_x^2 = 0,07 \times 37.95 \times 3.06^2 = 24.874 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y M_{0x} = 0,408 \times 24.874 = 10.148 \text{ KN.m}$$

❖ Correction des moments :

➤ Sens X - X :

- Aux appuis :

$$M_a = 0,5 M_{0x} = 0,5 \times 24.874 = 12.437 \text{ KN.m}$$

- En travée :

$$M_t = 0,85 M_{0X} = 0,85 \times 24.874 = 21.142 \text{ KN.m}$$

➤ **Sens YY :**

- Aux appuis :

$$M_a = 0,5 M_{0Y} = 0,5 \times 10.571 = 5.28 \text{ KN.m}$$

- En travées :

$$M_t = 0,85 M_{0Y} = 0,85 \times 10.285 = 8.742 \text{ KN.m}$$

X-3-2-5-Calcul à l'ELS ($\nu=0.2$) :

$$\rho = 0,68 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,076 \\ \mu_y = 0,563 \end{cases}$$

$$M_{0X} = \mu_x \times q \times l_x^2 = 0.076 \times 12.09 \times 3.06^2 = 8.60 \text{ KN.m}$$

$$M_{0Y} = \mu_y M_{0X} = 0,563 \times 8.60 = 7.313 \text{ KN.m}$$

❖ **Correction des moments :**

➤ **Sens X - X :**

- Aux appuis :

$$M_a = 0,5 M_{0X} = 0,5 \times 8.60 = 4.3 \text{ KN.m}$$

- En travée :

$$M_t = 0,85 M_{0X} = 0,85 \times 8.60 = 7.31 \text{ KN.m}$$

➤ **Sens YY :**

- Aux appuis :

$$M_a = 0,5 M_{0Y} = 0,5 \times 7.313 = 3.656 \text{ KN.m}$$

- En travées :

$$M_t = 0,85 M_{0Y} = 0,85 \times 7.313 = 6.21 \text{ KN.m}$$

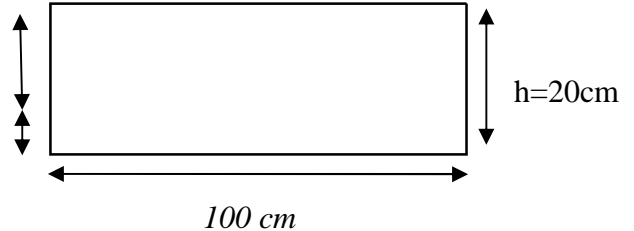
Chapitre VII

$$U_u = M_u / b d^2 f_{bu}$$

$$u_u < u_l \implies \text{SSA}$$

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

$$C = 5 \text{ cm}$$



$$A_s = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}}$$

$$A_{\min} = \delta_0 b h \cdot \frac{3 - \frac{l_x}{l_y}}{2} \text{ avec } \delta_0 = 0.8\% \text{ pour HA FeE400}$$

X-4-Calcul des sections d'armatures :

Sens	Zone	M_u (KN.m)	μ_U	μ_1	Section	β	σ_{st}	A (cm ² /ml)	A_{\min} (cm ² /ml)	$A_{\text{adoptée}}$ (cm ² /ml)	e (cm)
XX	<i>Appuis</i>	12.437	0.027	0.392	SSA	0.987	348	1.867	1.92	4HA14=5.65	25
	<i>Travée</i>	10.571	0.023	0.392	SSA	0.965	348	5.291	1.92	4HA14=5.65	25
YY	<i>Appuis</i>	5.28	0.014	0.392	SSA	0.994	348	0.908	1.92	4HA14=5.65	25
	<i>travée</i>	8.742	0.017	0.392	SSA	0.989	348	1.54	1.92	4HA14=5.65	25

Tableau 1- ferrailage du voile périphérique

X-4-1-Recommandation du RPA :

Le voile doit avoir les caractéristiques suivantes :

- Les armatures sont constituées de deux nappes
- Le pourcentage minimal des armatures est de (0,10%B) dans les deux sens (horizontal et vertical)
- $A \geq 0,001 b h = 0,001 \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2$

Chapitre VII

- Les deux nappes sont reliées par quatre (04) épingles/m² de HA8.

(b = 1 m = 100 cm ; h : épaisseur du voile = 20 cm).

X-5-Vérification à l'ELS :

X-5-1-Vérification des contraintes :

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$. ($f_{c28} = 25 \text{ MPa}$)

Si la condition suivante est satisfaite, la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

$$\alpha < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}; \text{ avec } \gamma = \frac{M_U}{M_S}$$

Sens	Zone	Mu	Ms	γ	α	$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$	Observation
XX	<i>Appui</i>	12.437	4.3	1.28	0.45	0.39	<i>vérifiée</i>
	<i>Travée</i>	10.571	7.31	1.28	0.45	0.39	<i>vérifiée</i>
YY	<i>appui</i>	5.25	3.65	0.80	0.38	0.19	<i>vérifiée</i>
	<i>travée</i>	8.724	6.21	0.80	0.38	0.19	<i>vérifiée</i>

Tableau 1- ferrailage du voile périphérique

X-5-1-Vérification de la flèche

Si les conditions suivantes sont vérifiées, la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

$$\frac{h}{l_x} \geq \frac{M_t}{20 M_U}$$

$$\frac{h}{l_x} = \frac{20}{3.06} = 0.065 > \frac{M_t}{20 M_U} = \frac{10.571}{20 \times 12.437} = 0.042 \Rightarrow \text{vérifiée}$$

$$\frac{A}{bd} = \frac{5.65}{100 \times 17} = 0.0037 < \frac{2}{400} = 0.005 \Rightarrow \text{vérifiée}$$

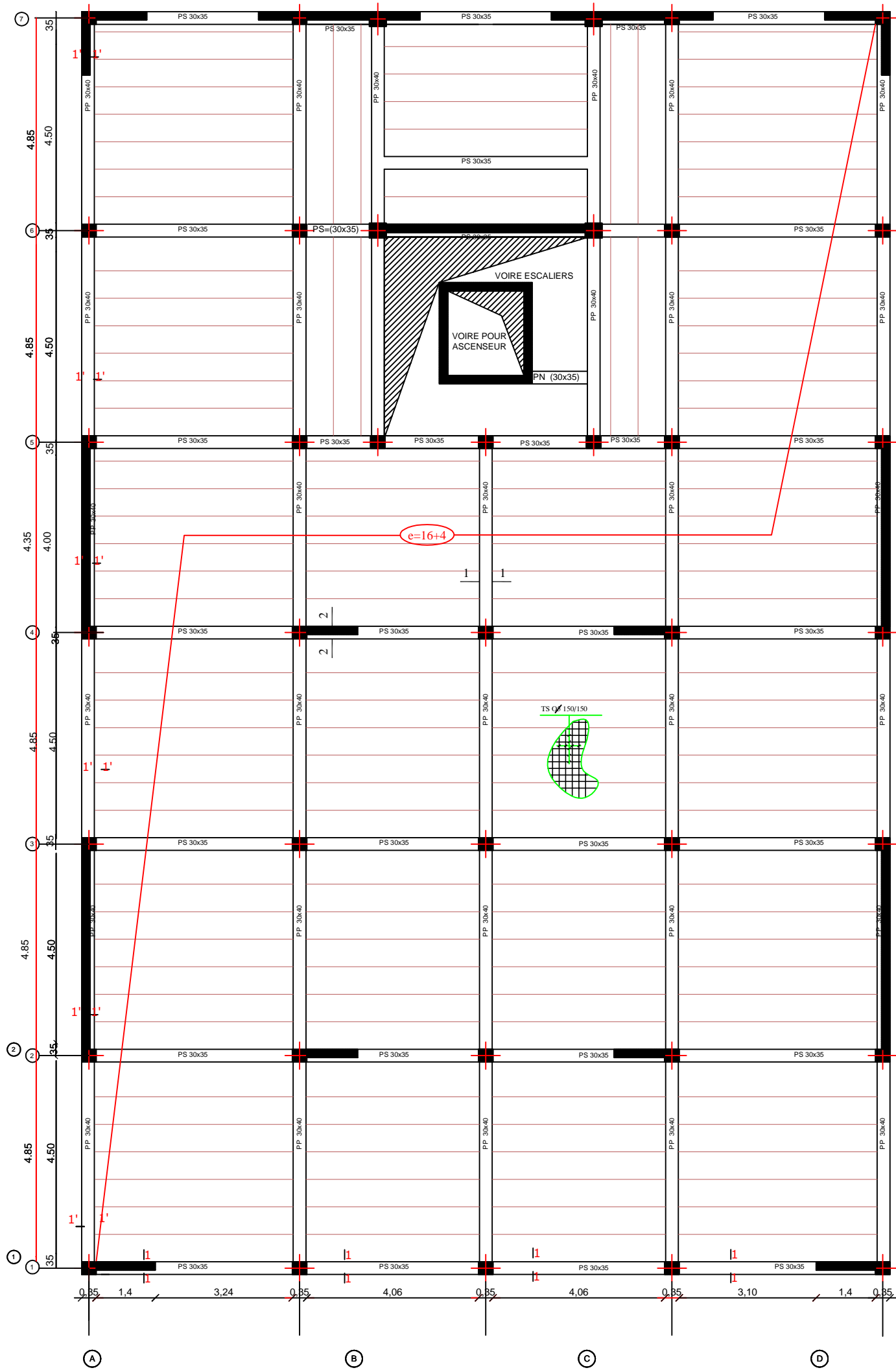
- Les deux conditions sont vérifiées, donc il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche.

