

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



Mémoire de fin d'étude

En vue d'obtention du diplôme Master en Génie Civil.
Option : Construction Civile et Industrielle.

THEME

*Etude d'un bâtiment (RDC+7+2Attiques+1 Sous Sol à usage
d'Habitation et Commercial Contreventé par Voiles et
Portiques avec l'application ETABS*



Dirigé par:
M^r : IDIR.A

Etudié par :

M^{elle} : BENNANE LOUIZA
M^{elle} : BOUMEKLA OUARDIA

Promotion 2019

REMERCIEMENTS

Au terme de ce travail, nous tenons à exprimer nos vifs remerciements à M^r IDIR pour avoir accepté de diriger ce modeste travail, tout au long de l'élaboration du présent mémoire.

Nous tenons à remercier tous les enseignants de GENIE CIVIL qui ont contribué à notre formation

Nos remerciements à tous ceux qui ont participé de près ou de loin à l'élaboration de ce mémoire et qui se sont dévoués pour nous venir en aide.

Nos remerciements à nos familles et tous les amis (es)

Enfin, nous tenons à remercier également les membres de jury qui nous feront l'honneur de juger notre travail.

Merci à tous

DEDICACES

Au nom d'Allah, le Tout Miséricordieux, le Très Miséricordieux

Je dédie ce modeste travail aux personnes qui me sont les plus chères :

A Ma grande mère

Mes très chers parents

A Mon mari : Djamel

A Mon grand et petit frère : Samir et youva

A Toute ma famille et ma belle famille

A Mes amies : Souad et Kahina

A Ma binôme Louiza

A Toute la promotion 2019

Mes amis qui se reconnaîtront.

OUARDIA

DEDICACES

Au nom d'Allah, le Tout Miséricordieux, le Très Miséricordieux

Je dédie ce modeste travail aux personnes qui me sont les plus chères :

A Mes très chers parents

A Mon mari : Salah

A Mes sœurs : LYDIA, DJOUHER ET DJIDJI

A Mes frères : SALEM, BOUBAKER ET ELHADI

A Mon neveu AMINE

A Mes grands parents

A Toute ma famille et ma belle famille

A Toute mes amies

A Ma binôme OUARDIA

A Toute la promotion 2019

LOUIZA

LISTE DES FIGURES

Figure I.1 : Diagramme contrainte-déformation du béton (ELU).....	5
Figure I.2 : Diagramme contrainte-déformation du béton (ELS).....	6
Figure I.3 : Diagramme contrainte-déformation de l'acier.....	8
Figure II.1 : Coupe transversale d'un plancher en corps creux.....	10
Figure II.2 : Coupe de voile en plan	13
Figure II.3 : Coupe de voile en élévation.....	13
Figure II.4 : Coupe verticale du plancher terrasse	15
Figure II.5 : Coupe verticale d'un mur extérieur	17
Figure II.6 : Coupe verticale d'un mur intérieur	17
Figure II.7 : Loi de dégression des surcharges d'exploitation.....	21
Figure III.1.1 : Coupe transversale de l'acrotère.....	26
Figure III.1.2 : Diagrammes des efforts de l'acrotère (M T N).....	27
Figure III.1.3 : Section d'armatures de l'acrotère	28
Figure III.2.1 Treillis soudés	35
Figure III.2.2 : Sections des poutrelles après coulage	36
Figure III.2.3: Schéma statique.....	43
Figure III.2.4: Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.....	48
Figure III.2.5: Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.....	48
Figure III.2.6: Diagramme des moments fléchissants à l'ELS.....	56
Figure III.2.7: Diagramme des efforts tranchants à l'ELS.....	56
Figure III.4.1 : Schéma statique de la salle machine	65
Figure III.4.2: Schéma statique de l'escalier	75
Figure III.4.3: Diagrammes des efforts internes à l'ELU	81
Figure III.4.4: Diagrammes des efforts internes à l'ELS	88
Figure III.6.1 : Diagramme des efforts internes de la poutre palière à l'ELU.....	95
Figure III.6.2: Diagramme des efforts internes de la poutre palière à l'ELS.....	99
Figure III.7.1 : Schéma de chargement de la poutre de chaînage a l'ELU	103
Figure III.7.2: Schéma de chargement de la poutre de chaînage a l'ELS.....	103
Figure III.7.3: Diagramme des efforts internes de la poutre de chaînage a l'ELU	104
Figure III.7.4: Diagramme des efforts internes de la poutre de chaînage a l'ELS.....	105
Figure VI.1 : Diagramme des contraintes	206
Figure VI.2: Périmètre utile des voiles et des poteaux	209
Figure VI.3 : Panneau le plus sollicité	212
Figure VI.4 : Schéma statique du débord	216
Figure VI.5 : Répartition trapézoïdale	218
Figure VI.6 : Présentation du chargement simplifier	219
Figure VI.7. Répartition triangulaire	219
Figure VI.8.: Schéma statique de la nervure a l'ELU (Calcul des moments sens XX).....	244
Figure VI.9 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU (sens XX).....	244

<i>Figure VI.10: Schéma statique de la nervure a l'ELU (Calcul des efforts Tranchants sens XX)</i>	245
<i>Figure VI.11 : Diagramme des efforts tranchants a l'ELU (sens XX)</i>	245
<i>Figure VI.12.: Schéma statique de la nervure a l'ELS (Calcul des moments sens XX)</i>	245
<i>Figure VI.13: Diagramme des moments fléchissant à l'ELS (sens XX)</i>	246
<i>Figure VI.14: Schéma statique de la nervure a l'ELS (Calcul des efforts tranchants Sens XX)</i>	246
<i>Figure VI.15 : Diagramme des efforts tranchants a l'ELS (sens XX)</i>	246
<i>Figure VI.16.: Schéma statique de la nervure a l'ELU (Calcul des moments sens YY)</i>	247
<i>Figure VI.17: Diagramme des moments fléchissant à l'ELU (sens YY)</i>	247
<i>Figure VI.18: Schéma statique de la nervure a l'ELU (Calcul des efforts tranchants Sens YY)</i>	247
<i>Figure VI.19 : Diagramme des efforts tranchants a l'ELU (sens YY)</i>	248
<i>Figure VI.20.: Schéma statique de la nervure a l'ELS (Calcul des moments sens YY)</i>	248
<i>Figure VI.21: Diagramme des moments fléchissant à l'ELS (sens YY)</i>	248
<i>Figure VI.22: Schéma statique de la nervure a l'ELS (Calcul des efforts tranchants sens YY)</i>	248
<i>Figure VI.23 : Diagramme des efforts tranchants a l'ELS (sens YY)</i>	249

SOMMAIRE

<i>Introduction générale</i>	01
<i>Chapitre I : Présentation de l'ouvrage</i>	02
<i>Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments</i>	09
<i>Chapitre III : Calcul des éléments</i>	25
<i>III.1 -L'acrotère</i>	25
<i>III.2 Planchers</i>	33
<i>III.3 –Balcon</i>	60
<i>III.4–Salle machine</i>	64
<i>III.5-Escaliers</i>	74
<i>III.6-Poutre palière</i>	92
<i>III.7-Poutre de chaînage</i>	101
<i>Chapitre IV : Modélisation et vérification selon les exigences du RPA</i>	112
<i>Chapitre V : Ferrailage des éléments structuraux</i>	137
<i>V.1 – Poteaux</i>	137
<i>V.2 – Poutres</i>	148
<i>V.3- Voiles</i>	157
<i>Chapitre VII : Etude d l'infrastructure</i>	173
<i>Chapitre VIII : Etude du Mur Plaque</i>	207
<i>Conclusion générale</i>	212

Bibliographie

Introduction Générale

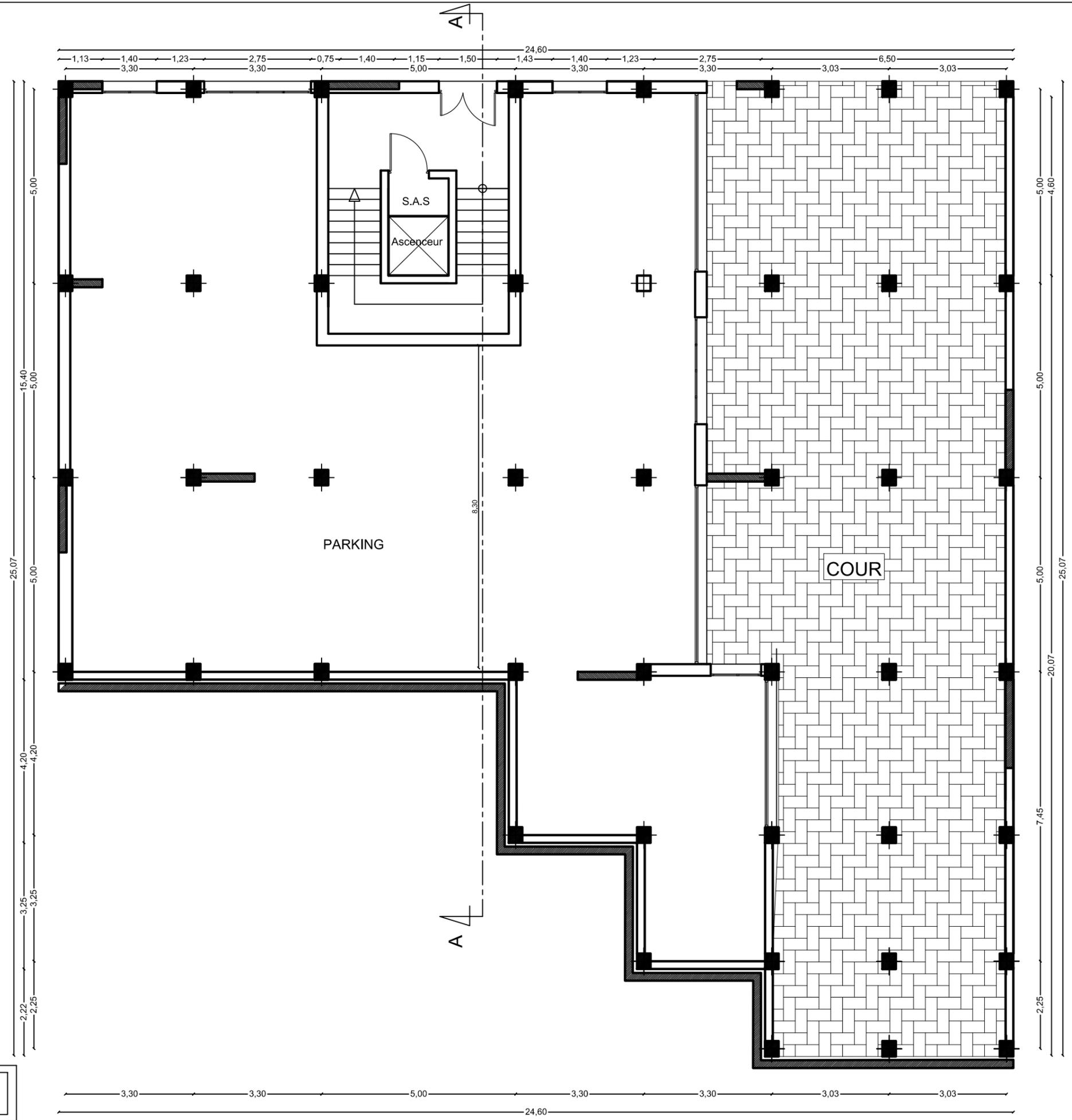
Le Génie Civil est un ensemble des techniques concernant tous les types de construction.

L'objectif de ce projet est de nous mettre en situation réelle d'ingénieur en génie civile pour le calcul des différentes parties d'une construction tout en respectant la réglementation en terme de résistance, fonctionnalité, confort et contrainte économique.

L'analyse approfondie des ouvrages touchés par le séisme nous renvoi souvent aux mêmes causes dont les principales sont dues à des mauvaises dispositions constructives ou des mals façons d'exécution généralement criardes.

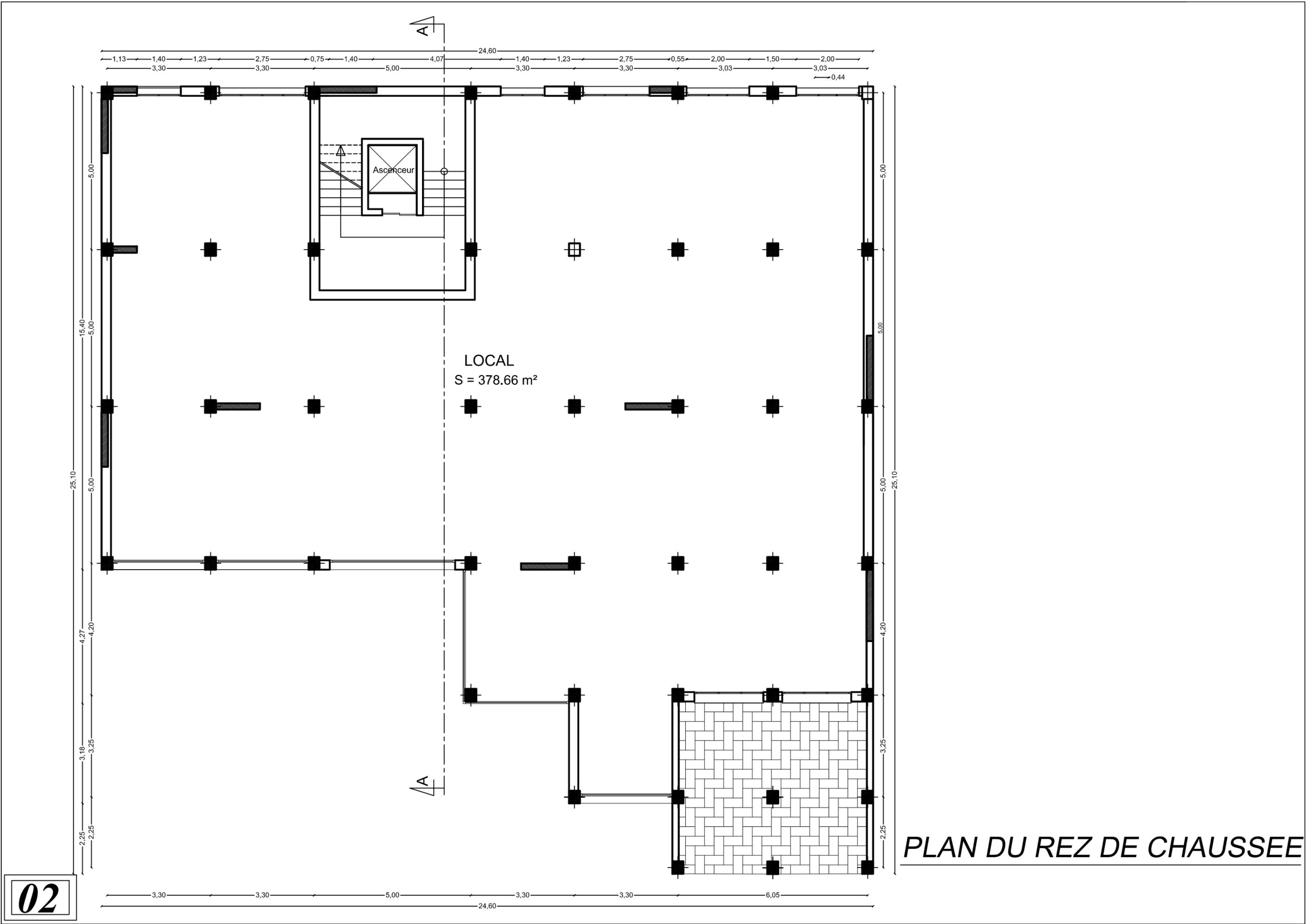
Pour cela nous ne devons pas appliquer uniquement les règlements mais nous devons impérativement comprendre les facteurs déterminants le comportement dynamique de la structure.

Au cours de ce travail, nous nous sommes intéressés à l'étude d'un bâtiment (R+7+2 Attiques +1 sous sol) contenté par voile portique (mixte).



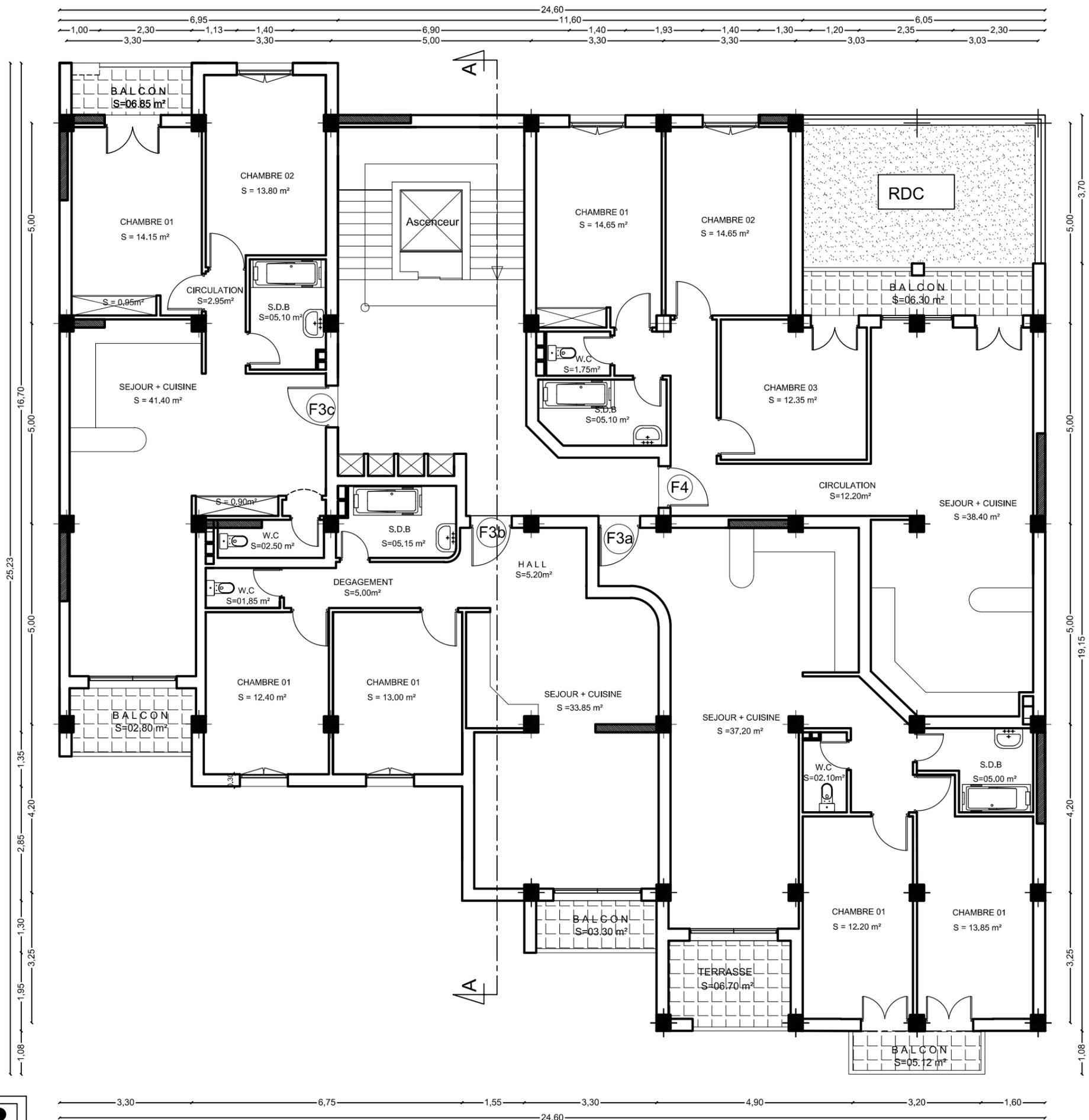
01

PLAN DU SOUS SOL
Niv: (-3.06)

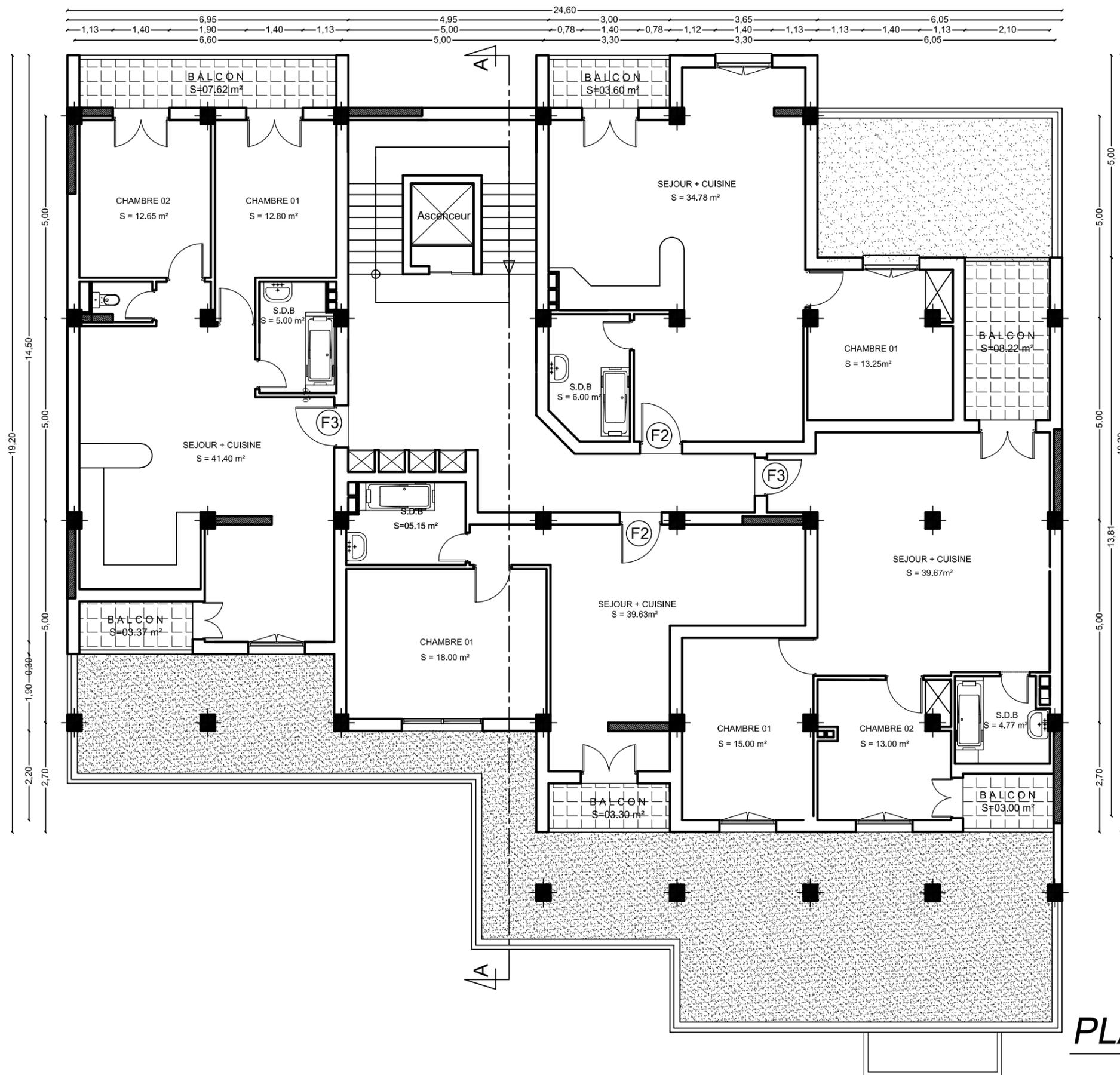


LOCAL
 S = 378.66 m²

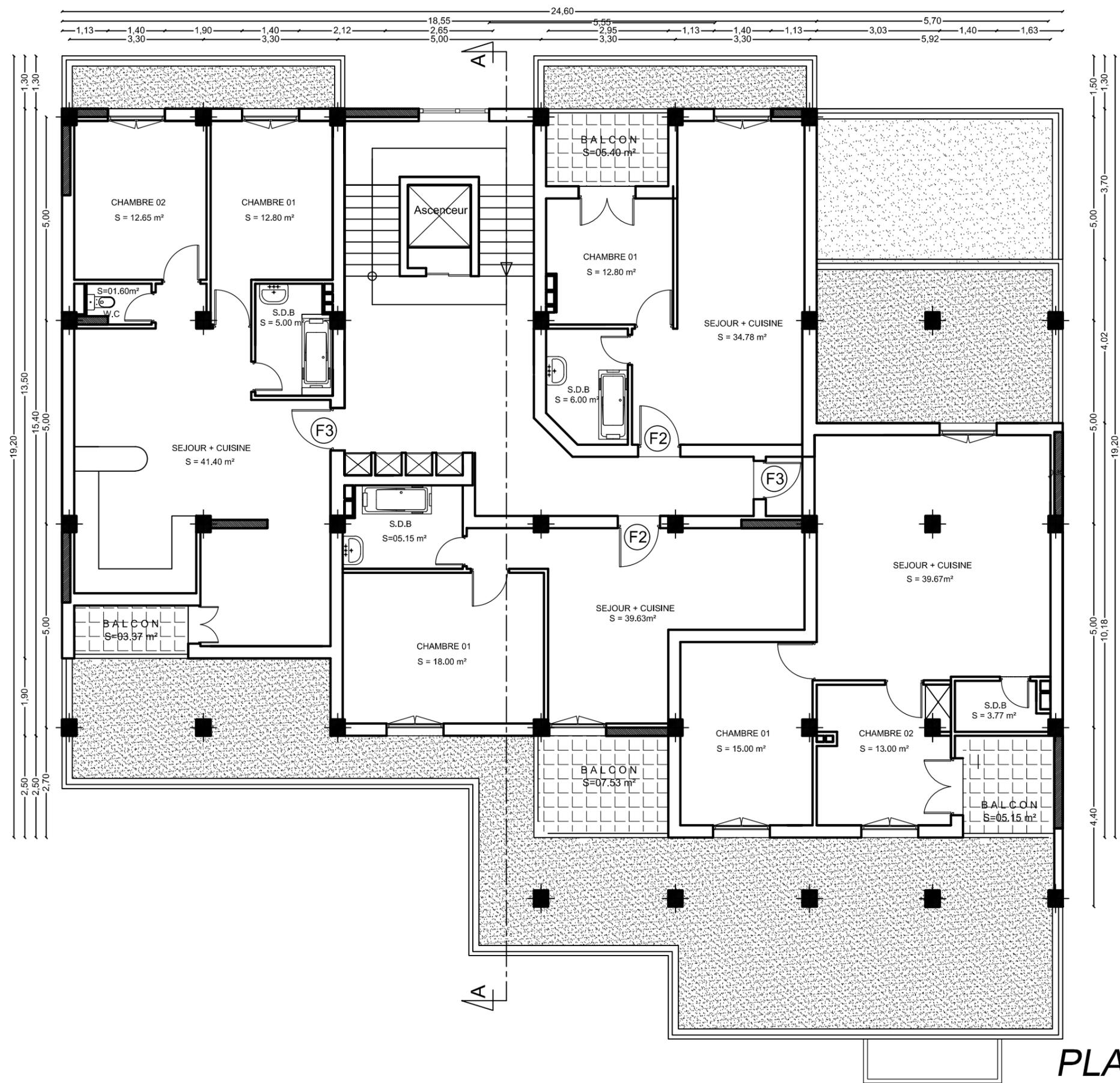
PLAN DU REZ DE CHAUSSEE



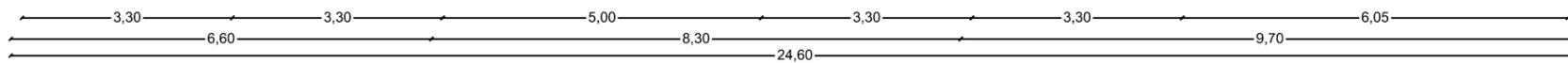
PLAN D'ETAGE COURANT

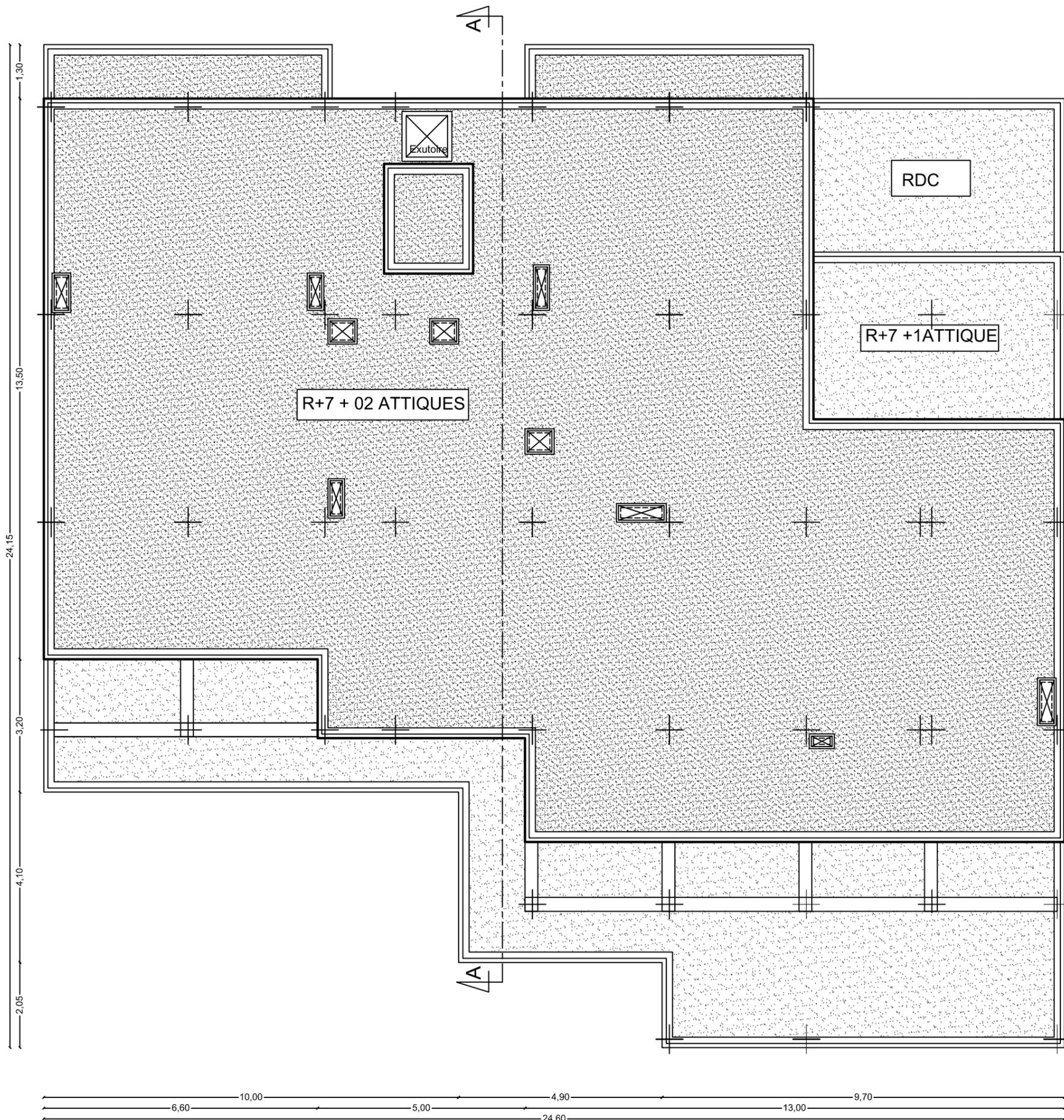


PLAN DE L'ETAGE ATTIQUE 01



PLAN DE L'ETAGE ATTIQUE 02





RDC

R+7 + 1ATTIQUE

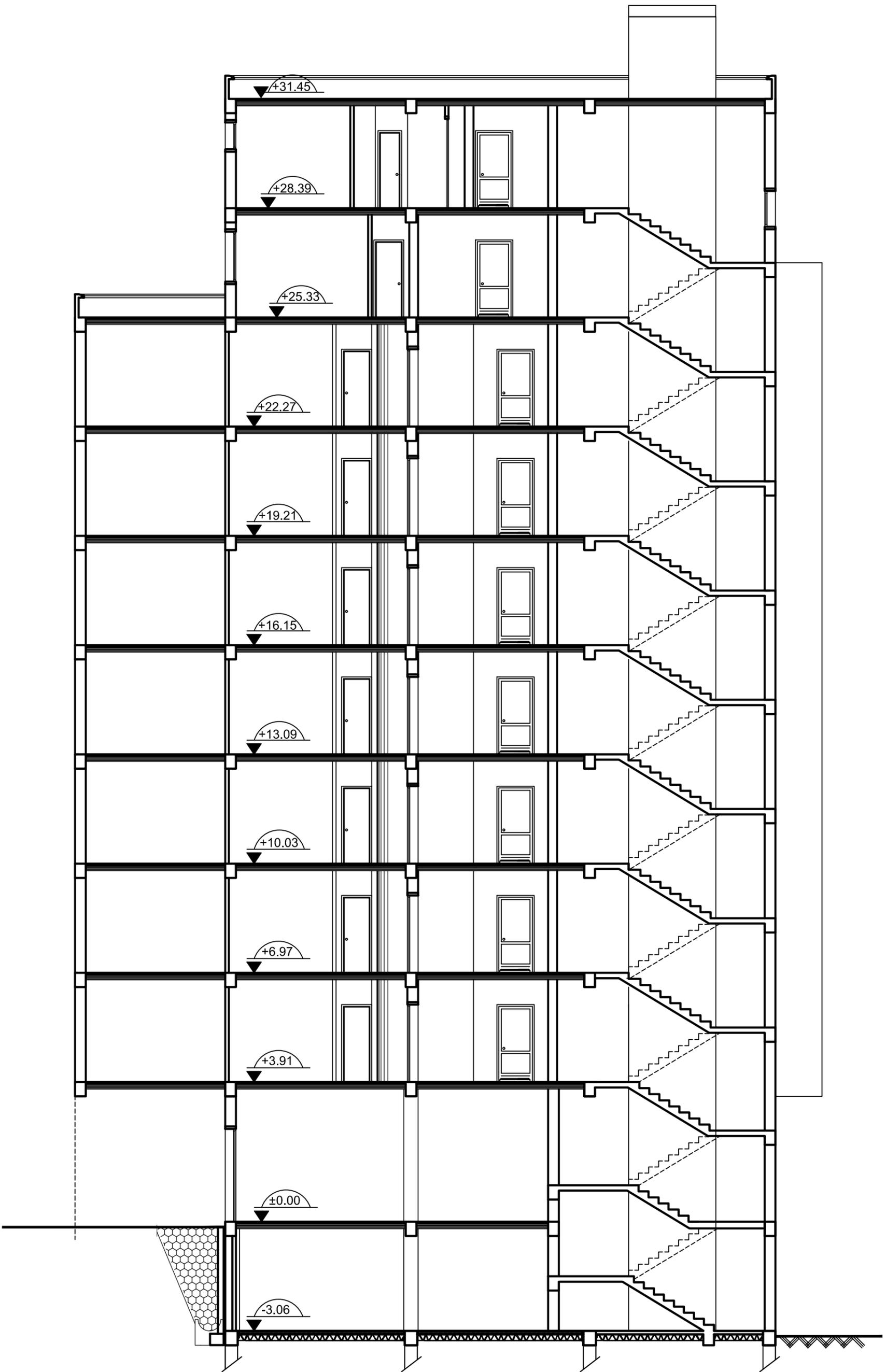
R+7 + 02 ATTIGUES

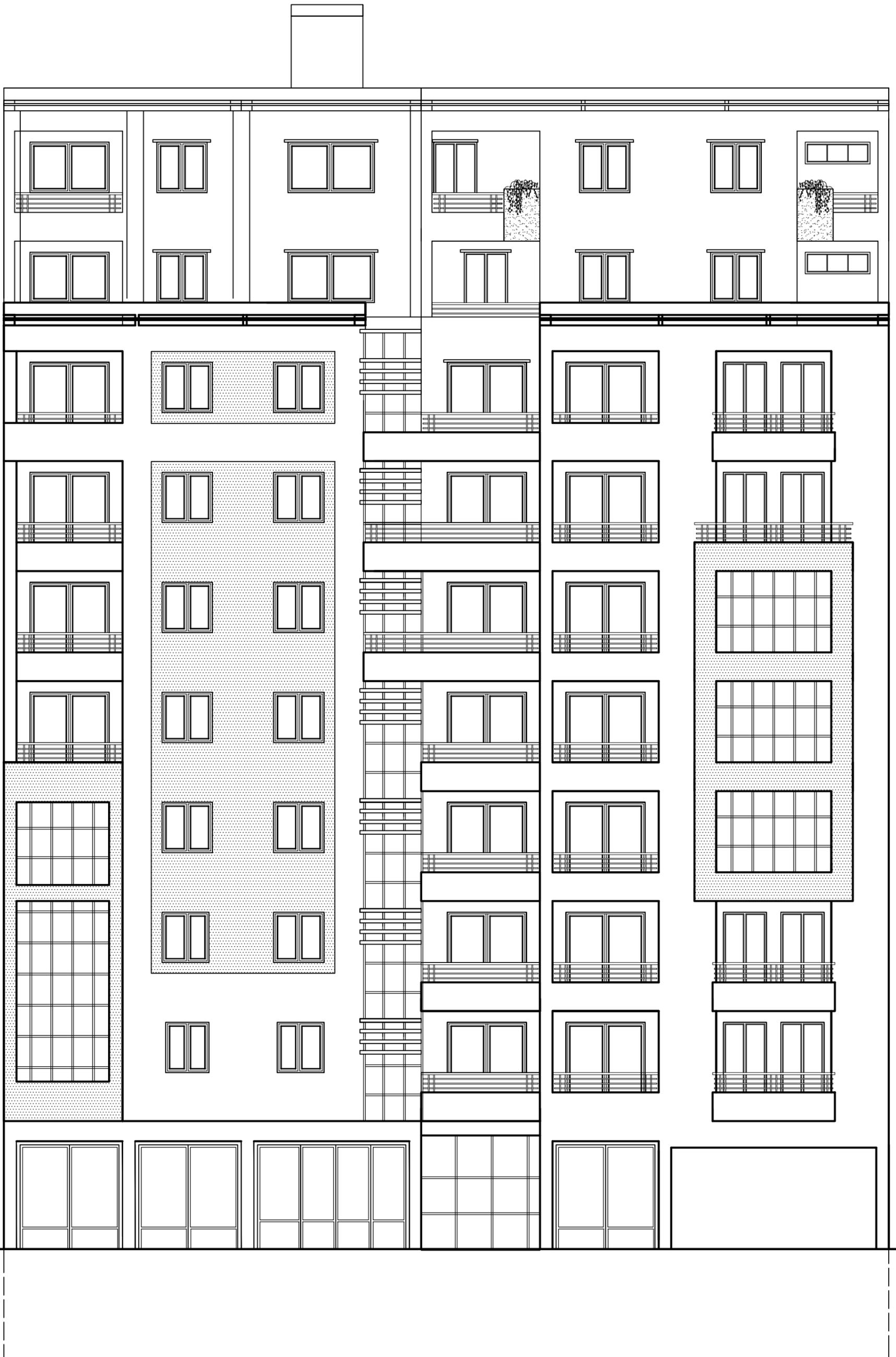
Exutoire

A/A

A/A

PLAN DE TERRASSE





II- 1 .INTRODUCTION

Après avoir défini les caractéristiques de notre ouvrage, et celle des matériaux utilisés, nous passons au pré-dimensionnement des éléments porteurs à savoir les planchers, les poteaux, les escaliers et les voiles.

*Pour cela, on se réfère aux règles de pré-dimensionnement fixée par le **RPA 99 VERSION 2003***

II-2. PRE-DIMENSIONNEMENT:

II-2-1 .LES PLANCHERS :

Plancher est un ouvrage horizontal constituant une séparation entre deux niveaux, selon les matériaux employés et les techniques mises en œuvre.

On a deux types de planchers :

- *Plancher à corps creux*
- *Dalle pleine pour les balcons et la cage d'ascenseur*

❖ *Plancher à corps creux:*

Ils seront constitués de corps creux et d'une dalle de compression ferrillée par un treillis soudé reposant sur des poutrelles en béton armé placées suivant le sens de la plus petite portée, afin de limiter la flèche, l'épaisseur du plancher est déterminée par la relation suivante :

$$Ht = ep + ec$$

Avec :

ht : Hauteur total du plancher.

ep : Epaisseur du corps creux.

Ec : Epaisseur de la dalle de compression.

Elle est déduite de la plus grande des deux valeurs données par les expressions suivantes : [ART/ B.6.8.424, BAEL 92]

$$ht \geq \frac{L \max}{22.5} \quad \text{Tel que : } L \max = L - 0.30$$

Avec : Lmax : longueur maximale entre nus des poteaux dans le sens des poutrelles.

CHAPITRE II: PRE-DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

L : portée libre maximale de la plus grande travée dans le sens des poutrelles

$$L_{max} = 5 - 0.30 = 4.7m$$

$$ht \geq \frac{470}{22.5} = 20.88 \text{ cm}$$

On opte pour un plancher (16+5) cm . On prend : $ht = 21 \text{ cm}$

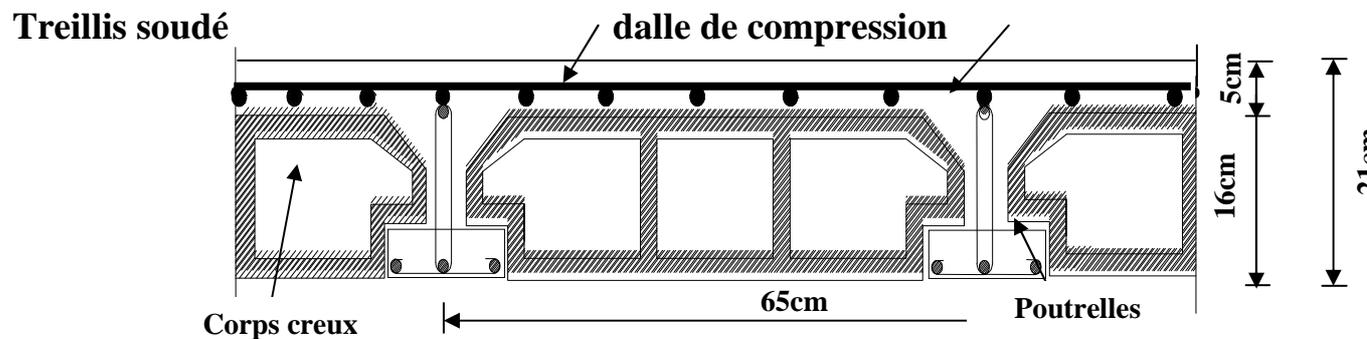


Figure: II.1: coupe transversale d'un plancher en corps creux

❖ Dalle pleine

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

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

$$e \geq L_0 / 10 = 1,6 / 10 = 0,16m$$

L_0 : portée libre

e : épaisseur de la dalle

II.2.2. LES POUTRES.

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé coulés sur place. Chargés de reprendre les charges et les surcharges se trouvant sur les planchers pour les retransmettre aux éléments verticaux (poteaux-voile).

On distingue les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles et les poutres Secondaires qui assurent le chaînage.

D'après les prescriptions préconisées par le RPA 99, les dimensions des poutres doivent Satisfaire les conditions suivantes :

Largeur: $b \geq 20\text{cm}$.

Hauteur: $h \geq 30\text{cm}$. (RPA99. Art 7.5.1)

Le rapport : $\frac{h}{b} \leq 4$

Les dimensions transversales d'une section rectangulaire simplement appuyée sont:

$$\begin{aligned} \checkmark \text{ Hauteur } h_t : & \quad \frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \\ \checkmark \text{ Largeur } b : & \quad 0,4h \leq b \leq 0,7h \end{aligned}$$

Avec:

L_{\max} : La plus grande travée dans le sens considéré

h : Hauteur de la poutre

b : Largeur de la poutre

a) Poutres principales

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

$$\frac{475}{15} \leq h_t \leq \frac{475}{10} \quad \rightarrow \quad 31,67 \leq h_t \leq 47,5 \quad \text{soit } h_t = 45\text{cm}$$

$$0,4 \times 45 \leq b \leq 0,7 \times 45 \quad \rightarrow \quad \text{soit } b = 30\text{cm}$$

b) Poutres secondaires

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

$$\frac{475}{15} \leq h_t \leq \frac{475}{10} \quad \rightarrow \quad 31,67 \leq h_t \leq 47,5 \quad \text{soit } h_t = 45\text{cm}$$

$$0,4 \times 45 \leq b \leq 0,7 \times 45 \quad \rightarrow \quad \text{soit } b = 30\text{cm}$$

Vérification :

Poutres principales

$$h_t = 45\text{cm} > 30\text{cm}$$

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

$$\frac{45}{30} = 1.5 < 4 \quad \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Poutres secondaire

$$h_t = 45 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$$

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

$$\frac{45}{30} = 1.5 < 4 \quad \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Enfin : On adopte la dimension suivante :

$$(PP) \rightarrow (30 \times 45) \text{ cm}^2$$

$$(PS) \rightarrow (30 \times 45) \text{ cm}^2$$

II -2-3. LES VOILES :

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

L'épaisseur (a) du voile sera déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et de la rigidité aux extrémités avec une épaisseur minimale de 15 cm.

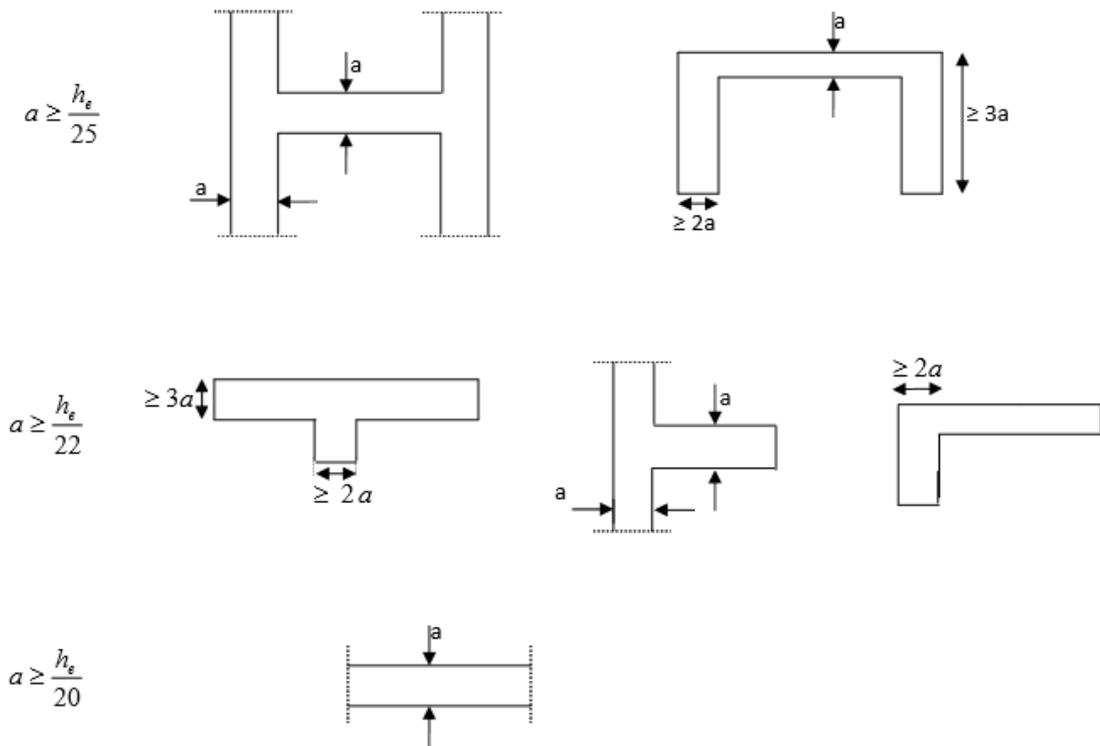


Figure: II.2: coupe de voile en plan

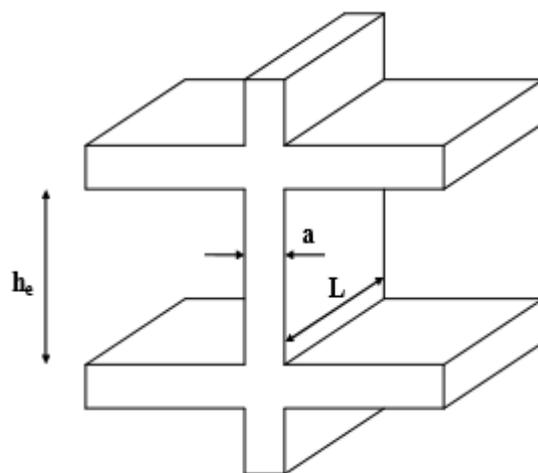


Figure. II.3: coupe de voile en élévation

L'épaisseur des voiles est donnée par la formule :

$$a \geq \max (he/25 , he/22, he/20) \Rightarrow a \geq he/20$$

$$he = h - ep$$

he: Distance entre-étage.

a: Epaisseur du voile

h : Hauteur d'étage.

ep: Epaisseur de la dalle.

✓ **Pour le RDC :**

$$he = h - ep = 391 - 21 = 370 \text{ cm}$$

$$a \geq \frac{370}{20} = 18,5 \text{ cm} \quad \rightarrow a \geq 18,5 \text{ cm}$$

✓ **Pour étage courant et le sous sol:**

$$he = h - ep = 306 - 21 = 285 \text{ cm}$$

$$a \geq \frac{285}{20} = 14,25 \text{ cm}$$

$$a \geq 14,25 \text{ cm}$$

Finalemment pour toutes les voiles ***a* = 20 cm**

II.2.4. LES POTEAUX:

Le pré-dimensionnement des poteaux se fera à l'ELS en compression simple, selon la combinaison, en supposant que seul le béton reprend l'effort normal *N*, on calculera la descente de charges sur le poteau le plus sollicité en tenant de la dégression de charge.