Chapitre X

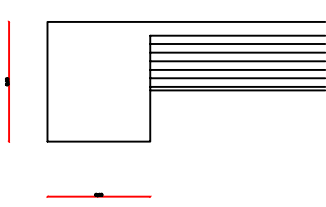
Plans de

ferraillage.

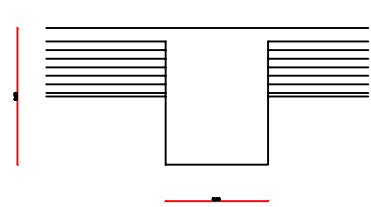
PLAN DE COFFRAGE DU PLANCHER NIVEAU +0.00 [Ech 1/50]



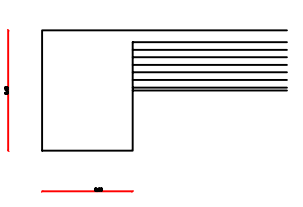
Coupe 1-1



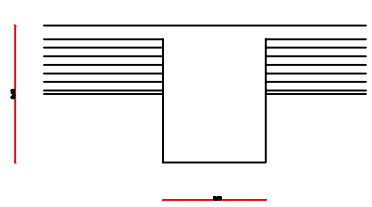
Coupe 2-2



Coupe 1'-1'

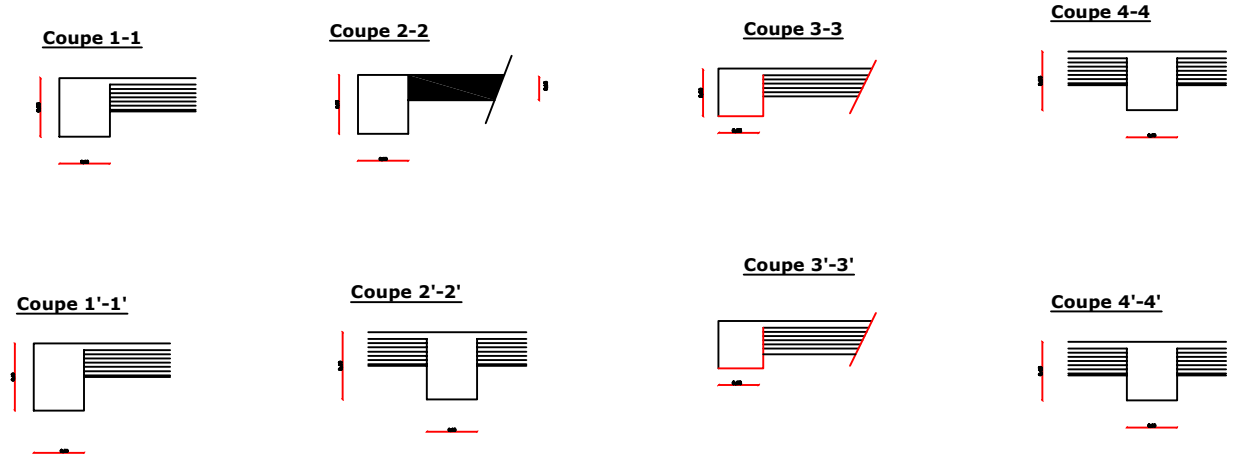
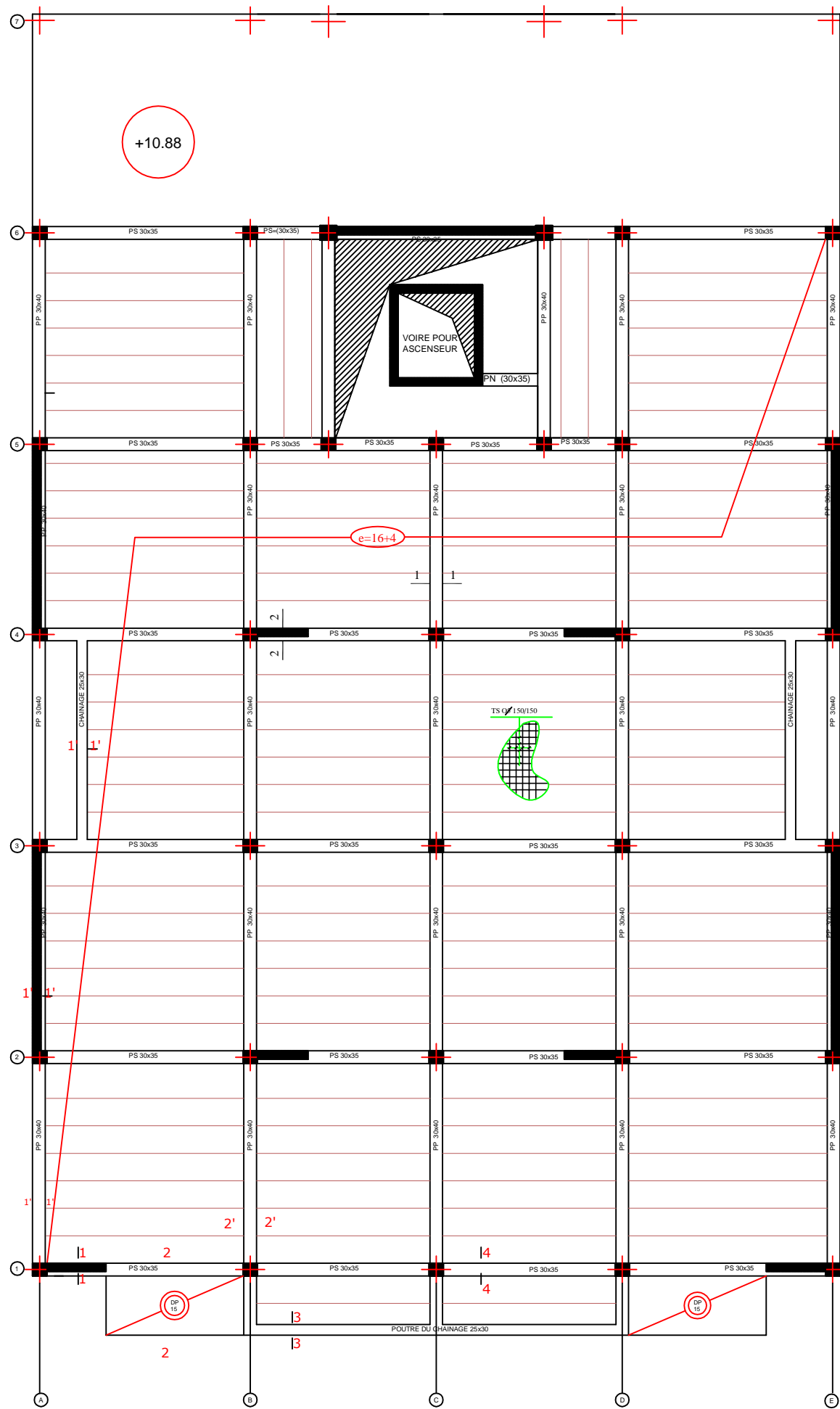


Coupe 2'-2'



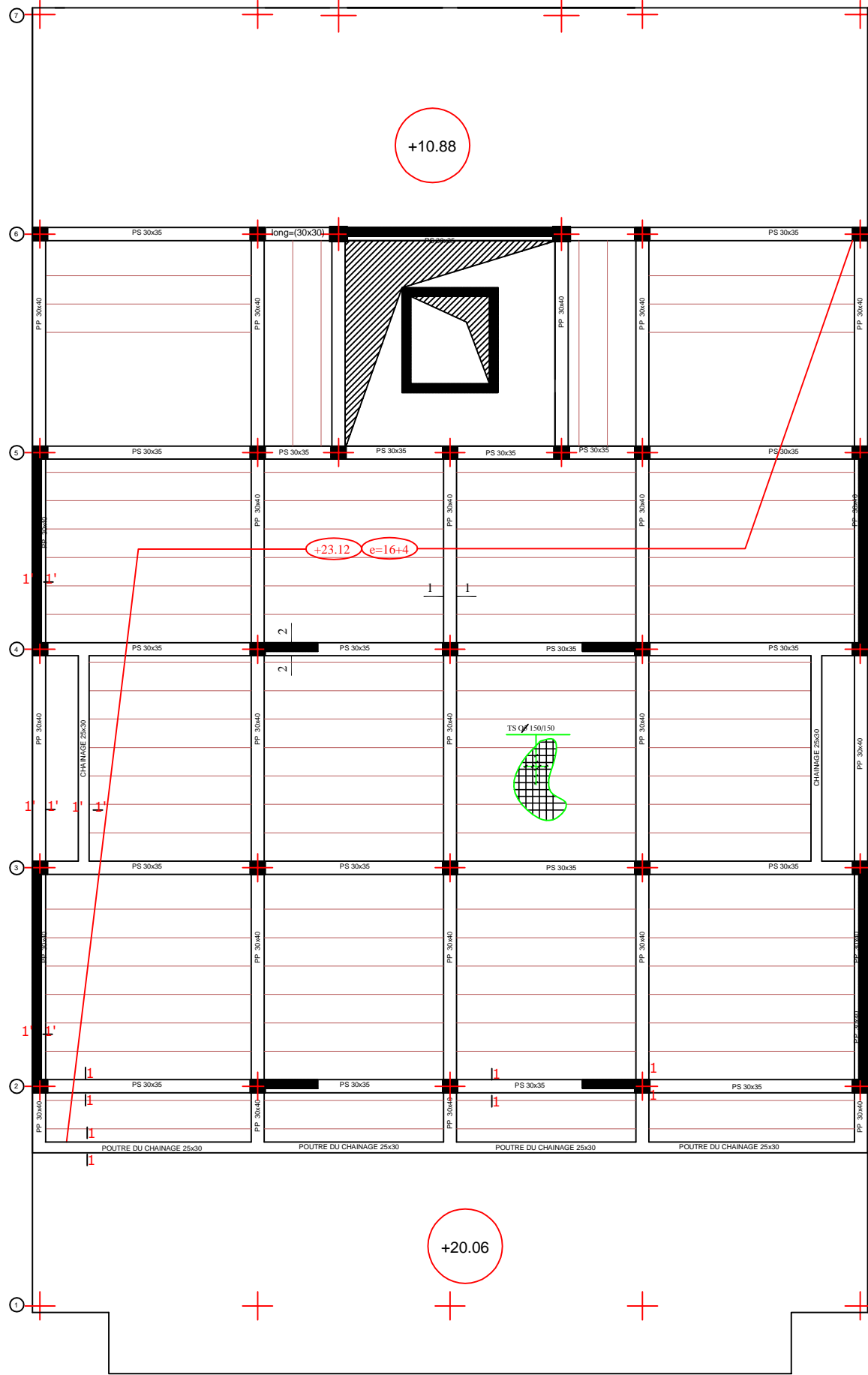
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULoud MAMMERI DE TIZI-OUZOU FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL		
ETUDE PAR : Mr: SINI LOUNIS	TITRE : PLAN DE COUFRAGE	
DIRIGE PAR : Mr HAMMAR	PROMOTION 2015/2016	PLANCHE N°
	ECHELLE	

PLAN DE COFFRAGE DU PLANCHER NIVEAU: +13.94; +17; +20.06 [Ech $\frac{1}{50}$]

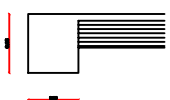


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULoud MAMMERI DE TIZI-OUZOU FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL		
ETUDIE PAR : Mr: SINI LOUNIS	TITRE : PLAN DE COUFRAGE	
DIRIGE PAR : Mr HAMMAR	PROMOTION 2015/2016	PLANCHE N°
		ECHELLE

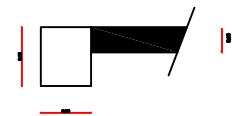
PLAN DE COFFRAGE DU PLANCHER NIVEAU: +23.12 [Ech 1/50]



Coupe 1-1



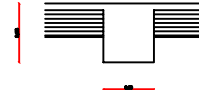
Coupe 2-2



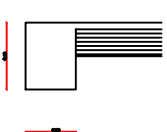
Coupe 3-3



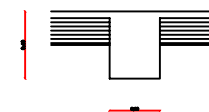
Coupe 4-4



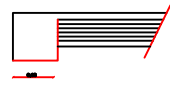
Coupe 1'-1'



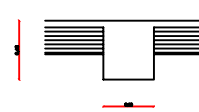
Coupe 2'-2'



Coupe 3'-3'



Coupe 4'-4'



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

ETUDIE PAR :
 Mr: SINI LOUNIS

TITRE :