La section du poteau est obtenue par les formules suivantes:

$$S \geq \frac{Ns}{\sigma_{bc}}$$

σ_{bc} : Contrainte admissible du béton à la compression simple donnée par:

$$\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Ns : Effort normal de compression à la base du poteau, sera déterminé de la descente de charge .On aura donc à déterminer d'abord les charges et surcharges des différents niveaux du bâtiment.

$$Ns = G + Q$$

Avec:

G : charge permanente

Q : surcharge d'exploitation

II.3. DETERMINATION DES CHARGES PERMANENTES ET SURCHARGES D'EXPLOITATION

Les poids volumiques des éléments constituant les planchers et les murs sont données par le DTR B.C.2.2, pour les surcharges d'exploitation.

II.3.1. charge permanente:

A. Plancher terrasse inaccessible:

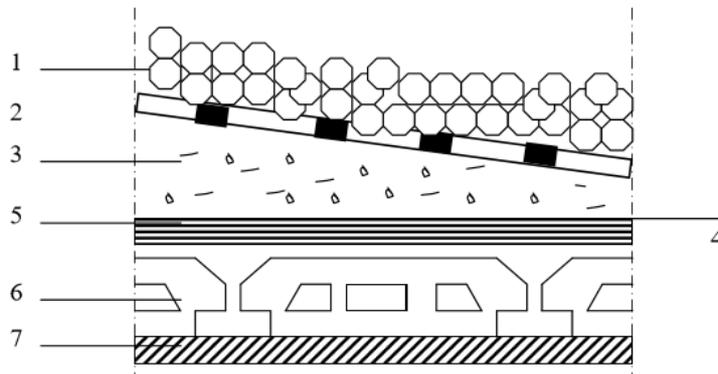


Figure: II.4: coupe verticale du dernier plancher (terrasse)

N°	Elément	Epaisseur(m)	Poids volumiqu e (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	couche de gravillon	0,05	20	1
2	Etanchéité multicouche	0,02	6	0,12
3	Forme du pente en béton	0,06	22	1,32
4	Feuille de polyane	/	/	0,01

CHAPITRE II: PRE-DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

5	Isolation thermique	0,04	4	0,16
6	Plancher à corps creux	0,21	/	3,05
7	Enduit du plâtre	0,02	10	0.2
		<i>G total</i>	5,86	

Tableau II.1. Calcule de la charge permanente de plancher terrasse

B. Plancher d'étage:

N°	Elément	Epaisseur(m)	Poids volumique (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Revêtement carrelage	0,02	22	0,44
2	Mortier de pose	0,03	20	0,6
3	Couche de sable	0,03	18	0,54
4	Plancher à corps creux	0,21	/	3,05
5	Enduit du plâtre	0,02	10	0.2
6	Cloison de séparation	0,1	9	0,9
<i>G totale</i>				5,73

Tableau II.2: Calcule de la charge permanente de l'étage courant

C. Maçonnerie

- **Mur extérieur :**

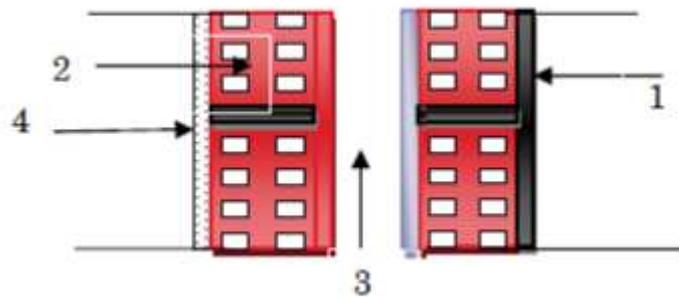


Figure: II.5. Coupe verticale du mur extérieur

	ELEMENT	EPAISSEUR	Poids volumique (KN/m ³)	G (KN/M ²)
1	Mortier de ciment	0,02	18	0,36
2	Brique creuse (intérieure et extérieures)	2×0,1=0,2	9	1,8
4	Enduit plâtre	0,02	10	0,2
3	L'âme d'air	0,05	0	0
		G totale		2,36

Tableau II.3: Calcul de la charge permanente des murs extérieurs.

○ Mur intérieur

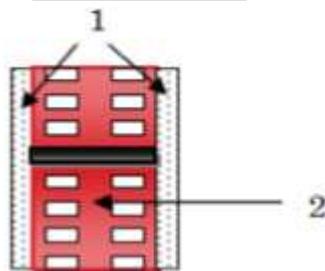


Figure: II.6. Coupe verticale du mur intérieur

N°	Elément	Epaisseur (m)	Pds volumique (KN/m ³)	Charge (KN /m ³)

CHAPITRE II: PRE-DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

1	<i>Enduit de plâtre</i>	0,02	10	0,2
2	<i>Brique creuse</i>	0,1	9	0,9
1	<i>Enduit de plâtre</i>	0,2	10	0,2
<i>G total</i>				1,30

Tableau II.4: Calcul de la charge permanente des murs intérieurs.

D. Dalle pleine

• Balcon

N°	Elément	Epaisseur (m)	Pds volumique (KN/m ³)	Charge (KN /m ³)
1	<i>Revêtement en carrelage</i>	0,02	22	0,44
2	<i>Mortier de pose</i>	0,02	20	0,4
3	<i>Couche de sable</i>	0,03	18	0,54
4	<i>Dalle pleine en béton armé</i>	0,16	25	3,75
5	<i>Mortier de ciment</i>	0,02	18	0,36
<i>G totale</i>				5,49

Tableau II.5: Calcul de la charge permanente de dalle pleine Balcon

• Dalle pleine étage terrasse

N°	Elément	Epaisseur (m)	Pds volumique (KN/m ³)	Charge (KN /m ³)
1	<i>Couche de gravillon</i>	0,05	20	1
2	<i>Etanchéité multicouche</i>	0,02	6	0,12
3	<i>Forme de pente en béton</i>	0,06	22	1,32
4	<i>Feuille de polyane</i>			0,01
5	<i>Isolation thermique</i>	0,04	4	0,16

CHAPITRE II: PRE-DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

6	Dalle pleine en béton armé	0,16	25	4
7	Mortier de ciment	0,02	18	0,36
			G totale	6,97

Tableau II.6. Calcule de la charge permanente de la dalle pleine (terrasse)

II.3.2. Charge d'exploitation:

Sont donnée par le DTR B.C.2.2.2 comme suit

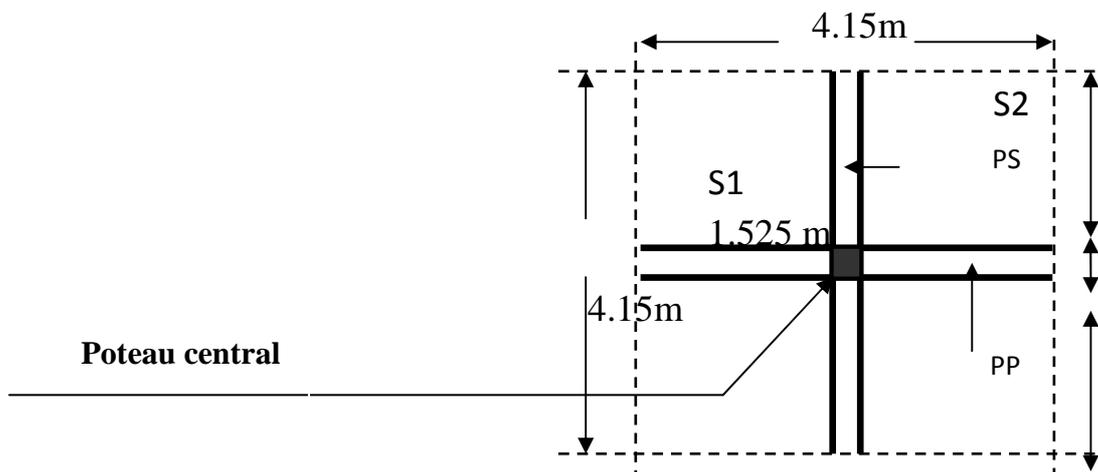
Elément	Surcharge (KN/m ²)
Plancher terrasse inaccessible	1
Plancher d'étage courant	1,5
Plancher RDC (commerciale)	3,5
Balcons	3,5
L'escalier	2,4
L'acrotère	1
Plancher sous sol (parking)	2.5

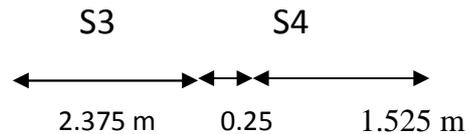
II.4. LA DESCENTE DES CHARGES

Remarque : nous allons considérer, en premier temps pour nos calculs la section des poteaux selon le minimum exigé par le RPA (RPA 99VERSION 2003/Art7.4.1) qui est de $(25 \times 25) \text{cm}^2$

Le poteau le plus sollicité est représenté ci-dessous :

Charges et surcharges revenant au poteau





Section nette

$$S_n = S1 + S2 + S3 + S4 \quad \text{Avec } S1 = S4,$$

$$S1 = S4 = 2,375 \times 1,525 = 3,622 \text{ m}^2$$

$$S2 = 1,525 \times 1,525 = 2,325 \text{ m}^2$$

$$S3 = 2,375 \times 2,375 = 5,640 \text{ m}^2$$

$$S_n = 15,21 \text{ m}^2$$

Section brute

$$S_b = 4,15 \times 4,15 = 17,22 \text{ m}^2$$

Poids propre des éléments revenant à la surface d'influence

a) *Poids du Plancher:* $P = G \times S$

Plancher terrasse: $p = G \times S_n$

$$P = 5,86 \times 17,22 = 100,90 \text{ KN}$$

Plancher d'étage courant:

$$P = 5,73 \times 15,21 = 87,15 \text{ KN}$$

b) *Poutres:*

$$G_{pp} = (0,30 \times 0,45) \times 5 \times 25 = 16,87 \text{ KN}$$

$$G_{ps} = (0,30 \times 0,45) \times 5 \times 25 = 16,87 \text{ KN}$$

$$\text{D'Ou le poids totale: } G_p = G_{pp} + G_{ps} = 33,74 \text{ KN}$$

c) *Les poteaux*

Poids de poteaux du RDC :

$$G = 0,30 \times 0,30 \times 25 \times 3,91 = 8,80 \text{ KN}$$

Poids de poteaux du sous sol et l'étage courant et l'attiques 1 et 2:

$$G = 0,30 \times 0,30 \times 25 \times 3,06 = 6,88 \text{ KN}$$

d) *Surcharge d'exploitation*

- *Plancher terrasse :*

$$Q_0 := 1 \times 17,22 = 17,22 \text{ KN}$$

- Plancher étage courant:
 $Q_1 = \dots = Q_9 = 1.5 \times 15,21 = 22,81 \text{ KN}$
- Plancher RDC :
 $Q_{10} = 3,5 \times 15,21 = 53,23 \text{ KN}$

$Q_{11} = 2,5 \times 15,21 = 38,03 \text{ KN}$

- **Loi de dégression des surcharges:**

Les règles du BAEL 99 exigent l'application de la dégression des surcharges d'exploitation. Cette dernière s'applique aux bâtiments à grand nombre d'étages ou de niveaux, ou les occupations des divers niveaux peuvent être considérées comme indépendantes. Donc on peut utiliser la formule préconisée par le (DTR B.C.2.2.). La loi de dégression est donc définie comme suit:

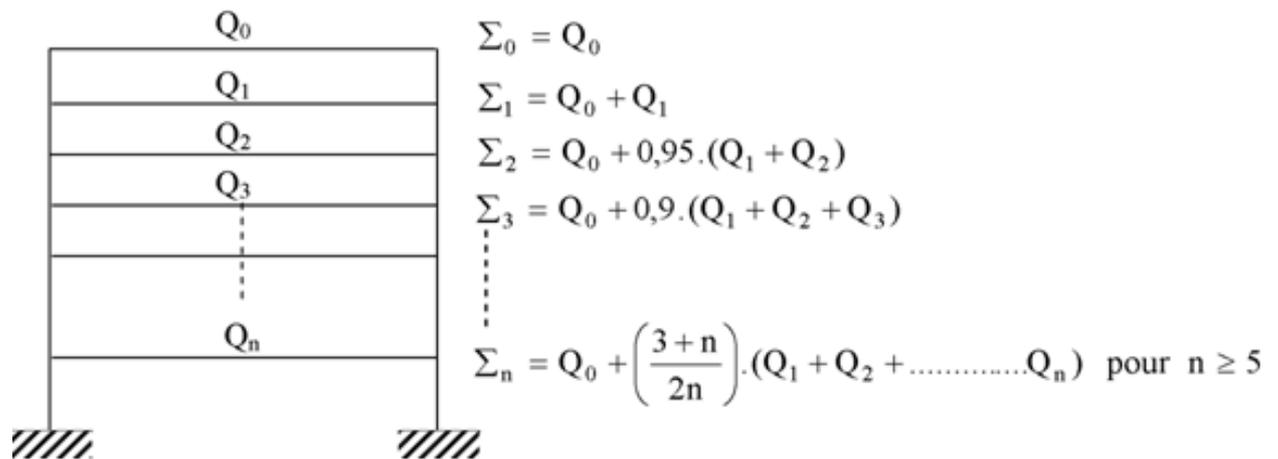


Figure: II.7. Loi de dégression des surcharges d'exploitation

Coefficients de dégression des surcharges :

Niveaux	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1	RDC	Sous sol
Coefficients	1	1	0.95	0.90	0.85	0.80	0.75	0.71	0.69	0.67	0.65	0,64

Tableau II.7: Coefficient de dégression de surcharges

Les surcharges cumulées:

$Q_0 = 17,22 \text{ KN}$
 $Q_1 = Q_0 + Q_1 = 40.03 \text{ KN.}$
 $Q_2 = Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2) = 60.558 \text{ KN.}$
 $Q_3 = Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3) = 78.807 \text{ KN.}$

CHAPITRE II: PRE-DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

$$Q_4 = Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 94.774 \text{ KN.}$$

$$Q_5 = Q_0 + 0.80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 108.46 \text{ KN.}$$

$$Q_6 = Q_0 + 0.75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 119.865 \text{ KN.}$$

$$Q_7 = Q_0 + 0.71 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7) = 113.224 \text{ KN.}$$

$$Q_8 = Q_0 + 0.69 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8) = 142.584 \text{ KN.}$$

$$Q_9 = Q_0 + 0.67 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9) = 153.943 \text{ KN.}$$

$$Q_{10} = Q_0 + 0.65 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10}) = 185.271 \text{ KN.}$$

$$Q_{11} = Q_0 + 0.64 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10} + Q_{11}) = 207.012 \text{ KN.}$$

NIV	Charges permanentes [KN]					Surcharges d'exploitation [KN]		Effort normal	Section du poteau [cm ²]	
	Planchers	Poutres	Poteaux	G _{totale}	G _{cumulée}	Q _i	Q _{cumulée}	N _s =G+Q [KN]	Section trouvée	Section adoptée
TERRASSE	100,90	/	/	100,90	100,90	17,22	17,22	/	/	/
9	87.15	33.74	6.88	127.77	127.77	17,22	40,03	167.8		35 x35
8	87.15	33.74	6.88	127.77	255.54	22,81	60,56	316,1	210.73	35 x35
7	87.15	33.74	6.88	127.77	383.31	22,81	78,81	462.12	308.08	35 x35
6	87.15	33.74	6.88	127.77	511.08	22,81	94,77	605.85	403.9	40x40
5	87.15	33.74	6.88	127.77	638.85	22,81	108,46	747.31	498.20	40 x40
4	87.15	33.74	6.88	127.77	766.62	22,81	119,86	886.48	590.98	40 x40
3	87.15	33.74	6.88	127.77	894.39	22,81	113,22	1007.61	671.74	40x40
2	87.15	33.74	6.88	127.77	1022.16	22,81	142,58	1164.74	776.93	40 x40

1	87.15	33.74	6.88	127.77	1149.93	22,81	153,94	1303.87	869.24	40x40
RDC	87.15	33.74	8,80	129.69	1279.62	53,23	185,27	1464.89	976.59	50x50
SOUS SOL	87.15	33.74	6.88	127.77	1407.39	38,03	207,01	1614.4	1076.26	50x50

Tableau II.8: Pré dimensionnement des poteaux

D'où les sections adoptées sont :

Sous sol – RDC → (50×50) cm²

Niveau: 1 jusqu'à niveau 6 → (40×40) cm²

Niveau : 7, 8,9 → (35×35) cm²

II.5 VERIFICATIONS

II.5.1. Vérification relatives aux exigences du RPA : selon l'article (Art 7.4.1) du RPA 99 Version 2003: Les dimensions de la section transversale des poteaux en zone II doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min } (b, h) \geq 25\text{cm.} \\ \text{Min } (b, h) \geq \frac{h_e}{20} \\ 1/4 < b/h < 4 \end{array} \right. \quad \text{Avec : } h_e : \text{ est la hauteur libre du poteau.}$$

✓ **Poteau (35x35)**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min } (b, h) = 35 \geq 25 \text{ cm} \\ \text{Min } (b, h) = 35 \geq \frac{306}{20} = 15.3 \text{ cm} \\ 1/4 < 35/35 = 1 < 4 \end{array} \right.$$

✓ **Poteau (40x40)**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min } (b, h) = 40 \geq 25 \\ \text{Min } (b, h) = 40 \geq 15.3\text{cm} \\ 1/4 < 1 < 4 \end{array} \right.$$

✓ **Poteau (50×50)**

$$\begin{cases} \text{Min}(b, h) = 50 \geq 25 \text{ cm.} \\ \text{Min}(b, h) = 50 \geq \frac{391}{20} = 19.55 \text{ cm} \\ 1/4 < 1 < 4 \end{cases}$$

II.5.2. Vérification 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 que l'élancement $\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 50$.

Avec :

L_f : Longueur de flambement ($L_f = 0,5 L_0$)

L_0 : hauteur libre du poteau

$i = \sqrt{\frac{I}{S}}$ → Rayon de giration, avec S : section transversale du poteau ($b \times h$)

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

$$\lambda = \frac{L_f}{\sqrt{\frac{I_{yy}}{S}}} = \frac{0.7L_0}{\sqrt{\frac{b^2}{12}}} = 0.7L_0 \frac{\sqrt{12}}{b}$$

Vérifications

RDC : (50×50)cm² : $L_0 = 3,91 \text{ m} \rightarrow \lambda = 18,96 < 50$

Sous sol : (50×50)cm² : $L_0 = 3,06 \text{ m} \rightarrow \lambda = 14,84 < 50$

1^{er} au 6^{eme} étage : (40×40) : $L_0 = 3,06 \text{ m} \rightarrow \lambda = 18,55 < 50$

7^{eme} au 9^{eme} étage : (35×35) : $L_0 = 3,06 \text{ m} \rightarrow \lambda = 21,20 < 50$

CONCLUSION:

Pour les poteaux, il n'ya aucun risque de flambement.

II- 1 .INTRODUCTION

Après avoir défini les caractéristiques de notre ouvrage, et celle des matériaux utilisés, nous passons au pré-dimensionnement des éléments porteurs à savoir les planchers, les poteaux, les escaliers et les voiles.

*Pour cela, on se réfère aux règles de pré-dimensionnement fixée par le **RPA 99 VERSION 2003***

II-2. PRE-DIMENSIONNEMENT:

II-2-1 .LES PLANCHERS :

Plancher est un ouvrage horizontal constituant une séparation entre deux niveaux, selon les matériaux employés et les techniques mises en œuvre.

On a deux types de planchers :

- *Plancher à corps creux*
- *Dalle pleine pour les balcons et la cage d'ascenseur*

❖ Plancher à corps creux:

Ils seront constitués de corps creux et d'une dalle de compression ferrillée par un treillis soudé reposant sur des poutrelles en béton armé placées suivant le sens de la plus petite portée, afin de limiter la flèche, l'épaisseur du plancher est déterminée par la relation suivante :

$$Ht = ep + ec$$

Avec :

ht : Hauteur total du plancher.

ep : Epaisseur du corps creux.

Ec : Epaisseur de la dalle de compression.

Elle est déduite de la plus grande des deux valeurs données par les expressions suivantes : [ART/ B.6.8.424, BAEL 92]

$$ht \geq \frac{L \max}{22.5} \quad \text{Tel que : } L \max = L - 0.30$$

Avec : Lmax : longueur maximale entre nus des poteaux dans le sens des poutrelles.

CHAPITRE II: PRE-DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

L : portée libre maximale de la plus grande travée dans le sens des poutrelles

$$L_{max} = 5 - 0.30 = 4.7m$$

$$ht \geq \frac{470}{22.5} = 20.88 \text{ cm}$$

On opte pour un plancher (16+5) cm . On prend : $ht = 21 \text{ cm}$

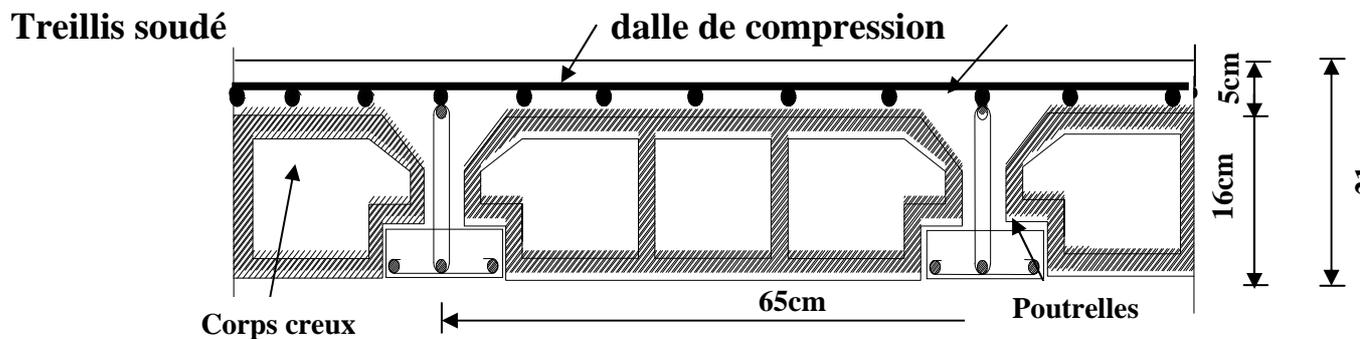


Figure: II.1: coupe transversale d'un plancher en corps creux

❖ Dalle pleine

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

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

$$e \geq L_0 / 10 = 1,6 / 10 = 0,16m$$

L_0 : portée libre

e : épaisseur de la dalle

II.2.2. LES POUTRES.

CHAPITRE II: PRE-DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé coulées sur place. Chargés de reprendre les charges et les surcharges se trouvant sur les planchers pour les retransmettre aux éléments verticaux (poteaux-voile).

On distingue les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles et les poutres Secondaires qui assurent le chaînage.

D'après les prescriptions préconisées par le RPA 99, les dimensions des poutres doivent Satisfaire les conditions suivantes :

Largeur: $b \geq 20\text{cm}$.

Hauteur: $h \geq 30\text{cm}$. (RPA99. Art 7.5.1)

Le rapport : $\frac{h}{b} \leq 4$

Les dimensions transversales d'une section rectangulaire simplement appuyée sont:

$$\begin{aligned} \checkmark \text{ Hauteur } h_t &: & \frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \\ \checkmark \text{ Largeur } b &: & 0,4h \leq b \leq 0,7h \end{aligned}$$

Avec:

L_{\max} : La plus grande travée dans le sens considéré

h : Hauteur de la poutre

b : Largeur de la poutre

a) Poutres principales

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

$$\frac{475}{15} \leq h_t \leq \frac{475}{10} \quad \rightarrow \quad 31,67 \leq h_t \leq 47,5 \quad \text{soit } h_t = 45\text{cm}$$

$$0,4 \times 45 \leq b \leq 0,7 \times 45 \quad \rightarrow \quad \text{soit } b = 30\text{cm}$$

b) Poutres secondaires

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

$$\frac{475}{15} \leq h_t \leq \frac{475}{10} \quad \rightarrow \quad 31,67 \leq h_t \leq 47,5 \quad \text{soit } h_t = 45\text{cm}$$

$$0,4 \times 45 \leq b \leq 0,7 \times 45 \quad \rightarrow \quad \text{soit } b = 30\text{cm}$$

Vérification :

Poutres principales

$$h_t = 45\text{cm} > 30\text{cm}$$

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

$$\frac{45}{30} = 1.5 < 4 \quad \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Poutres secondaire

$$h_t = 45\text{cm} > 30\text{cm}$$

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

$$\frac{45}{30} = 1.5 < 4 \quad \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Enfin : On adopte la dimension suivante :

$$(PP) \rightarrow (30 \times 45) \text{ cm}^2$$

$$(PS) \rightarrow (30 \times 45) \text{ cm}^2$$

II -2-3. LES VOILES :

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

L'épaisseur (a) du voile sera déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et de la rigidité aux extrémités avec une épaisseur minimale de 15 cm.

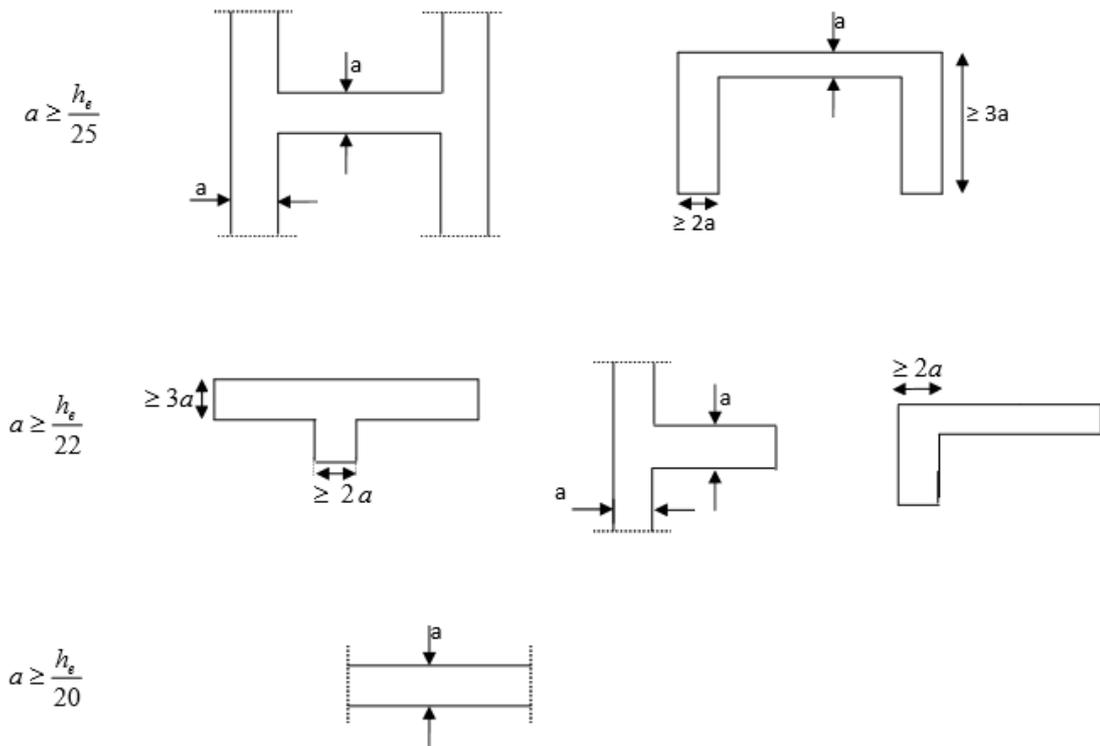


Figure: II.2: coupe de voile en plan

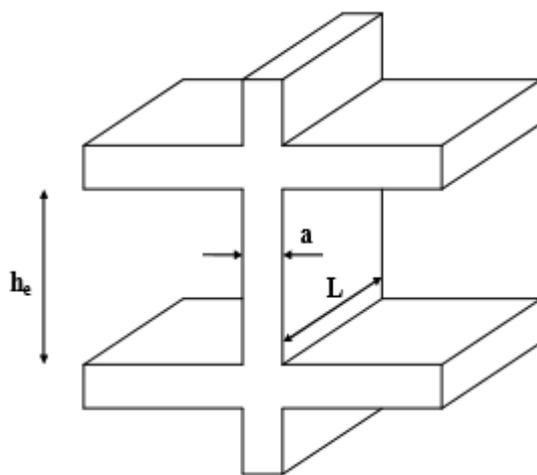


Figure. II.3: coupe de voile en élévation

L'épaisseur des voiles est donnée par la formule :

$$a \geq \max (he/25 , he/22, he/20) \Rightarrow a \geq he/20$$

$$he = h - ep$$

he: Distance entre-étage.

a: Epaisseur du voile

h : Hauteur d'étage.

ep: Epaisseur de la dalle.

✓ **Pour le RDC :**

$$he = h - ep = 391 - 21 = 370 \text{ cm}$$

$$a \geq \frac{370}{20} = 18,5 \text{ cm} \quad \rightarrow a \geq 18,5 \text{ cm}$$

✓ **Pour étage courant et le sous sol:**

$$he = h - ep = 306 - 21 = 285 \text{ cm}$$

$$a \geq \frac{285}{20} = 14,25 \text{ cm}$$

$$a \geq 14,25 \text{ cm}$$

Enfin pour toutes les voiles ***a* = 20 cm**

II.2.4. LES POTEAUX:

Le pré-dimensionnement des poteaux se fera à l'ELS en compression simple, selon la combinaison, en supposant que seul le béton reprend l'effort normal *N*, on calculera la descente de charges sur le poteau le plus sollicité en tenant de la dégression de charge.

La section du poteau est obtenue par les formules suivantes:

$$S \geq \frac{Ns}{\sigma_{bc}}$$

σ_{bc} : Contrainte admissible du béton à la compression simple donnée par:

$$\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Ns : Effort normal de compression à la base du poteau, sera déterminé de la descente de charge. On aura donc à déterminer d'abord les charges et surcharges des différents niveaux du bâtiment.

$$Ns = G + Q$$

Avec:

G : charge permanente

Q : surcharge d'exploitation

II.3. DETERMINATION DES CHARGES PERMANENTES ET SURCHARGES D'EXPLOITATION

Les poids volumiques des éléments constituant les planchers et les murs sont données par le **DTR B.C.2.2**, pour les surcharges d'exploitation.

II.3.1. charge permanente:

A. Plancher terrasse inaccessible:

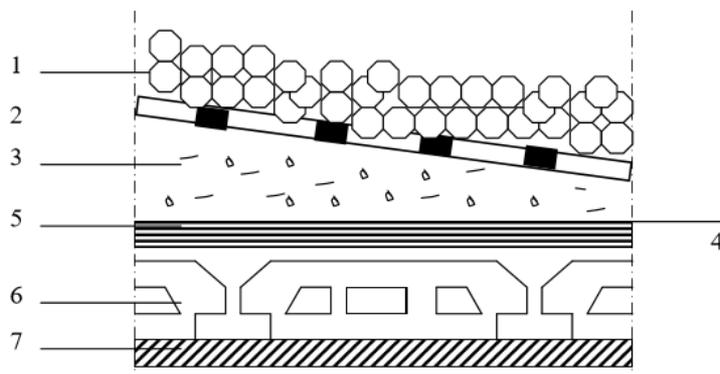


Figure: II.4: coupe verticale du dernier plancher (terrasse)

N°	Elément	Epaisseur(m)	Poids volumique (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	couche de gravillon	0,05	20	1
2	Etanchéité multicouche	0,02	6	0,12
3	Forme de pente en béton	0,06	22	1,32
4	Feuille de polyane	/	/	0,01
5	Isolation thermique	0,04	4	0,16

CHAPITRE II: PRE-DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

6	Plancher à corps creux	0,21	/	3,05
7	Enduit du plâtre	0,02	10	0.2
		<i>G total</i>	5,86	

Tableau II.1. Calcule de la charge permanente de plancher terrasse

B. Plancher d'étage:

N°	Elément	Epaisseur(m)	Poids volumique (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Revêtement carrelage	0,02	22	0,44
2	Mortier de pose	0,03	20	0,6
3	Couche de sable	0,03	18	0,54
4	Plancher à corps creux	0,21	/	3,05
5	Enduit du plâtre	0,02	10	0.2
6	Cloison de séparation	0,1	9	0,9
<i>G totale</i>				5,73

Tableau II.2: Calcule de la charge permanente de l'étage courant

C. Maçonnerie

○ Mur extérieur :

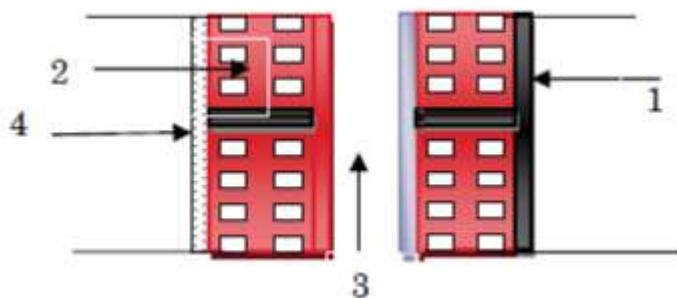


Figure: II.5. Coupe verticale du mur extérieur

	<i>ELEMENT</i>	<i>EPAISSEUR</i>	<i>Poids volumique (KN/m³)</i>	<i>G (KN/M²)</i>
1	<i>Mortier de ciment</i>	0,02	18	0,36
2	<i>Brique creuse (intérieure et extérieures)</i>	2×0,1=0,2	9	1,8
4	<i>Enduit plâtre</i>	0,02	10	0,2
3	<i>L'âme d'air</i>	0,05	0	0
		<i>G totale</i>		2,36

Tableau II.3: Calcul de la charge permanente des murs extérieurs.

○ **Mur intérieur**

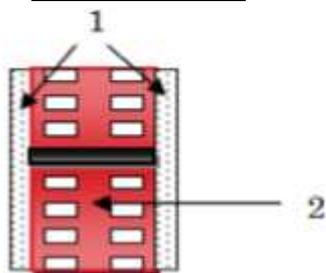


Figure: II.6. Coupe verticale du mur intérieure

<i>N°</i>	<i>Elément</i>	<i>Epaisseur (m)</i>	<i>Pds volumique (KN/m³)</i>	<i>Charge (KN /m³)</i>
1	<i>Enduit de plâtre</i>	0,02	10	0,2
2	<i>Brique creuse</i>	0,1	9	0,9
1	<i>Enduit de plâtre</i>	0,2	10	0,2
		<i>G total</i>		1,30

Tableau II.4: Calcul de la charge permanente des murs intérieurs.**D. Dalle pleine****• Balcon**

N°	Elément	Epaisseur (m)	Pds volumique (KN/m ³)	Charge (KN /m ³)
1	Revêtement en carrelage	0,02	22	0,44
2	Mortier de pose	0,02	20	0,4
3	Couche de sable	0,03	18	0,54
4	Dalle pleine en béton armé	0,16	25	3,75
5	Mortier de ciment	0,02	18	0,36
G totale				5,49

Tableau II.5: Calcul de la charge permanente de dalle pleine Balcon

N°	Elément	Epaisseur (m)	Pds volumique (KN/m ³)	Charge (KN /m ³)
1	Couche de gravillon	0,05	20	1
2	Etanchéité multicouche	0,02	6	0,12
3	Forme de pente en béton	0,06	22	1,32
4	Feuille de polyane			0,01
5	Isolation thermique	0,04	4	0,16
6	Dalle pleine en béton armé	0,16	25	4
7	Mortier de ciment	0,02	18	0,36
G totale				6,97

• Dalle pleine étage terrasse

Tableau II.6. Calcule de la charge permanente de la dalle pleine (terrasse)

II.3.2. Charge d'exploitation:

Sont donnée par le DTR B.C.2.2.2 comme suit

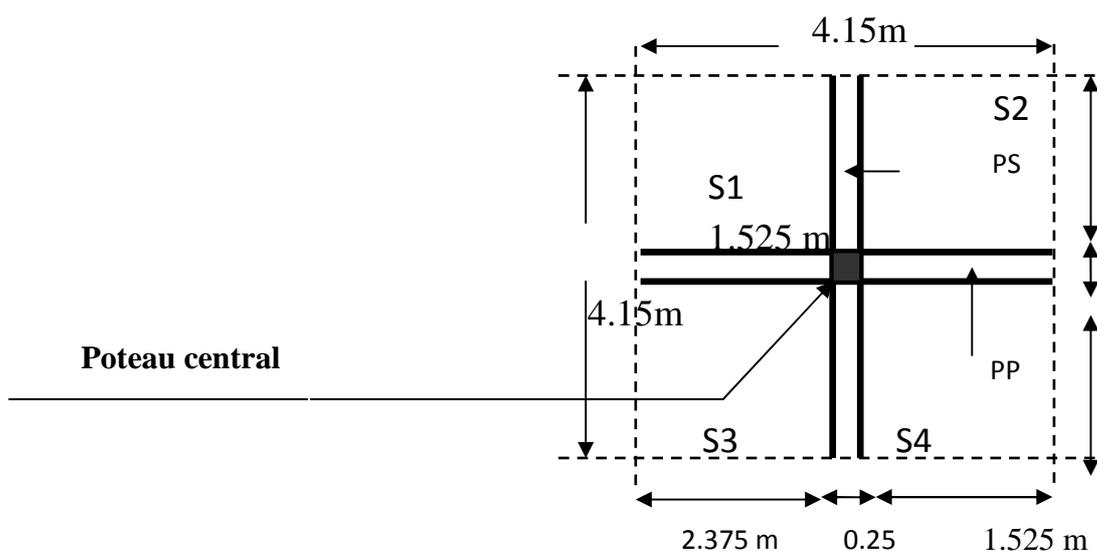
Elément	Surcharge (KN/m ²)
Plancher terrasse inaccessible	1
Plancher d'étage courant	1,5
Plancher RDC (commerciale)	3,5
Balcons	3,5
L'escalier	2,4
L'acrotère	1
Plancher sous sol (parking)	2.5

II.4. LA DESCENTE DES CHARGES

Remarque : nous allons considérer, en premier temps pour nos calculs la section des poteaux selon le minimum exigé par le RPA (RPA 99VERSION 2003/Art7.4.1) qui est de $(25 \times 25) \text{cm}^2$

Le poteau le plus sollicité est représenté ci-dessous :

Charges et surcharges revenant au poteau



Section nette

CHAPITRE II: PRE-DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

$$S_n = S_1 + S_2 + S_3 + S_4 \quad \text{Avec } S_1 = S_4,$$

$$S_1 = S_4 = 2,375 \times 1,525 = 3,622 \text{ m}^2$$

$$S_2 = 1,525 \times 1,525 = 2,325 \text{ m}^2$$

$$S_3 = 2,375 \times 2,375 = 5,640 \text{ m}^2$$

$$S_n = 15,21 \text{ m}^2$$

Section brute

$$S_b = 4,15 \times 4,15 = 17,22 \text{ m}^2$$

Poids propre des éléments revenant à la surface d'influence

a) Poids du Plancher: $P = G \times S$

Plancher terrasse: $p = G \times S_n$

$$P = 5,86 \times 17,22 = 100,90 \text{ KN}$$

Plancher d'étage courant:

$$P = 5,73 \times 15,21 = 87,15 \text{ KN}$$

b) Poutres:

$$G_{pp} = (0,30 \times 0,45) \times 5 \times 25 = 16,87 \text{ KN}$$

$$G_{ps} = (0,30 \times 0,45) \times 5 \times 25 = 16,87 \text{ KN}$$

$$\text{D'Où le poids totale: } G_p = G_{pp} + G_{ps} = 33,74 \text{ KN}$$

c) Les poteaux

Poids de poteaux du RDC :

$$G = 0,30 \times 0,30 \times 25 \times 3,91 = 8,80 \text{ KN}$$

Poids de poteaux du sous sol et l'étage courant et l'attiques 1 et 2:

$$G = 0,30 \times 0,30 \times 25 \times 3,06 = 6,88 \text{ KN}$$

d) Surcharge d'exploitation

- Plancher terrasse :

$$Q_0 = 1 \times 17,22 = 17,22 \text{ KN}$$

- Plancher étage courant:

$$Q_1 = \dots \dots Q_9 = 1,5 \times 15,21 = 22,81 \text{ KN}$$

- Plancher RDC :

$$Q_{10} = 3,5 \times 15,21 = 53,23 \text{ KN}$$

$$Q_{11} = 2,5 \times 15,21 = 38,03 \text{ KN}$$

- **Loi de dégression des surcharges:**

Les règles du BAEL 99 exigent l'application de la dégression des surcharges d'exploitation. Cette dernière s'applique aux bâtiments à grand nombre d'étages ou de niveaux, ou les occupations des divers niveaux peuvent être considérées comme indépendantes. Donc on peut utiliser la formule préconisée par le (DTR B.C.2.2.). La loi de dégression est donc définie comme suit:

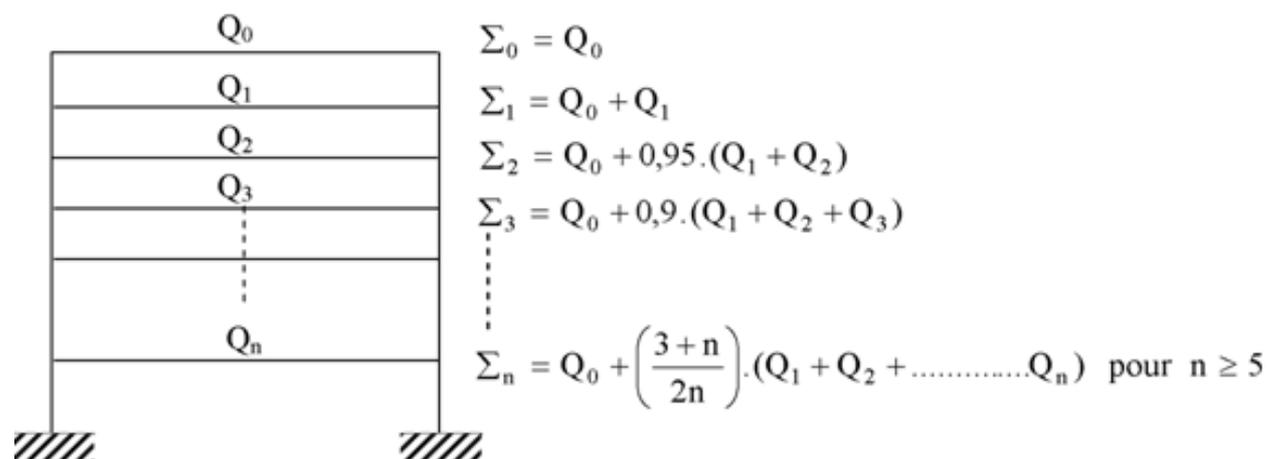


Figure: II.7. Loi de dégression des surcharges d'exploitation

Coefficients de dégression des surcharges :

Niveaux	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1	RDC	Sous sol
Coefficients	1	1	0,95	0,90	0,85	0,80	0,75	0,71	0,69	0,67	0,65	0,64

Tableau II.7: Coefficient de dégression de surcharges

Les surcharges cumulées:

$$Q_0 = 17,22 \text{ KN}$$

$$Q_1 = Q_0 + Q_1 = 40,03 \text{ KN.}$$

$$Q_2 = Q_0 + 0,95 (Q_1 + Q_2) = 60,558 \text{ KN.}$$

$$Q_3 = Q_0 + 0,90 (Q_1 + Q_2 + Q_3) = 78,807 \text{ KN.}$$

$$Q_4 = Q_0 + 0,85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 94,774 \text{ KN.}$$

$$Q_5 = Q_0 + 0,80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 108,46 \text{ KN.}$$

$$Q_6 = Q_0 + 0,75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 119,865 \text{ KN.}$$

CHAPITRE II: PRE-DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

$$Q_7 = Q_0 + 0.71 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7) = 113.224 \text{ KN.}$$

$$Q_8 = Q_0 + 0.69 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8) = 142.584 \text{ KN.}$$

$$Q_9 = Q_0 + 0.67 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9) = 153.943 \text{ KN.}$$

$$Q_{10} = Q_0 + 0.65 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10}) = 185.271 \text{ KN.}$$

$$Q_{11} = Q_0 + 0.64 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10} + Q_{11}) = 207.012 \text{ KN.}$$

NIV	Charges permanentes [KN]					Surcharges d'exploitation [KN]		Effort normal	Section du poteau [cm ²]	
								$N_s = G + Q$		
	Planchers	Poutres	Poteaux	G_{totale}	$G_{cumulée}$	Q_i	$Q_{cumulée}$	[KN]	Section trouvée	Section adoptée
TERRASSE	100,90	/	/	100,90	100,90	17,22	17,22	/	/	/
9	87.15	33.74	6.88	127.77	127.77	17,22	40,03	167.8		35 x35
8	87.15	33.74	6.88	127.77	255.54	22,81	60,56	316,1	210.73	35 x35
7	87.15	33.74	6.88	127.77	383.31	22,81	78,81	462.12	308.08	35 x35
6	87.15	33.74	6.88	127.77	511.08	22,81	94,77	605.85	403.9	40x40
5	87.15	33.74	6.88	127.77	638.85	22,81	108,46	747.31	498.20	40 x40
4	87.15	33.74	6.88	127.77	766.62	22,81	119,86	886.48	590.98	40 x40
3	87.15	33.74	6.88	127.77	894.39	22,81	113,22	1007.61	671.74	40x40
2	87.15	33.74	6.88	127.77	1022.16	22,81	142,58	1164.74	776.93	40 x40
1	87.15	33.74	6.88	127.77	1149.93	22,81	153,94	1303.87	869.24	40x40
RDC	87.15	33.74	8,80	129.69	1279.62	53,23	185,27	1464.89	976.59	50x50
SOUS SOL	87.15	33.74	6.88	127.77	1407.39	38,03	207,01	1614.4	1076.26	50x50

Tableau II.8: Pré dimensionnement des poteaux

D'où les sections adoptées sont :

Sous sol – RDC → $(50 \times 50) \text{ cm}^2$

Niveau: 1 jusqu'à niveau 6 → $(40 \times 40) \text{ cm}^2$

Niveau : 7, 8,9 → $(35 \times 35) \text{ cm}^2$

II.5 VERIFICATIONS

II.5.1. Vérification relatives aux exigences du RPA : selon l'article (Art 7.4.1) du RPA 99 Version 2003: Les dimensions de la section transversale des poteaux en zone II doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min } (b, h) \geq 25 \text{ cm.} \\ \text{Min } (b, h) \geq \frac{h_e}{20} \\ 1/4 < b/h < 4 \end{array} \right. \quad \text{Avec : } h_e : \text{ est la hauteur libre du poteau.}$$

✓ **Poteau (35x35)**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min } (b, h) = 35 \geq 25 \text{ cm} \\ \text{Min } (b, h) = 35 \geq \frac{306}{20} = 15.3 \text{ cm} \\ 1/4 < 35/35 = 1 < 4 \end{array} \right.$$

✓ **Poteau (40x40)**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min } (b, h) = 40 \geq 25 \\ \text{Min } (b, h) = 40 \geq 15.3 \text{ cm} \\ 1/4 < 1 < 4 \end{array} \right.$$

✓ **Poteau (50x50)**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min } (b, h) = 50 \geq 25 \text{ cm.} \\ \text{Min } (b, h) = 50 \geq \frac{391}{20} = 19.55 \text{ cm} \\ 1/4 < 1 < 4 \end{array} \right.$$

II.5.2.Vérification 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 que l'élanement $\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 50$.

Avec :

L_f : Longueur de flambement ($L_f = 0,5 L_0$)

L_0 : hauteur libre du poteau

$i = \sqrt{\frac{I}{S}}$ → Rayon de giration, avec S : section transversale du poteau ($b \times h$)

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

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

Vérifications

RDC : (50×50)cm² : $L_0 = 3,91 \text{ m} \rightarrow \lambda = 18,96 < 50$

Sous sol : (50×50)cm² : $L_0 = 3,06 \text{ m} \rightarrow \lambda = 14,84 < 50$

1^{er} au 6^{eme} étage : (40×40) : $L_0 = 3,06 \text{ m} \rightarrow \lambda = 18,55 < 50$

7^{eme} au 9^{eme} étage : (35×35) : $L_0 = 3,06 \text{ m} \rightarrow \lambda = 21,20 < 50$

CONCLUSION:

Pour les poteaux, il n'ya aucun risque de flambement.

INTRODUCTION:

Les éléments non structuraux n'apportent pas de contribution significative à la résistance aux actions sismiques de l'ensemble, contrairement aux poteaux poutres et voiles ; donc nous pourrons les calculés séparément sous l'effet des charges qui leurs reviennent. Le calcul sera fait conformément aux règlements de BAEL 91 modifiée 99 et le RPA99version 2003.