DIRIGE PAR :
 Mr HAMMAR

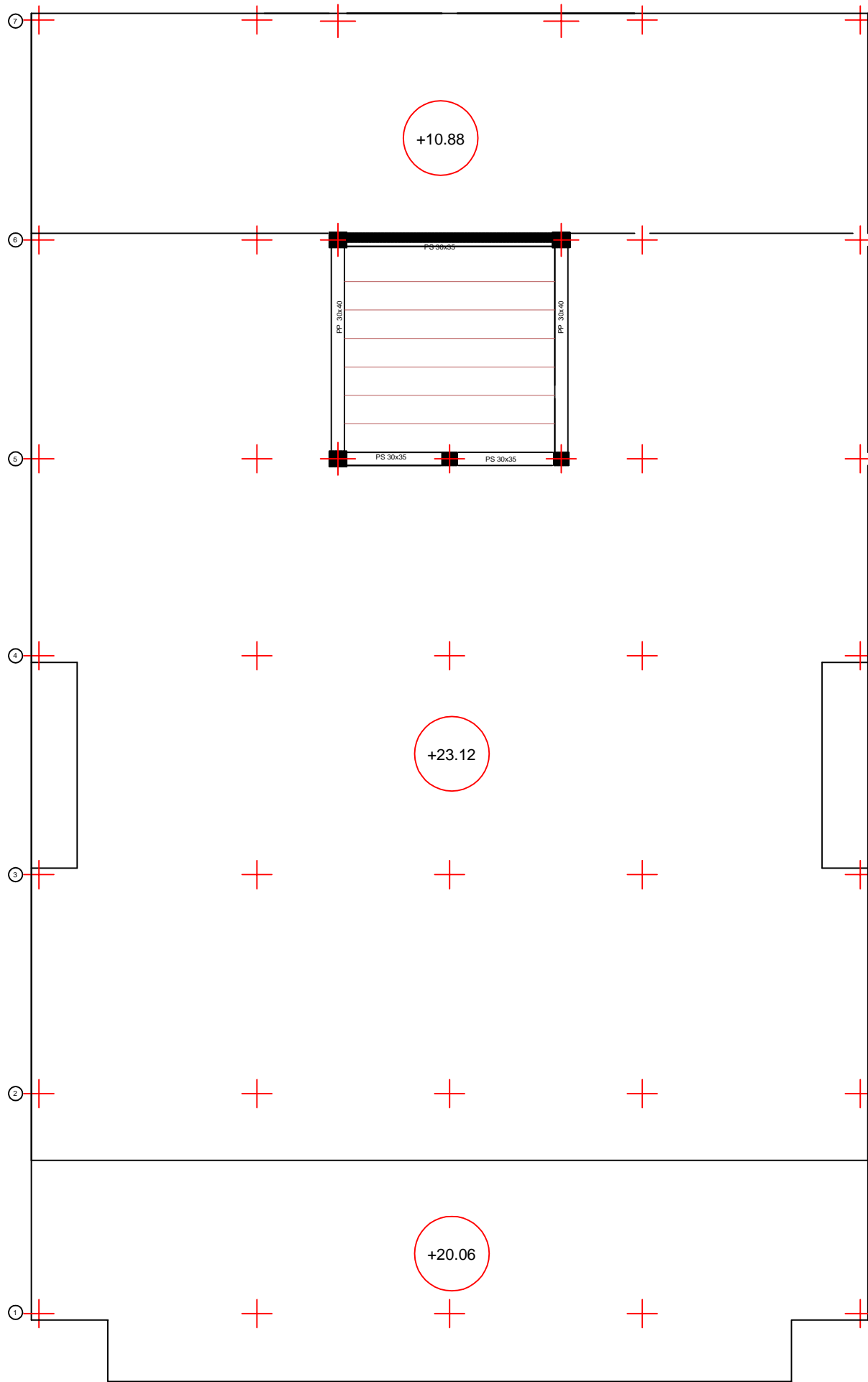
PLAN DE COUFRAGE

PROMOTION 2015/2016

PLANCHE N°

ECHELLE

PLAN DE COFFRAGE DU PLANCHER NIVEAU: +25.52 [Ech $\frac{1}{50}$]



REPUBLICQUE ALGERIENNE DEMOCTATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERRI DE TIZI-OUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR :
Mr: SINI LOUNIS

DIRIGE PAR :
Mr HAMMAR

PROMOTION 2015/2016

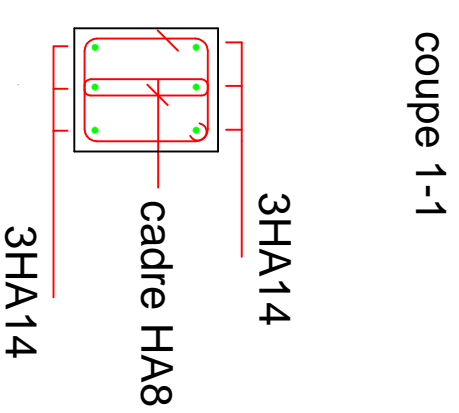
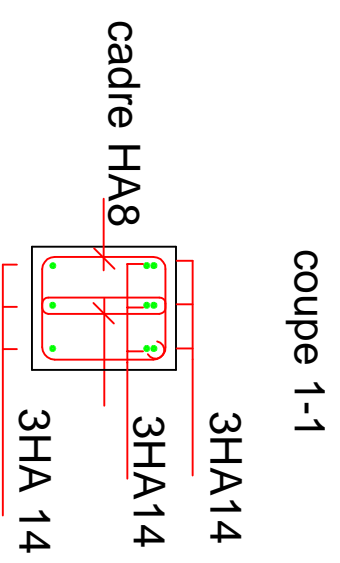
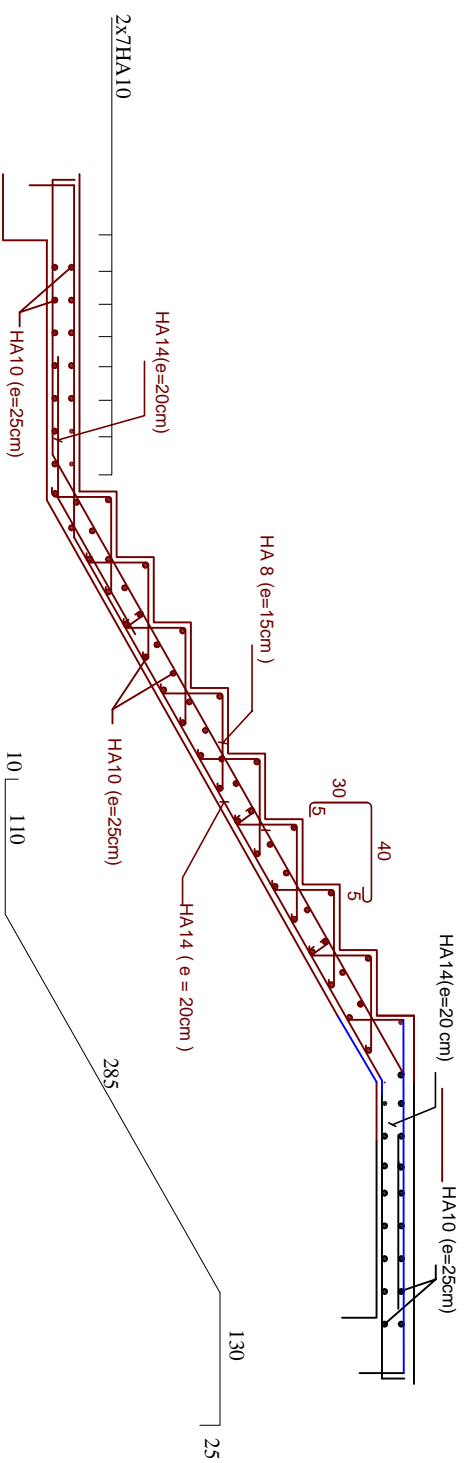
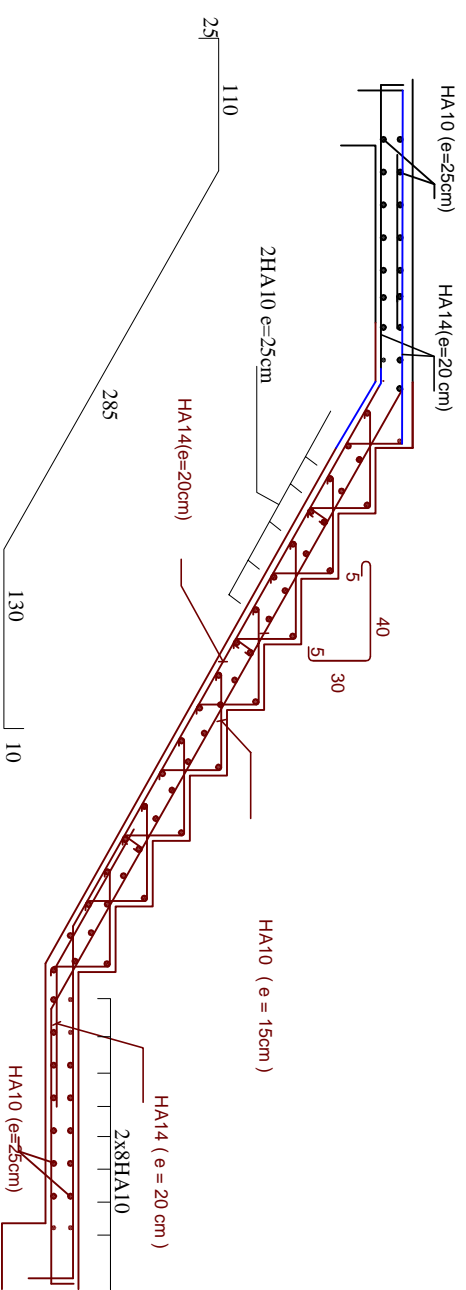
TITRE :

PLAN DE COUFRAGE

PLANCHE N°

ECHELLE

EXEMPLE DE FERRAILLAGE DES ESCALIERS.



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

ETUDE PAR :
 Mr SINI LOUNIS

TITRE :
 FERRAILLAGE DES ESCALIERS

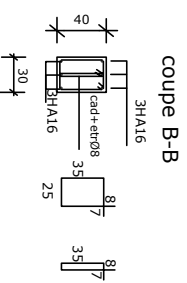
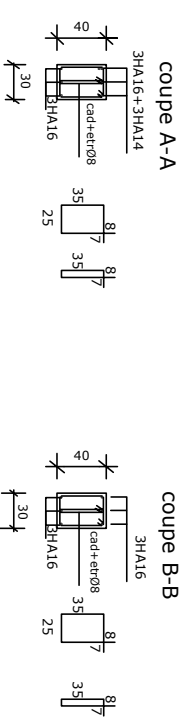
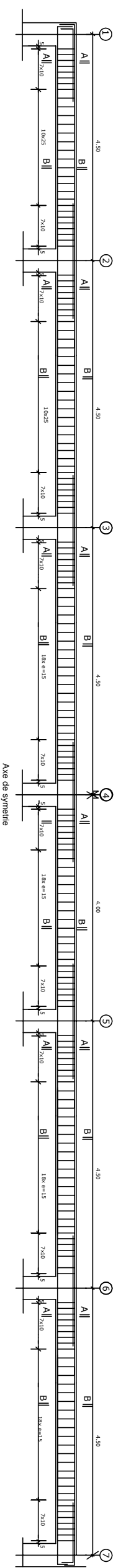
DIRIGE PAR :
 Mr HAMMAR

PLANCHE N°

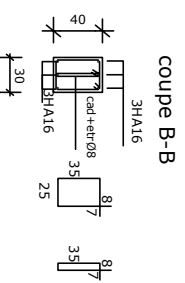
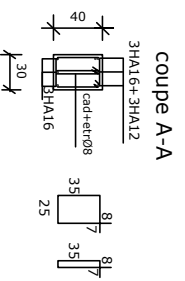
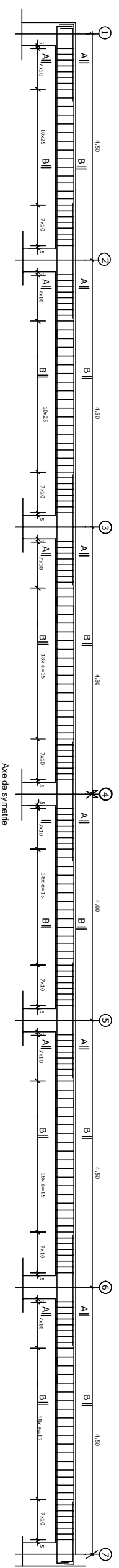
PROMOTION 2015/2016

ECHELLE

EXEMPLE DE FERRAILLAGE DES POUTRES PRINCIPALES (30x40) DE SOUS /SOL AU NIVEAU +7.48



EXEMPLE DE FERRAILLAGE DES POUTRES PRINCIPALES (30x40) DE NIVEAU +10.88 AU NIVEAU + 25.52.



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 UNIVERSITE MOULOU D MAMMARI DE TIZOUZOU
 FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDE PAR :
Mr SINI LOUNIS

TITRE :

FERRAILLAGE DES POUTRES

DIRIGE PAR :

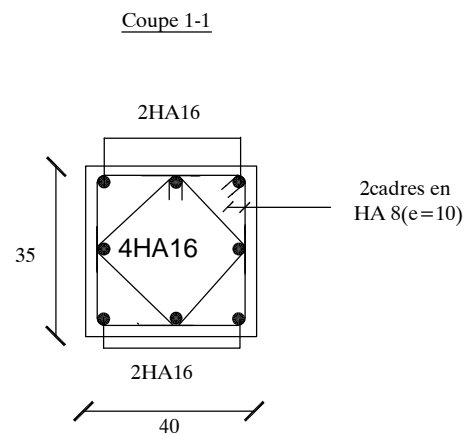
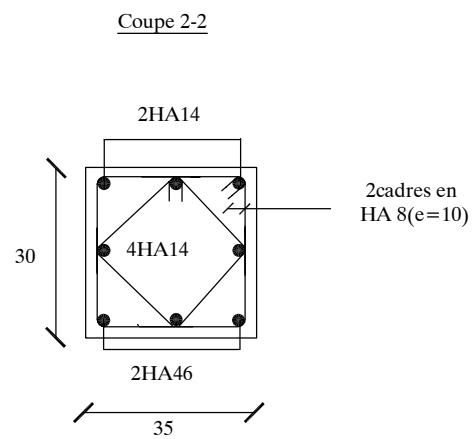
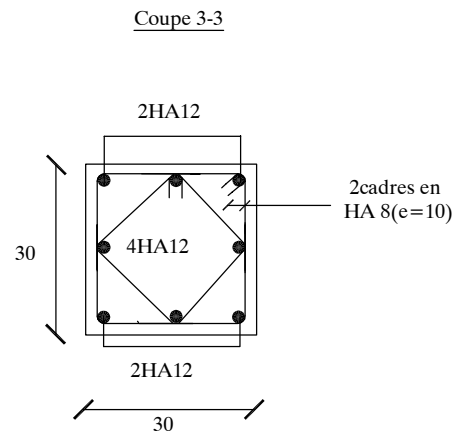
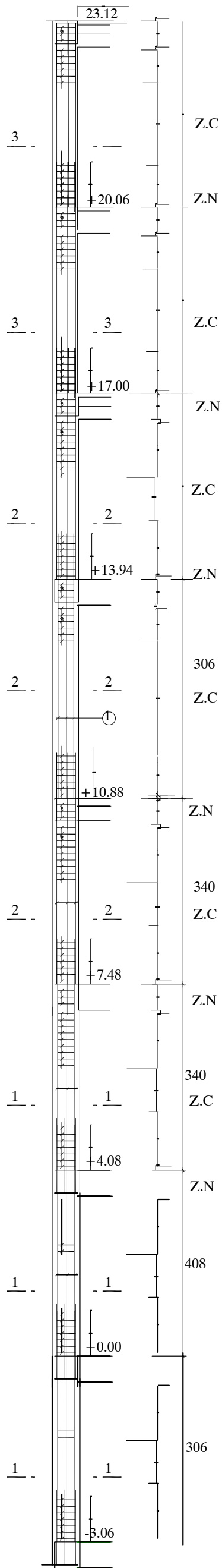
Mr HAMMAR