III.1. L'ACROTERE:

L'acrotère est un élément secondaire réalisé en béton armé, qui assure la sécurité totale au niveau de la terrasse , assimilé à une console encastrée au niveau du plancher terrasse dont le ferrailage il est soumis à son poids propre G donnant un effort normal N et une charge d'exploitation horizontale Q non pondérée due a l'application de la main courante qui engendre un moment de flexion M dans la section d'encastrement ,ce calcule se fait en flexion composée à L'ELU et L'ELS pour une bande de 1 m de largeur

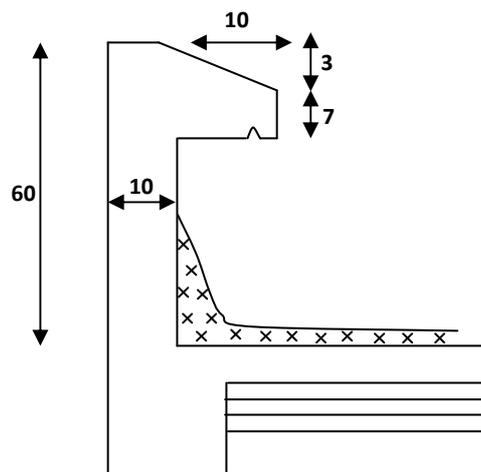


Figure .III.1.1: Coupe transversale de l'acrotère

III.1.1. Détermination des sollicitations

- **Le chargement :**

La charge permanente de l'acrotère

ρ : masse volumique du béton

S: section longitudinale de l'acrotère

$$G = 25 \left[0.6 \times 0.1 + 0.1 \times 0.07 + \frac{0.03 \times 0.1}{2} \right] = 1.71 \text{ KN/ml}$$

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

- **Calcul des sollicitations**

- ✓ Effort tranchant du à la poussée latérale T :

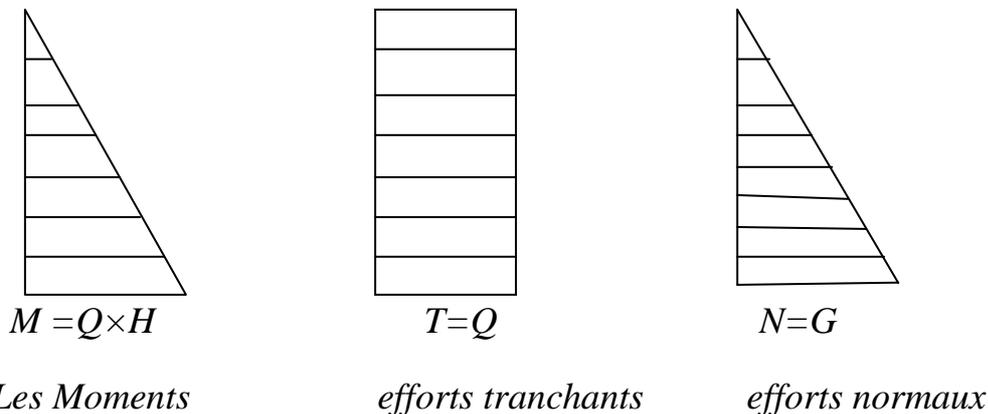
$$T = Q \times 1 \text{ ml} = 1 \text{ KN}$$

- ✓ Effort normale du au poids propre G:

$$N_G = G \times 1 = 1.71 \text{ KN}$$

- ✓ Moment de renversement du à Q

$$M_Q = Q \times H = 1 \times 0.6 = 0.6 \text{ KN/m}$$



FigIII.1.2diagramme des efforts interne de l'acrotère (M T N)

III.1.2. Combinaison de charges :

ELU: $1.35G + 1.5 Q$

$$N_u = 1,35N_G + 1,5 N_Q = 1,35 \times 1,71 = 2,308 \text{ KN}$$

$$M_u = 1,35M_G + 1,5 M_Q = 1,5 \times 0,6 = 0,9 \text{ KN.m}$$

$$T_u = 1,5 T = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ KN}$$

ELS: $G+Q$

$$N_s = N_G + N_Q = 1,71 \text{ KN}$$

$$M_s = M_G + M_Q = 0,6 \text{ KN.ml}$$

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

III.1.3. Ferrailage:

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 à l'ELS sous (N_s) et (M_s)

Le calcul se fera pour une bande de 1m

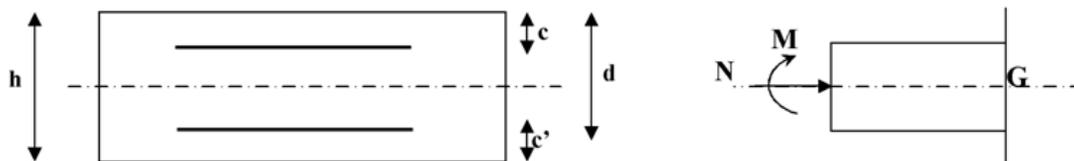


Figure: III.1.3: la section d'armature

Avec :

h: Epaisseur de la section ($h = 10 \text{ cm}$)

b: Largeur de la section ($b = 100 \text{ cm}$)

c et *c'* : Enrobage ($c = c' = 2 \text{ cm}$)

d: Hauteur utile ($h - c$)

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

III.1.3.1. Calcul des armatures à l'ELU

❖ Calcul de l'excentricité à l'ELU :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,9}{2,308} = 0,39 \text{ m} = 39 \text{ cm}$$

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

$e_u > h/2 - c \rightarrow$ Le centre de pression (point d'application de l'effort normal) se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures d'où la section est partiellement comprimée donc la section sera calculée en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif puis on se ramène à la flexion composée.

❖ Calcul de la section d'armature en flexion simple

a) Calcul du moment fictif

$$M_{fu} = N_u \cdot a$$

a : distance entre le centre de pression et le centre de gravité des armatures inférieure tendues.

$$a = e_u + \frac{h}{2} - c ; a = 0,39 + \frac{0,1}{2} - 0,02 = 0,42\text{m}$$

$$M_{fu} = 39 \times 0,42 = 0,97 \text{ KN.m}$$

Calcul de μ :

$$\mu = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$

$$\text{Avec : } f_{bc} = \frac{0,85 f_{bc}}{\theta \gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,5} = 14,2 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{0,97 \cdot 10^6}{1000 \times 80^2 \cdot 14,2} = 0,0107 < \mu_l = 0,392 \rightarrow \text{SSA}$$

Remarque: la section est simplement armée (SSA), les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $A_{sc} = 0$. Donc on a uniquement des armatures tendues. A partir des abaques, on tire la valeur de $\beta = 0,995$

b) Armature fictives:

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa} \quad \text{et} \quad \beta = 0,995$$

$$\text{Donc : } A_f = \frac{M_f}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{0,97 \cdot 10^3}{0,995 \times 8 \times 348} = 0,35 \text{ cm}^2.$$

c) Armatures réelles : (en flexion composée)

$$A_u = A_f - \left(\frac{N_u}{\sigma_{st}} \right) = 0,35 - \frac{2,308 \times 10}{348} = 0,284$$

$$A_u = 0,28 \text{ cm}^2.$$

III.1.3.2. Les Vérifications

1) A l'ELU

- **Condition de non fragilité :** Un élément est considéré comme non fragile lorsque la section des armatures tendues qui travaillent à la limite élastique est capable d'équilibrer le moment de première fissuration de la section droite d'armature.

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

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

$$A_{min} = \frac{0,23 \cdot 100 \cdot 8 \cdot 2,1}{400} = 0,96 \text{ cm}^2$$

On remarque que $A_u = 0,28 \text{ cm}^2 < A_{min} = 0,96 \text{ cm}^2$ donc la CNF n'est pas vérifiée alors $A_s = A_{min} = 0,96 \text{ cm}^2$

La section d'acier est $4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2$. Avec un espacement de $St = 25 \text{ cm}$

✓ Armatures de répartitions

$$A_r = \frac{A_s}{4}$$

$$A_r = \frac{2,01}{4} = 0,503 \text{ cm}^2.$$

Donc On adoptera $4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2$ avec un espacement $St = 17 \text{ cm}$

- **Vérification au cisaillement :** Art A.5.1,211/BAEL 91 modifié 99)

La vérification s'effectue à l'ELU, la fissuration est considérée comme préjudiciable d'où :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \quad \text{avec : } \tau_u : \text{contrainte de cisaillement}$$

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \min \left\{ 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \right\} \text{ (MPa).}$$

$$\underline{\text{Et}} \quad \begin{cases} \gamma_b = 1,5 \rightarrow \text{situation courante.} \\ V_u = 1,5 \cdot Q = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ KN.} \end{cases}$$

$$\tau_u = \frac{1,5 \times 10^3}{1000 \times 80} = 0,018 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = 0,018 \leq \min \left\{ 0,15 \times \frac{25}{1,5}; 4 \right\} = 2,5 \text{ MPa}$$

La condition est vérifiée, donc pas de risque de cisaillement (armatures transversales ne sont pas nécessaires).

- Vérification de l'adhérence des barres

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} \quad \text{avec :} \quad \bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{c28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa.}$$

Avec :

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

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles des barres.

$$\sum U_i = 4 \pi \phi = 4 \times 3.14 \times 0.8 = 10.05 \text{ cm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{1.5 \times 10^3}{0.9 \times 80 \times 10.05} = 0.207 \text{ MPa.}$$

On a $\tau_{se} = 0.207 < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa}$; donc il n y a pas risque d'entraînement des barres.

La longueur de scellement droit (BAEL 91 1.2.2)

$$L_s = 40 \phi = 40 \times 0.8 = 32 \text{ cm.}$$

2) A L'ELS

▪ La contrainte dans l'acier

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est prise comme préjudiciable on doit

$$\text{vérifier : } \sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} f_e, \max(0,5 f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}}) \right] = 201,63 \text{ [MPa].} \quad \text{avec}$$

$$\eta = 1,6 \quad \text{pour HA.}$$

$$\text{Alors : } \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s}$$

$$\text{Calcul :} \quad \rho = \frac{100 A_s}{bd} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 8} = 0,251.$$

$$\rho = 0,251 \quad \longrightarrow \quad \beta = 0,920 \quad ; K = 47,89$$

$$\sigma_s = \frac{0,6 \times 10^3}{0,92 \times 8 \times 2,01} = 40,56 \text{ [MPa].}$$

$$\sigma_s = 40,56 [MPa] < \overline{\sigma}_s = 201,63 [MPa] \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

▪ **La contrainte dans le béton**

$$\sigma_{bc} = 1 / K . \sigma_s = 0,020 \times 40,56 = 0,85 MPa$$

$$\sigma_{bc} = 0,85 \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{t28} = 0,6 \times 25 = 15 MPa \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion : les conditions étant vérifiées ; donc le ferrailage calculé à l'ELU est vérifié à l'ELS

▪ **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \quad \text{Avec : } V_u = 1,5Q = 1,5KN$$

$$\tau_u = \frac{1,5 \cdot 10^3}{1000 \times 80} = 0,01875 MPa$$

$$\tau_u = \min \left\{ 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4MPa \right\} \quad \tau_u = \min \left\{ 0,15 \frac{25}{1,5} ; 4MPa \right\} = 2,5 MPa$$

$$\tau_u = 0,01875 MPa < \overline{\tau}_u = 2,5 MPa \quad \text{Condition vérifiée}$$

▪ **Vérification de l'acrotère au séisme (RPA 99.Art 6.2.3):**

cette vérification concerne les éléments non structuraux .Le RPA préconise de calculer l'acrotère sous l'action des forces horizontales sismiques suivant la formule: $F_p = 4 . A . C_p . W_p$

A : coefficient d'accélération de la zone, obtenu à partir du tableau (4-1)

du RPA en fonction de la zone et du groupe d'usage $\left\{ \begin{array}{l} \text{Zone II a} \\ \text{groupe d'usage 2} \end{array} \right.$

$$A = 0.15$$

Cp : facteur de forces horizontales pour un élément secondaire variant entre 0.3 et 0.8 (voir tableau (6-1) du RPA 99 modifié 2003), dans notre cas Cp = 0.8

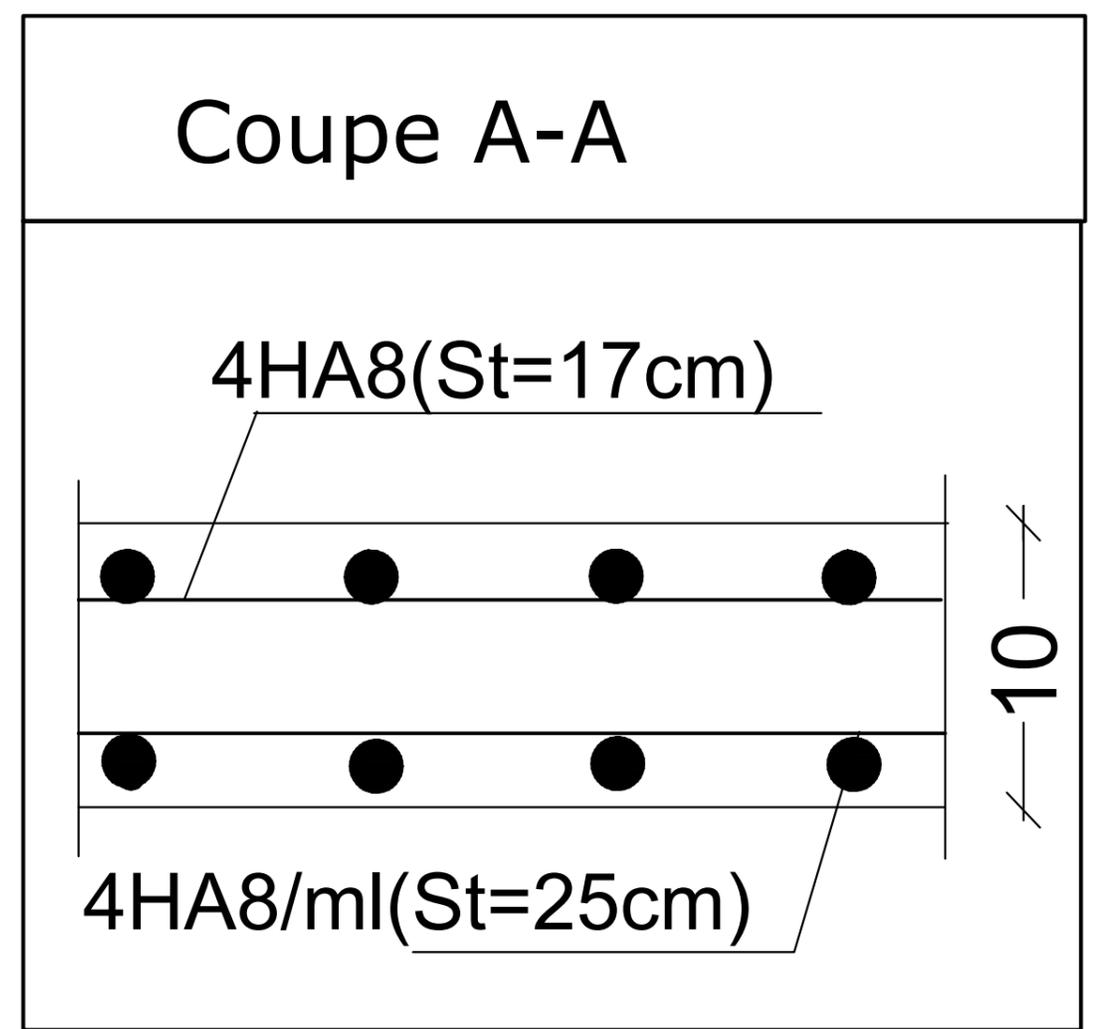
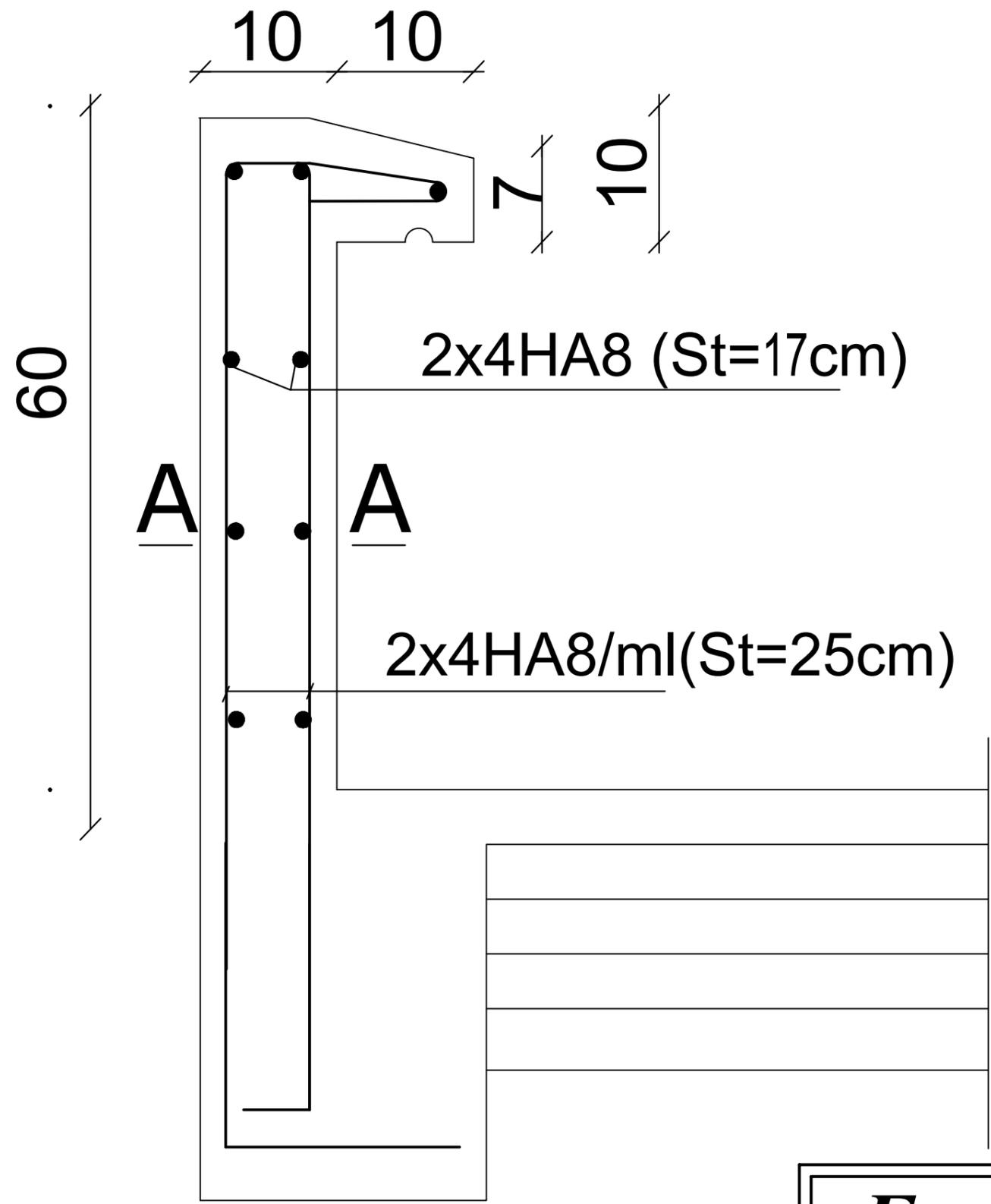
Wp : poids de l'élément secondaire (acrotère) ; $Wp = G = 1.71 \text{ KN/ml}$.

D'où :

$$Fp = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 1.71 = 0.820 \text{ KN/ml} < Q = 1 \text{ KN/ml}$$

CONCLUSION :

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



Ferraillage de l'acrotère

III.2. LES PLANCHERS

Notre bâtiment comporte 2 types des planchers dans le rôle de supporter son poids propre, les charges permanents et les surcharges d'exploitation pour les transmettre aux éléments porteurs, qui sont plancher à corps creux et dalle pleine

III.2.1. Plancher a corps creux: notre projet est constitué des plancher à corps creux d'une épaisseur (16+5) cm

III.2.1.1. Calcule de la dalle de compression

La dalle de compression est calculée sur place, elle aura une épaisseur de **5 cm** et sera armée d'un treillis soudé (**TLE 520, $\Phi \leq 6 \text{ mm}$**) ; dont les mailles ne doivent pas dépasser les normes qui sont mentionnées au BAEL 91 (Art B.6.8.423).

33 cm pour les barres // aux poutrelles.

20 cm pour les barres \perp aux poutrelles.

a) **Armatures perpendiculaires aux poutrelles :**

$$A_{\perp} \geq \frac{4L}{f_e}$$

Avec : **L = 65cm** ; distance entre axes des poutrelles.

$$\text{D'où } A_{\perp} \geq \frac{4 \times 65}{520} = 0.5 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{\perp} = 5\phi 6 = 1.41 \text{ cm}^2$; avec un espacement de 20 cm

b) Armatures parallèles aux poutrelles :

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{1.41}{2} = 0.7 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{//} = 5\phi 6 = 1.41 \text{ cm}^2$; avec un espacement de 20cm

Conclusion :

On adopte pour le ferrailage de la dalle de compression un treillis soudé (TLS 520) de dimension

$(5 \times 5 \times 200 \times 200) \text{ mm}^2$.

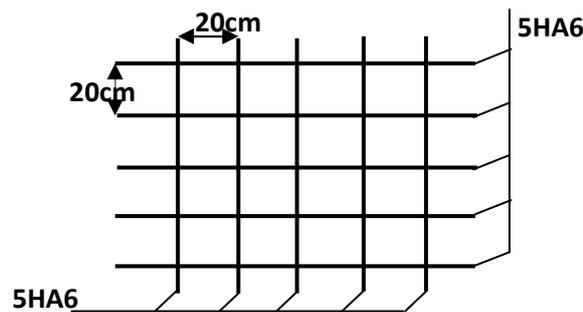


Figure III-2-1: Treillis soudées

III.2.1.2. Calcul des poutrelles :

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

✓ Disposition des poutrelles :

La disposition des poutrelles se fait suivant deux caractères :

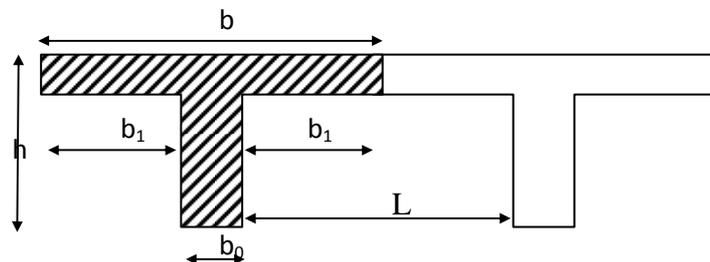
- Critère de la petite portée :

Les poutrelles sont disposées parallèlement à la petite portée.

- Critère de la continuité :

Si les deux sens ont les mêmes dimensions, alors les poutrelles sont disposées parallèlement aux sens de plus grand nombre d'appuis.

Les poutrelles sont calculées comme des poutres ont Té, les règles **BAEL91** préconise que la largeur b_1 de la dalle de compression à prendre en compte dans chaque cotés d'une nervure, est limitée par la plus faible des valeurs suivantes :



Avec :

L : distance entre axe des poutrelles

l_1 : portée de la plus grande travée (la travée la plus sollicitée)

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

b_0 : largeur de la nervure

h_0 : épaisseur de la dalle de compression

Donc :

$$h = 16 + 5 = 21 \text{ cm}$$

$$h_0 = 5 \text{ cm}$$

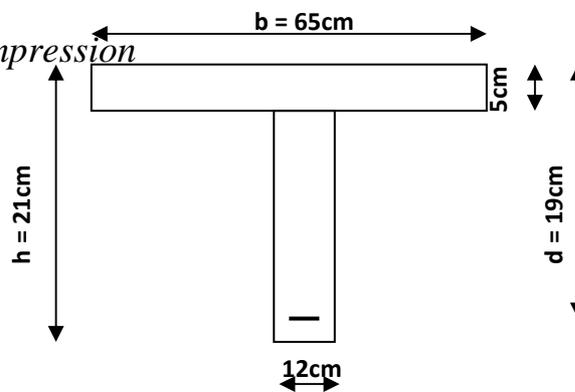


Figure III-2-2: Section de poutrelle après coulage de la dalle

$$b_1 = \min[26.5 \text{ cm}, 50 \text{ cm}, 40 \text{ cm}] = 26.5 \text{ cm}$$

$$b_0=12cm$$

$$b=2b_1+b_0=65cm$$

$$L_0=65-12=53cm$$

$$L=65cm$$

1^{ère} étape de calcul : Avant coulage de la dalle de compression

La poutrelle est considérée comme simplement appuyée à ses deux extrémités. elle doit supporter au plus de son poids propre, le poids du corps creux qui est estimé à $0.95 \text{ KN} / \text{m}^2$ et la surcharge de l'ouvrier.

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

III.2.1.3. Calcul à L'ELU :

- **Combinaison de charges :**

$$q_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$q_u = 1.35 (0.74) + 1.50 (1) = 2.5 \text{ KN/ml}$$

- **Calcul du moment en travée :**

$$M_u = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{2.5 \times (4.75)^2}{8} = 7.05 \text{ KN.ml}$$

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

$$T = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{2.5 \times 4.75}{2} = 5.937 \text{ KN}$$

- **Calcul de la section d'armature :**

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

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

$$\mu_b = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{7.051 \times 10^3}{12 \times 2^2 \times 14.2} = 10.34 \gg 0.392 \Rightarrow \text{Section doublement armée}$$

(SDA)

Conclusion :

Vu les faibles dimensions de la poutrelle (12×4) ; il est impossible de réaliser deux nappes d'armatures, donc il faut prévoir des étais intermédiaires pour l'aider à supporter les charges qui lui sont appliquées et de manière à ce que les armatures comprimées ($A_{sc} = 0$) ne soient pas nécessaires.

2^{ème} étapes de calcul : Après coulage de la dalle de compression

*Le calcul sera conduit en considérant que la poutrelle travaille comme une poutre continue de section en **Té** ; avec une inertie constante reposant sur des appuis. Les appuis de rive sont considérés comme des encastremements partiels et les autres comme appuis simple.*

La poutrelle travaille en flexion simple sous la charge « q_u » uniformément répartie (combinaison des charges et surcharges).

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

- **Largeur efficace de la table de compression :**

(Article A.4.1, / BAEL 91) (Voir cours BAEL 91, E.II.5.b)

La largeur efficace est réduite de la table de compression avec une répartition uniforme des contraintes normales.

Les contraintes de compression diminuent lorsqu'on s'éloigne de l'âme ; ce phénomène est plus sensible pour les tables dont la largeur est plus importante par rapport à l'épaisseur.

La largeur des hourdis à prendre en compte de chaque côté d'une nervure à partir de son parement est limitée par la plus petite des valeurs suivantes :

$$b_1 \leq \frac{65 - 12}{2} = 26.5 \text{ cm}$$

$$b_1 \leq \frac{4.75}{10} = 47.5 \text{ cm}$$

$$b_1 \leq \frac{2}{3} \times \frac{l_1}{2} = 158.33 \text{ cm}$$

On prend : $b = 26.5 \text{ cm}$

- **Charges et surcharges**

Poids du plancher : $G = 5,74 \times 0,65 = 3,731 \text{ KN/ml}$

Surcharge d'exploitation : $Q = 1,50 \times 0,65 = 0,975 \text{ KN/ml}$

○ **La combinaison de charge :**

- ELU : $qu = 1,35 G + 1,5 Q = 6,499 \text{ KN/ml}$

- ELS : $qs = G + Q = 4.706 \text{ KN/ml}$

○ **Choix de la méthode :**

Les efforts internes sont déterminés, selon le type de plancher ; à l'aide des méthodes suivantes :

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

Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :

(Article B.6.2, 210 / BAEL 91 modifié 99)

La méthode s'applique aux planchers à surcharge d'exploitation - modéré.

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

$Q = 0,975 \text{ KN/ml} \leq \{2 G \text{ ou } 5 \text{ KN/ml}\} = 7,462 \text{ KN} \Rightarrow$ la condition est vérifiée

Le moment d'inertie des sections transversales sont les mêmes - dans les différentes travées \Rightarrow la condition est vérifiée.

Les portées successives des travées sont dans un rapport - compris entre **0.8** et **1.25** :

$$0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$$

$$\frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{330}{330} = 1$$

$$\frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{330}{500} = 0.66$$

\Rightarrow Condition n'est pas vérifiée

$$\frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{500}{330} = 1,51$$

$$\frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{330}{330} = 1$$

Conclusion :

La méthode forfaitaire n'est pas applicable. Donc le calcul se fera par la méthode des 3 moments

○ **rappel sur la méthode des trois moments :**

Moment aux appuis :

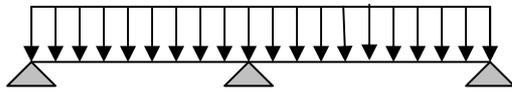
$$M_{i-1} \cdot L_i + 2M_i (L_i + L_{i+1}) + M_{i+1} (L_{i+1}) + 6.EI (W_i^g + W_i^d) = 0$$

$$M_{i-1} \cdot L_i + 2M_i (L_i + L_{i+1}) + M_{i+1} (L_{i+1}) = - 6.EI (W_i^g + W_i^d)$$

$$\text{Avec : } W_i^g = \frac{Q_i \cdot L_i^3}{24 E \cdot I_i} \quad W_i^d = \frac{Q_{i+1} \cdot L_{i+1}^3}{24 E I_{i+1}}$$

W_i^g , W_i^d respectivement les rotations à gauche et à droite de l'appui considéré.

M_{i-1} , M_i , M_{i+1} , sont les moments aux appuis respectifs $i-1$, i , $i+1$ pris avec leurs signes.



$i-1$ i $i+1$

D'ou : $M_{i-1}.L_i + 2M_i (L_i + L_{i+1}) + M_{i+1}(L_{i+1}) = - \frac{q_i L_i^3}{4} - \frac{q_{i+1} L_{i+1}^3}{4}$

Moment en travée :

$M(x) = \mu(x) + M_i + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_{i+1}} x$ avec $M(x)$: moment à l'abscisse x de la travée hyperstatique.

$\mu(x)$ moment isostatique tel que :

$$\mu(x) = \frac{q.L_{i+1}}{2} x - q \frac{x^2}{2}$$

$M(x)$ prend la valeur maximale quand $T(x)=0$ c'est-à-dire :

$$X = \frac{L_{i+1}}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{qL_{i+1}}$$

Efforts tranchants :

$$T(x) = \frac{dM(x)}{dx} = \frac{qL_{i+1}}{2} - qx + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_{i+1}}$$

$$\text{-pour } x=i \rightarrow T(i) = \frac{qL_{i+1}}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_{i+1}}$$

$$\text{-pour } x=i+1 \rightarrow T(i+1) = -\frac{q \cdot L_{i+1}}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_{i+1}}$$

1) *Calcule des efforts à l'ELU* ($q_u = 6.499 \text{KN/ml}$) :

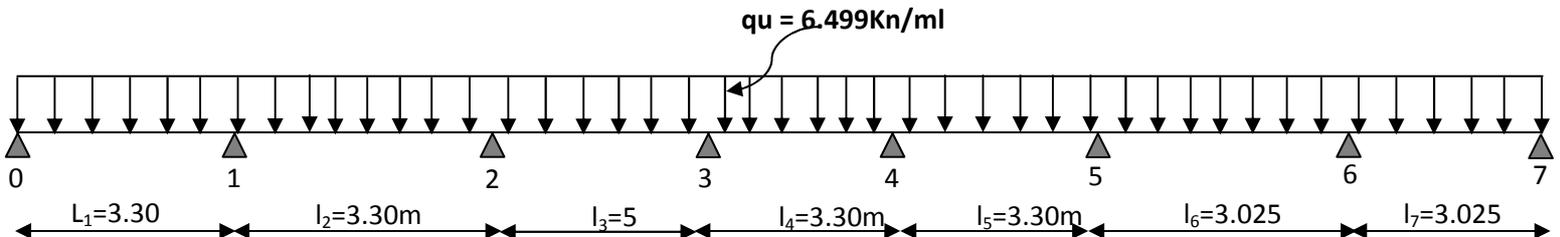


Figure III-2-3: *Schema statique*

Moments aux appuis :

$$\text{Appui } i = 0 \quad ; \quad 6.6M_0 + 3.3 M_2 = -58.39$$

$$\text{Appui } i = 1 \quad ; \quad 3.3M_0 + 13.2 M_1 + 3.3M_2 = -116.78$$

$$\text{Appui } i = 2 \quad ; \quad 3.3M_1 + 5M_3 = -261.48$$

$$\text{Appui } i = 3 \quad ; \quad 5M_2 + 16.6M_3 + 3.3M_4 = -261.48$$

$$\text{Appui } i = 4 \quad ; \quad 3.3M_3 + 13.2M_4 + 3.3M_5 = -116.78$$

$$\text{Appui } i = 5 \quad ; \quad 3.3M_4 + 12.65M_5 + 3.025M_6 = -103.36$$

$$\text{Appui } i=6 \quad ; 3.025M_5+12.1M_6+3.025M_7=-89.95$$

$$\text{Appui } i=7 \quad ; 3.025M_6+6.05M_7=-44.97$$

La résolution de système d'équation nous donne les résultats suivants :

$$M_0 = -6.67 \text{ KN.m}$$

$$M_1 = -4.34 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = -13.37 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = -10.77 \text{ KN.m}$$

$$M_4 = -10.48 \text{ KN.m}$$

$$M_5 = -4.24 \text{ KN.m}$$

$$M_6 = -4.94 \text{ KN.m}$$

$$M_7 = -4.95 \text{ KN.m}$$

Tableau III.2.1: valeurs des moments fléchissant max et efforts tranchant à l'ELU :

<i>Travée</i>	<i>L (m)</i>	<i>X(m)</i>	<i>$\mu(KN.m)$</i>	<i>M(KN.m)</i>
1	3.30	1.75	8.81	3.38
2	3.30	1.22	7.79	2.62
3	5.00	2.4	20.28	8.158
4	3.30	1.66	8.85	-1.77
5	3.30	1.80	8.77	1.70
6	3.025	1.47	7.43	2.85
7	3.025	1.51	7.43	2.48

Remarque:

La méthode des trois moments surestime les moments sur appuis contrairement à ceux en travées pour cela, on effectue les corrections suivantes :

Réduire les moments sur les appuis de ***1/3*** des valeurs calculées.

Augmenter les moments en travées de ***1/3*** des valeurs calculées.

Aux appuis :

<i>Moment KN.m</i>	<i>Moment corrigés</i>
$M_0 = 6.67 \text{ KN.m}$	-4.44
$M_1 = -4.34 \text{ KN.m}$	-2.89
$M_2 = -13.37 \text{ KN.m}$	-8.9
$M_3 = -10.77 \text{ KN.m}$	-7.18
$M_4 = -10.48 \text{ KN.m}$	-6.98
$M_5 = -4.24 \text{ KN.m}$	-2.82
$M_6 = -4.94 \text{ KN.m}$	-3.29
$M_7 = -4.95 \text{ KN.m}$	-3.30

Aux travées

<i>Moment KN.m</i>	<i>Moment corrigés</i>
3.38	4.5
2.62	3.49
8.158	10.87

-1.77	2.36
1.70	2.26
2.85	3.8
2.48	3.30

Calcul de l'effort tranchant :

<i>travées</i>	<i>L</i>	$T_{(x=i)}$	$T_{(x=i+1)}$
0-1	3.30	11.19	-10.25
1-2	3.30	8.9	-12.54
2-3	5.00	16.59	-15.90
3-4	3.30	10.78	-10.66
4-5	3.30	11.98	-9.46
5-6	3.025	9.67	-9.98
6-7	3.025	9.82	-9.83

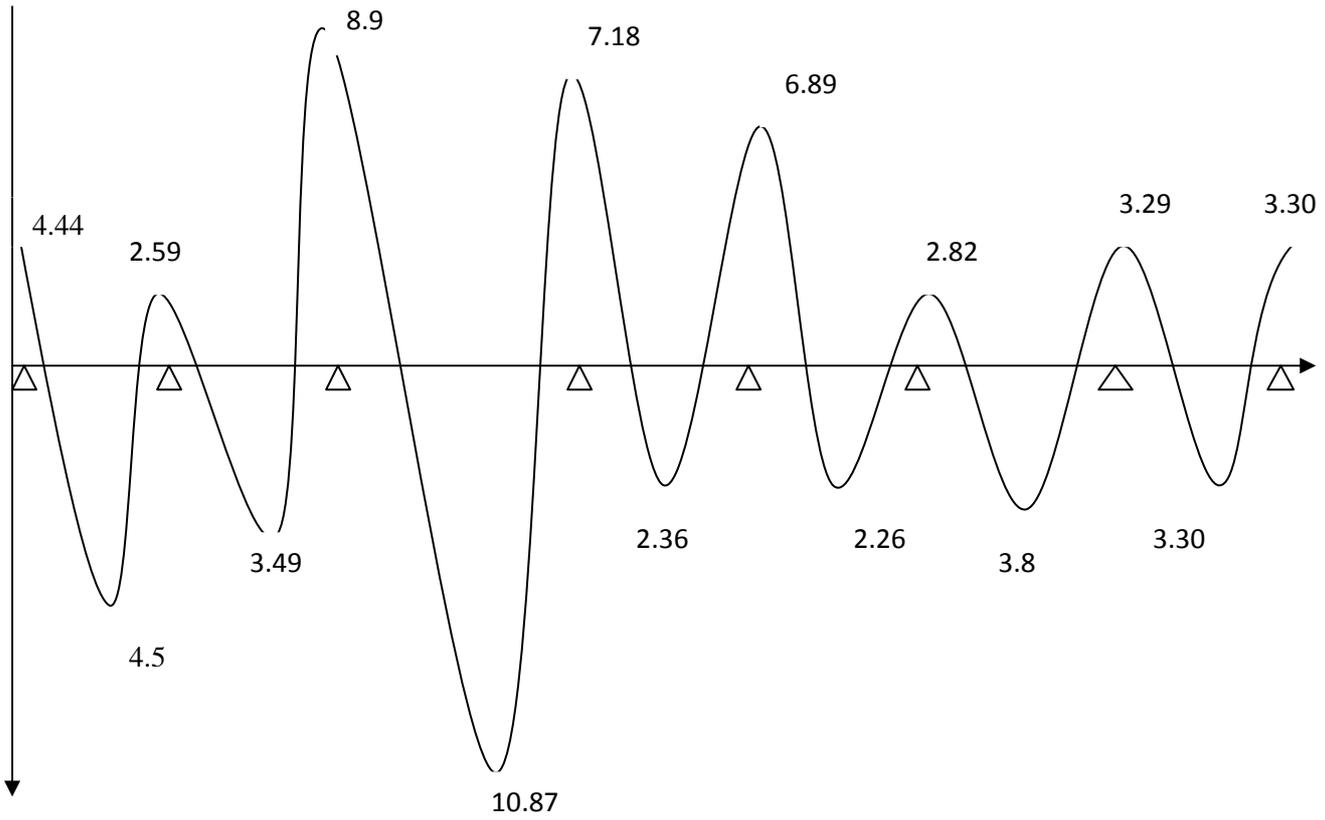


Figure III.2.4 Diagramme des moments fléchissent a l'ELU

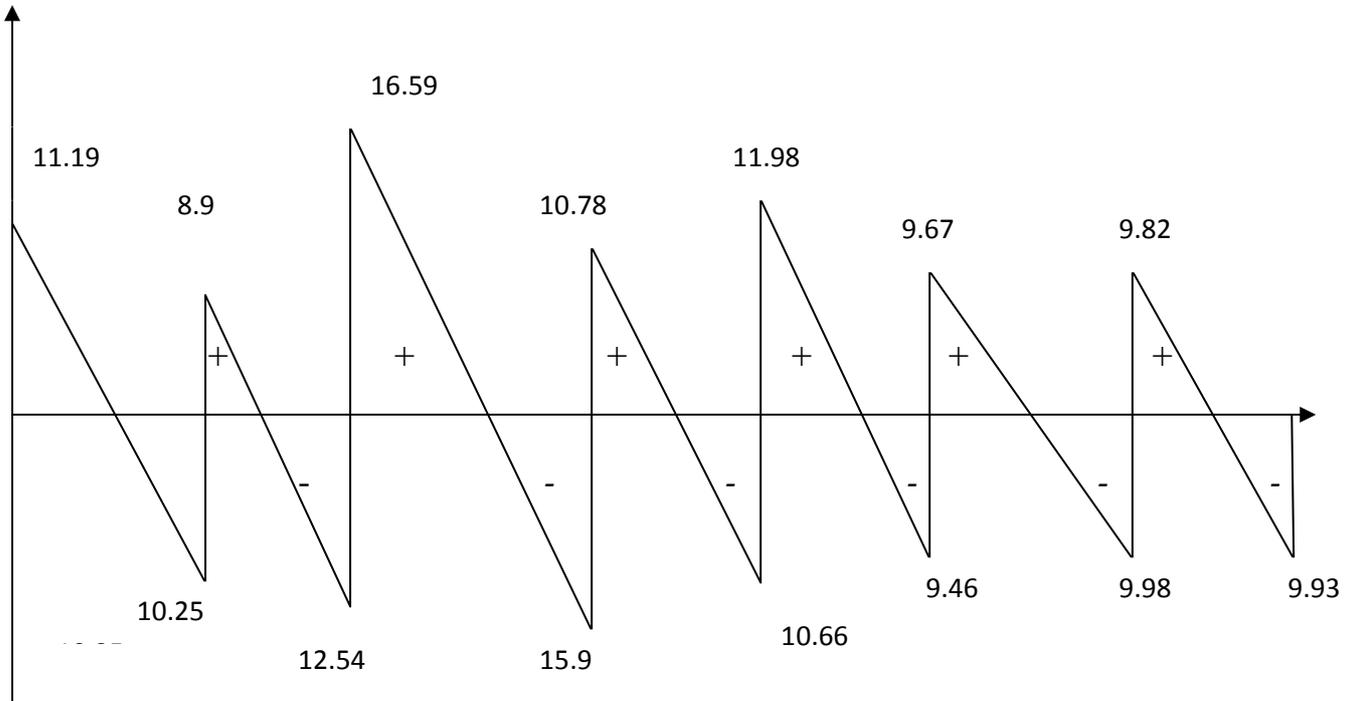


Figure III.2.5 Diagramme de l'effort tranchant a l'ELU

✓ Calcul des armatures longitudinales à l'ELU :

Le ferrailage va se faire avec les moments max à l'ELU.

$$M_{t_{max}} = 10.87 \text{ KN.m} \bullet$$

$$M_{a_{max}} = -7.18 \text{ KN.m} \bullet$$

❖ En travée :

Le moment max en travée est : $M_{t_{max}} = 10.87 \text{ KN.m}$

- Position de l'axe neutre :

Si : $M_t^{\max} > M_{tab} \Rightarrow$ l'A.N est dans la nervure.

Si : $M_t^{\max} < M_{tab} \Rightarrow$ l'A.N est dans la table de compression.

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

$$M_{tab} = f_{bu} \times b \times h_0 \times \left(d \times \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_{tab} = 14.2 \times 0.65 \times 0.05 \times 10^3 \times \left(0.19 - \frac{0.5}{2} \right) \Rightarrow M_{tab} = 76.15 \text{ KN.m}$$

$M_t^{\max} < M_{tab} \Rightarrow$ L'axe neutre est dans la table de compression.

- Comme le béton tendu n'intervient pas dans les calculs de résistance, le calcul se fera en considérant une section rectangulaire de (65x21).

$$\mu = \frac{M_t^{\max}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{10.87 \times 10^3}{65 \times 19^2 \times 14.2}$$

$$\mu = 0.032 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0.032 \Rightarrow \beta = 0.984$$

$$A_{st} = \frac{M_t^{\max}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{10.87 \times 10^5}{0.984 \times 19 \times 348 \times 100} \Rightarrow A_{st} = 1.67 \text{ cm}^2$$

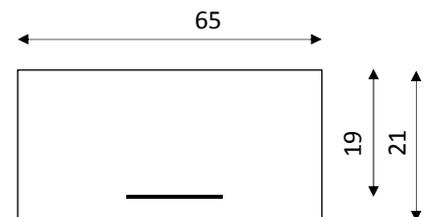
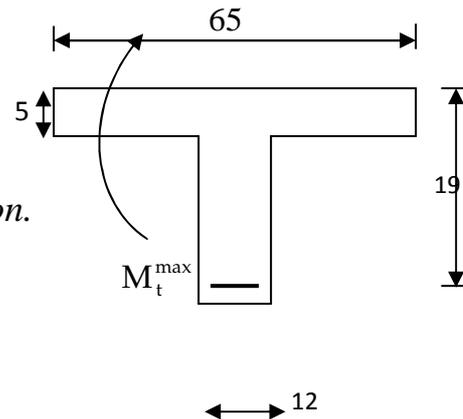
Soit : $3 \text{ HA}12 = 3.39 \text{ cm}^2$.

❖ Aux appuis :

Le moment est négatif, c'est à dire qu'il tend les fibres supérieures.

Pour nos calculs, on renverse la section pour avoir des moments positifs.

- Le moment max aux appuis est : $M_{a_{max}} = \underline{7.18 \text{ KN.m}}$



$$\mu = \frac{M_a^{\max}}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{7.18 \times 10^5}{12 \times 19^2 \times 14.2 \times 100} = 0.116$$

$$\mu = 0.116 \Rightarrow \beta = 0.938$$

$$A_{st} = \frac{M_a^{\max}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{7.18 \times 10^5}{0.938 \times 19 \times 348 \times 100} \Rightarrow A_{st} = 1.15 \text{ cm}^2$$

Soit : 2 HA12 = 2.26 cm² .

✓ Vérification à l'ELU :

1) Condition de non fragilité : (Art A.4.2 /BAEL91)

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition

suivante : $A_{\text{adopté}} > A_{\text{min}} = \frac{0.23.b.d.f_{t28}}{f_e}$

En travée:

$$A_{\text{min}} = \frac{0.23.b.d.f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 65 \times 19 \times 2.1}{400} = 1.49 \text{ cm}^2$$

$$A_{ad} = 3.39 \text{ cm}^2 > 1.49 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots CV \dots\dots\dots$$

Aux appuis :

$$A_{\text{min}} = \frac{0.23.b_0.d.f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 12 \times 19 \times 2.1}{400} = 0.27 \text{ cm}^2$$

$$A_{ad} = 2.26 \text{ cm}^2 > 0.27 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots CV \dots\dots\dots$$

2) Contrainte tangentielle: (Art.A.5.1,1/ BAEL91)

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{V_{\max}}{b_0 d} \leq \bar{\tau}_u$

Calcul de $\bar{\tau}_u$:

Pour les fissurations non préjudiciables :

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.2 \frac{f_c}{\gamma_B} ; 5 \text{ MPa} \right) ; \text{ Donc : } \bar{\tau}_u = \underline{\underline{3.33 \text{ Mpa.}}}$$

Calcul de τ_u :

$$V_{\max} = 16.59 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} = \frac{16.59 \times 10^3}{120 \times 190} \quad ; \text{ Donc : } \tau_u = 0.73 \text{ Mpa.}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \dots\dots\dots CV \dots\dots\dots$$

3) Entrainement des barres : (Art.A.6.1,3 / BAEL91)

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

que :
$$\tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0.9 \times d \times \sum U_i} < \bar{\tau}_{se}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} ; \text{ Avec : } \Psi_s = 1.5 \text{ (pour les aciers H.A).}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ Mpa.}$$

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles.

$$\sum U_i = 3.14 \times 12 \times 2 = 75.36 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{16.59 \times 10^3}{0.9 \times 190 \times 75.36} = 1.26 \quad ; \text{ Donc : } \tau_{se} = 2.45 \text{ Mpa.}$$

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \dots\dots\dots CV. \dots\dots\dots$$

4) Longueur du scellement droit : (Art A.6.1,22 / BAEL91)

Elle correspond à la longueur d'acier ancrée dans le béton pour que l'effort de traction ou de compression demandée à la barre puisse être

mobilisé:
$$L_s = \frac{\varphi \times f_e}{4 \times \tau_{su}}$$

❖ **Calcul de τ_{su} :**

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

$$L_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.33 \text{ cm} \quad ; \text{ On prend } L_s = 45 \text{ cm.}$$

Les règles de BAEL 91 admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée

mesurée hors crochet « L_c » est au moins égale à $0,4.L_s$ pour les aciers H.A ; Donc : $L_c = 18cm$

5) Influence de l'effort tranchant sur les armatures :

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

On doit prolonger au delà du bord de l'appui coté travée et y ancrer une section d'armatures suffisante pour équilibrer l'effort tranchant V_u .

$$A_{st \text{ min à ancrer}} \geq \frac{V_u^{\max}}{f_{su}} = \frac{16.59 \times 10^3}{348.100} = 0,46cm^2 ; A_{st \text{ adopté}} = 2 \text{ HA } 10 = 1.57 cm^2$$

$A_{st \text{ adopté}} > A_{st \text{ min à ancrer}} \longrightarrow$ Les armatures inférieures ancrées sont suffisantes... .. CV

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

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

$$V_u^{\max} + \frac{M_{\max}}{0,9d}$$

$$M_{\max} = 8.9KN.m$$

$$0,9d.V_u^{\max} = 0.9 \times 0.19 \times 16.59 = 2.78 KN.m$$

$M_{\max} > 0,9d.V_u^{\max} \longrightarrow$ Les armatures inférieures ne sont pas nécessaires

6) Influence de l'effort tranchant sur le béton : (Art A.5.1,313 / BAEL91)

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b_0 \times 0,9d} \leq \frac{0,8f_{c28}}{\gamma_b}$$

On doit vérifier :

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b_0 \times 0,9.d} = \frac{2 \times 16.59 \times 10^3}{120 \times 0,9 \times 190} = 1.58Mpa.$$

$$\frac{0,8f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,8 \times 25}{1.5} = \underline{\underline{13.33 Mpa.}}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b_0 \times 0,9d} \leq \frac{0,8 f_{c28}}{\gamma_b} \dots\dots\dots CV$$

7) Contrainte moyenne de compression sur appui intermédiaire : (Art A.5.132/ BAEL91)

On doit vérifier : $\sigma_{bc} = \frac{R_u}{b_0 \times a} \leq \frac{1.3f_{c28}}{\gamma_b}$

$R_u = |V_{u_g}| + |V_{u_d}| = 16.59 + 15.9 = 32.49 \text{KN}$.

$\sigma_{bc} = \frac{R_u}{b_0 \times a} = \frac{32.49 \times 10^3}{120 \times 0.9 \times 190} = 1.58 \text{Mpa}$.

$\frac{1.3f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{1.3 \times 25}{1.5} = 21.67 \text{Mpa}$.

$\sigma_{bc} = \frac{R_u}{b_0 \times a} \leq \frac{1.3f_{c28}}{\gamma_b}$

8) Vérification de la contrainte de cisaillement au niveau de la jonction table nervure: (Art. A.5.3,2 /BAEL91)

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{V_u \cdot (b - b_0)}{1.8 \cdot b \cdot d \cdot h_0} < \bar{\tau}_u$

$\tau_u = \frac{V_u \cdot (b - b_0)}{1.8 \cdot b \cdot d \cdot h_0} = \frac{16.59 \times 10^3 (650 - 120)}{1.8 \times 650 \times 190 \times 50}$.