PROMOTION 2015/2016

PLANCHE N°

ECHELLE

Exemple de ferrailage des poteaux reduit a tous les Niveaux

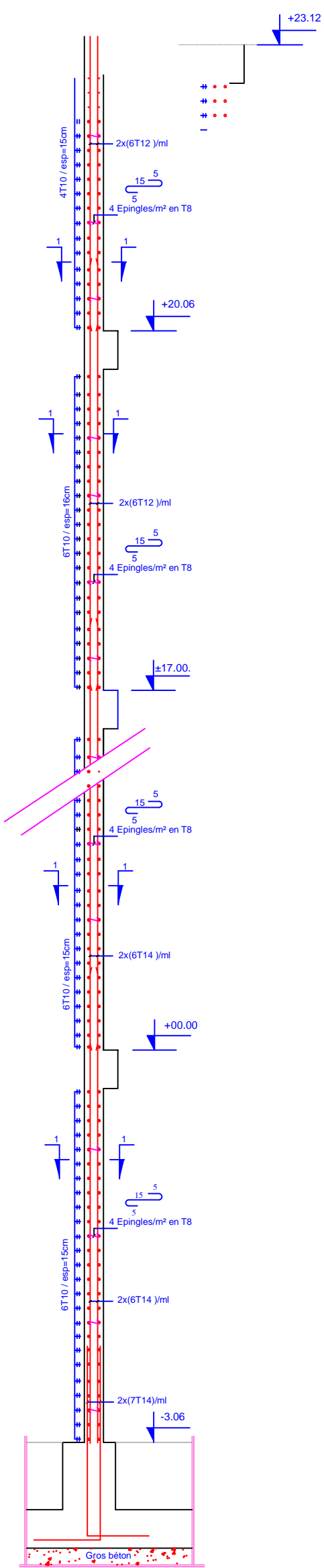


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 UNIVERSITE MOULOU D MAMMERRI DE TIZI-OUZOU
 FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

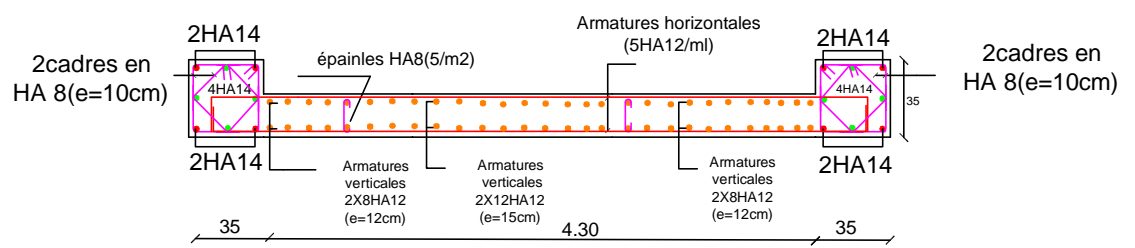
ETUDIE PAR :
 Mr :SINI LOUNIS

DIRIGE PAR :
 Mr : HAMMAR

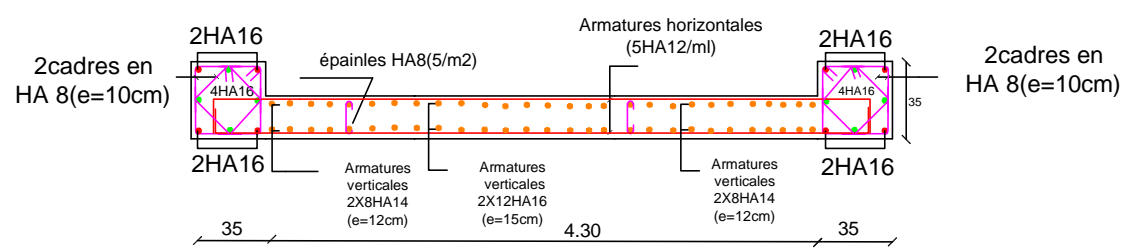
TITRE:
 Ferrailage des poteaux



Coupe 2-2



Coupe 1-1



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

ETUDE PAR :

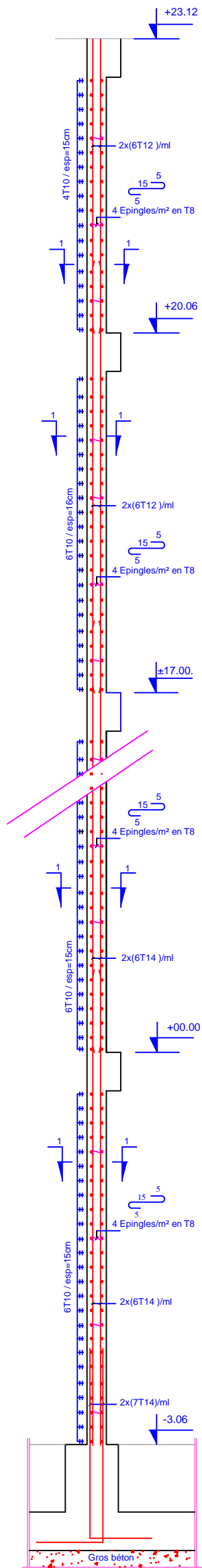
Mr : SINI LOUNIS

TITRE:

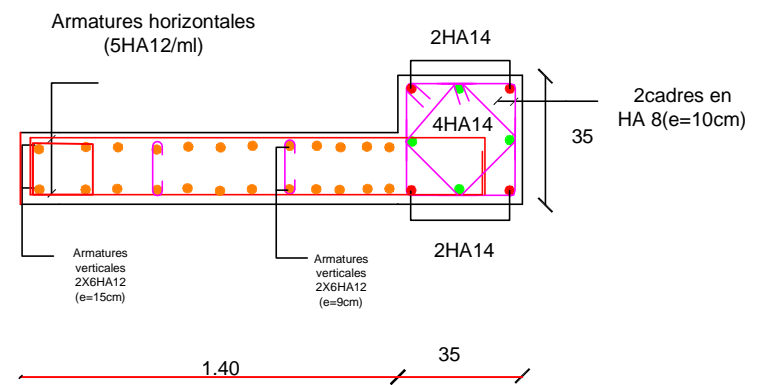
Ferrailage des voiles pleins

DIRIGE PAR :

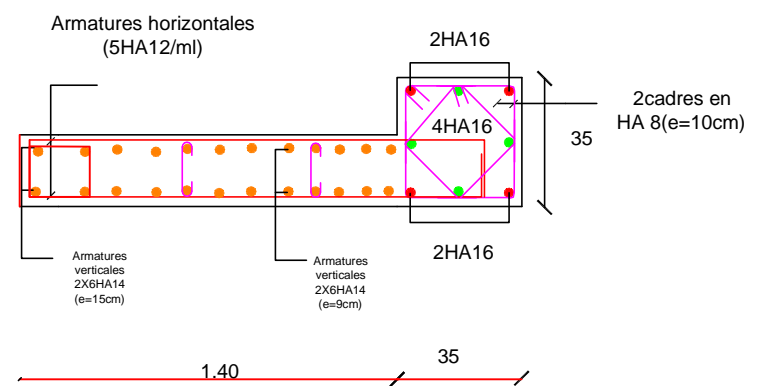
Mr HAMMAR



Coupe 2-2



Coupe 1-1



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

ETUDIE PAR :