$\tau_u = 0.79 \text{Mpa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{Mpa} \dots \dots \dots CV.. \dots$

✓ **Calcul des armatures transversales :**

1) Diamètre armatures transversales : (Art A.7.2 / BAEL91)

$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}, \phi_1, \frac{b_0}{10} \right)$

$\phi_t \leq \min \left\{ \left(\frac{210}{35}, 10, \frac{120}{10} \right) \right\} \Rightarrow \phi_t = 6 \text{ mm}$

On opte pour 1 étriers en ϕ_6 ; Donc : $A_t = 0.56 \text{ cm}^2$

2) Pourcentage minimum des armatures transversales: : (Art 5.1,22/BAEL91)

La section des armatures transversales doit vérifier la condition

suivante : $A_{\text{adopté}} > \frac{0.4b \cdot s_t}{f_e}$

$$A_{\min} = \frac{0.4 \times 12 \times 15}{235} = 0.30 \text{ cm}^2$$

$$A_{t \text{ adopté}} > A_{\min} \dots\dots\dots \text{CV} \dots\dots$$

3) Espacement max des armatures transversales : (Art A.5.1,22 / BAEL91)

$$S_t \leq \min(0,9 \times d ; 40 \text{ cm})$$

$$S_t \leq \min(17.1 ; 40 \text{ cm}) = 17.1 \text{ cm}$$

Pour équilibrer l'effort tranchant au nu de l'appui la section des armatures transversales doit satisfaire la condition suivante :(Art.A.5.1,232 / BAEL91):

$$S_t \leq \frac{A_{ad} \cdot 0,9 \cdot f_e}{(\tau_u - 0,3 \cdot f_{t28}) b_0 \cdot \gamma_s}$$

$$S_t = \frac{0.56 \times 0,9 \times 235}{(0.81 - 0,3 \times 2.1) 1.15 \times 12} = 47.68 \text{ cm} .$$

$$\text{Soit } S_t \leq \min \{S_{t1}; S_{t2}\} = \min (17.1 \text{ cm} ; 47.68 \text{ cm}) = 17.1 \text{ cm}.$$

On opte pour $S_{t \text{ max}} = 15 \text{ cm}$.

❖ **Conclusion** :

Nous adopterons 1 étrier en $\phi 6$ tous le 15 cm. •

✓ **Calcul a l'ELS**

Lorsque la charge est la même sur toutes les travées, pour obtenir les valeurs des moments à l'E.L.S, il suffit de multiplier les résultats de calcul à l'E.L.U par le coefficient q_s/q_u .

$$\frac{q_s}{q_u} = \frac{4.706}{6.499} = 0.724$$

En multipliant les résultats obtenus à l'ELU par le coefficient (0.724) on obtient les résultats récapitulé dans les tableaux ci-dessous :

Moments aux appuis à l'ELS :

Moments	Valeurs (KN.m)
M_0	-3.21
M_1	-2.09
M_2	-6.44
M_3	-5.19

M_4	-5.05
M_5	-2.04
M_6	-2.38
M_7	-2.39

Moments en travées à l'ELS :

Travées	X (m)	Mx (KN.m)
0-1	3.30	3.25
1-2	3.30	2.53
2-3	5.00	7.80
3-4	3.30	1.70
4-5	3.30	1.64
5-6	3.025	2.75
6-7	3.025	2.39

Efforts tranchants à l'ELS :

Travées	Longueur (m)	$T_{(x=i)}$(KN)	$T_{(x=i+1)}$ (KN)
0-1	3.0	8.10	-7.42
1-2	4.0	6.44	-9.07
2-3	3.7	12.01	-11.51
3-4	3.4	7.80	-7.72
4-5	3.7	8.67	-6.85
5-6	4.0	7	-7.22
6-7	3.0	7.1	-7.11

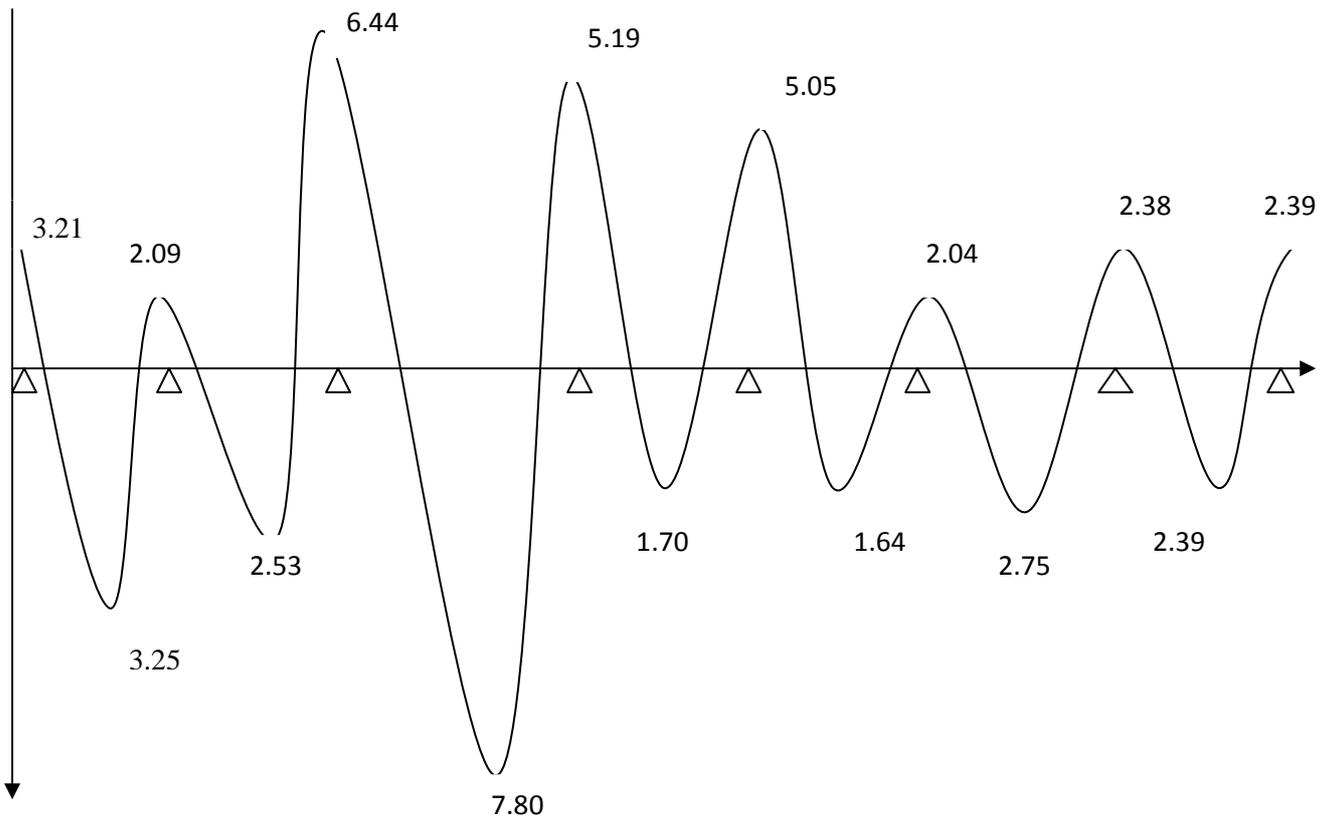


Figure III.2.6. Diagramme des moments fléchissent a l'ELS

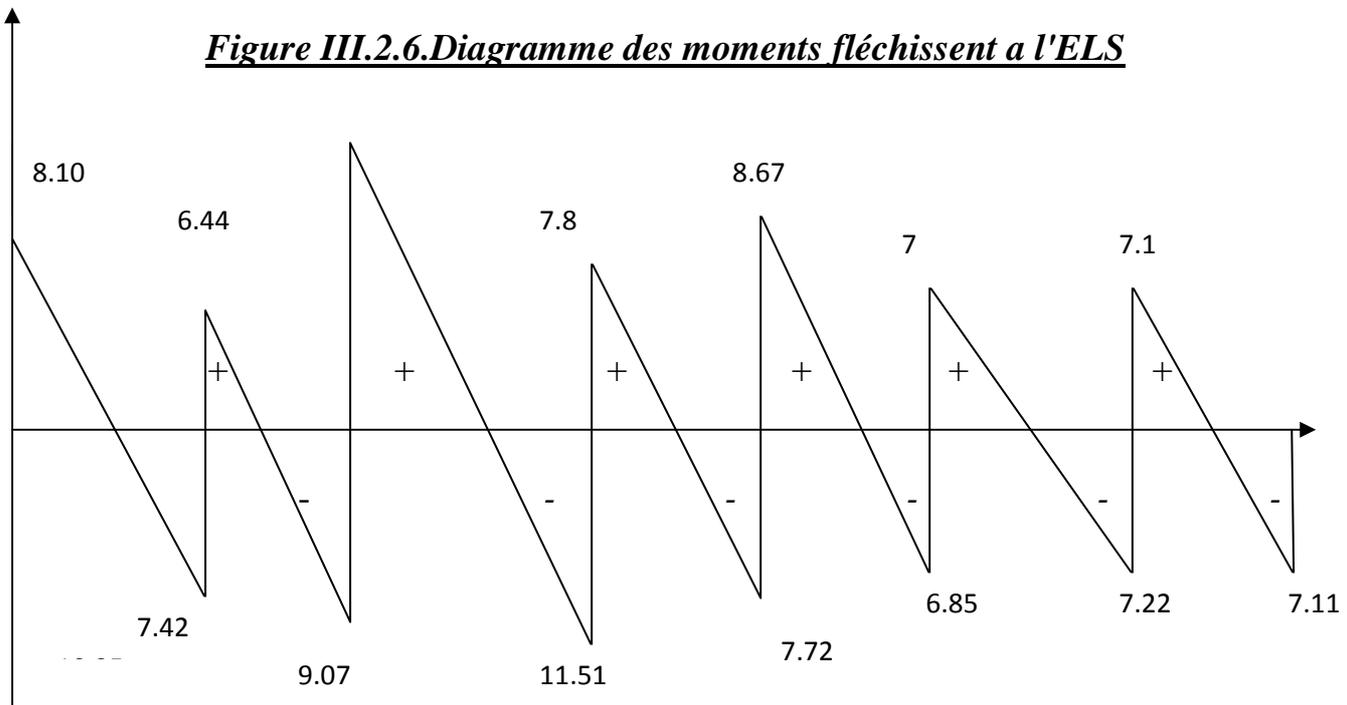


Figure III.2.7 Diagramme de l'effort tranchant a l'ELS

✓ Vérfications à l'ELS :

$$M_{st}^{max} = 7.80 \text{ KN.m}$$

$$M_{sa}^{max} = 6.44 \text{ KN.m}$$

$$T_s^{max} = 12.01 \text{ KN}$$

1) Vérfication des contraintes dans le béton :

On doit vérfier si : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$

Aux appuis :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} ; \quad \sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} \quad \sigma_s = \frac{M_{sa}^{max}}{\beta_1 \cdot A_s \cdot d} \quad A_s = 1.57 \text{ cm}^2$$

K_1 en fonction de ρ_1

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{100 \times 2.26}{12 \times 19} = 0.994$$

Du tableau : $k_1 = 20.97$ et $\beta_1 = 0.861$

$$\sigma_s = \frac{4.57 \times 10^6}{0.871 \times 2.26 \times 10^2 \times 190} = 123.61$$

$$\sigma_{bc} = \frac{123.61}{20.97} = 5.90 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérfiée.}$$

En travée :

On doit vérfier si : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} ; \quad \sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} \quad \sigma_s = \frac{M_{st}^{max}}{\beta_1 \cdot A_s \cdot d} \quad A_s = 3.39 \text{ cm}^2$$

K_1 en fonction de ρ_1

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 3.39}{65 \times 19} = 0.274$$

Du tableau : $k_1 = 45.24$ et $\beta_1 = 0.917$

$$\sigma_s = \frac{7.80 \times 10^6}{0.917 \times 3.39 \times 10^2 \times 190} = 132.06 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{132.06}{44.24} = 2.98 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérfiée.}$$

2) Etat limite d'ouverture des fissures (Art .B.6.3 BAEL99) :

La fissuration étant non préjudiciable donc aucune vérification n'est nécessaire.

3)Etat limite de déformation (Art B.6.8, 424 BAEL99) :

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 précisent qu'on peu admettre qu'il n'est pas indispensable de vérifier la flèche si les conditions suivantes seront vérifiées.

$$\frac{A}{b_0 d} \leq \frac{3.6}{F_e} \quad \frac{h}{L} \geq \frac{1}{22.5} \quad \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15M_0}$$

Avec :

A : section d'armature tendue (en travée).

L : portée maximale entre nus d'appuis.

h : hauteur du plancher.

M_0 : moment isostatique maximal.

M_{st}^{max} : moment maximal en travée.

On a : $A = 3.39 \text{ cm}^2$; $L = 5 \text{ m}$; $h = 21 \text{ cm}$; $b_0 = 12 \text{ cm}$; $d = 19 \text{ cm}$
; $F_e = 400$

$$M_0 = \frac{q_s \cdot l^2}{8} = 14.71 \text{ KN.m} \quad ; \quad M_{st}^{max} = 7.80 \text{ KN.m}$$

$$\frac{A}{b_0 d} \leq \frac{3.6}{F_e} ; \frac{339}{12 \times 19} \leq \frac{3.6}{400} ; 0.014$$

$$> 0.009 \quad \text{condition non vérifiée.}$$

Conclusion :

Vu que l'une des conditions n'est pas vérifiée, donc on fait la vérification de la flèche.

Calcul de la flèche (BAEL 91/ Art B.6.5, 2) [14]

$$f_v = \frac{M_s \cdot l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} \leq f = 0.005 + \frac{l}{1000} = 0.005 + \frac{5}{1000} = 10 \text{ mm}$$

Avec :

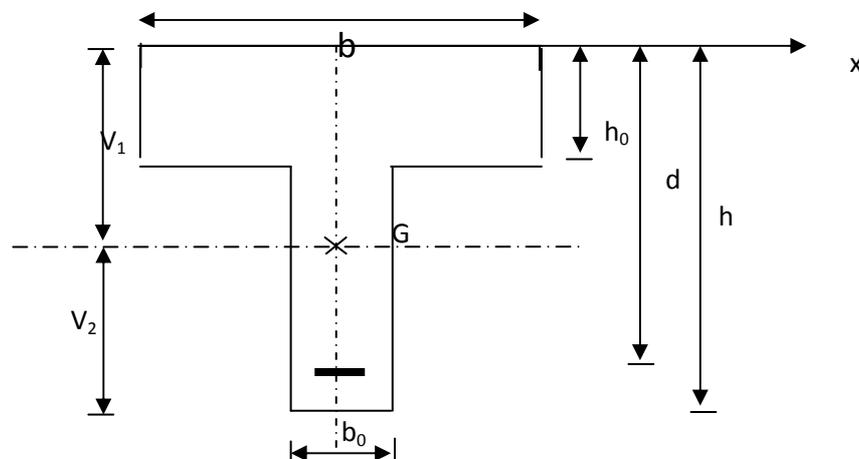
M_s : Moment fléchissant maximal à l'ELS.

E_v : Module de déformation différé. ($E_v = 37003 \sqrt[3]{25} = 10818,86 \text{ MPa}$).

I_{fv} : Moment d'inertie fictif de la section pour les déformations respectivement de langue et courte durée tel que :

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

Avec: I_0 : Moment d'inertie de la section homogénéisée ($n=15$) par rapport au CDG ; μ, λ_v : Coefficients.



Aire de la section homogénéisée :

$$B_0 = B + nA = b_0 \times h + (b - b_0) h_0 + 15A$$

$$B_0 = 12 \times 21 + (65 - 12) \cdot 5 + 15 \times 3.39$$

$$B_0 = \underline{\underline{567.85 \text{ cm}^2}}$$

Moment statique de la section homogénéisée par rapport à xx :

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

$$S /_{xx} = \frac{12 \times 21^2}{2} + (65 - 12) \frac{5^2}{2} + 15 \times 3.39 \times 19 = 4274.65 \text{ cm}^3$$

Position du centre de gravité :

$$V_1 = \frac{S /_{xx}}{B_0} = \frac{4274.65}{567.85} = 7.52 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 21 - 7.58 = 13.48 \text{ cm}$$

Moment d'inertie de la section homogénéisée/G :

$$I_0 = \frac{b_0}{3} (V_1^3 + V_2^3) + (b - b_0) h_0 \left[\frac{h_0^2}{12} + \left(V_1 - \frac{h_0}{2} \right)^2 \right] + 15 A_s (V_2 - c)^2$$

$$I_0 = \frac{12}{3} (7.52^3 + 13.48^3) + (65 - 12)5 \left[\frac{5^2}{12} + \left(7.52 - \frac{5}{2}\right)^2 \right] + 15 \times 3.39 (13.48 - 2)^2$$

$$I_0 = \underline{\underline{25443.33 \text{ cm}^4}}$$

Calcul des coefficients :

$$\rho = \frac{A}{bd} = \frac{3.39}{12 \times 19} = 0,014$$

$$\lambda_i = \frac{0,05f_{t28}}{\rho \left(2 + \frac{3b_0}{b}\right)} = \frac{0,05 \times 2,1}{0,014 \times \left(2 + \frac{3 \times 12}{65}\right)} = 2,94$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i$$

$$\lambda_v = \underline{\underline{1.17}}$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75f_{t28}}{4\rho\sigma_s + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,014 \times 13206 + 2,1} = 0.612$$

Calcul de l'inertie fictive If :

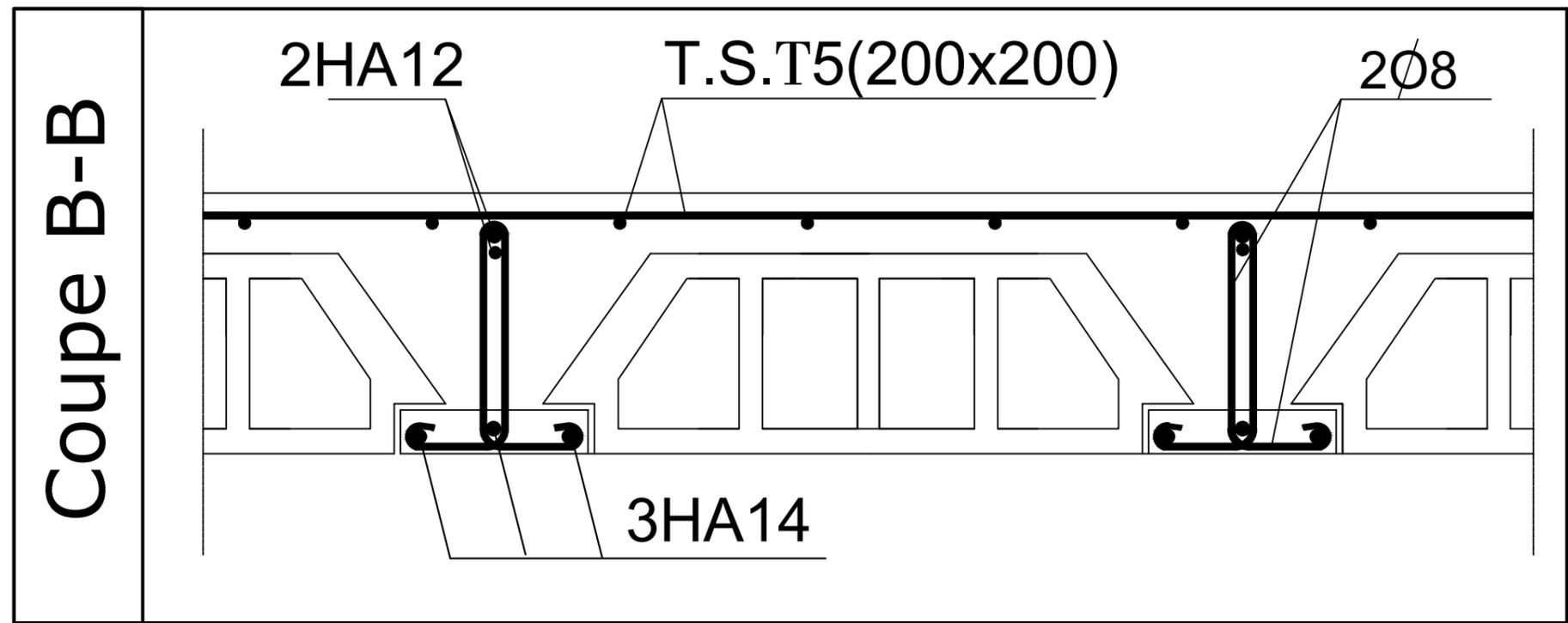
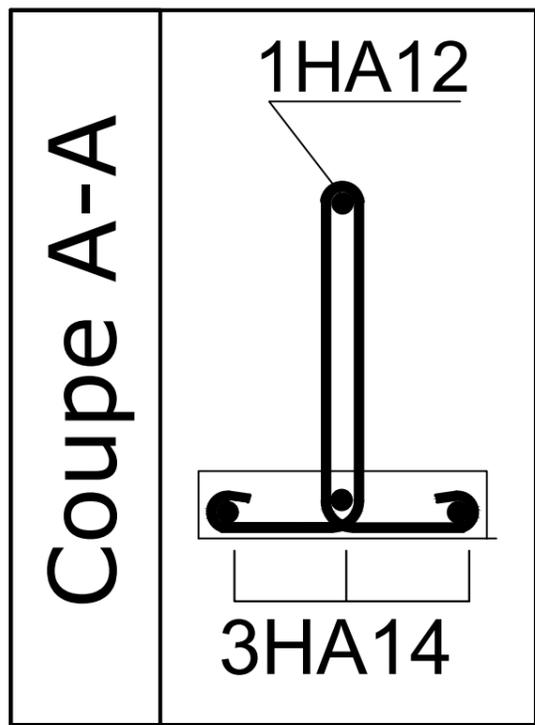
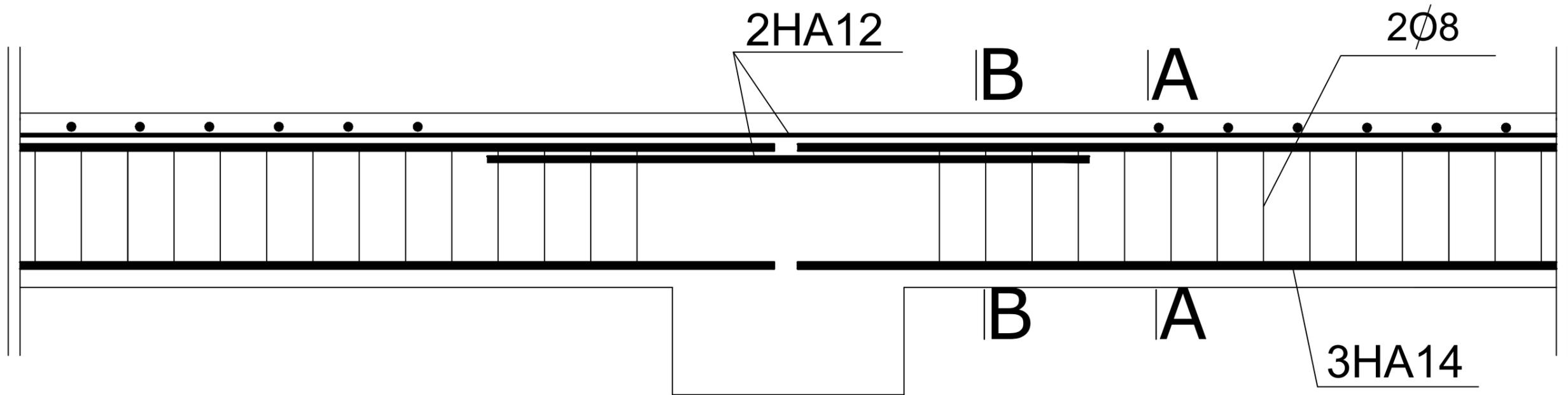
$$I_f = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_v \mu} = \frac{1,1 \times 25443.33}{1 + 1.17 \times 0.612} = 16309.45 \text{ cm}^4$$

❖ **Calcul de flèche :**

$$f_v = \frac{7.80 \times 10^6 \times (5000)^2}{10 \times 10818.88 \times 16309.45 \times 10^4} = 11.05 \text{ mm} > 10 \text{ mm. La flèche n'est pas vérifiée}$$

On augmente les aciers en travée en adoptant pour : **3T14=4.62m²**

On trouve $f_v = 8.87 \text{ mm} < 10 \text{ mm}$ condition vérifiée



Ferrailage du plancher

III.3. BALCON :

Le balcon est assimilé à une console encastrée à une extrémité, réalisé en dalle pleine. Le calcul se fera pour une bande de 1 m de largeur sous les sollicitations suivantes :

- G : charge permanente uniformément réparties due au poids propre de la dalle
- Q : surcharge verticale revenant au balcon
- g : charge verticale concentrée due à l'effet du poids propre du garde-corps en brique creuse de 10cm d'épaisseur

L'épaisseur de la dalle pleine est : $e_p = 16\text{cm}$

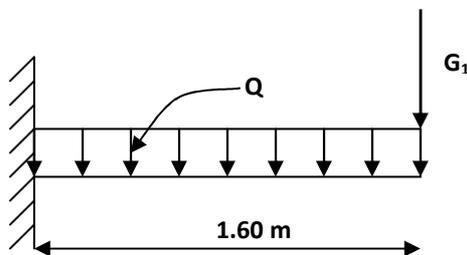


Schéma statique du balcon

III.3.1. Détermination des charges et surcharges du balcon

- charge permanente $G = 5,49\text{KN/m}^2$
 - charge d'exploitation, d'après le DTR $Q = 3,5\text{ KN/ m}^2$
 - charge concentrée g :
- $g = \text{poids de l'enduit ciment} \times 2 + \text{poids de la brique creuse}$

$$\begin{aligned} \text{Enduit ciment} &: 0.72\text{ KN/m}^2 \\ \text{Maçonnerie} &: 0.9\text{ KN/ m}^2 \\ \mathbf{g} &= \mathbf{1.62\text{ KN/m}^2} \end{aligned}$$

III.3.2. Combinaisons de charges

A l'ELU

$$q_{u1} = (1,35 G + 1,5 Q) \times 1\text{m} = 12,99\text{ KN/ml}$$

$$q_{u2} = (1,35 g) \times 1\text{m} = 1,35 \times 1,62 = 2,19\text{ KN/ml}$$

A l'ELS

$$q_{s1} = (G + Q) \times 1m = 9,24 \text{ KN/ml}$$

$$q_{s2} = g = 1,62 \text{ KN/ml}$$

III.3.3. Calcule des efforts internes

A l'ELU

$$M_u = \frac{q_{u1}l^2}{2} + q_{u2} \times l = \frac{12,99 \times 1,6^2}{2} + 2,19 \times 1,6 = 20,13 \text{ KN.m}$$

$$V_u = q_{u1}l + q_{u2} = 22,97 \text{ KN}$$

A l'ELS

$$M_s = q_{s1} \frac{L^2}{2} + q_{s2} \cdot L$$

$$M_s = 9,24 \frac{1,6^2}{2} + 1,62 \cdot 1,6 = 14,42 \text{ KN.m}$$

$$V_s = q_{s1} \cdot l + q_{s2} = 16,4 \text{ KN}$$

III.3.4. Calcule à l'ELU :

❖ **Ferraillage :**

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

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{20,13 \times 10^3}{100 \times 14^2 \times 14,2} = 0,0723$$

$$\mu = 0,072 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0,072 \Rightarrow \beta = 0,963$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{20,13 \times 10^3}{0,963 \times 140 \times 348} = 4,29 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 4\text{HA}12 = 4,52 \text{ cm}^2 \quad \text{Avec : } St = 100/4 = 25 \text{ cm}$$

➤ **Les armatures de repartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13 \text{ cm}^2$$

Soit : $4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2$

Avec : $S_t = 100/4 = 25 \text{ cm}$

❖ **Vérification a l'ELU**

a) Condition de non fragilité (A .4.2.1/BAEL 91 modifier 99)

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 14 \times \frac{2,1}{400} = 1,69 \text{ cm}^2$$

donc $A_s = 4,52 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,69 \text{ cm}^2$ «condition vérifiée»

b) Vérification au cisaillement (A.5.1.2./BAEL91 modifié 99)

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

$$\tau_u = \frac{22,97 \times 10^3}{1000 \times 140} = 0,16 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \quad \text{«Condition vérifiée»}$$

c) Vérification de l'adhérence des barres (A.6.1.3.BAEL 91 modifié 99)

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa} \quad (\psi_s = 1,5 \text{ Pour les HA})$$

$$\sum U_i = 5\pi 1,2 = 18,84 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9d \sum U_i} = \frac{22,97 \times 10^3}{0,9 \times 140 \times 180,84} = 1 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} \quad \text{«Condition vérifiée»}$$

d) Vérification de l'espacement (A.8.2.42./BAEL91 modifié 99)

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

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

e) Longueur d'ancrage

$$\tau_{Se} = 0,6 \Psi^2 \cdot f_{t28} = 2,84 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{se}} = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,84} = 42,25 \text{ cm}$$

Soit $l_s = 45 \text{ cm}$

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

III.3.5. Vérification a l'ELS

a) Etat limite de compression du béton

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

$$\rho = 0,323 \quad ; \quad \beta = 0,911 \quad \rightarrow K1 = 41,18$$

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

$$\rho_1 = \frac{A_s \cdot 100}{b \cdot d} = \frac{4,52 \cdot 100}{100 \cdot 14} = 0,322$$

Calcul β

$$\frac{\beta - 0,912}{0,911 - 0,912} = \frac{0,322 - 0,316}{0,324 - 0,316}$$

$$\beta = 0,911$$

$$\sigma_{st} = \frac{14,42 \cdot 10^6}{0,911 \cdot 140 \cdot 4,52} = 250,14\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{250,14}{41,18} = 6,07\text{MPa}$$

D'où $\sigma_{bc} = 6,07\text{MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa} \Rightarrow$ Condition vérifiée

b) Vérification de la flèche

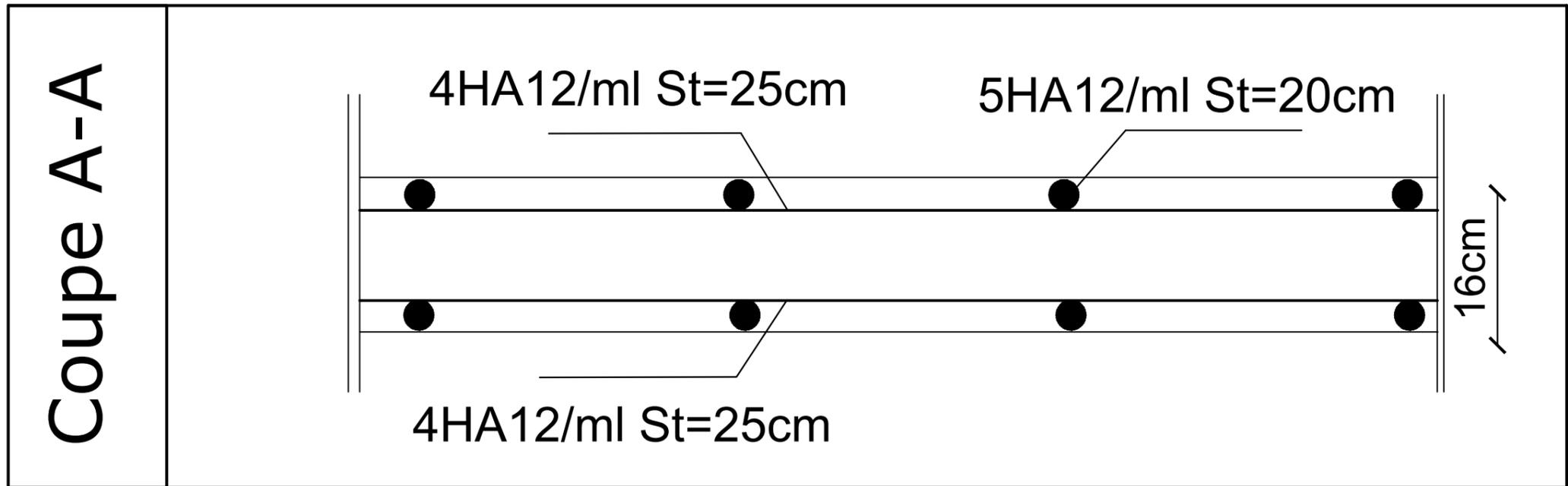
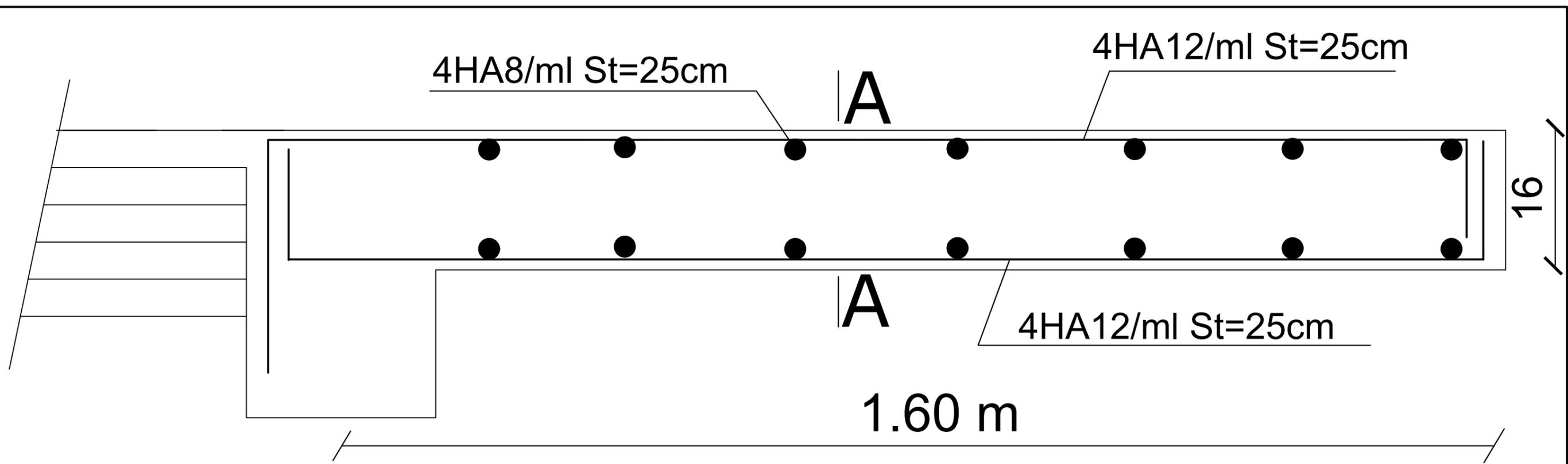
D'après le BAEL91, on vérifié la flèche si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{16}{160} = 0,1 > \frac{1}{16} = 0,063 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_s}{10 \cdot M_0} \Rightarrow \frac{16}{160} = 0,1 > \frac{14,42}{10(14,42)} = 0,1 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée} \quad \frac{A}{b \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

$$\Rightarrow \frac{4,52}{14 \times 100} = 0,003 < \frac{4,2}{400} = 0,0105 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

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



Ferrailage du balcon

III.4. Salle machine

III.4.1. Introduction

L'ascenseur est un appareil servant à déplacer verticalement des personnes ou des charges vers l'ensemble des étages de l'immeuble .C'est souvent un matériel muni de dispositif de sécurité

La machinerie et le local dans lequel se trouve l'ensemble des organes moteurs assurant le mouvement et l'arrêt de l'ascenseur.

III.4.2.caractéristiques de la cage descenseur :

- *la surface de la salle machine est de : 1.95×2.44*
- *La charge totale du système de levage et la cabine chargée de 9 t*

III.4.3. Calcule de la dalle pleine

a) Epaisseur de la dalle

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

$$h_0 = \frac{L_x}{30} = \frac{195}{30} = 6,50 [cm] \quad ; h_0: \text{Épaisseur d'une dalle pleine}$$

Le RPA 2003 exige une hauteur $h_0 \geq 12cm$

Donc : on adopte une hauteur $h_0 = 15cm$

• Calcule a l'ELU :

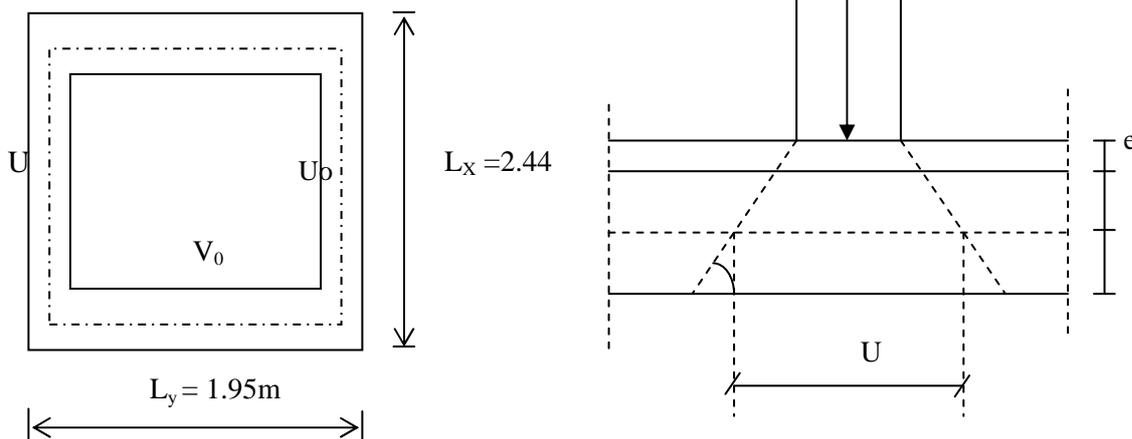


Figure III.4.1. : Schéma de la salle machine

La dalle repose sur son contour (4appuis),elle est soumise à la charge permanente localisée concentrique agissant sur un rectangle (U×V) .Le calcule

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.

$$u = u_0 + Ke + h_0$$

$$v = v_0 + K e + h_0$$

Avec:

h_0 : épaisseur de la dalle ($h_0=15\text{cm}$).

e : épaisseur du revêtement ($e = 5 \text{ cm}$)

k : coefficient pris égal à 2, car le revêtement est aussi solide que le béton.

u_0, v_0 : coté du rectangle dans le quel la charge est centrée ($u_0=80 \text{ cm}$ $v_0=80\text{cm}$)

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

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

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{195}{244} = 0,8 \quad 0.4 \leq \rho \leq 1 \rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens}$$

b) Calcule des moments au centre du panneau

Ils sont donnés par la formule :

$$\begin{cases} M_{x1} = qu \times (M_1 + v M_2) \\ M_{y1} = qu \times (M_2 + v M_1) \end{cases} \quad v=0 \text{ (ELU)}$$

A partir des abaques de PIGEAUD:

$$\begin{cases} \frac{U}{l_x} = \frac{105}{195} = 0.5 \\ \frac{V}{l_y} = \frac{105}{244} = 0.4 \end{cases} \quad \Rightarrow \quad \begin{cases} M_1 = 0.112 \\ M_2 = 0.081 \end{cases}$$

A l'ELU $v=0$

$$qu = 1.35G + 1.5Q = 1.35G = 121.5 \text{ KN}$$

$$\begin{cases} M_{x1} = qu \times (M_1 + v M_2) = 121.5 \times 0.112 = 13.608 \text{ KN.m} \\ M_{y1} = qu \times (M_2 + v M_1) = 121.5 \times 0.081 = 9.841 \text{ KN.m} \end{cases}$$

c) Calcule des moments dus au poids propre de la dalle

Le calcule se fera pour une bande de 1m de largeur

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \times qu \times L_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \end{cases} \rightarrow \rho = 0,8 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0565 \\ \mu_y = 0,595 \end{cases}$$

Poids propre de la dalle :

$$G = (0.15 \times 25 + 22 \times 0.05) \times 1m = 4.85 \text{ KN/ml}$$

La surcharge d'exploitation : $Q = 1 \text{ KN/ml}$

Combinaison de charge :

$$qu = 1.35G + 1.5Q = 8.0475 \text{ KN/ml}$$

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \times qu \times L_x^2 = 0.0565 \times 8.0475 (1.95)^2 = 1.729 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} = 0.595 \times 1.729 = 1.028 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Superposition des moments

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 13.608 + 1,729 = 15.337 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 9.841 + 1,729 = 11.57 \text{ KN.m}$$

d) Déterminations des moments dans les deux sens lx et ly en travée et aux appuis en tenant compte des encastremets

Sens lx :

$$\text{Aux appuis : } M_{xa} = -0,3 M_x = -4.601 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travée : } M_{xt} = 0,85 M_x = 0.85 \times 15.337 = 13.036 \text{ KN.m}$$

$$\text{Sens ly : Appuis : } M_{ya} = -0,3 M_y = -3.471 \text{ KN.m}$$

Travée : $M_{yt}=0,85$ $M_y= 9.834KN.m$

III.4.4. Ferrailage de la dalle

Sens x-x :

A- En travée :

$$\mu_b = \frac{M_{xt}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{13,036 \cdot 10^3}{100 \cdot 13^2 \cdot 14,2} = 0,054$$

On $\mu_b=0,054 < \mu_l=0,392$

$$\mu_b=0,033 \Rightarrow \beta=0,972$$

$$A_t = \frac{M_{xt}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{13,036 \cdot 10^3}{0,972 \cdot 13 \cdot 348} = 2.96 \text{ cm}^2.$$

On opte pour: $A_t=5HA10/ml=3,93\text{cm}^2$. Avec $St=20 \text{ cm}$.

B- Aux appuis :

$$\mu_b = \frac{M_{xa}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{4,061 \cdot 10^3}{100 \cdot 13^2 \cdot 14,2} = 0,016$$

On $\mu_b=0,016 < \mu_l=0,392 \rightarrow SSA$

$$\mu_b=0,016 \Rightarrow \beta=0,992$$

$$A_a = \frac{M_{xa}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{4,061 \cdot 10^3}{0,992 \cdot 13 \cdot 348} = 0.904 \text{ cm}^2.$$

On opte pour: $A_a=5HA8/ml=2,51\text{cm}^2$. Avec $St=20 \text{ cm}$.

Sens y-y :

C- En travée :

$$\mu_b = \frac{M_{yt}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{9.834 \cdot 10^3}{100 \cdot 13^2 \cdot 14,2} = 0,040$$

On $\mu_b=0,040 < \mu_l=0,392$

$$\mu_b = 0,040 \Rightarrow \beta = 0,980 \rightarrow SSA$$

$$A_t = \frac{M_{xt}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{9,834 \cdot 10^3}{0,980 \cdot 13 \cdot 348} = 2,21 \text{ cm}^2$$

On opte pour: $A_t = 5 \text{ HA}10/\text{ml} = 3,93 \text{ cm}^2$. Avec $St = 20 \text{ cm}$.

D- Aux appuis :

$$\mu_b = \frac{M_{ya}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{3,471 \cdot 10^3}{100 \cdot 13^2 \cdot 14,2} = 0,014$$

On $\mu_b = 0,014 < \mu_l = 0,392 \rightarrow SSA$

$$\mu_b = 0,014 \Rightarrow \beta = 0,993$$

$$A_a = \frac{M_{ya}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{3,471 \cdot 10^3}{0,993 \cdot 13 \cdot 348} = 0,77 \text{ cm}^2.$$

On opte pour: $A_t = 5 \text{ HA}8/\text{ml} = 2,51 \text{ cm}^2$. Avec $St = 20 \text{ cm}$.

III.4.5. Vérifications à l'ELU

a) Condition de non fragilité

$$A > A_{min} = \rho \times s = \rho_0 \frac{\left(3 - \frac{Lx}{Ly}\right)}{2} \times b \times h$$

A_{min} : Section minimale d'armatures.

S : section totale du béton.

ρ_0 : taux d'acier minimal = 0,0008 (acier HA FeE400)

$$A_{min} = 0,0008 \times \left(\frac{3 - 0,8}{2}\right) \times (15 \times 100) = 1,32 \text{ cm}^2$$

$A_t = 3,93 \text{ cm}^2 > 1,32 \text{ cm}^2$. la condition est vérifiée.

b) diamètre minimale des barres

On doit vérifier que :

$$\phi_{max} \leq h_0/10 = 150/10 = 15 \text{ mm}$$

$$\phi = 10 \text{ mm} < \phi_{\max} = 15 \text{ mm}$$

\Rightarrow Condition vérifiée

a) Escapement des barres

$$l_x : S_t = 20 \text{ cm} < \min(3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$l_y : S_t = 20 \text{ cm} < \min(4h ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

b) Condition de non poinçonnement

$$Q_u \leq 0.045 \times \mu_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, \text{ avec } \rightarrow \begin{cases} Q_u : \text{charge de calcul l'ELU,} \\ h : \text{épaisseur totale de la dalle} \end{cases}$$

μ_c : Périmètre de contour de l'aire sur lequel agit la charge au niveau du feuillet moyen.

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

$$Q_u = 1.35 \times 90 = 121.5 \text{ KN.}$$

$$0.045 \times 4.2 \times 0.15 \times \frac{25 \times 10^3}{1.5} = 4725 \text{ KN} \rightarrow Q_u = 121.5 \text{ KN} < 4725 \text{ KN} \rightarrow \text{vérifiée}$$

Donc aucune armature transversale n'est nécessaire

c) Vérification de la contrainte tangentielle :

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b.d} \leq 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\text{Au milieu de } U \Rightarrow T_{\max} = \frac{Qu}{2U+V} = \frac{121,5}{3 \times 1,05} = 38,57 \text{ KN.}$$

$$\text{Au milieu de } V \Rightarrow T_{\max} = \frac{Qu}{3U} = \frac{121,5}{3 \times 1,05} = 38,57 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b.d} = \frac{38,57}{1 \times 0,13} = 296,69 \text{ KN/m}^2 = 0,29 \text{ Mpa} < 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,167 \text{ Mpa.}$$

\rightarrow La condition est vérifiée

- Calcul à l'ELS

a) *les moments engendrés par le système de levage :*

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

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

$$q_s = P = 90 \text{ KN.}$$

à ELS : $\nu = 0,2$

$$M_{x1} = 90 (0,112 + 0,2 \times 0,081) \Rightarrow M_{x1} = 11,538 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = 90 (0,081 + 0,2 \times 0,112) \Rightarrow M_{y1} = 9,306 \text{ KN.m}$$

b) *Les moments engendrés par le poids propre de la dalle :*

$$q_s = G + Q = 4,85 + 1 \Rightarrow q_s = 5,85 \text{ KN/m}$$

$$M_{x2} = \mu_x \times q_s \times l^2 = 0,0632 \times 5,85 \times (1,95)^2 = 1,40 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} = 0,710 \times 1,40 = 0,99 \text{ KN.m}$$

c) *Superposition des moments :*

$$M_x = 11,538 + 1,40 = 12,938 \text{ KN m}$$

$$M_y = 9,306 + 0,99 = 10,296 \text{ KN m}$$

d) *Détermination des moments dans les deux sens l_x et l_y en travée et en appuis en tenant compte des encastremets*

Remarque : Ces moments seront minorés en travée en leur affectant le coefficient (0,85), et en appuis par (0,3) pour tenir compte de la continuité des voiles.

Moment en travée : $M_t = 0,85 M_x$.

$$M_{xt} = 0,85 M_x = 10,99 \text{ KN.m.}$$

$$M_{yt}=0,85 M_y=8,75 \text{ KN} .m .$$

Moment aux appuis : $M_a = -0,3 M$.

$$M_{xa}=-0,3 M_x= -3,88 \text{ KN} .m.$$

$$M_{ya}=-0,3 M_y=-3,08 \text{ KN} .m.$$

III.4.6. Vérification à l'ELS

a) Etat limite de fissuration :

La fissuration est non préjudiciable alors aucune vérification n'est nécessaire.

b) Vérification de la contrainte de compression dans le béton

- Sens x-x en travée

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

$$M_{st} = 10.99 \text{ KN} .m \quad A_t = 3.93 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{bd} = \frac{100 \times 3.93}{100 \times 13} = 0.30 \quad \Rightarrow \quad k = 42.47 \text{ et } \beta = 0.913$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_a} = \frac{10.99 \times 10^6}{0.913 \times 130 \times 3.93 \times 10^2} = 235.60 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 1/k \cdot \sigma_s = 5.54 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

- Sens x-x aux appuis

$$M_{sa} = -3.88 \text{ KN} .m. \quad A_a = 2.51 \text{ cm}^2$$

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

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{bd} = \frac{100 \times 2.51}{100 \times 13} = 0.193 \quad k = 55.42 \text{ et } \beta = 0.929.$$

$$\sigma_s = \frac{M_{sa}}{\beta_1 d A_t} = \frac{3.88 \times 10^6}{0.929 \times 130 \times 2.51 \times 10^2} = 127.99 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 1/k \sigma_s = 1/55.42 \times 127.99 = 2.30 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

- Sens Y-Y en travée

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

$$Mt = 8.75 \text{ KN.m} \quad At = 3.93 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times Aa}{bd} = \frac{100 \times 3.93}{100 \times 13} = 0.30 \quad \Rightarrow \quad k = 42.47 \text{ et } \beta = 0.913$$

$$\sigma_s = \frac{Ms}{\beta_1 d Aa} = \frac{8.75 \times 10^6}{0.913 \times 130 \times 3.93 \times 10^2} = 187.58 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 1/K \cdot \sigma_s = 4.41 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

- Sens Y-Y aux appuis

$$Msa = -3.08 \text{ KN.m.} \quad Aa = 2.51 \text{ cm}^2$$

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

$$\rho_1 = \frac{100 \times Aa}{bd} = \frac{100 \times 2.51}{100 \times 13} = 0.193 \quad k = 55.42 \text{ et } \beta = 0.929.$$

$$\sigma_s = \frac{Msa}{\beta_1 d Aa} = \frac{3.08 \times 10^6}{0.929 \times 130 \times 2.51 \times 10^2} = 101.60 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 1/k \sigma_s = 1/55.42 \times 101.60 = 1.83 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

CONCLUSION : Après toutes vérifications, la dalle de la salle machine sera ferrillée comme suit :

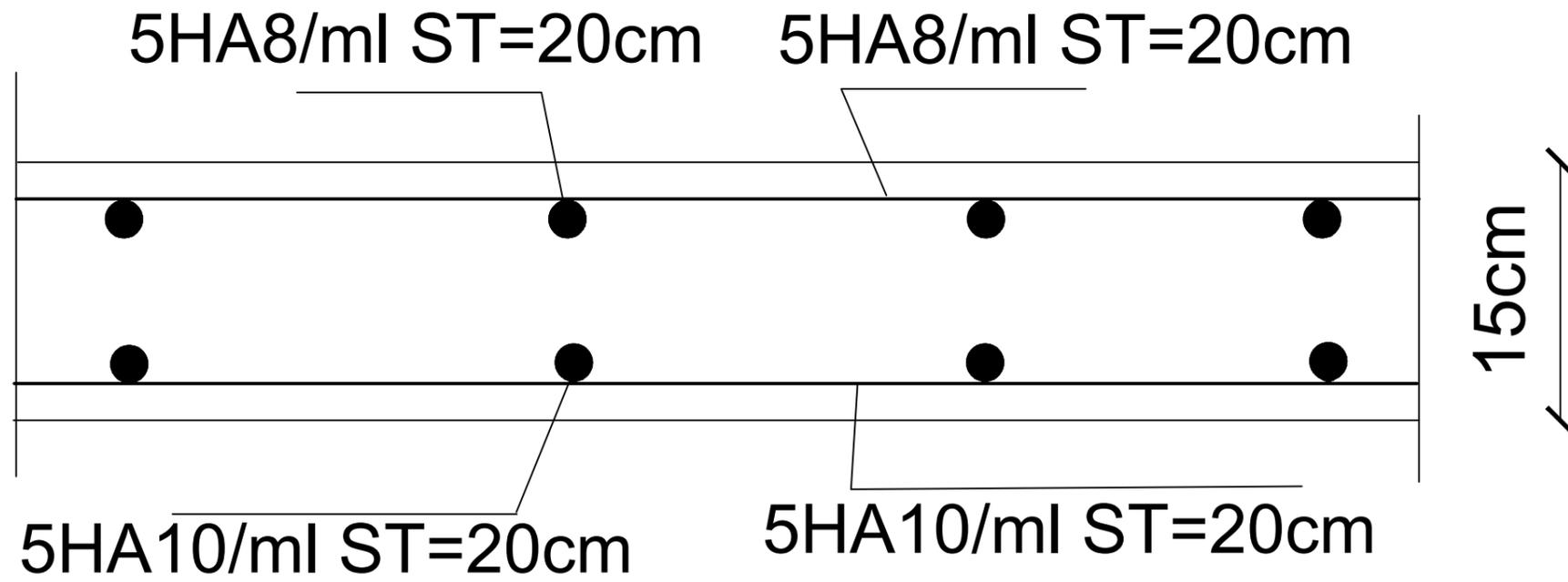
On a le même ferrailage dans les deux sens

En travée : 5HA10 /ml avec un espacement $st = 20 \text{ cm}$

Aux appuis: 5HA8/ml avec un espacement $st = 20 \text{ cm}$

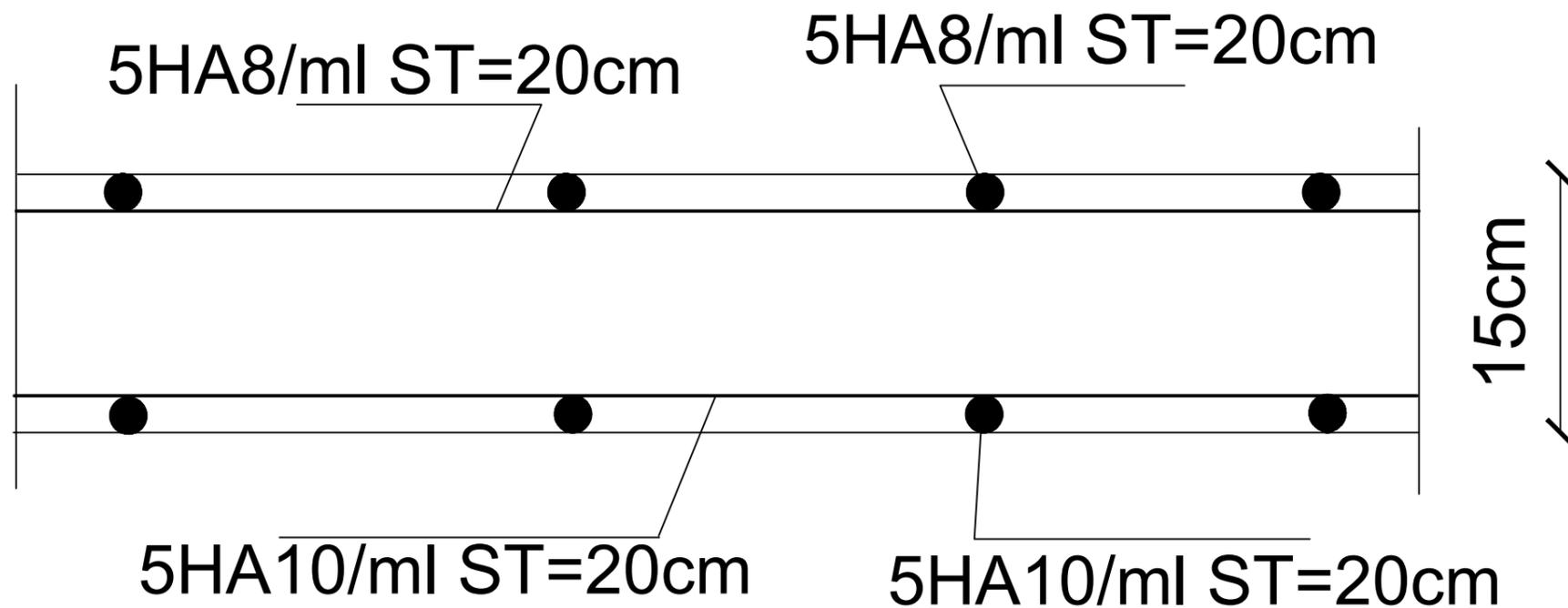
sens X-X

$L=1.95m$



sens Y-Y

$L=2.44m$



Ferraillage de la dalle salle machine

Calcul des murs en béton armé :

Les murs de la salle machine seront réalisés en béton armée, ferrailer selon le BAEL91 (Art A.8.1 ,21) avec le ferrailage minimum.

Armatures verticales minimales :

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{min} \geq 4cm^2 \\ 0.2\% \leq A_{min} / B \leq 5\% \end{array} \right.$$

Avec : $L=2.44 m$, $e=0.20m$, $B=0.488m^2$

Soit : $A_{min} = 6cm^2$

$$0.2\% \leq \frac{6 \cdot 10^{-4}}{0.488} \leq 5\%$$

$$0.2\% \leq 0.12 \leq 5\%$$

On prend 6HA12 ($A=6.78 cm^2$)

Armatures horizontales :

D'après le BAEL99 : $A_h = A_v / 4 = 6.78 / 4 = 1.695 cm^2$

D'après le RPA2003 : $A_h \geq 0.15\% * B = \frac{0.15 * 0.488 * 10^4}{100} = 7.32 cm^2$

On prend 5HA14 = 7.69 cm² avec un espacement de 10 cm

Armatures transversales :

Soit 4 épingles de HA8.

III.5. Les Escaliers

5.1. Introduction

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

Notre bâtiment comporte d'un escalier, a marche droit de Sous /Sol jusqu'au 2eme attique

Les escaliers que comporte notre ouvrage sont réalisés en béton armé et coulés sur place ; sont assimilés dans les calculs à des poutres isostatiques.

Terminologie :

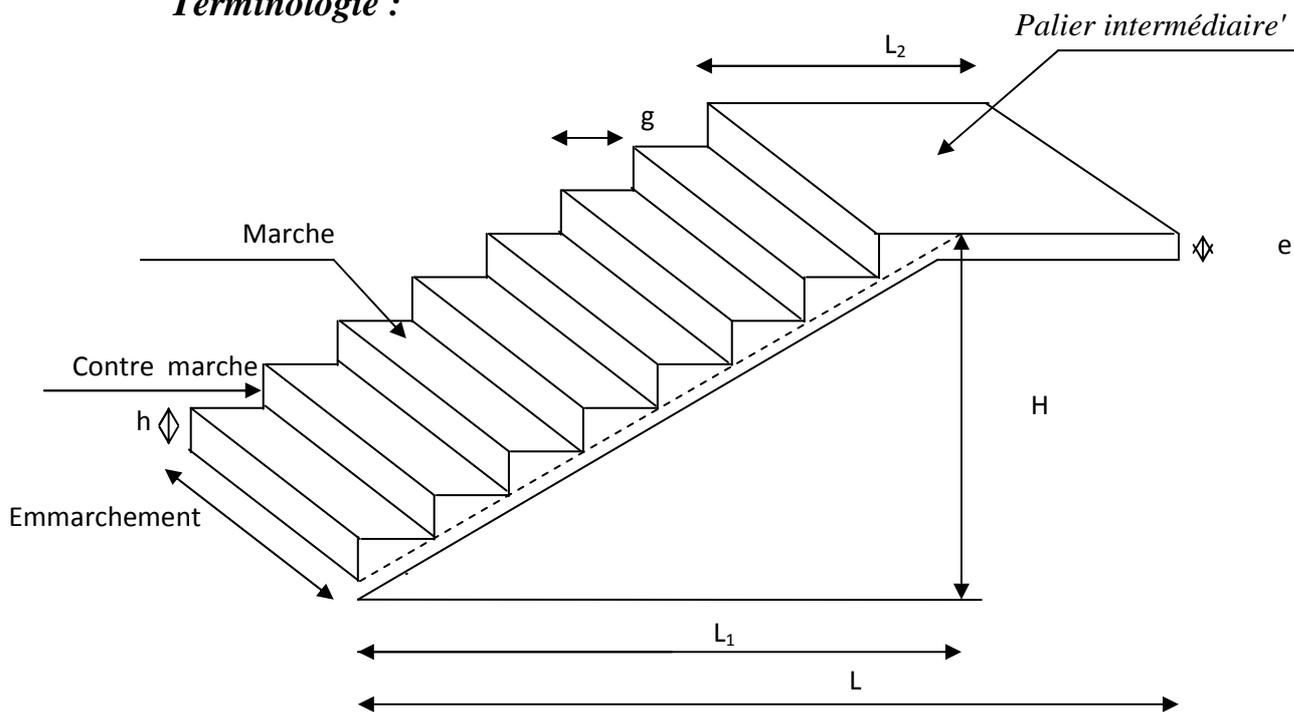


Figure III.4.2.shéma de l'escalier

g : Largeur de la marche.

- *h* : Hauteur de la contre marche.
- *e* : épaisseur de la paillasse et de palier.
- *H* : hauteur de la volée.
- *l* : portée de la paillasse.
- *l₂* : largeur du palier
- *l₁* : longueur de la paillasse projetée.
- *L* : longueur linéaire de la paillasse et celle du palier

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

5.2. Pré dimensionnement:

Le dimensionnement des marches et contre marche se fera par la formule de "BLONDEL" $59 \leq g + 2h \leq 66$ [cm].

Hauteur de marche 17 cm.

Donc : le nombre de contre marche $n = H/17 = 9$ contre marche

Le nombre de marche $m = (n-1) = (9-1) = 8$ marches.

Le giron $g = L1 / m = 2,24 / 8 = 0,28m = 30cm$

Vérification de la relation de BLONDEL

$59 \leq 2h + g \leq 66$ cm \rightarrow $59 \leq 2h + g = 64 \leq 66$ cm Donc
la condition est vérifiée

Predimensionnement de la paillasse

L'épaisseur de la paillasse et du palier (ep) est donné par la relation

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

Avec : $L_0 = L' + L2$

$tg \alpha = h/g = 17/30 = 0.567$ $\alpha = 29.54^0$ L_0 : la longueur totale entre appuis

$$L' = \frac{L1}{\cos \alpha} = \frac{2.24}{\cos 29,54} = 257cm$$

$$L_0 = 257 + 219 = 476 \text{ cm.}$$

Donc : $\frac{476}{30} \leq ep \leq \frac{476}{20} \Rightarrow 15,86 \leq ep \leq 23,8$

On opte pour une épaisseur de 18 cm pour la paillasse et le palier.

5.3. Détermination des charges et surcharges:

➤ charge permanente :

Paillasse

<i>Eléments</i>	<i>Poids propre [KN/m²]</i>
<i>Paillasse</i>	$25 \times \frac{18}{\cos \alpha} = 4.49$
<i>Marches</i>	$25 \times \frac{0.17}{2} = 2.125$
<i>Revêtement :</i>	
- <i>Carrelage [2cm]</i>	$22 \times 0.02 = 0.44$
-	
- <i>Mortier de pose</i>	$20 \times 0.02 = 0.40$
- <i>Garde corps</i>	0,2
- <i>Lit de sable</i>	$0,03 * 18 = 0,54$
<i>Enduit de ciment (1.5cm)</i>	$18 \times 0.02 = 0.36$
	$G_{ps} = 8.555$

Palier

<i>Eléments</i>	<i>Poids propre [KN/m²]</i>
<i>Palier</i>	$25 \times 0.15 = 3.75$
<i>Revêtement :</i>	
- <i>Carrelage [2cm]</i>	$22 \times 0.02 = 0.44$
-	$20 \times 0.02 = 0.40$
- <i>Mortier de pose</i>	$18 \times 0.03 = 0.54$
-	$18 \times 0.02 = 0.36$
- <i>Lit de sable</i>	
- <i>Enduit de ciment</i>	
	$G_{pl} = 5.49$

Mur extérieur

$G = 2,36(3,06 - 0,18) \times 1 = 6,79 \text{ KN}$

➤ **Charges d'exploitation**

- *Palier* : $Q_{pl} = 2.5 \text{ KN/ml}$
- *Paillasse* : $Q_{ps} = 2.5 \text{ KN/ml}$

➤ **Combinaison de charge**

ELU : 1.35G+1.5Q

Paillasse : $q_{u1} = 1,35(8,555) + 1,5(2,5) = 15.3 \text{ KN/ml}$

Palier : $q_{u2} = 1,35(5,49) + 1,5(2,5) = 11.16 \text{ KN/ml}$

Mur : $p = 6,79 \text{ KN}$

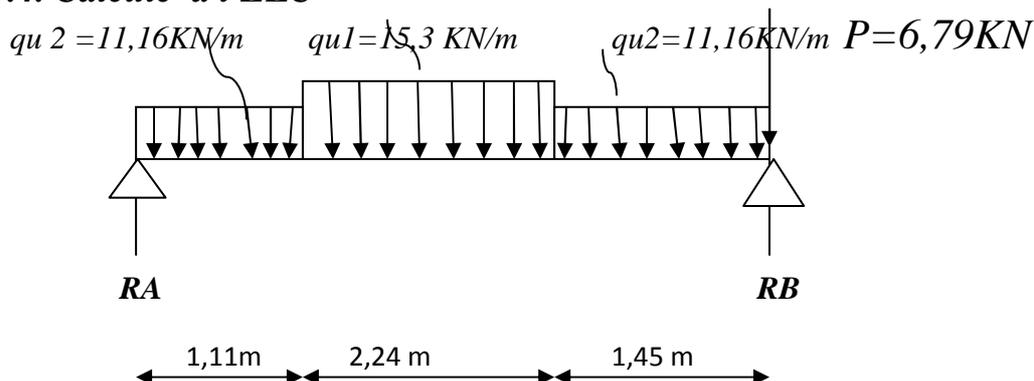
ELS : G+Q

Palier : $q_{s1} = 5.49 + 2.5 = 7.99 \text{ KN/ml}$

Paillasse : $q_{s2} = 8,555 + 2.5 = 11.055 \text{ KN/ml}$

Mur : $p = 6,79 \text{ KN}$

5.4. Calcule à l'ELU



5.4.1. Calcule les réactions d'appuis

$$\sum F / y = 0 \Rightarrow 1.11q_{u2} + 2.24q_{u1} + 1.45q_{u2} + 6,79 = R_A + R_B.$$

$$R_A + R_B = 1.11 \times 11.16 + 2.24 \times 15.3 + 1.45 \times 11.16 + 6,79 = 69.63 \text{ KN} / \text{ml}.$$

$$R_A + R_B = 69.63 \text{ KN} / \text{ml}.$$

$$\sum M/A = 0 \quad R_B \times 4.8 = 11.16 \times 1.11 \times 0.555 + 15.3 \times 2.24 \times 2.23 + 11.16 \times 1.45 \times 4.07 + 6,79 \times 4.8$$

$$R_B = 37,86 \text{ KN}$$

$$R_A = 31.77 \text{ KN}$$

5.4.2 Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant :

1^{ier} tronçon : $0 \leq x \leq 1.11.$

$$T(x) = R_A - q_{u2} \cdot x$$

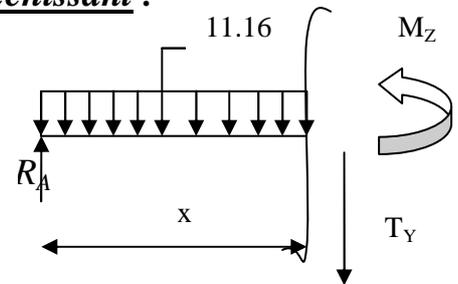
$$T(x) = 31.77 - 11.16x$$

$$\left\{ \begin{array}{l} T(x=0) \Rightarrow T_Y = 31.77 \text{ KN} \\ T(x=1.11) = 19.38 \text{ KN} . \end{array} \right.$$

$$M(x) = R_A x - \frac{11.16}{2} x^2$$

$$M(x) = 31.77x - 5.58 x^2.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} x=0 \quad , \quad M(x=0) = 0 \text{ KN.m} \\ x=1.11 \text{ m} \quad , \quad M(x=1.11) = 28.39 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$



2^{ieme} tronçon : $1.11 \leq x \leq 3.35$

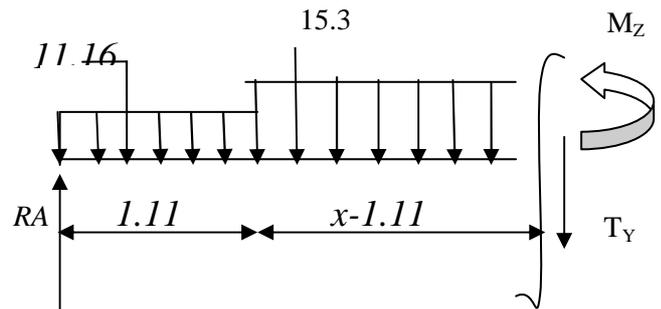
$$T(x) = R_A - q_{u2}(1.11) - q_{u1}(x-1.11)$$

$$\begin{cases} T(x=1.11) = 31.77 - 11.16 \times 1.11 = 19.38 \text{KN} \\ T(x=3.35) = 31.77 - 11.16 \times 1.11 - 15.3(3.35 - 1.11) = -14.88 \text{KN}. \end{cases}$$

$$T=0 \rightarrow x = 2.37 \text{ m}$$

$$M(x) = 31.77x - q_{u2} \times 1.11(x-0.555) - q_{u1} \frac{(x-1.11)^2}{2}$$

$$\begin{cases} M(x=1.11) = 28.07 \text{KN.m} \\ M(x=3.35) = 33.32 \text{KN.m} \end{cases}$$



$$M(x=2.37) = 40.66 \text{KN.m}$$

3^{eme} tronçon : $0 \leq x \leq 1.45$

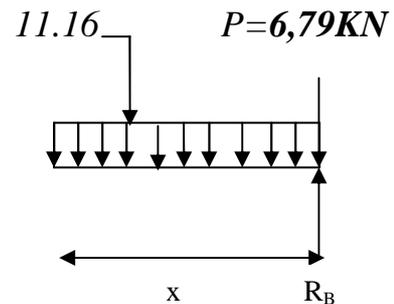
$$T(x) = -R_B + q_{u2}x + p$$

$$T(x) = -37.86 + 11.16x + 6.79$$

$$\begin{cases} T(x=0) \Rightarrow T_Y = -37.86 \text{KN} \\ T(x=1.45) = -14.89 \text{KN} \end{cases}$$

$$M(x) = R_B x - q_{u2} \frac{x^2}{2} - 6.79x = 37.86x - 5.58x^2 - 6.79x$$

$$\begin{cases} x=0, & M(x=0) = 0 \text{KN.m} \end{cases}$$



$x = 1.45 \text{ m}$, $M(x=1.45) = 33.32 \text{ KN.m}$

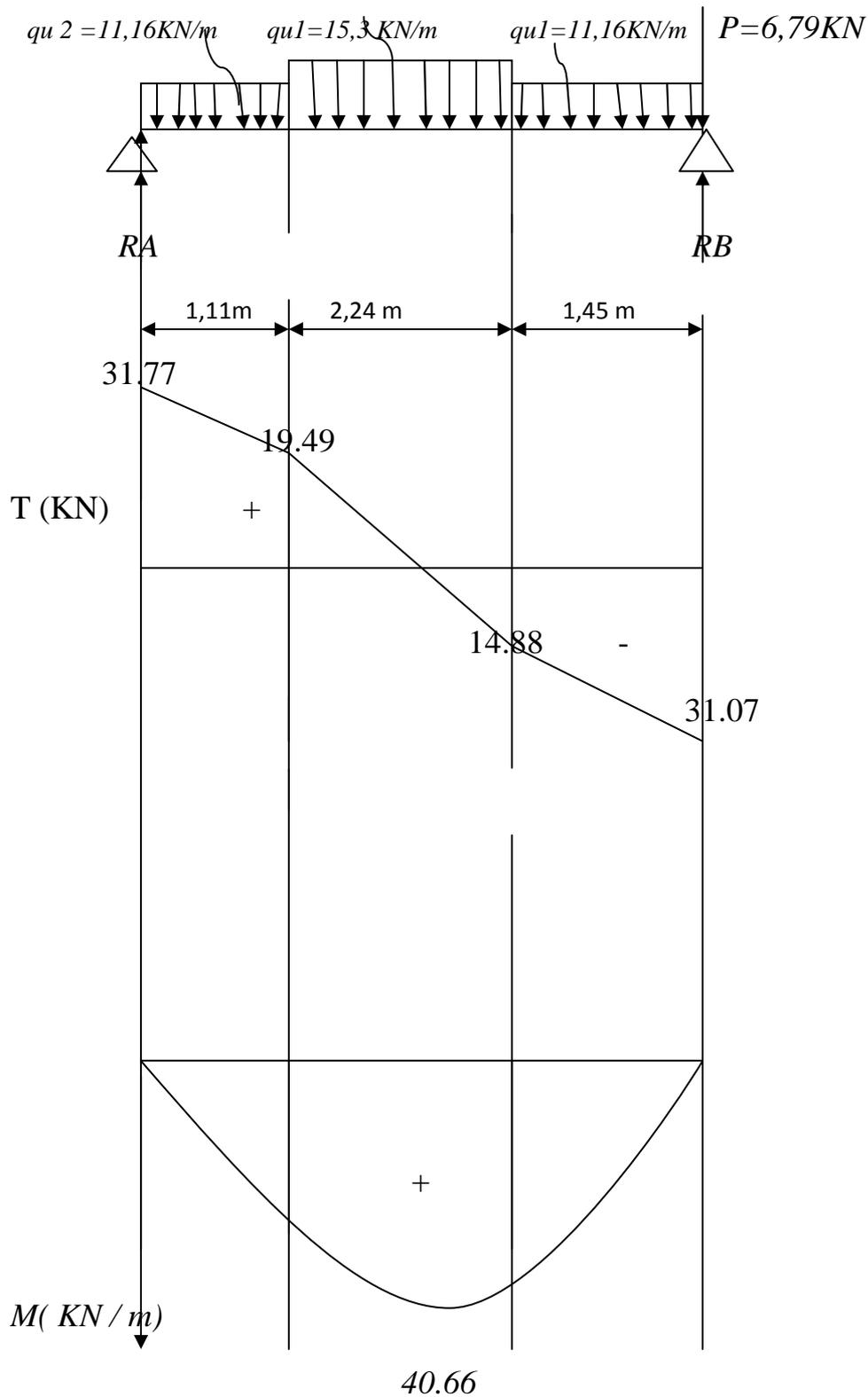


Figure III.4.3 DIAGRAMMES DES EFFORTS INTERNES

Remarque:

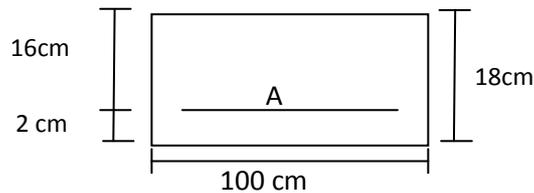
A fin de tenir compte des semi encastremets aux extrémités, on porte une correction pour le moment M_{max} au niveau des appuis et en travée.

Aux appuis : $M_u^a = - 0.3 M^{max} = - 0.3 (40.66) = -12.19 KN.m$

En travées : $M_u^t = 0.85 M^{max} = 0.85 (40.66) = 34.56 KN.m$

4.4.2. Ferraillage à l'ELU:

Le calcul se fera en flexion simple en utilisant les moments et les efforts définis dans le schéma précédent.



$B = 100 \text{ cm} \quad c = 2 \text{ cm} \quad d = 16 \text{ cm}$

✓ **Aux appuis** :

$M_u = 12.19 KN.m$

$$\mu_b = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{12.19 \times 10^3}{100 \times (16)^2 \times 14.2} = 0.033$$

$\mu_b = 0.033 < 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A} \longrightarrow \text{Tableau } \beta = 0.983$

$$A_{al} = \frac{M_u}{bd \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{12.19 \times 10^3}{0.983 \times 16 \times 348} = 2.22 \text{ cm}^2$$

$A_{al} = 2.22 \text{ cm}^2$ on opte pour $4HA10 = 3.14 \text{ cm}^2$ avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$.

○ **Armatures de répartition :**

$$A_{rl} = \frac{A_{al}}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.78 \text{ cm}^2$$

Soit $4HA10 = 3.14 \text{ cm}^2$ avec un espacement de $S_t = 25 \text{ cm}$.

✓ **En travée** :

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{34.56 \times 10^3}{100 \times (16)^2 \times 14.2} = 0.095 < \mu_e = 0.392 \Rightarrow S.S.A$$

$$\mu_u = 0.048 \longrightarrow \text{tableau} \quad \beta = 0.949$$

$$A_t = \frac{M_u}{\beta d \frac{f}{\gamma_s}} = \frac{34.56 \cdot 10^3}{0.949 \times 16 \times 348} = 6.54 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_t = 6HA 12 = 6.78 \text{ cm}^2$ avec un espacement $S_t = 20 \text{ cm}$.

○ Armatures de répartition :

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

Soit : $4HA10 = 3.14 \text{ cm}^2$; Avec un espacement de $S_t = 25 \text{ cm}$.

4.4.3. Vérification à l'ELU :

- Condition de non fragilité : (Art A. 4, 2,1/BAEL91)

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 16 \times 2.1}{400} = 1.93 \text{ cm}^2$$

Nous avons :

$$A_{al} = 3.14 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.93 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$A_t = 6.78 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.93 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

- Espacement des barres :

○ Armatures principales :

$$S_{t \max} \leq \min \{3h, 33 \text{ cm}\}$$

$$S_{t \max} \leq 33 \text{ cm}$$

Sur appuis : $S_t = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$

En travée : $S_t = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$

○ Armatures de répartition :

$$S_{t\max} \leq \min \{4h, 45\text{cm}\}$$

Sur appuis : $S_t = 25\text{cm} < 45\text{cm} \Rightarrow$ condition vérifiée

En travée : $S_t = 25\text{cm} < 45\text{cm} \Rightarrow$ condition vérifiée

- **Vérification à la condition d'adhérence et d'entraînement des barres :**

On doit vérifier d'après le (BAEL, Art A – 6.1.3)

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa} \quad (\psi_s = 1.5)$$

$$f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

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

Avec : τ_{se} : contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres.

V_u : effort tranchant est égale à 21.51KN

$\sum u_i$: Somme des périmètres des barres : $n \cdot \pi \cdot \phi = 6 \times 3.14 \times 1.2 = 22.60 \text{ cm}$.

d : hauteur utile est égale à 16cm

$$\tau_{se} = \frac{21.51}{0.9 \times 16 \times 22.60} = 0.066 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0.066 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

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

- **Ancrage des armatures :**

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

$$\tau_{su} = 0.126 < \bar{\tau} = 2.835 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

- **Longueur de scellement (BAEL 91 Art 6, 1, 2,3)**

$$L_s = \frac{\phi_{travée} \times f_e}{4\bar{\tau}_{su}} = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.32 \text{ cm}$$

On remarque que L_s dépasse l'épaisseur de la poutre dans laquelle la barre est armée, donc on opte pour un crochet dont la longueur est fixée forfaitairement à $0.4 L_s$

$$0.4L_s = 0.4 \times 42.32 = 16.93 \text{ cm}$$

- **Longueur d'ancrage mesurée hors crochets : (BAEL 91/ Art A5, 2,2)**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b d} \leq \bar{\tau}_u = \frac{0.07 \times f_{t28}}{\gamma_b} = \frac{0.07 \times 25}{1.5} = 1.167 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{21.51 \times 10^3}{1000 \times 160} = 0.134 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.134 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1.167 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

- **Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :**
(BAEL 91 ArtA.5.1, 313)

On doit vérifier la condition suivante

$$\frac{2V_u^{\max}}{ba} < 0.8 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} \quad \Rightarrow \quad V_u^{\max} \leq 0.267abf_{c28}$$

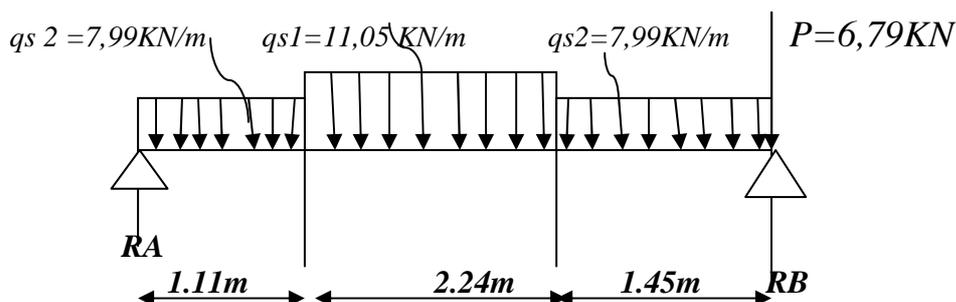
Avec : a : désigne la section d'appuis égale à $0.9d$.

$$a = 0.9 \times 160 = 144 \text{ mm}$$

$$V_u^{\max} \leq 0.267 \times 144 \times 1000 \times 25 = 961200 \text{ KN}$$

$$V_u^{\max} = 21.51 \text{ KN} < 961200 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

5.5. Calcul à l'ELS



5.5.1. Réaction d'appuis:

$$\sum F / y = 0 \Rightarrow 1.11q_{s2} + 2.24q_{s1} + 1.45q_{s2} + P = R_A + R_B.$$

$$R_A + R_B = 1.11 \times 7.99 + 2.24 \times 11.05 + 1.45 \times 7.99 + 6,79 = 51.99 \text{ KN / ml}$$

$$R_A + R_B = 51.99 \text{ KN/ml.}$$

$$\sum M/A = 0$$

$$\Rightarrow R_B \times L = q_{s2} \times 1.11 \times \frac{1.11}{2} + q_{s1} \times 2.24 \times \left(\frac{2.24}{2} \right) + q_{s2} \times 1.45 \times (0.725 + 2.24) + 6,79 \times 4.8$$

$$R_B = 20.59 \text{ KN.}$$

$$R_A = 31.4 \text{ KN.}$$

5.5.2. Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant :

➤ **1^{ier} tronçon** : $0 \leq x \leq 1.11$

$$T(x) = R_A - q_{s2} x.$$

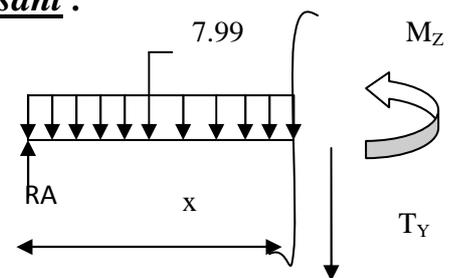
$$T(x) = 31.4 - 7.99 x$$

$$\left\{ \begin{array}{l} T(x=0) \Rightarrow T_Y = 31.4 \text{ KN} \\ T(x=1.11) = 22.53 \text{ KN.} \end{array} \right.$$

$$M(x) = R_A x - q_{s2} \frac{x^2}{2}$$

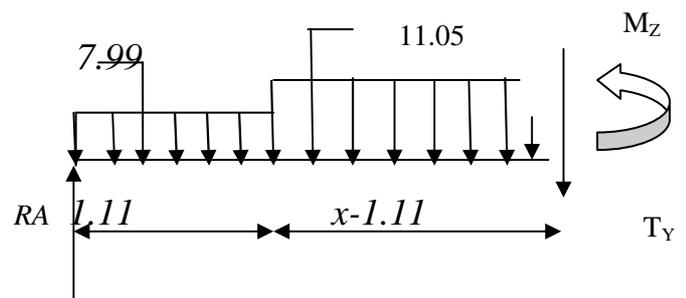
$$M(x) = 31.4x - 3.995 x^2.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} x = 0 \quad , \quad M(x=0) = 0 \text{ KN.m} \\ x = 1.11 \text{ m} \quad , \quad M(x=1.11) = 29.93 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$



➤ **2^{ieme} tronçon** : $1.11 \leq x \leq 3.35$

$$T(x) = -q_{s2} (1.11) - q_{s1} (x - 1.11) + 31.4$$



$$\begin{cases} T(x=1.11) = 31.4 - 7.99 \times 1.11 = 22.53 \text{ KN} \\ T(x=3.35) = 31.4 - 7.99 \times 1.11 - 11.05(3.35 - 1.11) = -2.22 \text{ KN}. \end{cases}$$

$$T=0 \rightarrow x=3.15$$

$$M(x) = 31.4x - 7.99 \times 1.11(x - 0.555) - 11.05 \left(\frac{(x - 1.11)^2}{2} \right).$$

$$\begin{cases} M(x=1.11) = 31.4 \times 1.11 - 7.99 \times 1.11(1.11 - 0.555) = 29.93 \text{ KN.m} \\ M(x=3.35) = 31.4 \times 3.35 - 7.99 \times 1.11(3.35 - 0.555) - 11.05 \left(\frac{(3.35 - 1.11)^2}{2} \right) \\ M(x = 3.35) = 11.62 \text{ KN.m} \\ M(x = 3.15) = 25.78 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ 3^{ème} tronçon : $0 \leq x \leq 1.45$.

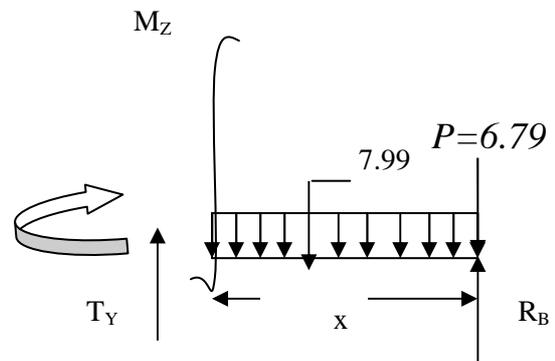
$$T(x) = -R_B + q_{s2}x + P$$

$$T(x) = -20.59 + 7.99x + 6.79$$

$$\begin{cases} T(x=0) \Rightarrow T_Y = -13.8 \text{ KN} \\ T(x=1.45) = -20.59 + 7.99 \times 1.45 + 6.79 = -2.22 \text{ KN}. \end{cases}$$

$$M(x) = R_B x - q_{s2} \frac{x^2}{2} - 6.79x$$

$$\begin{cases} x=0, & M(x=0) = 0 \text{ KN.m} \\ x=1.45 \text{ m}, & M(x=1.45) = 11.62 \text{ KN.m} \end{cases}$$



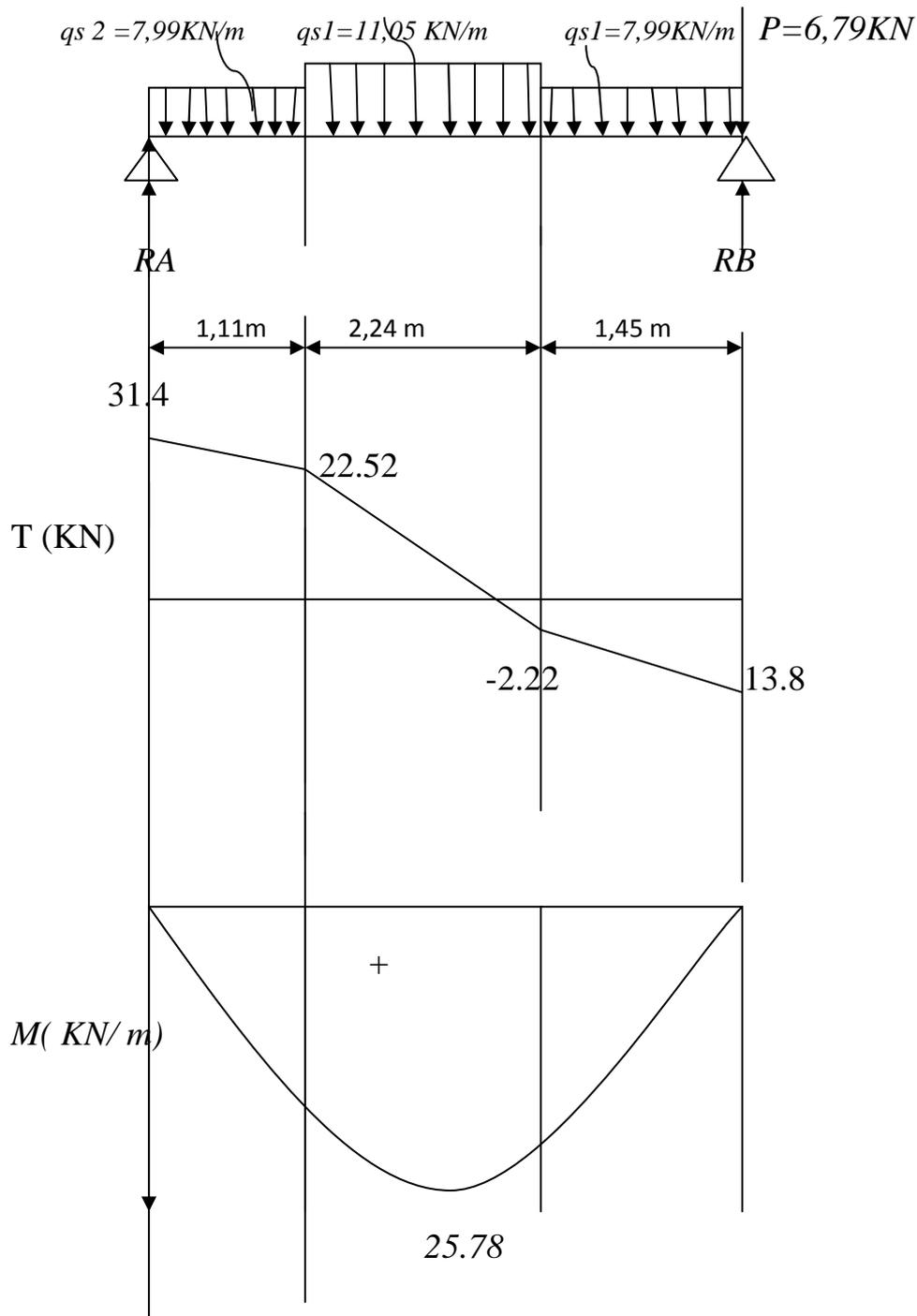


Figure III.4.4 DIAGRAMME DES EFFORTS INTERNES à l'ELS

Remarque :

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

Aux appuis : $M_s^a = - 0.3 M^{max} = - 0.3 (25.78) = 7.73 \text{ KN.m}$

En travées : $M_s^t = 0.85 M^{max} = 0.85 (25.78) = 21.91 \text{ KN.m}$

5.6. Vérification à l'ELS :

❖ **Contrainte de compression dans le béton :**

La fissuration étant peu nuisible, on doit vérifier

$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$

➤ **Aux Appuis :**

$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{bd} = \frac{100 \times 2.51}{100 \times 16} = 0,157$

$\rho_1 = 0,157 \xrightarrow{\text{Tableau}} \left\{ \begin{array}{l} \beta_1 = 0,935 \\ K_1 = 61.92 \\ K = 0.016 \end{array} \right.$

Dans l'acier :

$\sigma_s = \frac{M_{as}}{A\beta_1 d} = \frac{7.73 \times 10^3}{2.51 \times 0,935 \times 16} = 205.8 [\text{MPa}].$

$205.8 \text{ MPa} < \sigma_{st} = 348 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$

Dans le béton :

$\sigma_{bc} = \frac{205.8}{61.92} = 3.32 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa}$

En travée :

$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{bd} = \frac{100 \times 6.78}{100 \times 16} = 0,423 \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} \beta = 0.895 \\ K = \frac{1}{32.62} = 0,030 \end{array} \right.$

$$\sigma_s = \frac{M_{ts}}{A\beta_1 d} = \frac{21.91 \times 10^3}{6.78 \times 0.895 \times 16} = 225.67 \text{ MPa}.$$

$$\sigma_{bc} = 0,030 \times 225.67 = 6.77 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 6.77 < 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

❖ **Etat limite d'ouverture des fissurations :**

Les fissurations sont peu nuisibles, donc aucune vérification n'est nécessaire.

❖ **Vérification de la flèche :**

Les conditions à vérifier au préalable sont

- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \Rightarrow \frac{18}{480} = 0.037 \leq 0.0625 \dots\dots\dots \text{non vérifiée}$
- $\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \quad ; \quad A_t \leq \frac{4.2 \times b \times d}{f_e}$

La première condition n'est pas vérifiée.

Etant donné qu'une condition sur trois n'est pas vérifiée, il est nécessaire de vérifier la flèche.

Calcul de la flèche (BAEL 91/ Art B.6.5, 2) [14]

$$f_v = \frac{M_s \cdot l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} \leq f = 0.005 + \frac{l}{1000} = 0.005 + \frac{4.8}{1000} = 9.8 \text{ mm}$$

$$f_i = \frac{M_s \cdot l^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fi}} \leq f = 0.005 + \frac{l}{1000} = 0.005 + \frac{4.8}{1000} = 9.8 \text{ mm}$$

Avec :

Ms : Moment fléchissant maximal à l'ELS.

Ev : Module de déformation différé. ($E_v = 37003 \sqrt[3]{25} = 10818,86 \text{ MPa}$).

Ei : Module de déformation instantanée ($E_i = 110003 \sqrt[3]{25} = 32164.2 \text{ MPa}$).

Ifv, Ifi : Moment d'inertie fictif de la section pour les déformations respectivement de longue et courte durée tel que :

$$I_{fv} = 1,1 \cdot \frac{I_0}{1 + \lambda_v \cdot \mu} \quad \text{et} \quad I_{fi} = 1,1 \cdot \frac{I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu}$$

Avec:

$$I_0 = \frac{b}{3} (V_1^3 - V_2^3) + 15 (V_2 - c)^2 A_t$$

Où :

$$V_1 = \frac{S_{ix'x'}}{B_0} \Rightarrow V_2 = h - V_1$$

$S_{ix'x'}$: Moment statique par rapport à l'axe xx' , tel que :

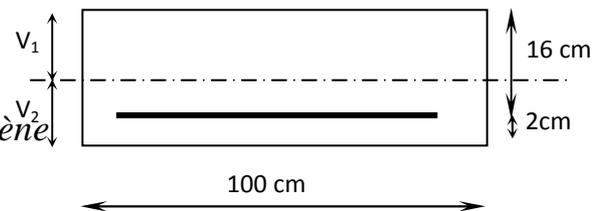
$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,86 \text{ MPa} ; f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

I : Moment d'inertie de la section homogène, par rapport au centre de gravité

$$I = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15 A_t (V_2 - C_2)^2$$

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

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



$$S_{xx'} = \frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_t \times d$$

$$S_{xx'} = \frac{100 \times (18)^2}{2} + (15 \times 6.78 \times 16) = 17827.2 \text{ cm}^3$$

B_0 : Surface de la section homogène

$$B_0 = b \times h + 15 \times A_t = (100 \times 18) + (15 \times 6.78) = 1901.17 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow V_1 = \frac{17827.2}{1901.17} = 9.37 \text{ cm} ; V_2 = h - V_1 = 18 - 9.37 = 8.63 \text{ cm}$$

Donc le moment d'inertie de la section homogène :

$$I = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15 A_t (V_2 - C_2)^2$$

$$I = \frac{100}{3} \times ((9.37)^3 + (8.63^3)) + 15 \times 6.78 \times (8.63 - 2)^2$$

$$I = 53316,83 \text{ cm}^4$$

Aussi :

$$\lambda_i = \frac{0.05 \cdot f_{t28}}{\rho \left(2 + \frac{3b_0}{b}\right)}$$

$$\rho = \frac{A_t}{b.d} = \frac{6.78}{100.18} = 0.0042; \text{ Des abaqués et pour une valeur de } \rho$$

$$\beta_1 = 0.985$$

Donc :

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1.d.A} = \frac{25.78 \times 10^6}{0.985 \times 160 \times 6.78 \times 10^2} = 241.27 \text{ MPa.}$$

$$\Rightarrow \lambda_i = \frac{0.05 \cdot 2.1}{0.0042 \left(2 + \frac{3 \times 100}{100} \right)} = 5 \Rightarrow \lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = 2$$

Et :

$$\mu = \max \left\{ 0 ; 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}} \right\} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0042 \times 241.27 + 2.1} = 0.4$$

$$\Rightarrow \mu = 0.4$$

$$\Rightarrow I_{fv} = 1,1 \times \frac{53316.83}{1 + 2 \times 0.4} = 29620.46 \text{ cm}^2 \text{ et } I_{fi} = 1,1 \times \frac{53316.83}{1 + 5 \times 0.4} = 19549.51 \text{ cm}^2$$

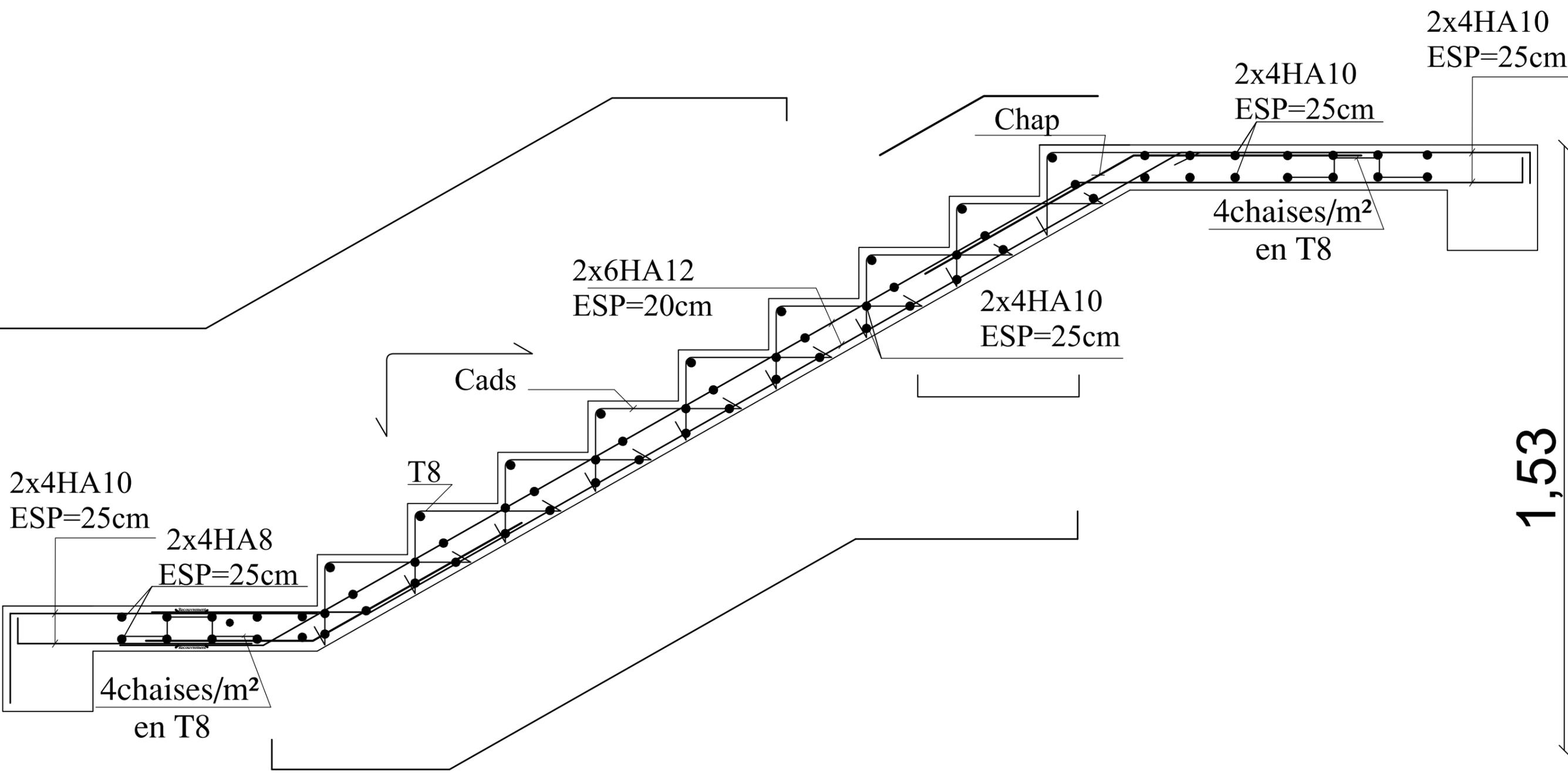
Au final :

$$f_v = \frac{25.78 \times 10^6 \times (4800)^2}{10 \times 10818,86 \times 29620.46 \times 10^4} = 6.23 \text{ mm} < 9.8 \text{ mm. La flèche est vérifiée.}$$

$$f_i = \frac{M_s \cdot I^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fi}}$$

$$f_i = \frac{25.78 \times 10^6 \times (4800)^2}{10 \times 32164.2 \times 19549.51 \times 10^4} = 9.44 \text{ mm} < 9.8 \text{ mm.}$$

La flèche est vérifiée.