Mr : SINI LOUNIS

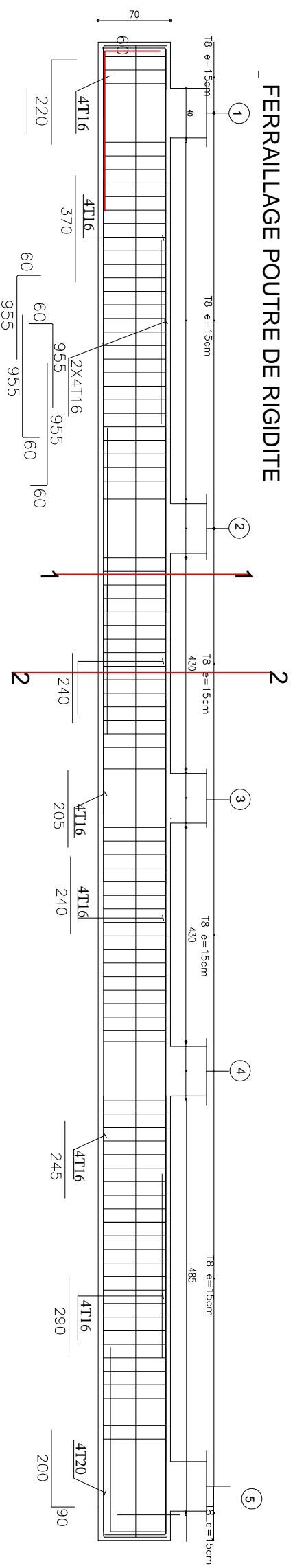
TITRE:

Ferrailage des voiles avec ouvertures

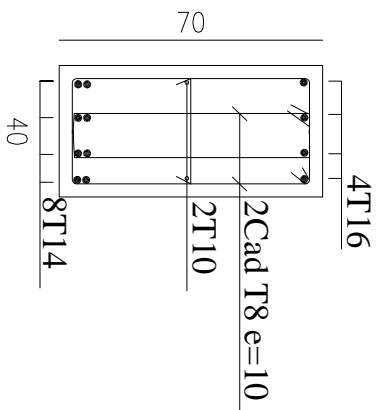
DIRIGE PAR :

Mr HAMMAR

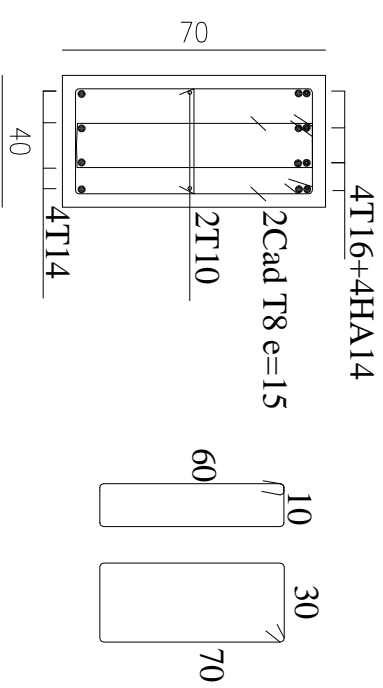
FERRAILLAGE POUTRE DE RIGIDITE



COUPE 1-1



COUPE 2-2



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 UNIVERSITE MOULOU MAMMARI DE TIZ-OUZOU
 FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDE PAR :

Mr SINI LOUNIS

TITRE :

FERRAILLAGE DE POUTRE DE RIGIDITE

DIRIGE PAR :

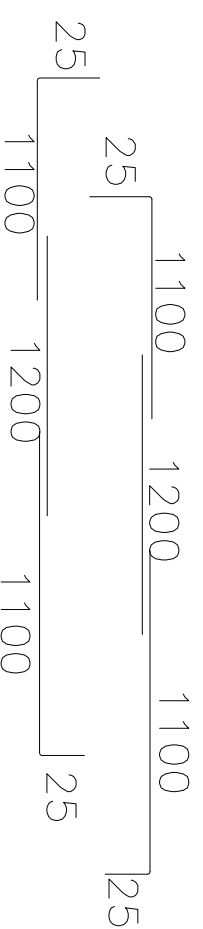
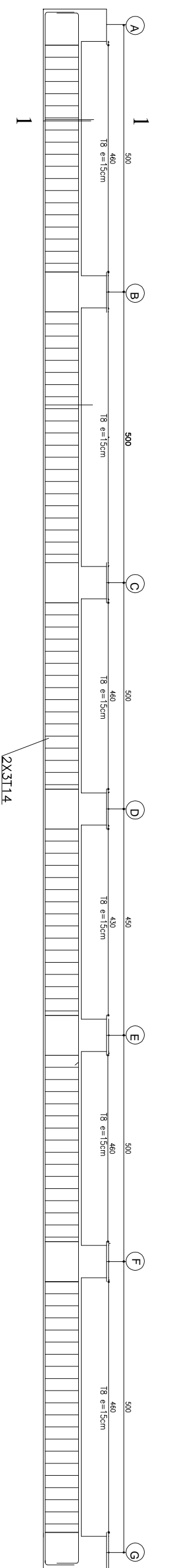
Mr HAMMAR

PROMOTION 2015/2016

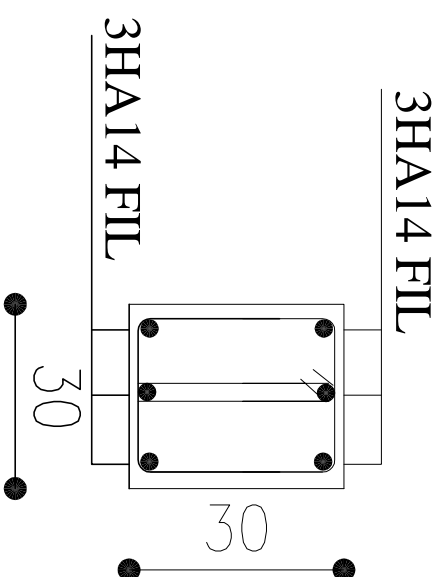
PLANCHE N°

ECHELLE

FERRAILLAGE DES LONGRINES



COUPE 3-3



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 UNIVERSITE MOULOU MAMMARI DE TIZOUZOU
 FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDE PAR :
 Mr SINI LOUNIS

TITRE :

DIRIGE PAR :