1.11

2.24

1.45

1,53

-Ferrailage de l'escalier

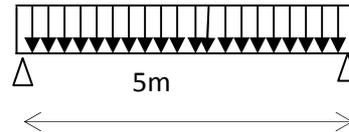
III.6. LA POUTRE PALIERE

La poutre palière est destinée à supporter son poids propre, poids du mur et la réaction du palier. Elle est partiellement encastree dans les poteaux. Sa portée est de 5m (entre nue d'appuis).

III.6.1. Pré dimensionnement :

Hauteur de la poutre h_t D'après la condition de la flèche défini par le BAEL 91

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



h_t : la hauteur de la poutre

L : partie libre $L = 5 \text{ m}$

$$\frac{500}{15} \leq h_t \leq \frac{500}{10}$$

$$33.3 \leq h_t \leq 50 \Rightarrow h_t = 45 \text{ cm}$$

largeur de la poutre b :

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

$$18 \leq b \leq 31.5 \Rightarrow b = 30 \text{ cm}$$

Recommandations de l' RPA 99 Version 2003 :

Le RPA exige que

$$\left\{ \begin{array}{l} h_t \geq 30 \text{ cm} \\ b \geq 20 \text{ cm} \\ \frac{h_t}{b} \leq 4 \end{array} \right.$$

On a

$$\left\{ \begin{array}{l} h_t \geq 30 \text{ cm} \\ b \geq 20 \text{ cm} \\ \frac{45}{30} = 1.5 \leq 4 \end{array} \right. \Rightarrow \text{Conditions vérifiées}$$

Donc $(b \times h) \text{ cm}^2 = (30 \times 45) \text{ cm}^2$

III.6.2. Déterminations des charges :

- Son poids : $G = 0.3 \times 0.45 \times 25 = 3.375 \text{ KN/ml}$.
- Réaction du palier (ELU) : $R_B = 28.30 \text{ KN/ml}$.
- Réaction du palier (ELS) : $R_B = 22.27 \text{ KN/ml}$.

✓ Combinaisons de charges:

A l'ELU :

$$q_u = 1.35G + R_B$$

$$q_u = 1.35 \times 3.375 + 28.30 = 32.85 \text{ KN/ml}$$

a l'ELS :

$$q_s = G + R_B = 25.65 \text{ KN/ml}$$

✓ Calcul du moment et de l'effort tranchant à l'ELU:

❖ Moment isostatique :

$$M_u = \frac{q_u \cdot \ell^2}{8} = \frac{32.85 \times 5^2}{8} = 102.65 \text{ KN.m}$$

❖ Effort tranchant :

$$T_U = \frac{q_u \ell}{2} = \frac{32.85 \times 5}{2} = 82.125 \text{ KN}$$

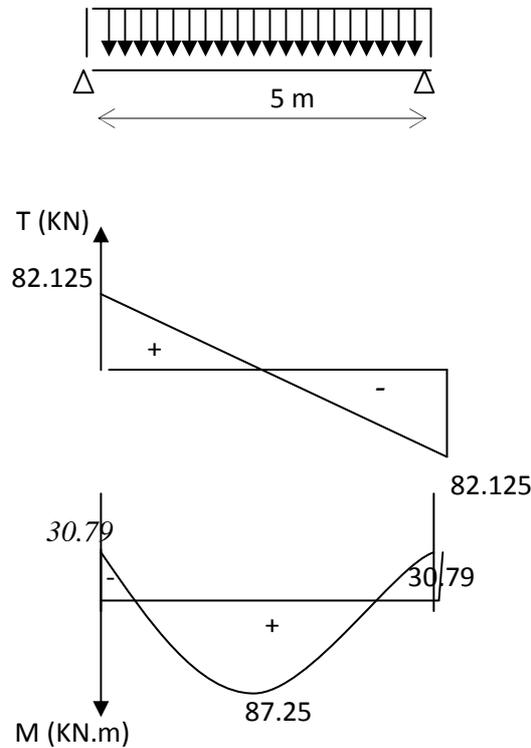
❖ Moment aux appuis :

$$M_a = -0.3 M_U = -0.3 \times 102.65 = -30.79 \text{ KNm}$$

❖ Moment en travée :

$$M_t = 0.85 M_U = 0.85 \times 102.65 = 87.25 \text{ KNm}$$

Figure III.6.1 Diagrammes Des efforts internes à l'ELU:



✓ Ferraillage à l'ELU :

❖ Aux appuis :

$$M_u = 30.79 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{30.79 \times 10^3}{30 \times (43)^2 \times 14,2} = 0.039 < \mu_e = 0,392.$$

⇒ La section est simplement armée.

$$\mu_b = 0,039 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,980$$

$$A_a = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{30.79 \times 10^3}{0.980 \times 43 \times 348} = 2.09 \text{ cm}^2$$

On opte pour 3HA12 = 4.62 cm².

❖ **En travée :**

$$M_u = 87.25 \text{ KNm.}$$

$$\mu_b = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{87.25 \times 10^3}{30 \times (43)^2 \times 14,2} = 0.110 < \mu_e = 0,392$$

⇒ La section est simplement armée.

$$\mu_b = 0,110 \quad \xrightarrow{\text{tableau}} \quad \beta = 0.942$$

$$A_t = \frac{87.25 \times 10^3}{0.942 \times 43 \times 348} = 6.18 \text{ cm}^2$$

On opte pour 5HA14 = 7.69 cm².

✓ **Vérification à l'ELU:**

- **Condition de non fragilité : BAEL (Art A-4-2-1) :**

$$A_{\min} = \frac{0.23 b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 30 \times 43 \times 2.1}{400} = 1.55 \text{ cm}^2$$

Aux appuis A_g :

$$4.62 \text{ cm}^2 > 1.55 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

En travée A_t

$$7.69 \text{ cm}^2 > 1.55 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

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

On doit vérifier la condition suivante :

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}} = \psi_s \cdot f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ Mpa}$$

Σu_i : étant la somme des périmètres utiles des barres

$$\Sigma u_i = n \pi \cdot \phi = 3 \times 3.14 \times 14 = 131.88 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_{u \max}}{0.9 d \Sigma u_i} = \frac{82.125 \times 10^3}{0.9 \times 480 \times 131.88} = 1.44 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.44 \text{ MPa} < \overline{\tau_{su}} = 3.15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Donc il n'y a aucun risque d'entraînement des barres

- **Encrage des barres :**

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{su}} = 0.6 \psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa.}$$

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_e} = \frac{400 \times 1.4}{4 \times 2.835} = 49.38 \text{ cm}$$

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

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

Les armatures transversales

$$\text{Diamètre : } \phi_t \leq \min \left\{ \frac{h_t}{35}, \frac{b}{10}, \phi_1 \right\}$$

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{45}{35}, \frac{30}{10}, 1.4 \right\} = \min \left\{ 1.28, 3, 1.4 \right\} = 1.28 \text{ mm} \approx 12 \text{ mm}$$

Nous prenons :

$$\phi_t = 12 \text{ mm}$$

$$\text{Espacement : } S_{t \max} \leq \min \{ 0.9 \cdot d, 40 \text{ cm} \} = S_{t \max} \leq \min \{ 38.7, 40 \text{ cm} \} = 38.7 \text{ cm}$$

$$\text{Soit } S_t = 30 \text{ cm}$$

Selon le RPA version 2003 (Art 7.5-2)

L'espacement doit vérifier :

Aux appuis :

$$st \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\Phi, 30\right) = \min(11.25, 16.8, 30).$$

$$\text{Soit } St = 10\text{cm}$$

En travée :

$$st \leq \frac{h}{2} = 22.5 \text{ cm}$$

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

- Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{82.125 \times 10^3}{300 \times 430} = 0.63 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\tau_u} = \min\{0,13 f_{c28}, 5\text{MPa}\} = 3,33\text{MPa}$$

$$\tau_u = 0.63\text{MPa} < \overline{\tau_u} = 3.33 \text{ MPa}$$

\Rightarrow Condition vérifiée.

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

Influence sur le béton:

$$T_u = 82.125 \text{ KN} \leq 0,4 \times 0,9 \times bd \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$T_u = 82.125 \text{ KN} \leq 0,4 \times 0,9 \times 300 \times 430 \frac{25}{1.5} = 774 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Influence sur les armatures inférieures :

$$A_u = 4,62\text{cm}^2 \geq \frac{1,15}{f_e} \left(T_u + \frac{M_u}{0,9d} \right) = \frac{1,15}{400} \left(82.125 + \frac{30.79}{0,9 \times 43} \right) = 0.228\text{cm}^2.$$

✓ **Calcul du moment et l'effort tranchant à l'ELS :**

❖ **Moment isostatique :**

$$M_s = \frac{q_s \cdot \ell^2}{8} = \frac{25.65 \times 5^2}{8} = 80.15 \text{ KN.m.}$$

❖ **Effort tranchant :**

$$T_s = \frac{q_s \times \ell}{2} = \frac{25.65 \times 5}{2} = 64.12 \text{ KN.}$$

❖ **Moment aux appuis :**

$$M_a = -0.3 M_s = -0.3 \times 80.15 = -24.04 \text{ KNm}$$

❖ **Moment en travée :**

$$M_t = 0.85 M_s = 0.85 \times 80.15 = 68.12 \text{ KNm}$$

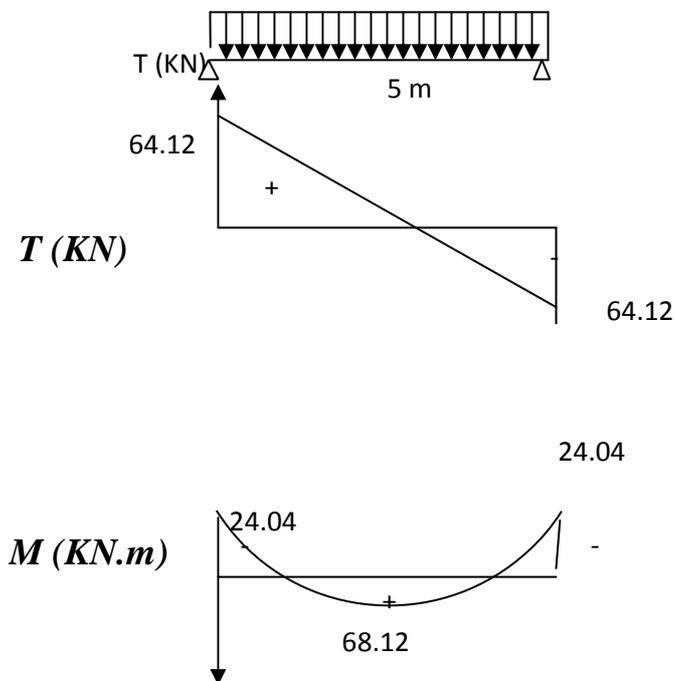


Figure III.6.2 DIAGRAMMES DES EFFORTS INTERNES à l'ELS

✓ Vérification des contraintes:*Etat limite de compression du béton :*

$$\sigma_b \leq 0.6f_{c28} = 15MPa$$

Aux appuis : $\rho_1 = \frac{100.A_a}{b.d} = \frac{100 \times 4.62}{30 \times 43} = 0.35$

$$\rho_1 = 0.35 \Rightarrow \beta_1 = 0.910 \quad \alpha_1 = 0.270 \text{ et } K = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)} = \frac{0.270}{15(1-0.270)} = 0.024$$

Contrainte dans l'acier

$$\sigma_{St} = \frac{M_a}{A_{ap} \cdot \beta d} = \frac{24.04 \times 10^6}{462 \times 0.910 \times 430} = 132.97 MPa < \bar{\sigma}_{st} = 348 MPa$$

Contrainte dans le béton

$$\sigma_{bc} = K \sigma_s = 0.024 \times 132.97 = 3.19 MPa$$

$$\sigma_{bc} = 3.19 MPa < \bar{\sigma}_{bc} = 15 MPa \Rightarrow \text{La Condition est vérifiée}$$

En travée :

$$\rho_1 = \frac{100.A_t}{b.d} = \frac{100 \times 7.69}{30 \times 43} = 0.59$$

$$\rho_1 = 0.59 \Rightarrow \beta_1 = 0.886 \quad \alpha_1 = 0.342 \text{ et } K = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)} = \frac{0.342}{15(1-0.342)} = 0.03$$

Contrainte dans l'acier

$$\sigma_{St} = \frac{M_t}{A_s \cdot \beta d} = \frac{68.12 \times 10^6}{769 \times 0.886 \times 430} = 232.51 MPa$$

Contrainte dans le béton

$$\sigma_{bc} = K \sigma_s = 0,03 \times 232.51 = 6.97 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 6.97 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{La Condition est vérifiée}$$

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

On peut se dispenser de calcul de la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

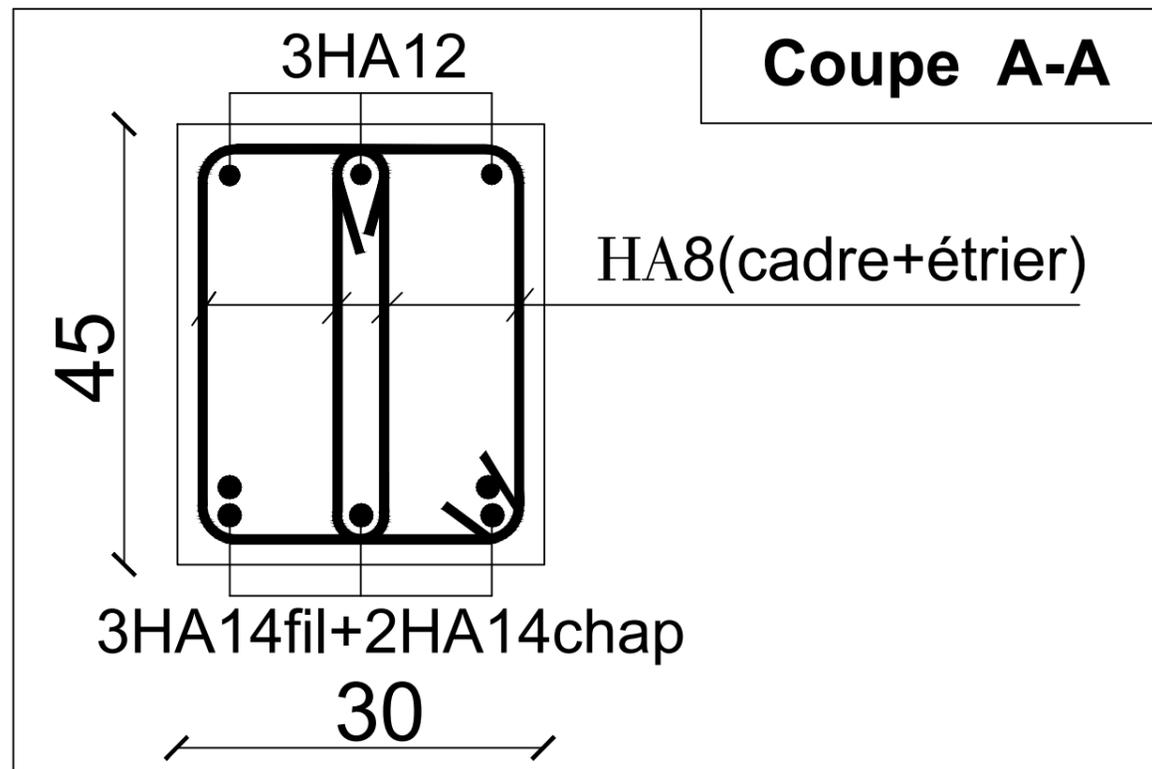
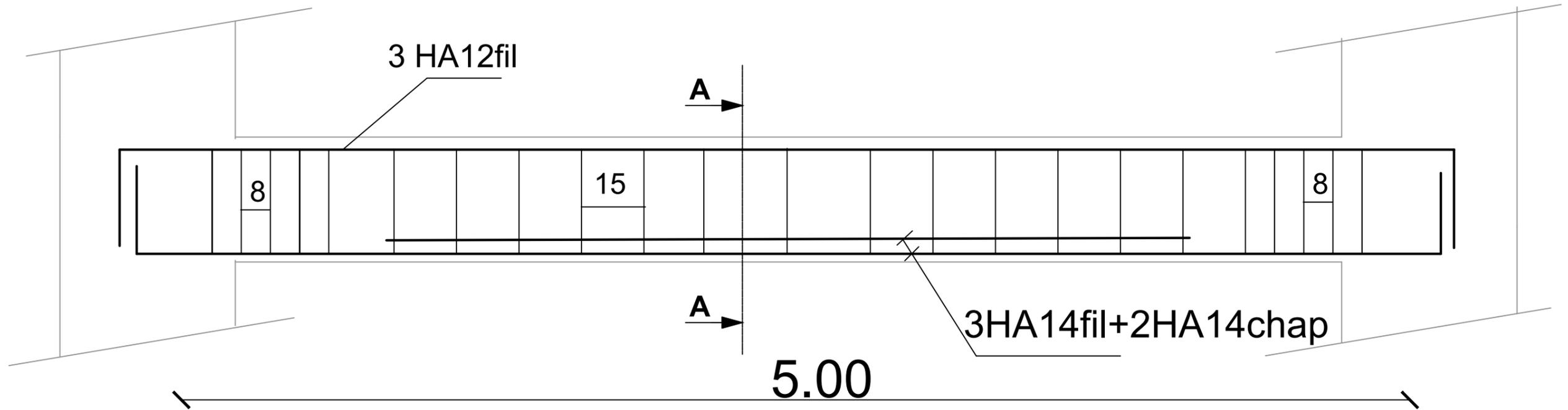
$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_e}{10M_0} \\ \frac{A_c}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{array} \right.$$

$$\frac{h}{l} = \frac{45}{500} = 0.09 > \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{l} = 0.09 > \frac{M_e}{10 \times M_0} = \frac{68.12}{10 \times 80.15} = 0.084 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{A_c}{b \times d} = \frac{7.69}{30 \times 43} = 0.0059 < \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

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



Ferraillage de la poutre palière

III-7) LA POUTRE DE CHAINAGE :

C'est une poutre qui repose sur deux appuis, elle sert à relier les consoles entre elles. Elle supporte son poids propre et le poids de plancher ainsi que le poids de la cloison.

a. Dimensionnement de la poutre :

La hauteur de la poutre « h » est donnée par : $\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$; avec : L= 500cm.

$$\frac{500}{15} \leq h \leq \frac{500}{10} \implies 33.33 \leq h \leq 50$$

Soit : h=40[cm]

La largeur de la poutre « b » :

Est donnée par : $0,4 h \leq b \leq 0,7 h$

$$0,4 \times 40 \leq b \leq 0,7 \times 40 \implies 16 \leq b \leq 28$$

On opte pour : b=25cm

Recommandations de l' RPA 99 Version 2003 :

$$\text{Le RPA exige que } \begin{cases} h_t \geq 30 \text{ cm} \\ b \geq 20 \text{ cm} \\ \frac{h_t}{b} \leq 4 \end{cases}$$

$$\text{On a } \begin{cases} h_t \geq 30 \text{ cm} \\ b \geq 20 \text{ cm} \\ \frac{40}{25} = 1.66 \leq 4 \end{cases} \implies \text{Conditions vérifiées}$$

$$\text{Donc } (b \times h) \text{ cm}^2 = (25 \times 40) \text{ cm}^2$$

b. Evaluation des charges :

- *Charges permanentes :*

$$\text{Le poids du plancher} 5,73 \times \frac{0,65}{2} = 1,86 \text{ KN/ml.}$$

Le poids de la poutre..... $25 \times 0,25 \times 0,40 = 2,5 \text{ KN/ml}$. Le poids de la cloison..... $2,36 \times (3,06 - 0,25) = 6,63 \text{ KN/ml}$.

$G = 10,99 \text{ KN/ml}$

Charge d'exploitation : $Q = 1,5 \times (0,65 / 2) = 0,488 \text{ KN / ml}$

c. Combinaison de charges :

A l'ELU : $q_u = 1,35 \times 10,99 + 1,5 \times 0,488 = 15,57 \text{ KN/ml}$

A l'ELS : $q_s = 10,99 + 0,488 = 11,48 \text{ KN/ml}$

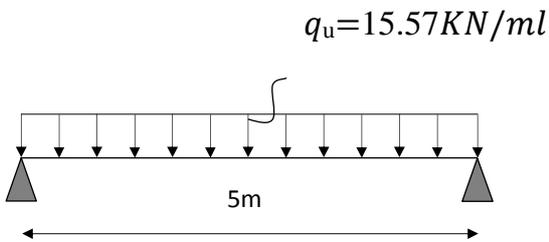


Figure III.7.1: Schéma de chargement à l'ELU

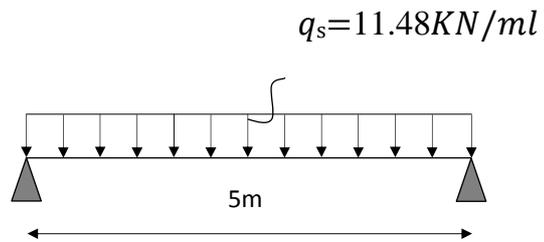


Figure III.7.2 : Schéma de chargement à l'ELS

d. Calcul des efforts internes :

• **A L'ELU :**

➤ Réaction d'appuis :

$$R_A = R_B = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{15,57 \times 5}{2} = 38,92 \text{ KN}$$

$$M_0 = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{15,57 \times 5^2}{8} = 48,65 \text{ KN.m}$$

Afin de tenir compte des semi encastremets aux extrémités, on affectera la valeur du moment isostatique par les coefficients suivants :

- Moment en travée : $M_{tr} = 0,85 M_0 = 0,85 \times 48,65 = 41,36 \text{ KN.m}$

- Moment aux appuis : $M_{ap} = -0,35 M_0 = -0,3 \times 48.65 = -14.59 \text{ KN.m}$

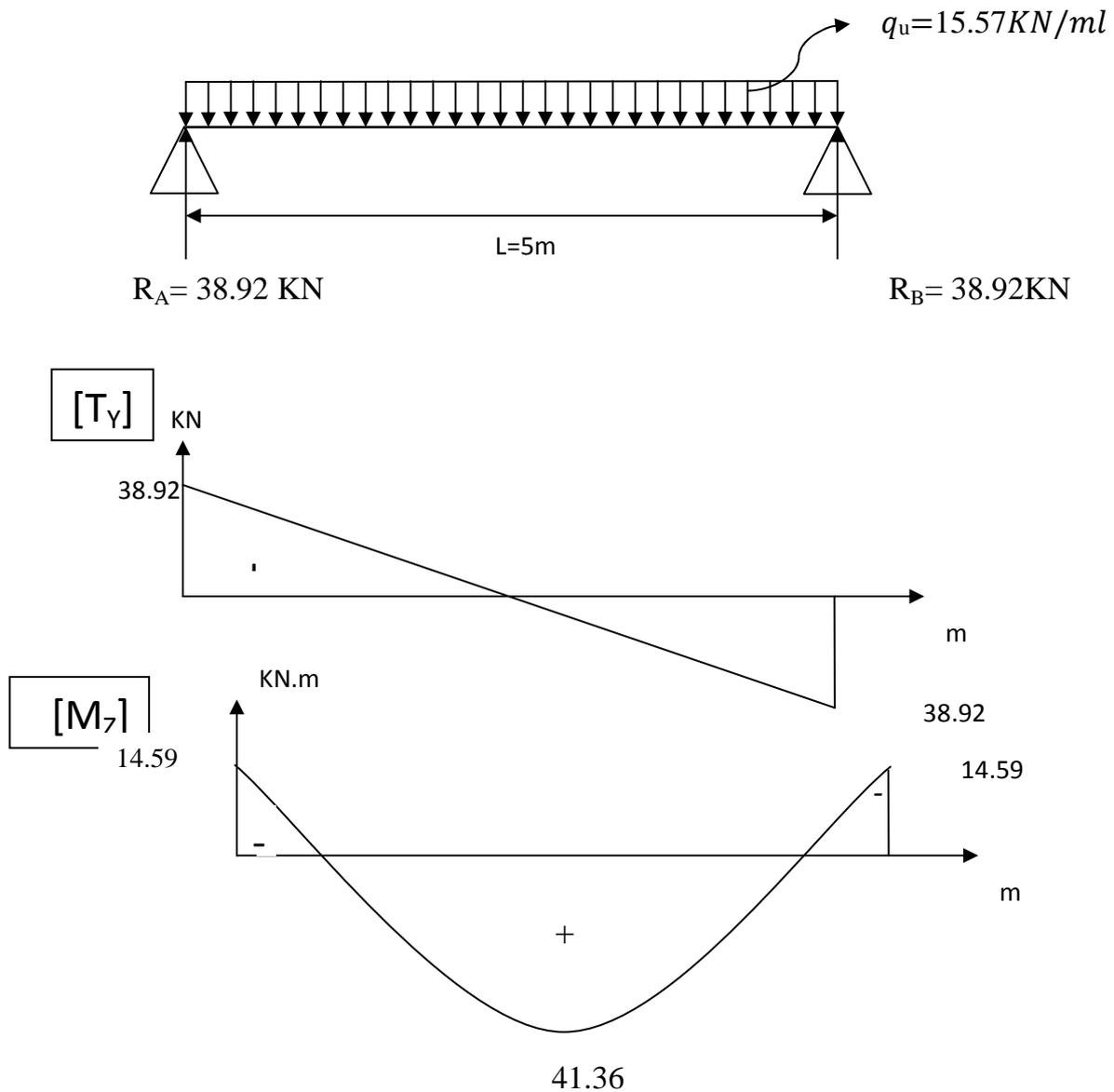


Figure III.7.3 : Diagrammes des efforts internes à l'ELU

• **A L'ELS :**

➤ Réaction d'appuis :

$$R_A = R_B = \frac{q_s \times l}{2} = \frac{11.48 \times 5}{2} = 28.7 \text{ KN}$$

$$M_0 = \frac{q_s \times l^2}{8} = \frac{11.48 \times 5^2}{8} = 35.87 \text{ KN.m}$$

- Moment en travée : $M_{tr} = 0,85 M_0 = 0,85 \times 35.87 = 30.49 \text{ KN.m}$
- Moment aux appuis : $M_{ap} = -0,3 M_0 = -0,3 \times 35.87 = -10.76 \text{ KN.m}$

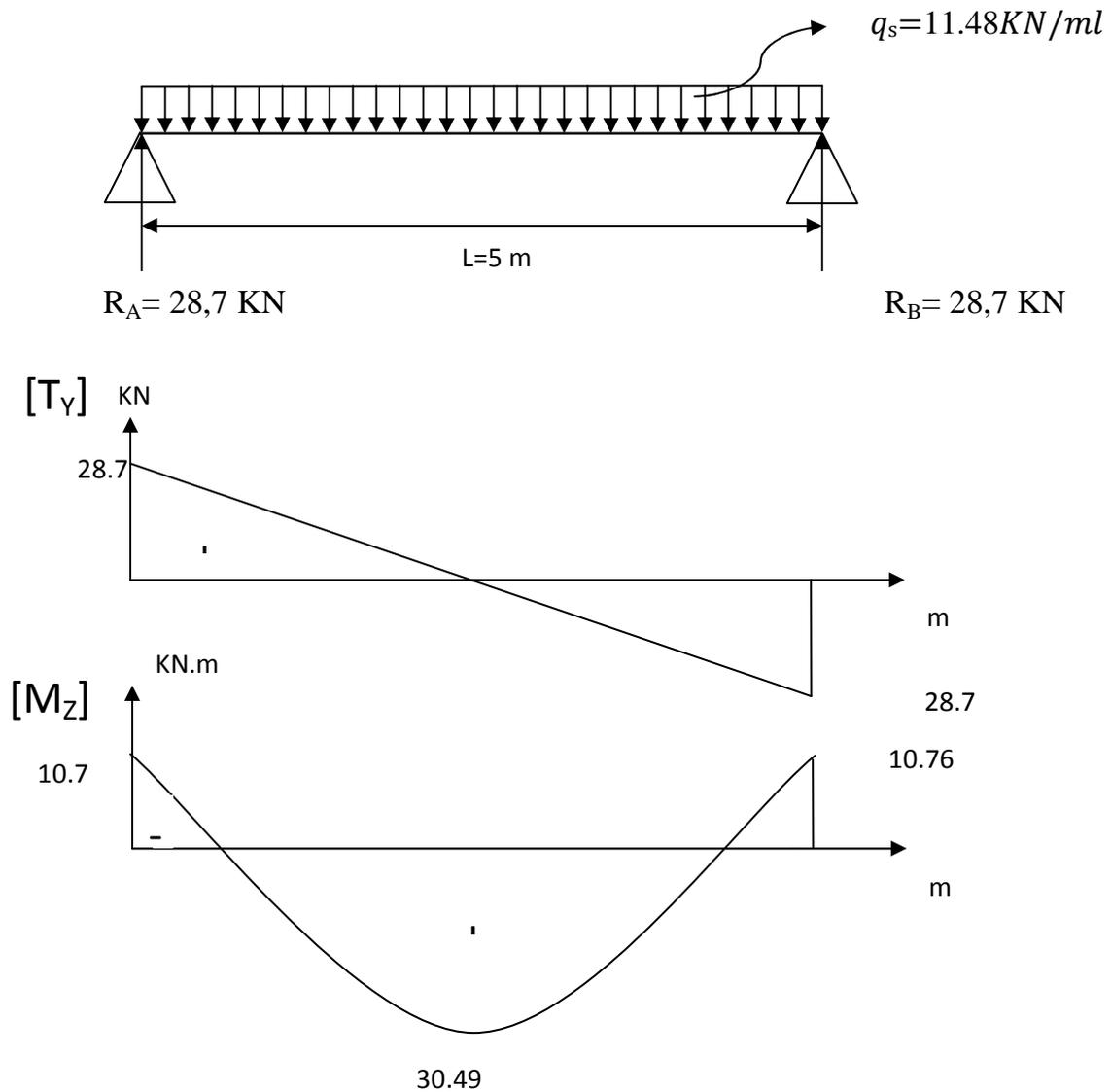


Figure III.7.4 : Diagramme des efforts interne à l'ELS

a) Calcul des armatures a ELU:

✓ **Armatures longitudinales :**

L'enrobage : $c = 2 \text{ cm}$

La hauteur utile : $d = 38 \text{ cm}$

➤ **Aux appuis : $M_{app} = 14.59 \text{ KN.m}$.**

$$\mu_b = \frac{M_f}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{14.59 \times 10^3}{25 \times (38)^2 \times 14,2} = 0,028$$

$$\mu_b = 0,028 < \mu_l = 0,392 \quad \Rightarrow \text{S. S. A}$$

$$\mu_b = 0,028 \Rightarrow \beta = 0,986$$

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{14.59 \times 10^3}{0.986 \times 38 \times 348} = 1.11 \text{ cm}^2$$

On prend : 3HA12 $\Rightarrow A_p = 3.39 \text{ cm}^2$

➤ **En travée:** $M_{trav} = 41.36 \text{ KN.m}$.

$$\mu_b = \frac{M_f}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{41.36 \times 10^3}{25 \times (38)^2 \times 14,2} = 0,08$$

$$\mu_b = 0,08 < \mu_l = 0,392 \quad \Rightarrow \text{S. S. A}$$

$$\mu_b = 0,08 \Rightarrow \beta = 0,958$$

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{41.36 \times 10^3}{0,958 \times 38 \times 348} = 3.26 \text{ cm}^2$$

On prend : 3HA14 $\Rightarrow A_{tr} = 4.62 \text{ cm}^2$

✓ **Armatures transversales (art.A.7.2.2 / BAEL91 modifiées 99) :**

➤ **Diamètre**

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h_t}{35}, \frac{b}{10}, \phi_l \right\}$$

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{400}{35}, \frac{250}{10}, 16 \right\} = 11.42 \text{ mm}$$

On opte pour : $\phi_t = 8 \text{ mm}$ (1 cadre + 1 étrier)

➤ **Espacement:**(Art. A .5 .1, 22, BAEL 91 modifiées 99) :

$$S_{t\max} \leq \min\{0,9.d,40cm\} = \min\{34,2;40cm\} = 34,2cm$$

On opte pour : $S_{t\max} = 25cm$

Selon le RPA version 2003 (Art 7.5-2) :

L'espacement doit vérifier :

Aux appuis :

$$s_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\Phi\right) = \min(10; 14,4)$$

$$S_t = 7,5 \text{ cm}$$

En travée :

$$s_t \leq \frac{h}{2} = 20 \text{ cm}$$

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

Conclusion : on opte pour espacement $S_t = 15 \text{ cm}$

f) Vérification à l'ELU :

❖ **Vérification de la condition de non fragilité (BAEL91modifié99/ Art A 4.2.1) :**

$$A_{\min} = 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} bd = 0,23 \times 25 \times 38 \times \frac{2,1}{400} = 1,14 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1,14 \text{ cm}^2 < (A_t = 4,62 \text{ cm}^2, A_a = 2,35 \text{ cm}^2)$$

Condition

vérifiée

❖ **Vérification de l'effort tranchant (art .A.5, 1.1 /BAEL 91 modifiées 99) :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{38,92 \times 1000}{250 \times 380} = 0,409 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\{0,13f_{c28}, 5MPa\} = 3,33MPa$$

$$\tau_u = 0,409MPa < \bar{\tau}_u = 3.33MPa \quad \text{Pas de risque de cisaillement.}$$

❖ **Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis**
(Art : A. 5 .1 .3) /BAEL 91 modifiées 99 :

Sur le béton :

$$V_u < \bar{V}_u; \quad \bar{V}_u = 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \cdot 0,9 \cdot d \cdot b_0$$

$$\bar{V}_u = 0,4 \times \frac{25}{1,5} \times 0,9 \times 380 \times 250 = 570000N$$

$$V_u = 38.92 KN < \bar{V}_u = 570 KN$$

Sur l'acier :

$$A_{min} \geq \frac{1,15}{f_e} (V_u + H) ; \text{ avec } H = \frac{M_{a\max}}{0,9 \cdot d}$$

$$A_{min} \geq \frac{1,15}{400} (38,92 \times 10^3 - \frac{14,59 \times 10^3}{0,9 \times 38}) \longrightarrow A_{min} = 0,1cm^2$$

On a $A_p = 2.35cm^2 > A_{min} = 0,1cm^2 \Rightarrow$ Les armatures calculées sont suffisantes.

❖ **Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement**
(art A.6, 1.3 /BAEL 91 modifiées 99)

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28} = 3,15 MPa$$

$$\tau_{se} = Vu / 0,9 d \sum u_i$$

$\sum u_i$ somme des périmètres utiles des armatures

$$\sum u_i = 3 \times \pi \times \Phi$$

$$\sum u_i = 3 \times 3,14 \times 14 = 131,88mm$$

$$\tau_{se} = \frac{38.92 \times 10^3}{0,9 \times 380 \times 131,88} = 0,86MPa$$

$$\tau_{se} = 0,86 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa}$$

⇒ Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales.

g) Vérification à l'ELS

- **Vérification des contraintes du béton et de l'acier**

On doit vérifier :

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_s \quad \text{avec} \quad \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s}$$

- **En travée**
Dans l'acier

$$M_s = 30.49 \text{ KN.}$$

$$A_{tr} = 4.62 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot 4.62}{25 \times 38} = 0.486 \rightarrow \beta = 0.895 \rightarrow K1 = 32.62$$

$$\sigma_s = \frac{30.49 \times 10^3}{0.895 \times 38 \times 4.62} = 194.04 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée

Dans le béton

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_s \quad \text{avec} \quad k = 1 / K1 = 0.03$$

$$\sigma_{bc} = 0.03 \times 194.04 = 5.94 < \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{condition vérifiée}$$

- **Sur appuis**

Dans l'acier

$$M_s = 10.76 \text{ KN.}$$

$$A_p = 2.35 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot 2.35}{25 \times 38} = 0.247 \rightarrow \beta = 0.921 \rightarrow K1 = 48.29$$

$$\sigma_s = \frac{10.76 \times 10^3}{0.921 \times 38 \times 2.35} = 130.82 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée

Dans le béton

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_s \quad \text{avec } k = 1 / K I = 0.02$$

$$\sigma_{bc} = 0.02 \times 130.82 = 2.7 < \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{condition vérifiée}$$

a) État limite de déformation : (vérification de la flèche)

Pour se dispenser du calcul de la flèche il faut vérifier :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{40}{500} = 0,08 > 0,0629 \quad - \text{OK}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_l}{M_0} \Rightarrow 0,08 < 0,085 \quad \text{Condition non vérifiée}$$

L'une des conditions n'est pas vérifiée, d'où le calcul de la flèche est nécessaire

Calcul de la flèche (BAEL 91/ Art B.6.5, 2) [14]

$$f_v = \frac{M_s \cdot I^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} \leq f = 0.005 + \frac{l}{1000} = 0.005 + \frac{5}{1000} = 10 \text{ mm}$$

$$f_i = \frac{M_s \cdot I^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fi}} \leq f = 0.005 + \frac{l}{1000} = 0.005 + \frac{4.8}{1000} = 10 \text{ mm}$$

Avec :

Ms : Moment fléchissant maximal à l'ELS.

Ev : Module de déformation différé. (Ev = 37003 $\sqrt[3]{25}$ = 10818,86 MPa).

Ei : Module de déformation instantanée (Ei = 110003 $\sqrt[3]{25}$ = 32164.2 MPa).

Ifv, Ifi : Moment d'inertie fictif de la section pour les déformations respectivement de longue et courte durée tel que :

$$I_{fv} = I, I. \frac{I_0}{1 + \lambda_v \cdot \mu} \quad \text{et} \quad I_{fi} = I, I. \frac{I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu}$$

Avec :

$$I_0 = \frac{b}{3} (V_1^3 - V_2^3) + 15 (V_2 - c)^2 A_t$$

Où :

$$V_1 = \frac{S_{ix'x'}}{B_0} \Rightarrow V_2 = h - V_1$$

$S_{ix'x'}$: Moment statique par rapport à l'axe xx' , tel que :

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

I : Moment d'inertie de la section homogène, par rapport au centre de gravité

$$I = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15 A_t (V_2 - C_2)^2$$

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

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

$$S_{xx'} = \frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_t \times d$$

$$S_{xx'} = \frac{25 \times (40)^2}{2} + (15 \times 4.62 \times 38) = 22633.4 \text{ cm}^3$$

B_0 : Surface de la section homogène

$$B_0 = b \times h + 15 \times A_t = (25 \times 40) + (15 \times 4.62) = 1069.3 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow V_1 = \frac{22633.4}{1069.3} = 21.16 \text{ cm} \quad ; \quad V_2 = h - V_1 = 40 - 21.16 = 18.84 \text{ cm}$$

Donc le moment d'inertie de la section homogène :

$$I = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15 A_t (V_2 - C_2)^2$$

$$I = \frac{25}{3} \times ((21.16)^3 + (18.84^3)) + 15 \times 4.62 \times (18.84 - 2)^2$$

$$I = 154331.41 \text{ cm}^4$$

Aussi :

$$\lambda_i = \frac{0.05 \cdot f_{t28}}{\rho \left(2 + \frac{3b_0}{b}\right)}$$

$$\rho = \frac{A_t}{b \cdot d} = \frac{4.62}{25.38} = 0.0048; \text{ Des abaques et pour une valeur de } \rho$$

$$\beta_1 = 0.985$$

Donc :

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A} = \frac{30.49 \times 10^6}{0.985 \times 380 \times 4.62 \times 10^2} = 176.31 \text{ MPa.}$$

$$\Rightarrow \lambda_i = \frac{0.05 \cdot 2.1}{0.0048 \left(2 + \frac{3 \times 25}{25}\right)} = 4.37 \Rightarrow \lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = 1.75$$

Et :

$$\mu = \max \left\{ 0 ; 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}} \right\} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0048 \times 176.31 + 2.1} = 0.66$$

$$\Rightarrow \mu = 0.66$$

$$\Rightarrow I_{fv} = 1,1 \times \frac{154331.41}{1 + 1.75 \times 0.66} = 78777.05 \text{ cm}^2 \text{ et } I_{fi} = 1,1 \times \frac{154331.41}{1 + 4.37 \times 0.66} = 43706.44 \text{ cm}^2$$

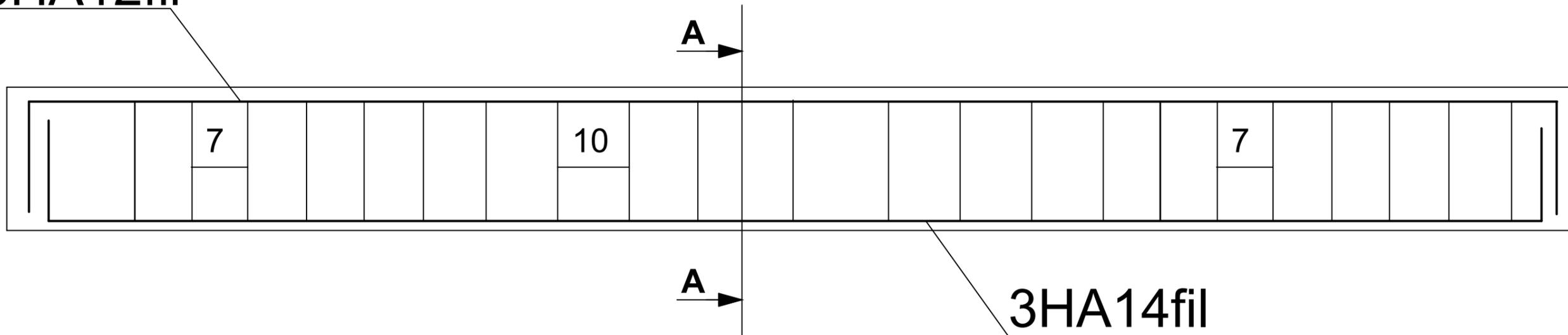
Au final :

$$f_v = \frac{30.49 \times 10^6 \times (5000)^2}{10 \times 10818,86 \times 78777.05 \times 10^4} = 8.93 \text{ mm} < 10 \text{ mm. La flèche est vérifiée.}$$

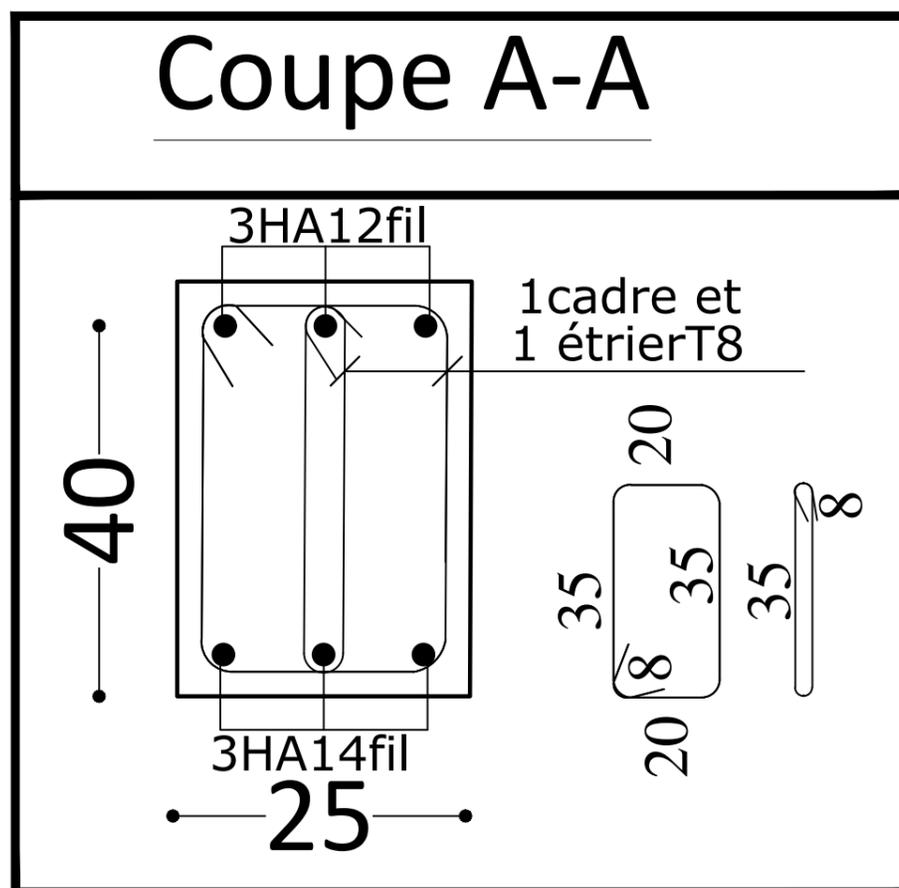
$$f_i = \frac{M_s \cdot I^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fi}}$$

$$f_i = \frac{30.49 \times 10^6 \times (5000)^2}{10 \times 32164.2 \times 43706.44 \times 10^4} = 5.42 \text{ mm} < 10 \text{ mm. La flèche est vérifiée.}$$

3HA12fil



Coupe A-A



Ferraillage de la poutre de chainage

Introduction

L'étude dynamique d'une structure est très complexe en particulier le calcul sismique qui demande des méthodes très fastidieuses dont le calcul manuel est pénible. Pour cette raison, on fait appel à l'outil informatique basé sur la méthode des éléments finis (MEF) afin d'avoir les

Résultats les plus approchés aux résultats réels dans des délais raisonnables.

On dispose de nombreux programmes permettant l'étude statique et dynamique des structures dont on cite : ETABS, ROBOT, SAP... etc.

Pour notre étude nous avons utilisé ETABS Version 9.7

IV.1 Description du logiciel ETABS (Extended Three

Dimensions Analysis Building

ETABS est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments et des ouvrages de génie civil. Il est basé sur la méthode des éléments finis, son utilisation est à la fois facile et très efficace pour le calcul vis-à-vis des forces horizontales dues au séisme; il permet aussi :

- *la modélisation de tous types de structure.*
- *la prise en compte des propriétés des matériaux*
- *le calcul et le dimensionnement des éléments*
- *l'analyse des effets dynamique et statique.*
- *la visualisation des déformées, des diagrammes des efforts internes, des modes de vibration... etc*
- *le transfert de donnée avec d'autres logiciels (AUTOCAD, SAP2000 et SAFE).*

IV.2 Etapes de modélisation

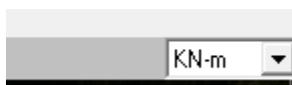
Les étapes de modélisation peuvent être résumées comme suit :

1^{er} étape : *consiste à spécifier la géométrie de la structure à Modéliser.*

a) Choix des unités :

On doit choisir un système d'unités pour la saisie de données dans ETABS. Au bas de l'écran,

On sélectionne KN-m comme unités de base pour les forces et déplacements :



b) Géométrie de base :

Dans le menu déroulant en haut de l'écran on sélectionne **File** puis **New model**, cette option permet d'introduire :

- Le nombre de portiques suivant x-x.
- Le nombre de portique suivant y-y.
- Le nombre des étages.

Building Plan Grid System and Story Data Definition

Grid Dimensions (Plan)

Uniform Grid Spacing

Number Lines in X Direction: 6

Number Lines in Y Direction: 6

Spacing in X Direction: 3.3

Spacing in Y Direction: 5

Custom Grid Spacing

Grid Labels... Edit Grid...

Story Dimensions

Simple Story Data

Number of Stories: 11

Typical Story Height: 3.91

Bottom Story Height: 3.06

Custom Story Data Edit Story Data...