FERRAILLAGE DES LONGRINES

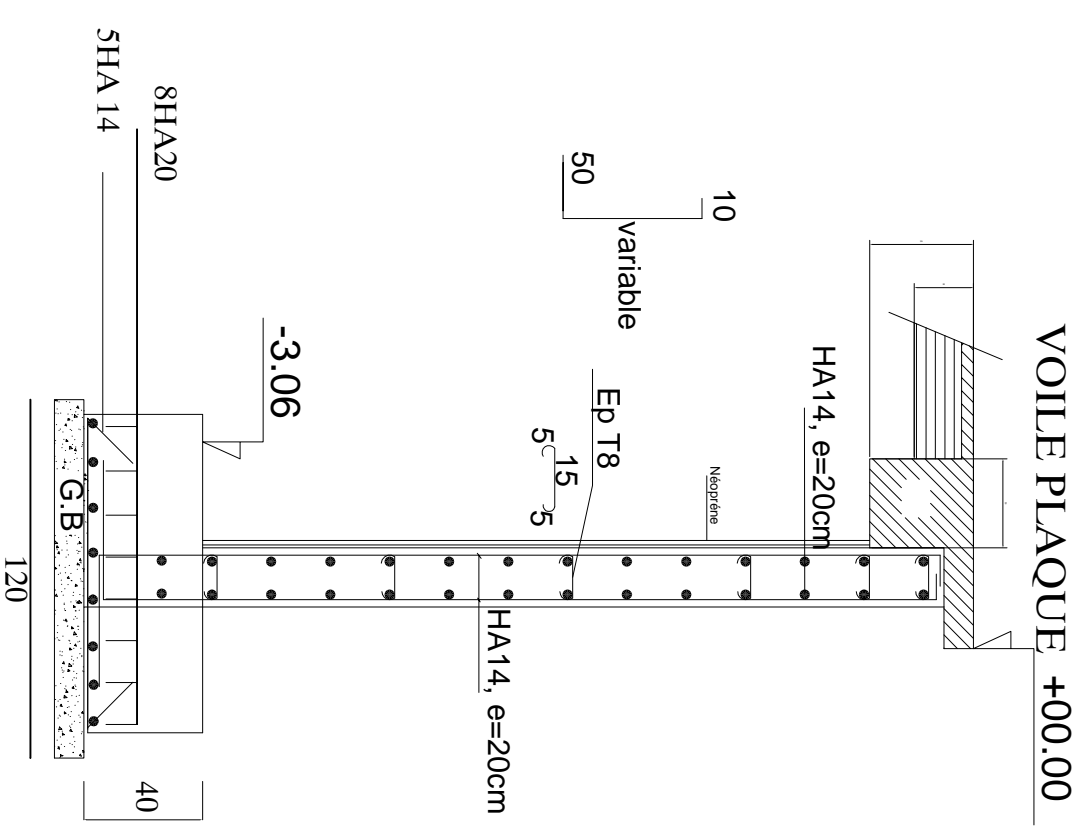
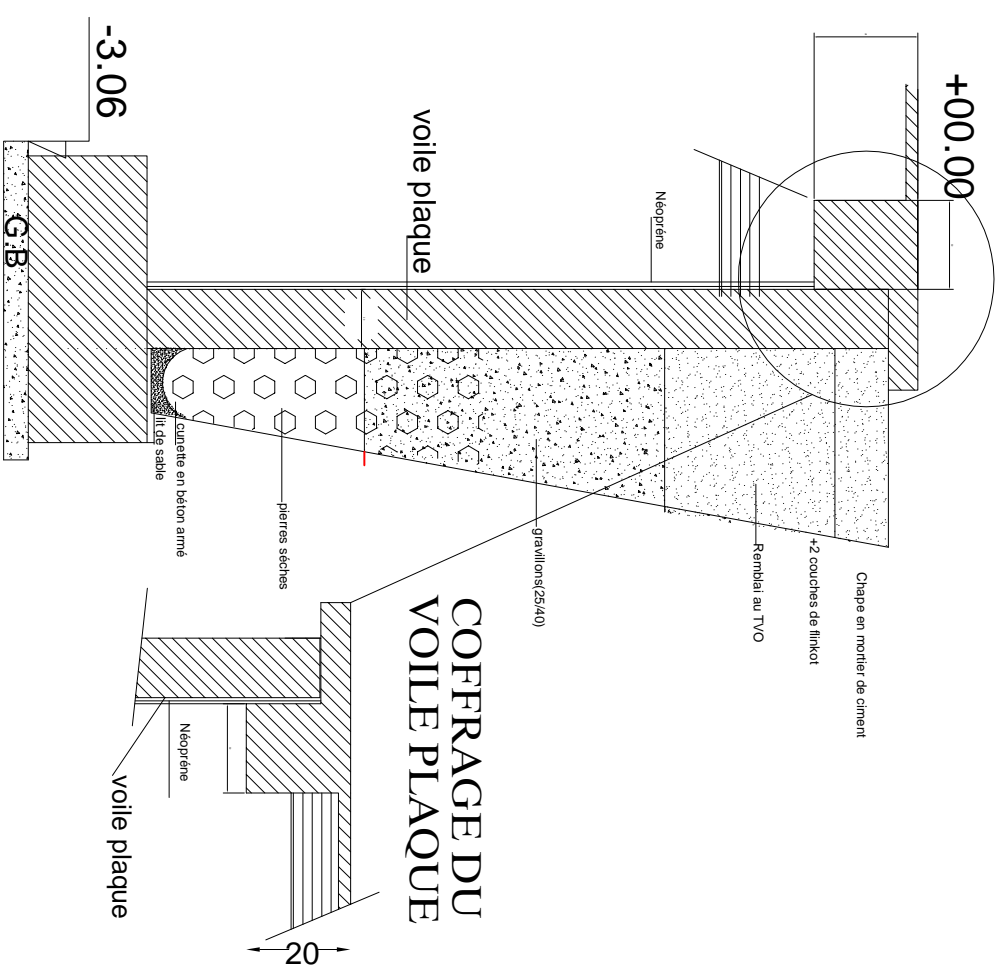
Mr HAMMAR

PROMOTION 2015/2016

PLANCHE N°

ECHELLE

COFFRAGE - FERRAILLAGE VOILE PLAQUE



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

ETUDE PAR : Mr SINI LOUNIS	TITRE : COFFRAGE - FERRAILLAGE VOILE PLAQUE
DIRIGE PAR : Mr HAMMAR	PLANCHE N°
PROMOTION 2015/2016	ECHELLE

Conclusion :

- *Ce projet de fin d'étude qui consiste en l'étude d'un bâtiment (R+5+S/Sol +Ettage en Attique.) à ossature mixte est ma première expérience qui m'a permis de mettre en application les connaissances théoriques acquises tout au long de ma formation.*
- *IL m'a permis de voir d'autres méthodes utiles à l'ingénieur en génie civil en tenant compte des règlements en vigueur, ainsi que l'utilisation de l'outil informatique pour l'analyse de la structure est très bénéfique.*
- *L'élaboration d'un projet de bâtiment, m'a permis de constater que l'ingénieur de génie civil ne doit pas se baser seulement sur le calcul théorique mais aussi sur la concordance avec le côté pratique car ce dernier s'établit sur des critères à savoir :*
 - *La résistance ;*
 - *La durabilité ;*
 - *L'économie.*
- *Ce travail m'a incité à me documenter davantage pour parer à toutes les difficultés rencontrées au cours de sa réalisation et d'améliorer ma vision sur le comportement des structures en général et des voiles en particulier.*

Références bibliographique

Règlements :

- ❖ *Règles Parasismiques Algériennes RPA/version 2003*
- ❖ *Règles de conception et de calcul des Structures-Béton Armé CBA93.*
- ❖ *Règles de calcul de béton Armée Aux Etats Limites BAEL91.*
- ❖ *Document technique règlementaire DTR B.d.2.2*

Livre :

- ❖ *Calcul des ouvrages en béton armée-*
- ❖ *Ouvrages en béton armé. Technologie du Bâtiment_ Gros œuvre_ édition 2003.*
- ❖ *Aide mémoires.*

Cours et TD :

- ❖ *Béton armé.*
- ❖ *Dynamique des structures.*
- ❖ *Bâtiment.*
- ❖ *mécaniques des sols.*
- ❖ *Notion sur règlement .*
- ❖ *Résistance des matériaux.*

Logiciels :

- ❖ *Logiciel de modélisation et d'analyse des structures ROBOT version 2010.*
- ❖ *Auto CAD 2010.*
- ❖ *EXCEL 2007.*
- ❖ *WORD 2007.*