Units: KN-m

Add Structural Objects

Steel Deck Staggered Truss Flat Slab Flat Slab with Perimeter Beams Waffle Slab Two Way or Ribbed Slab Grid Only

OK Cancel

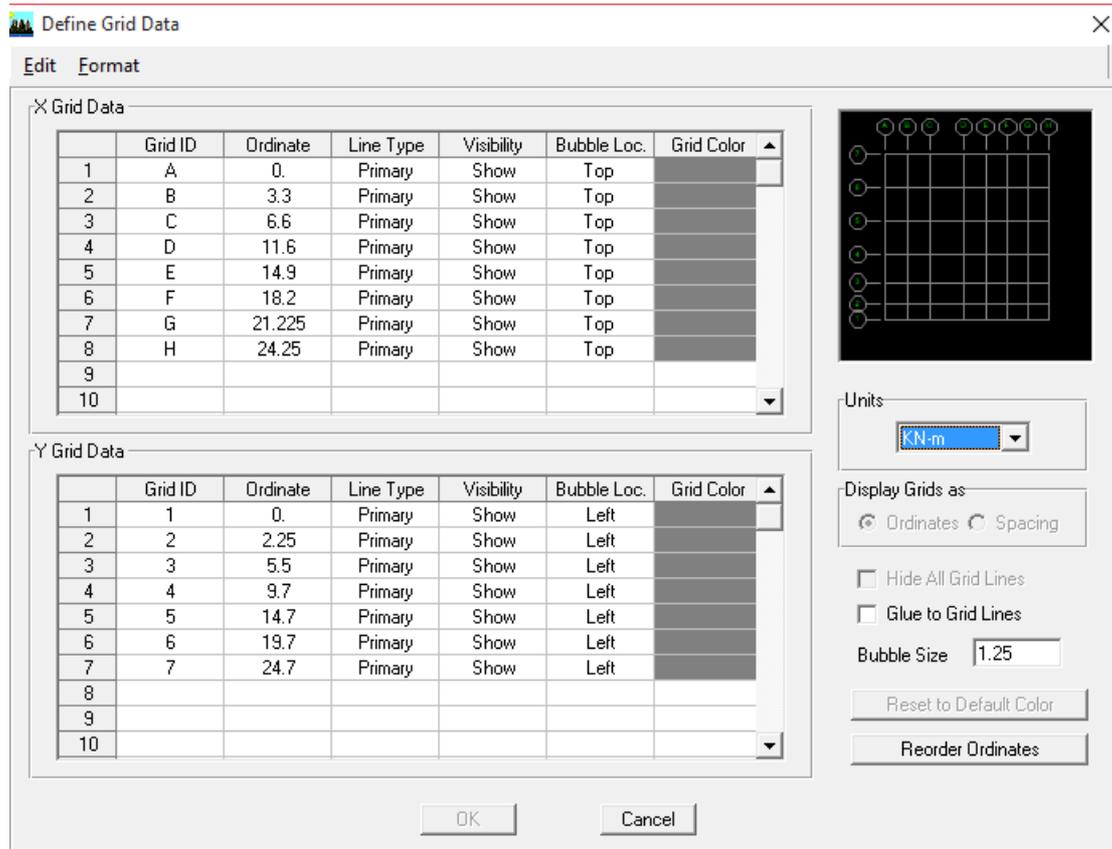
Après validation de l'exemple on aura deux fenêtres représentant la structure, l'une en 3D et l'autre a 2D suivant l'un des plans : X-Y, X-Z, Y-Z.

C) Modification de la géométrie de base :

Nous allons procéder à la modification des longueurs de trames et des hauteurs d'étage.

-On clique sur le bouton droit de la souris.

-On introduit les distances cumulées puis on clique sur **ok**



-Pour modifier les hauteurs d'étage on clique sur le bouton droit de la souris puis **Edit Story Data**.

Story Data

	Label	Height	Elevation	Master Story	Similar To	Splice Point	Splice Height
13	IQUE2 TERRAS	2.5	37.01	No	IQUE2 TERRA	No	0.
12	IQUE2 TERRA	3.06	34.51	Yes		No	0.
11	ATTIQUE 1	3.06	31.45	No	IQUE2 TERRA	No	0.
10	ET7	3.06	28.39	Yes		No	0.
9	ET6	3.06	25.33	No	ET7	No	0.
8	ET5	3.06	22.27	No	ET7	No	0.
7	ET4	3.06	19.21	No	ET7	No	0.
6	ET3	3.06	16.15	No	ET7	No	0.
5	ET2	3.06	13.09	No	ET7	No	0.
4	ET1	3.06	10.03	No	ET7	No	0.
3	RDC	3.91	6.97	Yes		No	0.
2	SOUS SOL	3.06	3.06	No	RDC	No	0.
1	BASE		0.				

Reset Selected Rows

Height	<input type="text" value="2.5"/>	<input type="button" value="Reset"/>
Master Story	<input type="text" value="No"/>	<input type="button" value="Reset"/>
Similar To	<input type="text" value="NONE"/>	<input type="button" value="Reset"/>
Splice Point	<input type="text" value="No"/>	<input type="button" value="Reset"/>
Splice Height	<input type="text" value="0"/>	<input type="button" value="Reset"/>

Units

Change Units

2^{ème} étape : consiste à la définition des **propriétés mécaniques** des matériaux en l'occurrence, l'acier et le béton.

On clique sur **Define** puis **Material properties** nous sélectionsons le matériau **CONC**

Et on clique sur **Modify /Show Material**, et on apporte les modifications inscrites dans la figure

Material Property Data

Material Name BETON25	Display Color Color [Blue]
Type of Material <input checked="" type="radio"/> Isotropic <input type="radio"/> Orthotropic	Type of Design Design Concrete
Analysis Property Data Mass per unit Volume: 2.5 Weight per unit Volume: 25. Modulus of Elasticity: 32164200. Poisson's Ratio: 0.2 Coeff of Thermal Expansion: 9.900E-06 Shear Modulus: 13401750.	Design Property Data (Eurocode 2-2004) Charact. Conc Cyl Strength, fck: 25000. Bending Reinf. Yield Stress, fyk: 400000. Shear Reinf. Yield Stress, fywk: 400000. <input type="checkbox"/> Lightweight Concrete Shear Strength Reduc. Factor: []
OK	Cancel

3^{ème} étape : consiste à l'affection des propriétés géométriques des éléments (Poutre, Poteaux, dalle, voile...).

Nous commençons d'abord par affecter les sections des poutres principales (poteaux) et ceci de la manière suivante :

Define Frame sections Add Rectangular

Define Frame Properties

Properties Type in property to find: pp w44x335	Click to: Import Rectangular Add I/Wide Flange Modify/Show Property... Delete Property
OK	Cancel

Rectangular Section

Section Name: POT.SOUS/SOL

Properties: Section Properties...

Property Modifiers: Set Modifiers...

Material: BETON25

Dimensions:
Depth (t3): 0.6
Width (t2): 0.55

Concrete: Reinforcement...

Display Color:

OK Cancel

Nous procéderont de la même manière pour les autres éléments (poutres)

Après avoir finis de modéliser les éléments barres (poutres, poteaux), nous allons passer aux éléments plaques (voile ; balcons ; plancher).

Define wall/slab Add new wall

Define Wall/Slab/Deck Sections

Sections:

- DECK1
- PLANK1
- SLAB1
- WALL1

Click to:

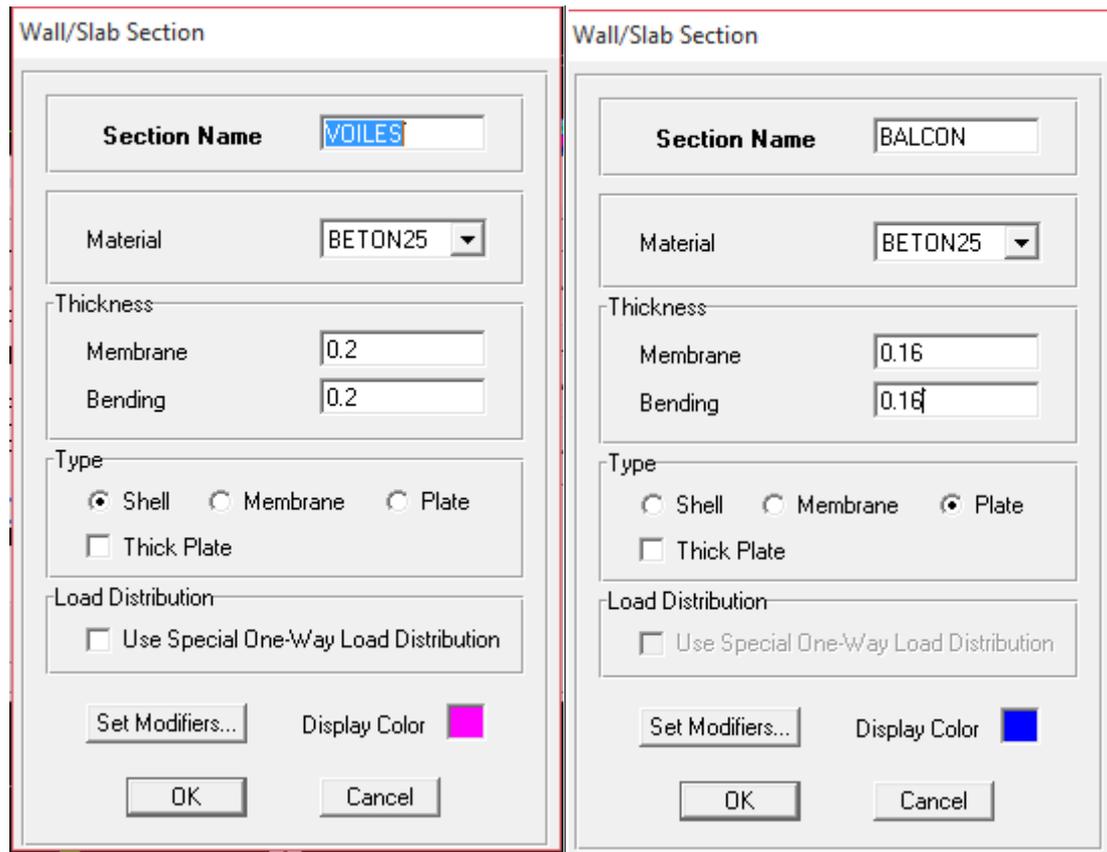
Add New Wall

Modify/Show Section...

Delete Section

OK

Cancel



Dessin des éléments de la structure

Pour modéliser les sections précédentes des différents éléments on doit suivre les étapes ci après:

Pour les poteaux :

On clique sur le bouton  Une fenêtre s'affiche (properties of object) None on choisit le nom de la section on valide

Pour les poutres et les voiles:

De même que pour les poteaux, sauf qu'on clique cette fois sur

Bouton  pour les poutres et sur pour les voiles ;

Pour les la dalle pleine :

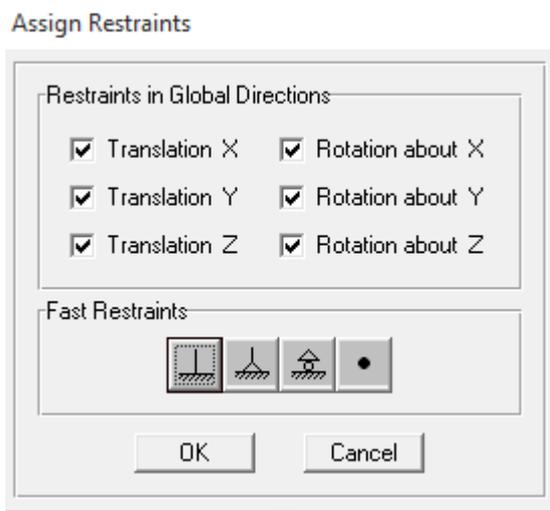
On clique sur le bouton 

Pour se déplacer d'un niveau à un autre ou d'un portique à un autre on utilise les flèches qui se trouvent dans la barre d'outils 

Il est possible d'afficher différentes informations (numéros de nœuds, d'éléments, etc.) sur le modèle. Sélectionner la fenêtre 3D du modèle en cliquant dans celle-ci et cliquer sur l'icône **Set Display Options**

4^{ème} étape :

Après avoir dessiné la structure on doit définir les appuis et encastrer les poteaux et les voiles à la base du bâtiment, on sélectionne tout et on clique sur le bouton 



On bloque toutes les translations et les rotations et on valide

Mass source: $W_i = W_{Gi} + W_{Qi}$ (formule 4-5 RPA 99version 2003)

On bloque toutes les translations et les rotations et on valide

Mass source: $W_i = W_{Gi} + W_{Qi}$ (formule 4-5 RPA 99version 2003)

W_i : poids total de la structure.

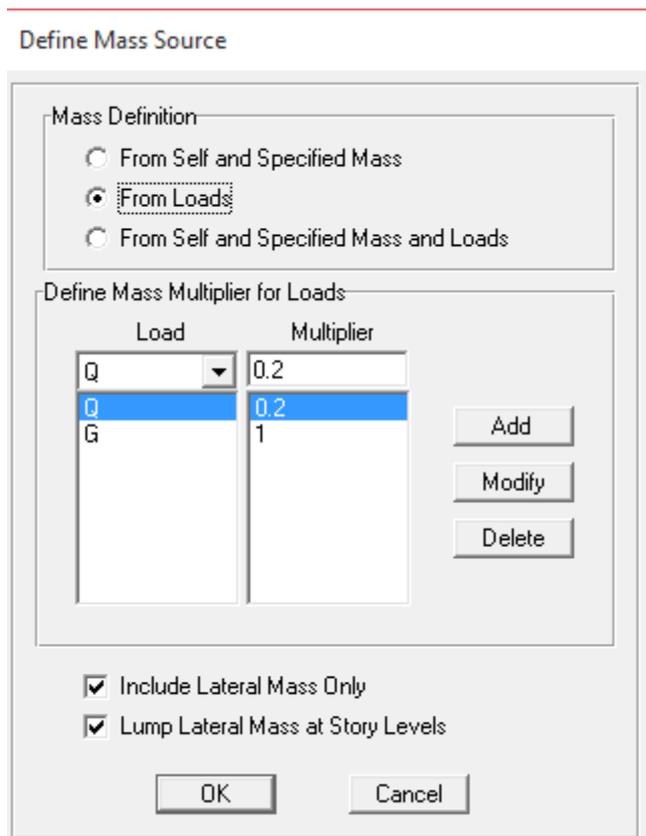
W_{Gi} : poids dû aux charges permanentes et celles des équipements fixes éventuels solidaire de la structure.

W_{Qi} : charge d'exploitation.

: Coefficient de pondération fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le (tableau 4.5 RPA 99version 2003) on le prend pour notre cas égal à 0.2 (bâtiments d'habitation).

L'inertie massique est déterminée automatiquement par ETABS

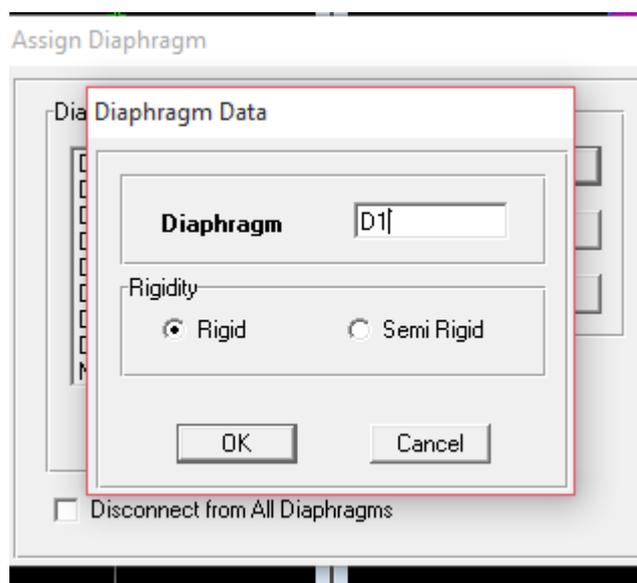
Define Masse source from load



Diaphragme : Les masses des planchers sont supposées concentrées en leurs centres de masse et qui sont désignés par la notation de « Nœuds Maîtres ».

Comme les planchers sont supposés infiniment rigides, on doit relier les nœuds du même Plancher à leurs nœuds maîtres de telle sorte qu'ils puissent former un diaphragme ceci a pour effet de réduire le nombre d'équations à résoudre par ETABS.

Assign Joint/Point Diaphragms D1 OK



C'est la même procédure pour tous les étages

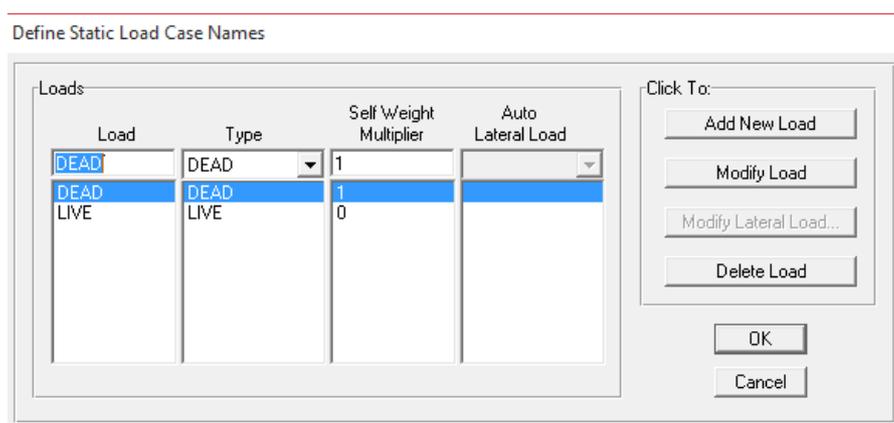
5^{ème} étape :

Définir les charges :

Avant de charger la structure il faut d'abord définir les charges appliquées à la structure modélisée.

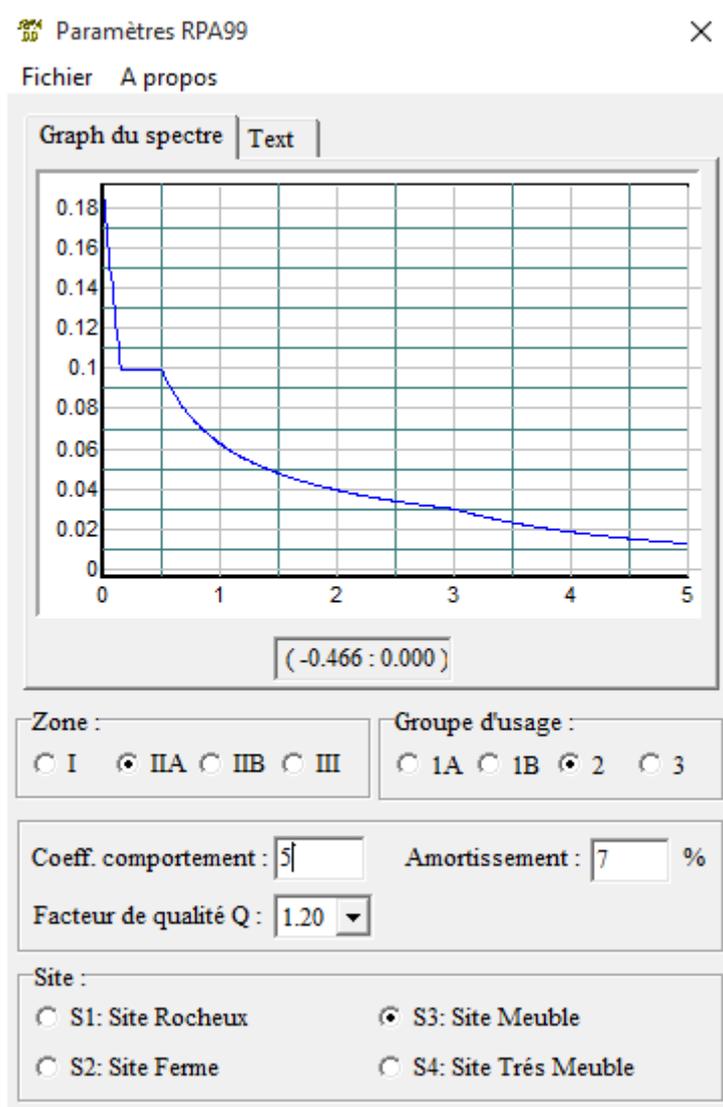
1) Charges statiques (G et Q) :

La structure est soumise à des charges permanentes (G), et a des surcharges d'exploitation Q, pour les définir on clique sur : **Define Load Cases**.



Introduction du spectre de réponse (E) selon le RPA99/version 2003

Pour le calcul dynamique de la structure on introduira un spectre de réponse, il s'agit d'une courbe de réponse maximale d'accélération pour un système à un degré de liberté soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de période propre T .



6^{ème} étape :

Introduction des combinaisons d'actions

Combinaisons aux états limites :

ELU : $1.35G+1.5Q$

ELS : $G+Q$

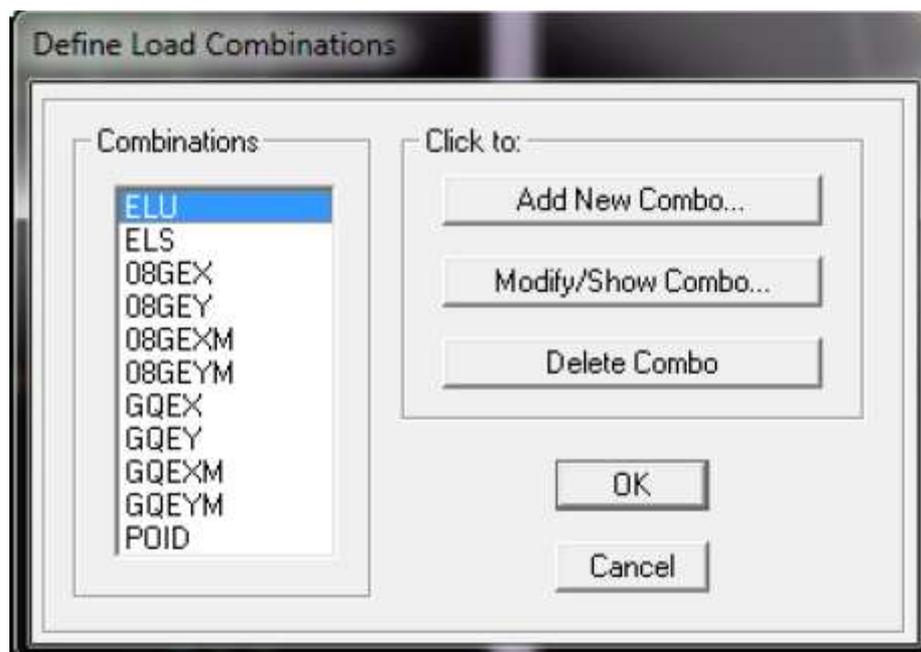
Combinaisons accidentelle du RPA :

GQE : $G+Q E$

08GE : $0.8G E$

Pour introduire les combinaisons dans le logiciel on clique sur :

Define load Combinations Add New Combo



Déroulement de l'analyse et visualisation des résultats

Lancement de l'analyse :

Lancer l'analyse de la structure, on appuis sur F5

IV .2) VERIFICATION RPA

a)Vérification du pourcentage de participation de la masse modale

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure .(article 4.3.4 RPA99 version 2003).

Modal Participating Mass Ratios											
Edit View											
	Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ
▶	1	1.087424	58.2950	15.1409	0.0000	58.2950	15.1409	0.0000	20.1877	75.6464	2.5453
	2	1.073655	17.4478	52.2403	0.0000	75.7428	67.3811	0.0000	70.0829	23.6817	5.1590
	3	0.822506	0.0598	7.2784	0.0000	75.8026	74.6596	0.0000	9.3101	0.2976	66.2944
	4	0.341545	8.7703	2.4688	0.0000	84.5729	77.1283	0.0000	0.0035	0.0002	0.3735
	5	0.328104	2.9721	9.0496	0.0000	87.5450	86.1779	0.0000	0.0306	0.0043	0.4868
	6	0.250709	0.0892	1.1475	0.0000	87.6342	87.3254	0.0000	0.0172	0.0002	11.8688
	7	0.176366	3.5395	0.6335	0.0000	91.1737	87.9589	0.0000	0.0408	0.2411	0.1279
	8	0.163558	0.7458	3.6711	0.0000	91.9195	91.6300	0.0000	0.2321	0.0477	0.1763
	9	0.124148	0.0361	0.3798	0.0000	91.9556	92.0098	0.0000	0.0193	0.0056	4.5746
	10	0.110966	0.9384	0.5093	0.0000	92.8940	92.5192	0.0000	0.0041	0.0070	0.0214
	11	0.108176	0.4503	0.2694	0.0000	93.3443	92.7885	0.0000	0.0012	0.0040	0.1172
	12	0.101344	0.9014	0.0000	0.0000	94.2457	92.7885	0.0000	0.0000	0.0082	0.0601

La somme des masses modales dans le 8 ème mode dépasse 90% de la masse totale du bâtiment dans les deux directions, d'où la condition du RPA (article 4.3.4) est vérifiée.

b) Justification du système de contreventement

L'objectif dans cette étape est de déterminer les pourcentages relatifs des charges horizontales et verticales reprises par les voiles et les poteaux afin de justifier la valeur de R à considérer.

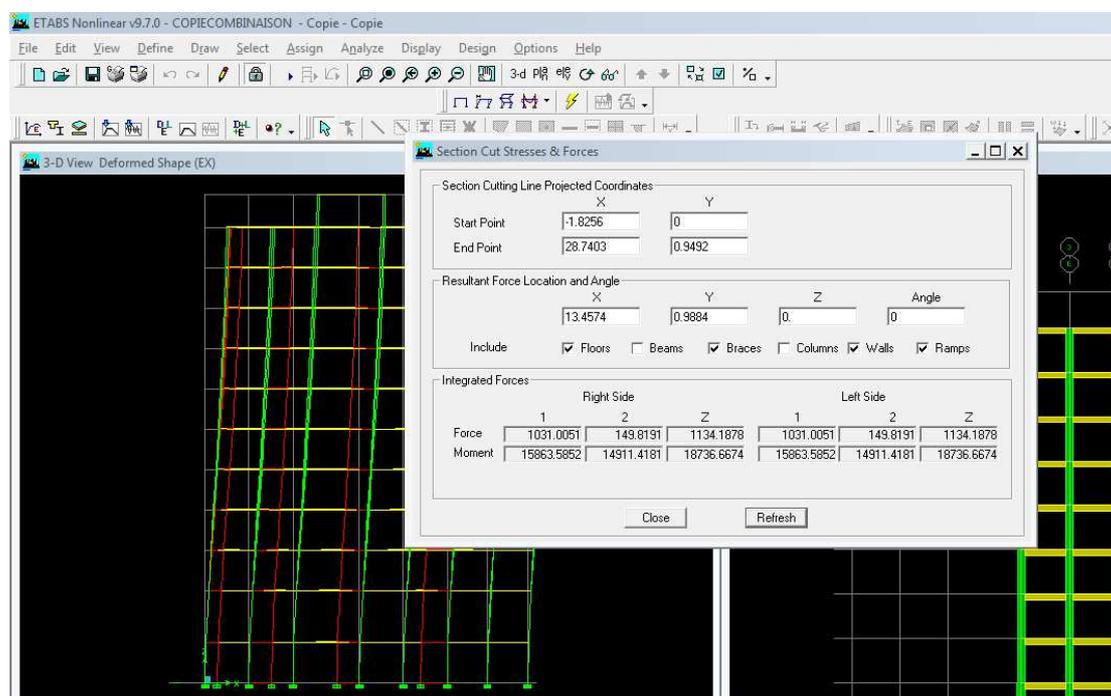
Les efforts horizontaux repris par le système de contreventement sont donnés par ETABS en suivant les étapes ci-après :

- on choisit d'abord la combinaison en cliquant sur :

Display → show deformed shape → Load: Ex spectra

- On met la structure en élévation puis on coupe à la base avec :

Draw → Draw Section Cut



De même pour le sens transversal, il suffit de changer la combinaison Ex par Ey et relever les valeurs sur la case (Force-2).

Ainsi pour calculer le pourcentage des charges verticales, on choisit la combinaison "Poids" puis on relève les valeurs sur la case (Force-Z).

	<i>Forces reprises par les voiles et portiques</i>		<i>Force reprises par les voiles uniquement</i>	
<i>unité</i>	[kN]	[%]	[kN]	[%]
<i>Sens Ex</i>	2266.5614	100	1215.606	53.63
<i>Sens Ey</i>	2118.8058	100	1202.5301	56.75
<i>Poids</i>	50046.775	100	9777.44	19.53

Selon les résultats présentés dans le tableau ci-dessus, on remarque que :

Les voiles de contreventement reprennent moins de 20% des sollicitations dues aux charges verticales et moins de 75% des sollicitations dues aux charges horizontales dans les deux sens

D'après l'article 3.4 du RPA 99 qui classe les systèmes de contreventement, pour le cas de notre structure le système est mixte contreventé par des voiles et des portiques catégorie **4a**, donc le coefficient de comportement **R=5**

c) Vérification de l'effort tranchant à la base (RPA V.2003 /Art 4.3.6)

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule suivante:

$$V = \frac{A D Q}{R} W_t$$

Calcul des paramètres A, D, Q, et R :

A : coefficient d'accélération de zone, dépend de deux paramètres :

Groupe d'usage 2 et zone sismique II a $\rightarrow A = 0.15$ (Annexe 1, tab 4.1.RPA 99)

D : facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure T .

Il est donné par la formule:

$$D = \begin{cases} 2,5 \eta & 0 < T < T_2 \\ 2,5 \eta (T_2 / T^{2/3}) & T_2 < T < 3s \\ 2,5 \eta (T_2 / T^{2/3}) (3/T)^{5/3} & T \geq 3s \end{cases}$$

Avec T_2 : période caractéristique associée à la catégorie du site et donnée par le tableau 4.7 du RPA99/version 2003.

Dans notre cas : $T_2 = 0.5s$ $T = 1.16$ donc

$$D = 2,5 \eta (T_2 / T^{2/3})$$

Le facteur de correction d'amortissement est donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\varepsilon}} \geq 0.7 \quad (\text{Formule 4.3 RPA99v2003}).$$

ε (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance remplissages donnée par (Tableau 4.2 RPA99V2003).

On prend : $\varepsilon = 7 \%$

D'où : $\eta = 0.88 \geq 0,7 \longrightarrow$ Condition vérifiée.

$$D = 2,5 \times 0.88 \left(\frac{0,5}{1.08}\right)^{2/3} = 1.31$$

$W_t = 50046.77 \text{ KN}$: Poids total de la structure, donné par ETABS

❖ **Tableau récapitulatif des résultats**

Facteurs	Valeurs
Coefficient d'accélération de zone A	0,15
Facteur d'amplification dynamique D	1.31
Facteur de qualité Q	1,25
Coefficient de comportement R	5
Le poids total de la structure W_t [kN]	50046.77

Récapitulatif des résultats

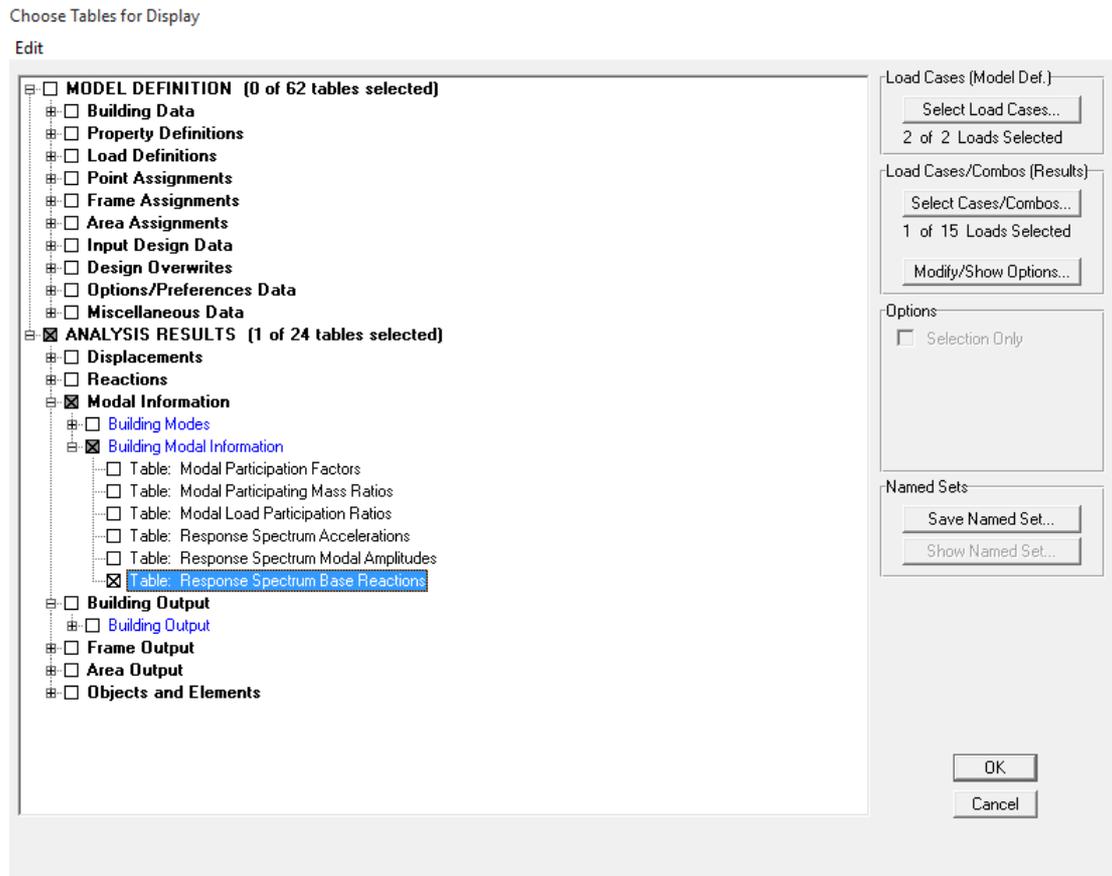
On remplace les valeurs des facteurs dans la formule, on trouve :

$$V = 2470.93 \text{ KN} \longrightarrow V_{RPA} = 2470.93 \text{ KN}$$

➤ **Détermination de l'effort tranchant par ETABS**

Pour déterminer la valeur de l'effort tranchant par le logiciel, on suit les étapes suivantes :

Display \longrightarrow show tables \longrightarrow modal Information \longrightarrow
building modal information \longrightarrow Response spectrum base reactions



Les résultats s'afficheront comme suit :

Puis on relève les valeurs de l'effort tranchant tel que :

$$V_{xdyn} = \text{Max } F_1 = 2399.17 \text{ KN}$$

$$V_{ydyn} = \text{Max } F_2 = 2244.28 \text{ KN}$$

❖ **Vérification :**

✓ **Sens longitudinal :**

$$V_{xdyn} = 2399.17 \text{ KN} > 0,8V_{RPA} = 0,8 \times 2470.93 \text{ KN} = 1847.04 \text{ KN}. \longrightarrow$$

Condition vérifiée.

✓ **Sens transversal :**

$$V_{ydyn} = 2244.28 \text{ KN} > 0,8V_{RPA} = 0,8 \times 2470.93 \text{ KN} = 1847.04 \text{ KN}. \longrightarrow$$

Condition vérifiée.

La résultante des forces sismiques à la base V_i obtenue par combinaison des valeurs modales est supérieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V

Donc : L'effort tranchant à la base est vérifié

d) Vérification des déplacements relatifs

D'après le RPA 99 (Art 5-10), les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.

Le déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R \delta_{ek}$$

- ✓ δ_{ek} : déplacement dû aux forces sismiques
- ✓ R : coefficient de comportement
- ✓ Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à

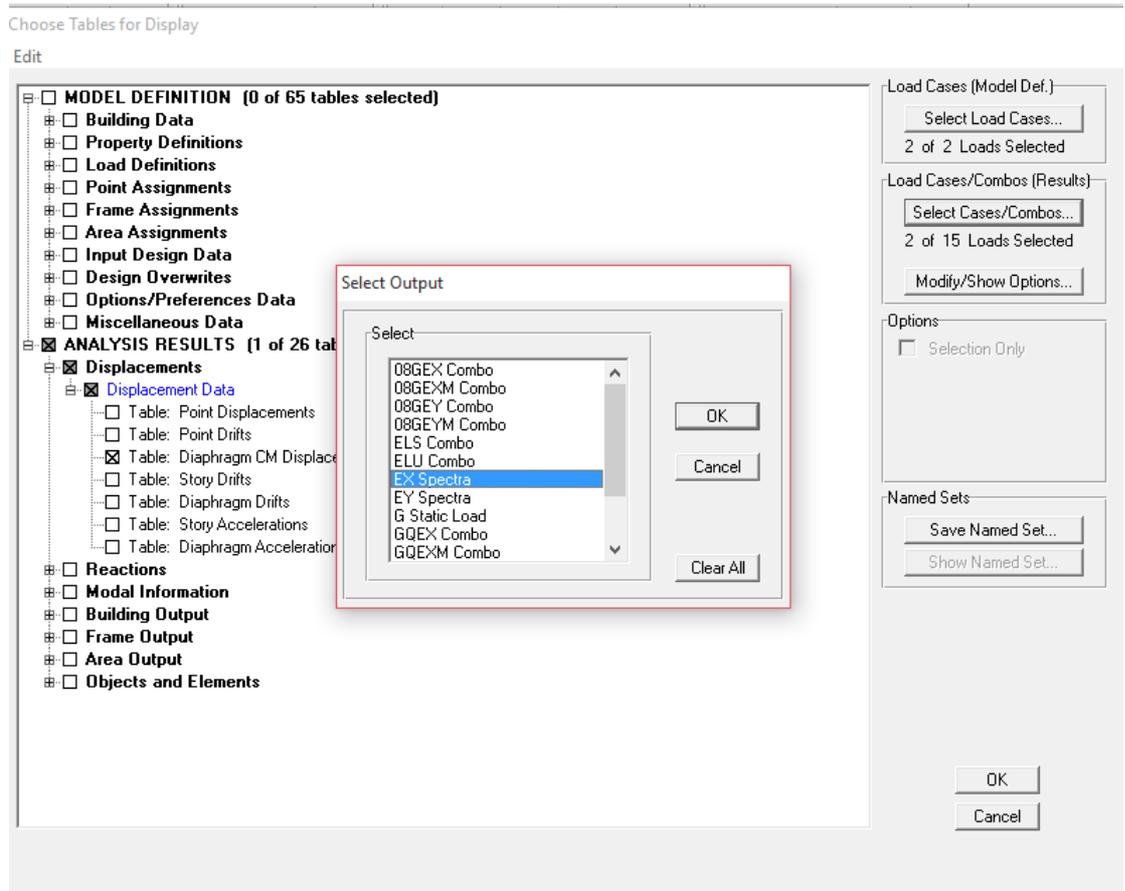
$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Pour déterminer les valeurs des déplacements relatifs dans le sens longitudinal par le logiciel, on suit les étapes suivantes :

- **Dans le sens longitudinal**

Display → show tables → ANALYSIS RESULTS
Displacement Data → table: Diaphragm CM displacement

Puis on définit la combinaison Ex spectra en cliquant sur : Select cases/combo



Puis on clique : *OK* → *OK*

- *Dans le sens transversal*

De même, pour le sens transversal, on remplace juste la combinaison Ex spectra par Ey spectra

Story	Diaphragm	UX	Δkx	UY	Δky	1%He	conclusion
ATTIQUE2-1	D12	0.0267	0.0018	0.0272	0.0032	0.0306	cv
ATTIQUE2	D11	0.0249	0.0013	0.024	0.002	0.0306	cv
ATTIQUE1	D10	0.0236	0.0013	0.022	0.0018	0.0306	cv
ET7	D9	0.0223	0.002	0.0202	0.002	0.0306	cv
ET6	D8	0.0203	0.0023	0.0182	0.0022	0.0306	cv
ET5	D7	0.018	0.0027	0.016	0.0025	0.0306	cv
ET4	D6	0.0153	0.0028	0.0135	0.0025	0.0306	cv
ET3	D5	0.0125	0.003	0.011	0.0027	0.0306	cv
ET2	D4	0.0095	0.0029	0.0083	0.0026	0.0306	cv
ET1	D3	0.0066	0.0029	0.0057	0.0025	0.0306	cv
RDC	D2	0.0037	0.0028	0.0032	0.0024	0.0391	cv
SOUS SOL	D1	0.0009	0.0009	0.0008	0.0008	0.0306	cv

Déplacements relatifs sous l'action Ex et Ey

D'après les résultats trouvés dans le tableau ci-dessus, on conclut que la condition de l'RPA vis-à-vis des déformations est vérifiée

e) Vérifications du déplacement maximal de la structure

On doit vérifier si le déplacement maximal de la structure donnée par le logiciel ETABS dans les deux sens est inférieur à la flèche admissible

$$\delta_{max} < f_{adm} = \frac{H_t}{500} = \frac{34.51}{500} = 0,0690 \text{ (ArtB.6.5,3/BAEL91)}$$

δ_{max} : déplacement maximal

f_{adm} : La flèche admissible

H_t : Hauteur total.

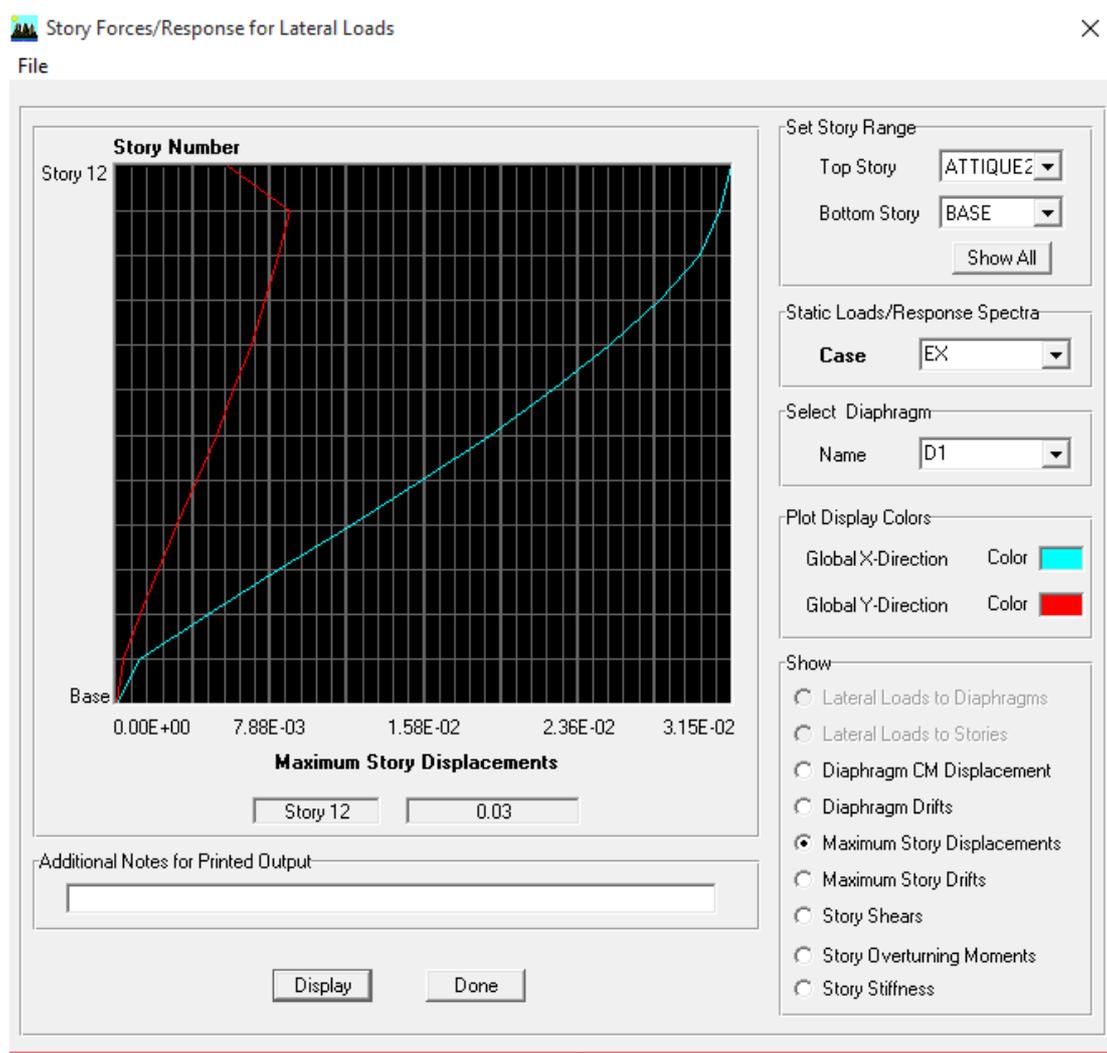
➤ Détermination de déplacement maximal avec ETABS

- **dans le sens longitudinal x-x**

Pour déterminer les valeurs des déplacements relatifs dans le sens longitudinal par le logiciel, on suit les étapes suivantes :

Display → **Show Story Response Plots**

Une fenêtre s'affichera et elle doit être remplie comme indiqué sur l'image



Et on relèvera la valeur du déplacement maximale = 0.03

- dans le sens transversal y-y

On le détermine de même manière, on remplaçant la direction **Ex** par **Ey**, et on relève la valeur du déplacement

❖ **Résultats trouvés :**

-Déplacement maximal dans le sens x-x

$$\delta_{max} = 0,03 < f = 0,0690m$$

-Déplacement maximal dans le sens y-y

CHAPITRE IV: PRESENTATION ETABS ET VERIFECATION RPA

$$\delta_{max} = 0,03 < f = 0,0690 \text{ m}$$

Les déplacements relatifs de tous les niveaux et dans les deux sens sont inférieure au déplacement admissible. → **La Condition vérifiée.**

f) Vérification de l'effet du 2ème ordre (l'effet P-Δ)

Les effets de deuxième ordre (ou l'effet de P- Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K \times \Delta_k}{V_K \times h_K} \leq 0,10 \quad (\text{Art 5.9 RPA99V2003}).$$

P_K : Poids total de la structure et des charges exploitation associées au-dessus du niveau «K».

- V_K : effort tranchant d'étage au niveau «K».
- Δ_K : déplacement relatif du niveau «K» par rapport au niveau « k-1 »
- h_K : hauteur de l'étage «K»

ETAGES			Sens x-x			Sens y-y		
	PK	HK	ΔK(m)	VK(Kn)	θ(m)	ΔK(m)	VK(Kn)	θ(m)
ATTIQUE2-1	333.5	3.06	0.0018	38.55	0.005	0.0032	50.62	0.0068
ATTIQUE2	4085.92	3.06	0.0013	435.11	0.0039	0.002	434.17	0.0061
ATTIQUE1	3865.65	3.06	0.0013	756.79	0.0021	0.0018	738.14	0.0031
ET7	4531.4	3.06	0.002	1079.72	0.0027	0.002	1032.59	0.0028
ET6	4528.4	3.06	0.0023	1354.9	0.0025	0.0022	1282.23	0.0025
ET5	4528.4	3.06	0.0027	1590.53	0.0025	0.0025	1496.24	0.0024
ET4	4662.65	3.06	0.0028	1798.28	0.0023	0.0025	1685.27	0.0022
ET3	4662.66	3.06	0.003	1983.78	0.0023	0.0027	1855.06	0.0022
ET2	4662.66	3.06	0.0029	2143.78	0.002	0.0026	2002.67	0.0019
ET1	4811.83	3.06	0.0029	2272.6	0.002	0.0025	2121.78	0.0017
RDC	5152.06	3.91	0.0028	2365.36	0.0015	0.0024	2208.44	0.0014
Sous sol	4224.64	3.06	0.0009	2399.17	0.0005	0.0008	2244.28	0.0005

Donc $\theta = \frac{P_K \times \Delta_k}{V_K \times h_K} \leq 0,10$ est vérifier

Alors l'effet p-Δ est négligeable dans les deux directions de bâtiment

g) vérification de l'effort normal réduit

Pour le cas de l'effort normal réduit dans les poteaux on doit vérifier la condition suivante :

$$\vartheta = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0,3$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} N_d : \text{Effort normal dans les poteaux} \\ B_c : \text{Section du poteau} \end{array} \right.$$

Pour déterminer l'effort normal dans les poteaux pour chaque section (zone) par le logiciel, on suit les étapes suivantes :

❖ **Exemple pour les étapes :**

On sélectionne les poteaux de sous sol :

Display → **Show Table**

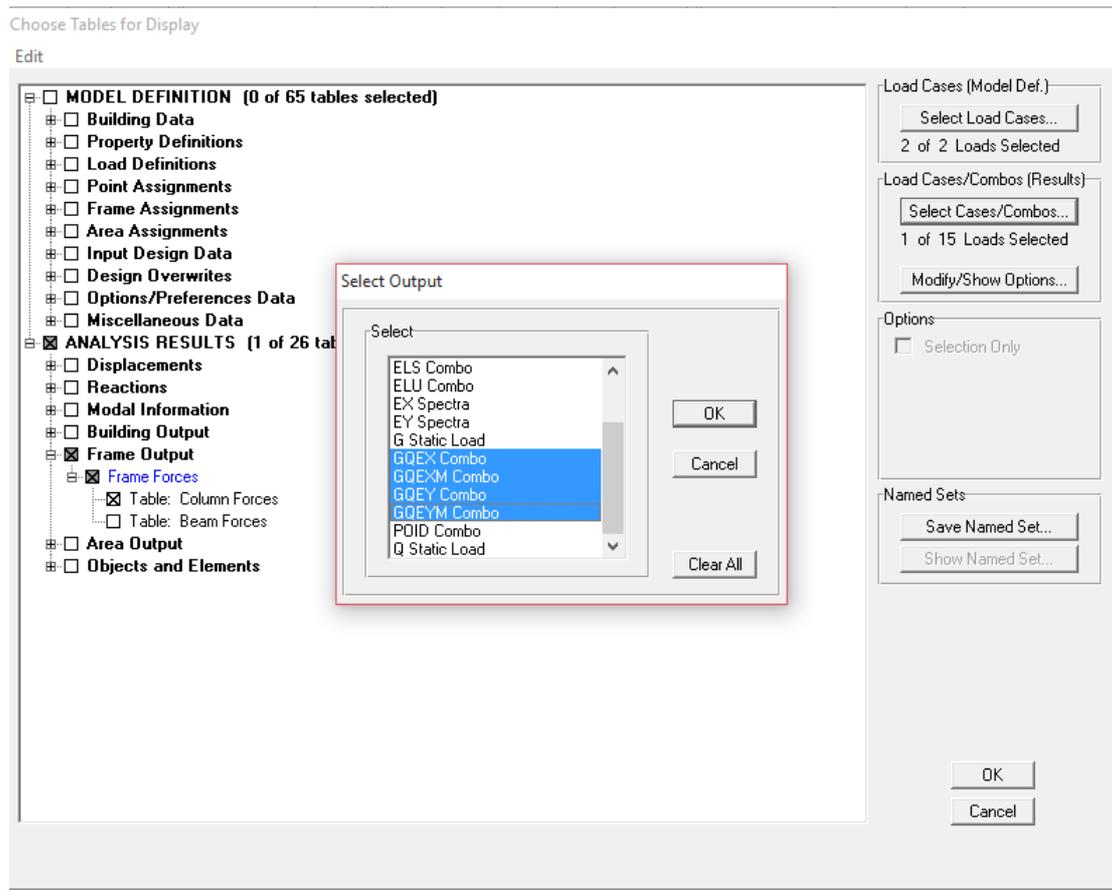
Un tableau s'affichera, et on coche les cases suivantes :

Frame Output → **Frame Force** → **Table: Colum force**

Puis on définit les combinaisons **G+Q±E** en cliquant sur :

Select cases/combo

CHAPITRE IV: PRESENTATION ETABS ET VERIFECATION RPA



Puis on clique : **OK** ——— **OK**

Les résultats s'afficheront comme suit :

Column Forces

Edit View

	Story	Column	Load	Loc	P	V2	V3	T	M2
	SOUS SOL	C4	GQEX MAX	0.000	-460.87	21.41	5.31	1.093	18.02
	SOUS SOL	C4	GQEX MAX	1.305	-450.10	21.41	5.31	1.093	11.11
	SOUS SOL	C4	GQEX MAX	2.610	-439.33	21.41	5.31	1.093	5.788
	SOUS SOL	C4	GQEX MIN	0.000	-1031.62	-24.51	-12.51	-0.931	-27.05
	SOUS SOL	C4	GQEX MIN	1.305	-1020.85	-24.51	-12.51	-0.931	-10.73
	SOUS SOL	C4	GQEX MIN	2.610	-1010.08	-24.51	-12.51	-0.931	3.994
	SOUS SOL	C4	GQEY MAX	0.000	-17.67	4.09	35.39	2.337	97.36
	SOUS SOL	C4	GQEY MAX	1.305	-6.91	4.09	35.39	2.337	51.20
	SOUS SOL	C4	GQEY MAX	2.610	3.86	4.09	35.39	2.337	7.597
	SOUS SOL	C4	GQEY MIN	0.000	-1474.81	-7.19	-42.60	-2.175	-106.3
	SOUS SOL	C4	GQEY MIN	1.305	-1464.04	-7.19	-42.60	-2.175	-50.83
	SOUS SOL	C4	GQEY MIN	2.610	-1453.28	-7.19	-42.60	-2.175	2.184
	SOUS SOL	C4	GQEXM MAX	0.000	-460.87	21.41	5.31	1.093	18.02
	SOUS SOL	C4	GQEXM MAX	1.305	-450.10	21.41	5.31	1.093	11.11
	SOUS SOL	C4	GQEXM MAX	2.610	-439.33	21.41	5.31	1.093	5.788
	SOUS SOL	C4	GQEXM MIN	0.000	-1031.62	-24.51	-12.51	-0.931	-27.05
	SOUS SOL	C4	GQEXM MIN	1.305	-1020.85	-24.51	-12.51	-0.931	-10.73
	SOUS SOL	C4	GQEXM MIN	2.610	-1010.08	-24.51	-12.51	-0.931	3.994

OK

Edit ———> copy ———> collé dans l'Excel

Puis on relève les valeurs de l'effort normal max tel que :

$$N_d = 2379.66 \text{ KN} \quad (\text{Poteaux sous sol})$$

$$\vartheta = \frac{N_d}{B_c f_{c28}} = \frac{2379.66}{2.5 \times 50 \times 50} = 0.38 > 0.30 \rightarrow \text{Condition n'est pas vérifiée}$$

On augment la section des poteaux de sous sol à (55×55)

$$N_d = 2422.07 \text{ KN}$$

$$\vartheta = \frac{N_d}{B_c f_{c28}} = \frac{2422.07}{2.5 \times 55 \times 55} = 0.32 \rightarrow \text{Condition n'est pas vérifiée}$$

On augment jusqu'à (55×60)

$$N_d = 2398.74 \text{ KN}$$

$$\vartheta = \frac{N_d}{B_c f_{c28}} = \frac{2398.74}{2.5 \times 55 \times 60} = 0.29 > 0.3 \rightarrow \text{Condition est vérifiée}$$

✓ **Poteaux RDC /ET1**

$$N_d = 1980.32 \text{ KN}$$

$$\vartheta = \frac{N_d}{B_c f_{c28}} = \frac{1980.32 \times 10^3}{550 \times 500 \times 25} = 0.28 < 0.3 \longrightarrow$$

Condition vérifiée

✓ **Poteaux ET2 à ET4**

$$N_d = 1496.16 \text{ KN}$$

$$\vartheta = \frac{N_d}{B_c f_{c28}} = \frac{1496.16 \times 10^3}{450 \times 500 \times 25} = 0.26 < 0.3 \longrightarrow \text{Condition}$$

vérifiée

✓ **Poteaux ET5 à ET7**

$$N_d = 909.98 \text{ KN}$$

$$\vartheta = \frac{N_d}{B_c f_{c28}} = \frac{909.98 \times 10^3}{450 \times 450 \times 25} = 0,17 < 0,3 \longrightarrow \text{Condition}$$

vérifiée

✓ *Poteaux Attique 1 et Attique 2*

$$N_d = 525.73 \text{ KN}$$

$$\vartheta = \frac{N_d}{B_c f_{c28}} = \frac{525.73 \times 10^3}{400 \times 350 \times 25} = 0,15 < 0,3 \longrightarrow \text{Condition}$$

vérifiée

L'effort réduit dans tous les poteaux est vérifiée

❖ **Conclusion**

D'après les résultats obtenus si dessus pour notre structure, Toutes les exigences du RPA sont vérifiées, à présent on peut passer au ferrailage des éléments structuraux.

REMARQUE:

Pour le calcul de ferrailage des éléments structuraux on prend les nouvelles sections obtenues après vérifications :

Poteaux sous sol (55×60)

Poteaux RDC /ET1 (50×55)

Poteaux ET2→ET4 (45×50)

Poteaux ET5→ET7 (40×45)

Poteaux Attique 1 et 2 (35×40) :

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

V.1. FERRAILLAGE DES POTEAUX

Introduction :

Les poteaux seront calculés en flexion composée dans les deux sens, en tenant compte des combinaisons suivantes:

$$\left\{ \begin{array}{ll} 1.35 G + 1.5 Q & \text{ELU} \\ G + Q \pm E & \text{RPA 2003} \\ 0.8 G \pm E & \text{RPA 2003} \end{array} \right.$$

Les calculs se font en tenant compte de trois types de sollicitations:

- Effort normal maximal et le moment correspondant.
- Effort normal minimal et le moment correspondant.
- Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant.

En procédant à des vérifications à l'ELS.

En flexion composée, l'effort normal est un effort de compression ou de traction et le moment qu'il engendre est un moment de flexion, ce qui nous conduit à étudier trois cas :

Section partiellement comprimée (SPC).

Section entièrement comprimée (SEC).

Section entièrement tendue (SET).

V.1.2. Recommandations du R.P.A. 2003 :

V.1.2.1. Les armatures longitudinales

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

-Le pourcentage minimal : est de : 0.80 % de la section du poteau en zone IIa.

$$\text{Poteau 1 (55} \times \text{60) : } A_{\min} = 0.008 \times 55 \times 60 = 26.4 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau 2 (50} \times \text{55) : } A_{\min} = 0.008 \times 50 \times 55 = 22 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau 3 (45} \times \text{50) : } A_{\min} = 0.008 \times 45 \times 50 = 18 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau 4 (40} \times \text{45) : } A_{\min} = 0.008 \times 40 \times 45 = 14.4 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau 5 (35} \times \text{40) : } A_{\min} = 0.008 \times 40 \times 35 = 11.2 \text{ cm}^2$$

-Le pourcentage maximal en zone courante : est de 4 % de la section du poteau.

$$\text{Poteau 1 (55} \times \text{60) : } A_{\max} = 0.04 \times 55 \times 60 = 132 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau 2 (50} \times \text{55) : } A_{\max} = 0.04 \times 50 \times 55 = 110 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau 3 (45} \times \text{50) : } A_{\max} = 0.04 \times 45 \times 50 = 90 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau 4 (40} \times \text{45) : } A_{\max} = 0.04 \times 40 \times 45 = 72 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau 5 (35} \times \text{40) : } A_{\min} = 0.04 \times 40 \times 35 = 56 \text{ cm}^2$$

-Le pourcentage maximal en zone de recouvrement : est de 6 % de la section du poteau.

$$\text{Poteau 1 (55} \times \text{60) : } A_{\max} = 0.06 \times 55 \times 60 = 198 \text{ cm}^2$$

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

$$\begin{aligned} \text{Poteau 2 (50}\times\text{55) : } & A_{max} = 0.06 \times 50 \times 55 = 165 \text{ cm}^2 \\ \text{Poteau 3 (45}\times\text{50) : } & A_{max} = 0.06 \times 45 \times 50 = 135 \text{ cm}^2 \\ \text{Poteau 4 (40}\times\text{45) : } & A_{max} = 0.06 \times 40 \times 45 = 108 \text{ cm}^2 \\ \text{Poteau 5 (35}\times\text{40) : } & A_{min} = 0.06 \times 40 \times 35 = 84 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

- Le diamètre minimal est de 12 mm.
- La longueur de recouvrement minimale : est de 40Φ en zone IIa.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm en zone IIa.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critique).

V.1.2.2. Les armatures transversales

Les armatures transversales sont calculées à l'aide de la formule suivante

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a V_u}{h \cdot f_e} \quad (\text{R.P.A. Version 2003, Art.7.4.2.2})$$

h : Hauteur totale de la section brute

V_u : Effort tranchant du calcul.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

$$\rho_a = \begin{cases} 2.5 & \rightarrow \lambda_g \geq 5 \\ 3.75 & \rightarrow \lambda_g < 5 \end{cases} \quad \lambda_g : L'élancement géométrique du poteau.$$

I_f : La longueur de flambement des poteaux.

$$\left(\lambda_g = \frac{I_f}{a} \quad \text{où} \quad \lambda_g = \frac{I_f}{b} \right)$$

A_t : armatures transversales.

S_t : espacement des armatures transversales.

En zone IIa :

Zone nodale :

$$S_t \leq \text{Min}(10\Phi, 15\text{cm})$$

Zone de recouvrement :

$$S_t \leq 15 \Phi_L^{\text{min}}$$

Φ : est le diamètre des armatures longitudinales du poteau .

La quantité d'armatures transversales minimale $\frac{A_t}{b \times S_t}$ en % est

donnée comme suit :

$$\lambda_g \geq 5 \rightarrow A_{min} = 0.3 \%$$

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

$$\lambda_g \leq 3 \rightarrow A_{\min} = 0.8 \%$$

$3 < \lambda_g < 5 \rightarrow$ Interpolation entre les valeurs limites du

poteau.

Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants ($\Phi > 12\text{mm}$) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

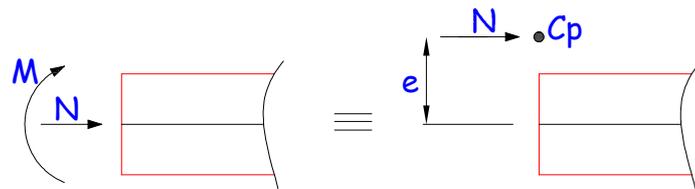
Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10\Phi_{\min}$.

V.1.3. Calcul du ferrailage :

V.1.3.1. Etapes de calcul en flexion composée :

On dit qu'une section est soumise à une flexion composée lorsque cette section subit simultanément l'action d'un moment de flexion et un effort de compression ou de traction.

- Le système constitué d'un moment et d'un effort normal peut être remplacé par un effort normal appliqué au centre de pression « C » qui est distant du centre de gravité de la section de $e = \frac{M}{N}$.

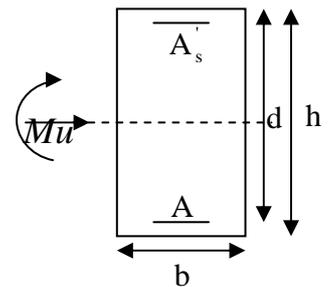


Section en flexion composée.

- Lorsque N est un effort de compression, il est nécessaire de vérifier l'état limite de stabilité de forme.

a. Armatures longitudinales :

Etape de calcul :



N_u

- Si $e = \frac{M_u}{N_u} > \frac{h}{2} - c$ Alors la section est partiellement comprimée

- Si $e = \frac{M_u}{N_u} < \frac{h}{2} - c$ Il faut vérifier en plus l'inégalité suivante :

$$N_u (d - c) - M_f \leq (0.337 - 0.81 \frac{c}{h}) b h^2 f_{bc} \rightarrow (A)$$

Avec : $M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c \right) \rightarrow$ Moment fictif

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

► Si l'inégalité est vérifiée, alors la section est partiellement comprimée, et le calcul se fait comme suit :

$$\mu_b = \frac{M_f}{bd^2 f_{bc}}$$

Si $\mu_b < \mu_r$ la section est simplement armée

Si $\mu_b > \mu_r$ la section est doublement armée, donc il faut calculer A_1 et A_1'

On calcule : $M_r = \mu_r bd^2 f_{bc}$

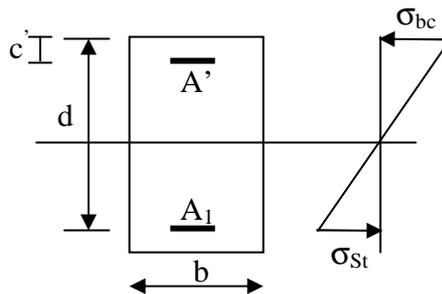
$$\Delta M = M_f - M_r$$

Avec : M_r : moment ultime pour une section simplement armée.

$$A_1 = \frac{M_r}{\beta_r d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$$

$$A_1' = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s} \quad \text{avec : } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

La section réelle d'armature est $A_s' = A_1'$, $A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s}$.



► Si l'inégalité (A) n'est pas vérifiée, donc la section est entièrement comprimée ; il faut donc vérifier l'inégalité suivante :

$$N_u (d - c) - M_f > (0.5h - c)b \cdot h \cdot f_{bc} \rightarrow (B)$$

► Si l'inégalité (B) est vérifiée ; donc la section a besoin d'armatures comprimées .

$$A_{sup} = \frac{M_f - (d - 0.5h)b \cdot h \cdot f_{bc}}{\sigma_s (d - c)}$$

$$A_{inf} = \frac{N_u - \Psi \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{\sigma_s} - A_{sup}$$

► Si l'inégalité (B) n'est pas vérifiée, la section n'a pas besoin d'armatures comprimées.

$$A_s' = \frac{N_u - \Psi \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{\sigma_s} \quad \text{Et } A_s = 0$$

$$\Psi = \frac{0.357 + \frac{N_u(d - c') - M}{b \cdot h^2 \cdot f_{bc}}}{0.857 - \frac{c'}{h}}$$

$$F_{bc} = \frac{0.85f_{c28}}{\theta\gamma_b}$$

$\gamma_b = 1.5$ *En situation durable*

$\gamma_b = 1.15$ *En situation accidentelle*

N_u : *Effort de compression*

V 1.3.2. Calcul du ferrailage des poteaux :

Le ferrailage des poteaux est fait par un calcul automatique à l'aide du logiciel « Socotec».

on adopte le même ferrailage pour certain niveaux, On aura donc les zones suivantes :

Zone I : *poteau sous sol (55*60) cm²*

Zone II : *poteaux RDC / ET1 (50*55) cm²*

Zone III : *poteaux ET2 / ET4 (45*50) cm²*

Zone IV : *poteaux ET5 / ET7 (40*45) cm²*

Zone V : *poteaux attique 1 / attique 2 (35*40) cm²*

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

Section (cm ²)	comb	N (KN)	M (KN)	c (cm)	Obs	Asup	Ainf
Zone I (55*60) SOUS SOL	ELU	Nmax=2832,08	Mcor= 2.768	2.5	SEC	0	0
	ACC	Nmin = 0.18	Mcor= 8.315	2.5	SEC	0	0.359
	ACC	Ncor =1509.91	Mcor= 111.71	2.5	SEC	0	0
Zone II (50*55)	ELU	Nmax=2523.33	Mcor= 5.479	2.5	SEC	0	0
	ACC	Nmin = 2.92	Mcor= 74.284	2.5	SEC	0	3.554
	ACC	Ncor = 556.49	M3cor= 141.59	2.5	SEC	0	0.313
Zone III (45*40)	ELU	Nmax=1925.33	M3cor= 8.72	2.5	SEC	0	0
	ACC	Nmin = 2.12	M2cor= 15.493	2.5	SEC	0	0.889
	ACC	Ncor = 580.01	M3cor= 113.94	2.5	SEC	0	0.49
Zone IV (40*45)	ELU	Nmax=1188,37	M3cor= 12.111	2.5	SEC	0	0
	ACC	Nmin = 1.74	M2cor= 40.269	2.5	SEC	0	2.38
	ACC	Ncor = 356.9	M3cor= 82.496		SEC	0	0.740
Zone V (35*40)	ELU	Nmax=525.73	M2cor= 26.939	2.5	SEC	0	0
	ACC	Nmin = 0.04	M2cor= 8.273	2.5	SEC	0	0.553
	ACC	Ncor = 80.09	M3cor= 56.851		SEC	0	2.93

Remarque : les sections d'armatures trouvées sont inférieures à celles exigées par le RPA donc les poteaux seront ferrailés avec les sections minimales réglementaires.

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

Sections des poteaux (cm ²)	A min (cm ²)	A adoptée (cm ²)	Ferrailage
Zone I (55*60)	26.4	28.64	4HA20+8HA16
Zone II (50*55)	22	24.12	4HA16+8HA16
Zone III (45*50)	18	20.35	4HA16+8HA14
Zone IV (40*45)	14.4	15.2	4HA14+8HA12
Zone V (35*40)	11.2	13.56	12HA12

V.1.4. Vérification des contraintes à l'ELS :

-Contrainte dans le béton :

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

On a deux cas à vérifier, en flexion composée et à l'ELS :

- Si $\frac{M_s}{N_s} < \frac{h}{6}$ → est entièrement comprimée.

- La section homogène est :

$$S = b \cdot h + \eta (A_s + A'_s)$$

$$V_1 = \frac{1}{B_0} \left[\frac{b \cdot h^2}{2} + 15 (A_s \cdot c' + A'_s \cdot d) \right] \rightarrow V_2 = h - V_1$$

- Le moment d'inertie de la section total homogène :

$$I = \frac{b}{3} \cdot (V_1^3 + V_2^3) + 15 [A_s (V_1 - c)^2 + A'_s (V_2 - c)^2]$$

$$\sigma_{b1} = \left(\frac{N_s}{B_0} + \frac{M_s^{v1}}{I_G} \right) \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{b2} = \left(\frac{N_s}{B_0} + \frac{M_s^{v2}}{I_G} \right) \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Puisque $\sigma_{b1} > \sigma_{b2}$ donc il suffit de vérifier que $\sigma_{b1} < \bar{\sigma}_b$

N_s : Effort de compression à l'ELS

M_s : Moment fléchissant à l'ELS

B_0 : Section homogénéisée.

$$B_0 = b \cdot h + 15 A_s$$

- $\frac{M_s}{N_s} < \frac{h}{6}$ → Est partiellement comprimée.

Pour calculer la contrainte du béton on détermine la position de l'axe neutre :

$$y_1 = y_2 + l_c$$

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

y_1 : La distance entre l'axe neutre à l'ELS et la fibre la plus comprimé.

y_2 : La distance entre l'axe neutre à l'ELS et le centre de pression C_p .

l_c : La distance entre le centre de pression C_p et la fibre la plus comprimée.

y_2 est obtenu avec la résolution de l'équation suivante : $y_2^3 + p \cdot y_2 + q = 0$

$$\text{Avec : } l_c = \frac{h}{2} - e_s$$

$$p = -3 \times l_c^2 - 6 \times n \cdot \bar{A}_u \cdot \frac{l_c - c'}{b} + 6 \times n \cdot A_u \cdot \frac{d - l_c}{b}$$

$$q = -2 \times l_c^3 - 6 \times n \cdot \bar{A}_u \cdot \frac{(l_c - c')^2}{b} - 6 \times n \cdot A_u \cdot \frac{(d - l_c)^2}{b}$$

Pour la résolution de l'équation, on calcul Δ : $\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}$

Si $\Delta \geq 0$: $t = 0.5 \cdot (\sqrt{\Delta} - q)$; $u = \sqrt[3]{t}$; $y_2 = u - \frac{p}{3 \cdot u}$

Si $\Delta < 0 \Rightarrow$ L'équation admet trois racines :

$$y_2^1 = a \cdot \cos\left(\frac{\alpha}{3}\right) \quad ; \quad y_2^2 = a \cdot \cos\left(\frac{\alpha}{3} + \frac{2\pi}{3}\right) \quad ; \quad y_2^3 = a \cdot \cos\left(\frac{\alpha}{3} + \frac{4\pi}{3}\right)$$

$$\text{Avec : } \alpha = \arccos\left(\frac{3 \cdot q}{2 \cdot p} \times \sqrt{\frac{-3}{p}}\right) \quad ; \quad a = 2 \cdot \sqrt{\frac{-p}{3}}$$

On tiendra pour y_2 la valeur positive ayant un sens physique tel que :

$$0 < y_1 = y_2 + l_c < h$$

$$\text{Donc : } y_1 = y_2 + l_c$$

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15 \times [A_s \cdot (d - y_1)^2 + A'_s \cdot (y_1 - d')^2]$$

Finalement la contrainte de compression dans le béton est :

$$\sigma_{bc} = \frac{y_2 \times N_s}{I} \cdot y_1 \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivant:

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

<i>Section (cm²)</i>	<i>Ns (KN)</i>	<i>Ms (KN)</i>	<i>c (cm)</i>	<i>Amin</i>	<i>σ_b (MPa)</i>	<i>σ_b (MPa)</i>	<i>obs</i>
Zone I (55*60) SOUS SOL	<i>Nmax=2055.99</i>	<i>Mcor= 2.007</i>	2.5	<i>SPC</i>	4.18	15	<i>CV</i>
	<i>Nmin = 73.71</i>	<i>Mcor= 1.693</i>	2.5	<i>SEC</i>	2.78	15	<i>CV</i>
	<i>Ncor =1001.16</i>	<i>Mcor= 24.65</i>	2.5	<i>SEC</i>	2.53	15	<i>CV</i>
Zone II (50*55)	<i>Nmax=1831.42</i>	<i>Mcor= 3.95</i>	2.5	<i>SEC</i>	4.52	15	<i>CV</i>
	<i>Nmin = 27.69</i>	<i>Mcor= 3.525</i>	2.5	<i>SEC</i>	2.34	15	<i>CV</i>
	<i>Ncor = 103.96</i>	<i>M3cor= 47.144</i>	2.5	<i>SEC</i>	2.73	15	<i>CV</i>
Zone III (45*40)	<i>Nmax=1400.42</i>	<i>M3cor=6.304</i>	2.5	<i>SEC</i>	4.325	15	<i>CV</i>
	<i>Nmin = 253.31</i>	<i>M2cor= 16.654</i>	2.5	<i>SEC</i>	1.35	15	<i>CV</i>
	<i>Ncor = 522.9</i>	<i>M3cor= 34.043</i>	2.5	<i>SEC</i>	2.78	15	<i>CV</i>
Zone IV (40*45)	<i>Nmax=864.87</i>	<i>M3cor= 8.765</i>	2.5	<i>SEC</i>	3.7	15	<i>CV</i>
	<i>Nmin = 51.06</i>	<i>M2cor= 25.394</i>	2.5	<i>SEC</i>	2.7	15	<i>CV</i>
	<i>Ncor =397.94</i>	<i>M3cor= 33.32</i>		<i>SEC</i>	3.24	15	<i>CV</i>
Zone V (35*40)	<i>Nmax=384.07</i>	<i>M2cor= 12.817</i>	2.5	<i>SEC</i>	2.71	15	<i>CV</i>
	<i>Nmin = 4.67</i>	<i>M2cor= 3.249</i>	2.5	<i>SEC</i>	1.78	15	<i>CV</i>
	<i>Ncor = 155.64</i>	<i>M3cor= 154.89</i>		<i>SEC</i>	2.34	15	<i>CV</i>

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

- Vérification au cisaillement : (RPA Art 7-4-3-2)

$$\tau_{bu} = V_u / dx b \leq \bar{\tau}_{ub} = \rho_d f_{c28}$$

Avec $\rho_d = 0.075$ si $\lambda \geq 5$

$\rho_d = 0.04$ si $\lambda < 5$.

NIV	V_u	$b(cm)$	$d(cm)$	λ_g	ρ_d	τ_{bu}	$\bar{\tau}_{ub}$	vérifier
Sous sol	17.12	55	57.5	3.57	0.04	0.054	1	ok
RDC.ET1	24.36	50	47.5	4.97	0.04	0.102	1	ok
ET2.ET3.ET4	23.36	45	43.5	4.28	0.04	0.119	1	ok
ET5.ET6.ET7	25.6	40	37.5	4.76	0.04	0.170	1	ok
Attique1 ET 2	25.9	35	33.5	5.35	0.075	0.220	1.875	ok

**Tableau VI 4: Vérification des efforts tranchants dans les poteaux
. Calcul des armatures transversales :**

✓ Diamètre des armatures transversales :

D'après le [BAEL 91] Le diamètre des armatures transversales est au moins égal à la valeur normalisée la plus proche du tiers du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent.

$$\phi_t = \frac{\phi_l}{3} = \frac{20}{3} = 6,67 \text{ mm} \quad \text{soit } \phi_t = 8 \text{ mm}$$

ϕ_l : Diamètre max des armatures longitudinales.

On adoptera pour **4HA8 = 2.01cm²**

✓ Espacement des armatures transversales :

Selon le RPA la valeur maximale de l'espacement S_t des armatures transversales est fixée comme suite :

➤ En zone nodale :

$$S_t \leq \min (10 \Phi_t^{\min}, 15 \text{ cm})$$

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

➤ En zone courante :

$$S_t \leq \text{Min} (b_l/2 ; h_l/2 ; 10 \Phi_1)$$

$$S_t \leq \text{Min} (55/2 ; 60/2 ; 10 \times 2 \text{ cm})$$

Soit : $S_t = 20 \text{ cm}$.

Où Φ_1 est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

✓ *Vérification de la quantité d'armatures transversales :*

Pour $\lambda_g \geq 5$, la quantité d'armatures transversales est donnée comme suit : $A_t^{min} = 3\% S_t \times b$

En zone courante :

➤ **Poteaux 1 :**

$$A_{min} = 0.003 \times 20 \times 55 = 3.3 \text{ cm}^2 < A_{adopté} = 3.92 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots$$

➤ **Poteaux 2 :**

$$A_{min} = 0.003 \times 20 \times 50 = 3 \text{ cm}^2 < A_{adopté} = 3.92 \text{ cm}^2$$

➤ **Poteaux 3 :**

$$A_{min} = 0.003 \times 20 \times 45 = 2.7 \text{ cm}^2 < A_{adopté} = 3.92 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots$$

➤ **Poteaux 4 :**

$$A_{min} = 0.003 \times 20 \times 40 = 2.4 \text{ cm}^2 < A_{adopté} = 3.92 \text{ cm}^2$$

➤ **Poteaux 5 :**

$$A_{min} = 0.003 \times 20 \times 35 = 2.1 \text{ cm}^2 < A_{adopté} = 3.92 \text{ cm}^2$$

En zone nodale :

➤ **Poteaux 1 :**

$$A_{min} = 0.003 \times 15 \times 55 = 2.4 \text{ cm}^2 < A_{adopté} = 3.92 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots$$

➤ **Poteaux 2 :**

$$A_{min} = 0.003 \times 15 \times 50 = 2.25 \text{ cm}^2 < A_{adopté} = 3.92 \text{ cm}^2$$

➤ **Poteaux 3 :**

$$A_{min} = 0.003 \times 15 \times 45 = 2.025 \text{ cm}^2 < A_{adopté} = 3.92 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots$$

➤ **Poteaux 4 :**

$$A_{min} = 0.003 \times 15 \times 40 = 1.8 \text{ cm}^2 < A_{adopté} = 3.92 \text{ cm}^2$$

➤ **Poteaux 5 :**

$$A_{min} = 0.003 \times 15 \times 35 = 1.57 \text{ cm}^2 < A_{adopté} = 3.92 \text{ cm}^2$$

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

V-2) FERRAILLAGE DES POUTRES

INTRODUCTION :

Les poutres seront ferrillées à l'ELU en flexion simple et vérifiées à l'ELS.

La sollicitation maximale est déterminée par les combinaisons suivantes :

$$a- \quad 1,35 G + 1,5 Q \rightarrow \quad ELU$$

$$b- \quad G + Q \pm E \quad \rightarrow \quad RPA 2003$$

$$0,8G \pm E \quad \rightarrow \quad RPA 2003$$

V.2.1) Recommandation du RPA99 version 2003 :

V.2.1-a) Armatures longitudinales :

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de : 0.5 % en toute section.

$$\text{Poutres principales : } A_{\min} = 0.005 \times 30 \times 45 = 6,75 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poutres secondaires : } A_{\min} = 0.005 \times 30 \times 45 = 6,75 \text{ cm}^2$$

-Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est

En zone courante : 4 %

En zone de recouvrement : 6 %

⇒ En zone courante :

$$\text{Poutres principales : } A_{\max} = 0,04 \times 30 \times 45 = 54 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poutre secondaire } A_{\max} = 0,04 \times 30 \times 45 = 54 \text{ cm}^2$$

⇒ En zone de recouvrement :

$$\text{Poutre principale : } A_{\max} = 0,06 \times 30 \times 45 = 81 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poutre secondaire : } A_{\max} = 0,06 \times 30 \times 45 = 81 \text{ cm}^2$$

- La longueur de recouvrement est de : 40Φ (zone II a)

- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90° .

- Espacement maximum de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœud.

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

-Les cadres de nœuds disposées comme armatures transversales des poteaux, sont constituées de deux U superposés formant un carré ou un rectangle, la direction de recouvrement de ces U doivent être alterner.

Néanmoins, il faudra veiller à ce qu'au moins un côté fermé des U d'un cadre soit disposé de sorte à supposer à la poussée au vide des crochets droit des armatures longitudinales des poutres.

V.2.1-b) Armatures transversales :

- La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b$$

-L'espacement maximal entre les armatures transversales est donnée comme suit :

$$S_t = \min (h/4 ; 12\varnothing) \quad \rightarrow \text{En zone nodale}$$

$$S_t \leq h/2 \quad \rightarrow \text{En dehors de la zone nodale}$$

La valeur de diamètre Φ_t des armatures longitudinales à adopter est le plus petit diamètre utilisé et dans le cas d'une section en travée avec des armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm de nu de l'appui ou l'encastrement.

V.2. 2) Etapes de calcul des armatures longitudinales

Calcul du moment réduit « μ » :

$$\mu = \frac{M}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

Calcul du moment réduit limite « μ_1 » :

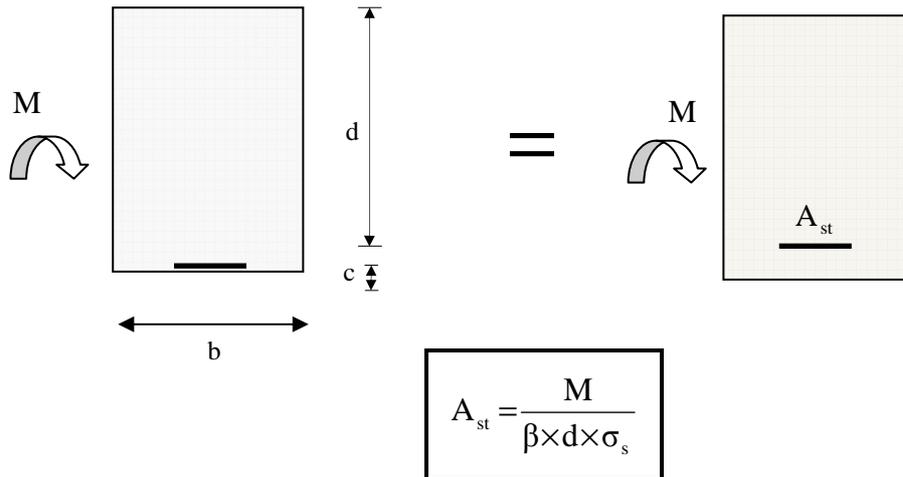
Le moment réduit limite μ_1 est égale à **0.392** pour les combinaisons aux états limites, et pour les combinaisons accidentelles du RPA.

1) On compare les deux moments réduits « μ » et « μ_1 » :

➤ **1er cas :** $\mu \leq \mu_1 \Rightarrow$ Section simplement armée (SSA)

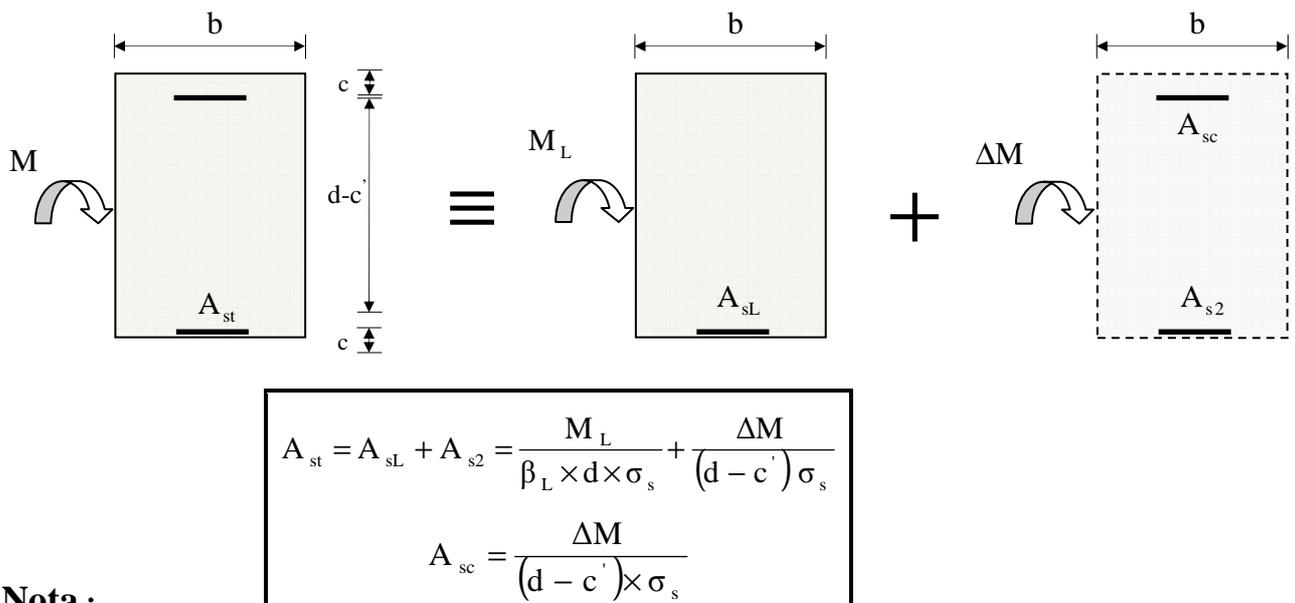
Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $\rightarrow A_{sc} = 0$.

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX



➤ **2ème cas :** $\mu \geq \mu_l \Rightarrow$ Section doublement armée (SDA)

La section réelle est considérée comme équivalente à la somme des deux sections fictives.



Nota :

En raison des coefficients de sécurité qui diffèrent, une distinction sera faite entre les moments à l'ELU et ceux des combinaisons accidentelles.

M_{elu} : Moment max à l'ELU

M_{sa} : Moment max du aux combinaisons accidentelles.

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

➤ Ferraillage des poutres principales (30x45)

Ferraillage des poutres principales.

	$M_u(KN)$	$A_t(cm^2)$	A_{min}	$A_{adoptée}$	ferraillage
travée	107.524	6.71	6.75	8.01	3HA14 fil+3HA12 chap
appuis	134.744	8.56	6.75	9.24	3HA14+3HA14

➤ Ferraillage des poutres secondaire(30x45)

	$M_u(KN)$	$A_{sc}(cm^2)$	A_{min}	$A_{adoptée}$	ferraillage
travée	60.703	4.23	6.75	8.01	3HA14 fil+3HA12 chap
appuis	117.246	8.52	6.75	9.24	3HA14+3HA14

V.2.3) Vérifications à l'ELU:

- **Condition de non fragilité: [Art A.4.1,1/BAEL91 modifiées 99]**

Poutres principales de $(30 \times 45) \text{ cm}^2$: $A_{min} = 0.23 \times 30 \times 42.5 \times \frac{2.1}{400} =$

$1.52 < 8.01 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{vérifiée}$

- Poutres secondaires de $(30 \times 45) \text{ cm}^2$: $A_{min} = 0.23 \times 30 \times 42.5 \times \frac{2.1}{400}$

$= 1.52 < 8.01 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{vérifiée}$

- **Justification de l'effort tranchant : (BAEL91.art A.5.1)**

Les poutres soumises à des efforts tranchants sont justifiées vis-à-vis de l'état limite ultime, cette justification est conduite à partir de la contrainte tangente « τ_u », prise conventionnellement

égale à :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd}$$

T_u^{\max} : Effort tranchant max à l'ELU.

- Poutres principales $\tau_u = \frac{131.52 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.425} = 1.03 \text{ MPa.}$

- Poutres secondaires $\tau_u = \frac{128.75 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.43} = 1 \text{ MPa.}$

-

Dans le cas où la fissuration est peu nuisible, la contrainte doit vérifier :

$\tau_u \leq \tau_u$; avec :

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa}\right) \Rightarrow \bar{\tau}_u = \min(0.2 \times 25 / 1.5; 5\text{MPa}) =$$

3.33MPa → les conditions sont vérifiées

➤ **Influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales :** **(BAEL91.art A.5.1.321)**

Lorsqu'au droit d'un appui: $T_u - \frac{M_u}{0.9d} > 0$; on doit prolonger au delà de l'appareil de l'appui, une section d'armatures pour équilibrer un moment égale à $(T_u - \frac{M_u}{0.9d}) \frac{1}{\sigma_{st}}$

$$D'où : A_s \geq \frac{1.15}{f_e} \left(V_u - \frac{M_u}{0.9d} \right)$$

$$\text{- Poutres principales: } 131.52 - \frac{134.744}{0.9 \times 0.425} = -220.7 < 0$$

$$\text{- Poutres secondaires : } 128.75 - \frac{117.246}{0.9 \times 0.425} = -177.77 < 0$$

➤ **Influence de l'effort tranchant sur béton au niveau des appuis :**

$$T_u \leq \bar{T}_u = 0.40 \times \frac{0.9.d.b.f_{c28}}{\gamma_b} \quad (\text{BAEL91.art A.5.1.32})$$

- Poutres principales :

$$T_u = 131.52\text{KN} < \bar{T}_u = 0.4 \times \frac{0.9 \times 0.425 \times 0.3 \times 25 \times 10^3}{1.5} = 765\text{KN} .$$

- Poutres secondaires :

$$T_u = 128.75\text{KN} < \bar{T}_u = 0.4 \times \frac{0.9 \times 0.3 \times 0.425 \times 25 \times 10^3}{1.5} = 765\text{KN} .$$

➤ **Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres au niveau des appuis :**

(Art. A.6.1.2.1, BAEL 91)

• **Vérification de la contrainte d'adhérence acier – béton :**

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

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi \cdot f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa} \quad \text{Avec : } \Psi = 1.5 \text{ Pour les aciers HA.}$$

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

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

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9d\Sigma U} < \bar{\tau}_{se} \quad \text{Avec : } \Sigma U : \text{ périmètre utile des aciers.}$$

- Poutres principales : $\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9d\Sigma U} = \frac{131.52 \times 10^3}{0.9 \times 425 \times 244.92} = 1.4 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se}$

- Poutres secondaires : $\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9d\Sigma U} = \frac{128.75 \times 10^3}{0.9 \times 425 \times 244.92} = 1.3 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se}$

Conclusion : la contrainte d'adhérence est vérifiée.

➤ **Calcul de la longueur de scellement droit des barres** :

$$l_s = \frac{\varphi \times f_e}{4 \times \tau_{su}} \quad \text{Avec : } \tau_{su} = 0.6 \psi_s^2 f_{t28} = 2.835 \text{ Mpa}$$

Pour les T_{12} : $l_s = 42.33 \text{ cm}$

Pour les T_{14} : $l_s = 49.38 \text{ cm}$.

Pour l'encrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égales à : $0.4 l_s$, pour les aciers HA.

Pour les $\Phi 14$: $l_a = 19.75 \text{ cm}$.

Pour les $\Phi 12$: $l_a = 16.93 \text{ cm}$.

➤ **Calcul des armatures transversales** :

Selon le BAEL91, le diamètre des armatures transversales doit vérifier :

$$\Phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}, \Phi_1, \frac{b}{10} \right) = \min (1.28; 1.4; 3) \quad \text{où } \Phi_1 \text{ est le plus petit}$$

diamètre utilisé dans le ferrailage. Soit $\Phi_t = 12 \text{ mm}$

On choisira un cadre et un étrier ; soit $A_t = 4HA12 = 4.52 \text{ cm}^2$

➤ **Calcul des espacements** :

- **Zone nodale** : $S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}, 12\Phi_1, 30 \text{ cm} \right)$

- Poutres principales (30×45) : $S_t = 10 \text{ cm}$

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

- Poutres secondaires (30×45) : $S_t = 10\text{cm}$

soit $S_t = 10\text{cm}$

- **Zone courante** : $S_t \leq \frac{h}{2}$

-Poutres principales de (30×45) : $S_t = 20\text{cm}$.

-Poutres secondaires de de (30×45) : $S_t = 20\text{cm}$.

➤ **Armatures transversales minimales** :

La quantité d'armatures minimales est :

$$A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35\text{cm}^2$$

$$A_t > A_t^{\min} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

V.2.4.vérification à l'ELS

➤ **Etat limite d'ouverture des fissures** :

Dans le béton

$$\sigma \leq \bar{\sigma} = 15\text{MPa}$$

Dans l'acier

La fissuration est peu nuisible dans se n'est pas nécessaire de la vérifier
Les résultats des vérifications à l'ELS sont donnés dans les tableaux suivants :

Sens principale

	$M_s(\text{KN})$	$\sigma(\text{MPa})$	$\bar{\sigma}(\text{MPa})$	Vérification
Travée	44.058	5.26	15	Ok
Appuis	76.44	8.27	15	Ok

Sens secondaire

	$M_s(\text{KN})$	$\sigma(\text{MPa})$	$\bar{\sigma}(\text{MPa})$	Vérification
Travée	44.095	7.45	15	Ok
appuis	85.158	10.6	15	Ok

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

➤ Etat limite de déformation

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

➤ Calcul de la flèche

On fait le calcul pour la plus grande travée dans les deux sens.

$$\text{Sens longitudinal, la flèche admissible : } \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{5000}{500} = 10 \text{ mm}$$

$$\text{Sens transversal, la flèche admissible : } \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{5000}{500} = 10 \text{ mm}$$

$$\text{La valeur de la flèche est : } f = \frac{M_s \times L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}}$$

$$\text{Avec : } E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \times \sqrt[3]{25} = 10818.87 \text{ MPa}$$

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

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + (\lambda \times u)}$$

I_0 : Moment d'inertie total de la section homogénéisée ($n=15$) par rapport au CDG de la section.

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15 \left[A_s \left(\frac{h}{2} - c' \right)^2 + A_s' \left(\frac{h}{2} - c \right)^2 \right] = \frac{bh^3}{12} + 15 \left[A_s \left(\frac{h}{2} - c' \right)^2 \right]$$

ρ : Rapport des aciers tendus à celui de la section utile de la nervure

$$\text{(pourcentage d'armatures). } \rho = \frac{A}{b_0 \cdot d}$$

La contrainte dans les aciers tendus : σ_s est calculée précédemment.

Calcul des coefficients :

$$\lambda_v = \frac{0.02 \times f_{t28}}{5 \times \rho} = \frac{0.0084}{\rho} \quad ; \quad \mu = \max \left\{ 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}} ; 0 \right\}$$

Les résultats sont représentés dans les tableaux suivants :

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

Poutre	Ms(KN.m)	L(cm)	h(cm)	A(cm²)	ρ	λ	μ	I₀(cm⁴)	I_v(cm²)	f (cm)	OBS
Principale	44.058	500	45	8.01	0.628	1.33	0.945	275872.5	134461.639	0.76	Vérifiée
Secondaire	44.095	500	45	8.01	0.628	1.33	0.945	275872.5	134461.639	0.76	Vérifiée

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

V.3) FERRAILLAGE DES VOILES

INTRODUCTION:

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et des forces horizontales. Le ferrailage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q), ainsi que sous l'action des sollicitations horizontales dues aux séismes.

Pour faire face à ces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures :

- Armatures verticales,*
- Armatures horizontales,*
- Armatures transversales.*

Après avoir fait le calcul du ferrailage pour tous les voiles, nous avons constaté qu'il est possible d'adopter le même type de ferrailage pour un certain nombre de niveaux, pour ce la on ferraille nos voiles par zones :

- Zone I : Sous sol*
- Zone II : RDC –ET1*
- Zone III : 2^{ème}, 3^{ème} et 4^{ème} étages*
- Zone IV: 5^{ème}, 6^{ème} étages et 7^{ème} étages*
- Zone V: Attique 1 et 2*

-Combinaison d'action :

Les combinaisons d'action sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre sont données ci-dessous :

$$\begin{array}{l} \text{Selon le BAEL 91} \\ \text{Selon le RPA révisé 2003} \end{array} \left\{ \begin{array}{l} 1.35 G + 1.5 Q \\ G + Q \\ G + Q \pm E \\ 0.8 G \pm E \end{array} \right.$$

V.3.1) Ferrailage des trumeaux

La méthode utilisée est la méthode de RDM qui se fait pour une bande de largeur (d).

V.3.1.1.) Exposé de la méthode :

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N , M) en utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M \cdot V}{I}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M \cdot V'}{I}$$

Avec :

B : section du béton.

I : moment d'inertie du trumeau.

V et V' : bras de levier, $V = V' = L_{\text{voile}} / 2$

Dans ce cas le diagramme des contraintes sera relevé directement du fichier résultats.

Le découpage de diagramme des contraintes en bandes de largeur (d) donnée par :

$$d \leq \min \left(\frac{h_e}{2} ; \frac{2}{3} L_c \right)$$

h_e : hauteur entre nus des planchers du voile considéré

L_c : la longueur de la zone comprimée

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \cdot L$$

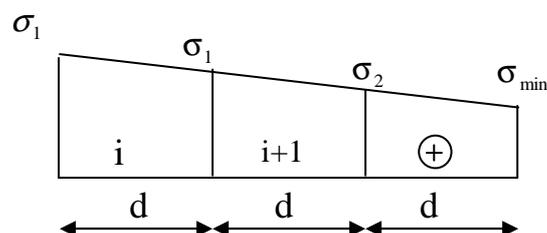
L_t : longueur tendue = $L - L_c$

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des Diagrammes des contraintes obtenues :

-Section entièrement comprimée :

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d \cdot e$$



CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

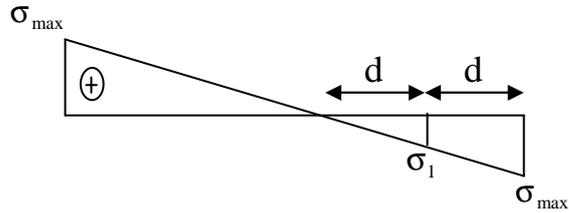
Avec :

e : épaisseur du voile.

-Section partiellement comprimée :

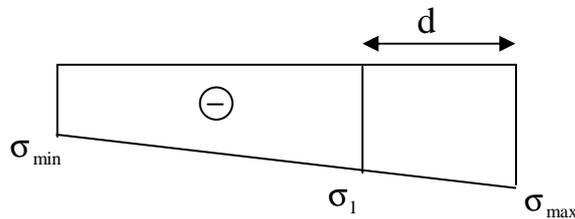
$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$



-Section entièrement tendue :

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$



V.3.1.2) Armatures verticales :

-Section entièrement comprimée :

$$A_v = \frac{N_i + B \cdot f_{c28}}{\sigma_{s2}}$$

B : section du voile.

σ_{s2} : Contrainte de l'acier = 348 MPa.

-Section partiellement comprimée :

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

σ_s : Contrainte de l'acier = 348 MPa.

-Section entièrement tendue :

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_{s2}}$$

σ_s : Contrainte de l'acier = 348 MPa.

V.3.1.3) Armatures minimales :

-Pour une Section entièrement comprimée :

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

$$A_{\min} \geq 4 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad (\text{Art A.8.1, 21BAEL91 modifiées 99})$$

$$0.2 \% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 0.5 \% \quad (\text{Art A.8.1, 21BAEL91 modifiées 99})$$

-Pour une Section entièrement tendue

$$A_{\min} \geq \max \left\{ \frac{B f_{t28}}{f_e}; 0.15\% B \right\}$$

-Section partiellement comprimée :

$$A_{\min} \geq \max \left\{ \frac{0.23 B f_{t28}}{f_e}; 0.005 B \right\}$$

Avec :

B : section du béton tendue

Le pourcentage minimum des armatures verticales de la zone tendue doit rester au moins égal à 0.2 % de la section horizontale du béton tendu.

V.3.1.4) Armatures horizontales :

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10Φ et disposées de manière à servir de cadre armatures aux armatures verticales.

$$A_H = \frac{A_V}{4}$$

$A_h \geq 0.15\% B$ **Globalement dans la section du voile**

$A_h \geq 0.10\% B$ **En zone courante**

***B* : Section du béton**

***A_V* : Section d'armature verticale.**

V.3.1.5) Armatures transversales :

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends.

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'article 7.7.4.3 du RPA 2003.

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingles au mètre carré.

V.3.1.6) Armatures de coutures :

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule:

$$A_{vj} = 1.1 \frac{T}{f_e}$$

$$\text{Avec : } T = 1.4 V_u$$

V_u : Effort tranchant calculé au niveau considéré.

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'acier tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

V.3.1.7) Armature pour les potelets :

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est $\geq 4HA10$ avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

V.3.1.8.) Espacement :

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S_t \leq \min\{1,5e, 30\text{cm}\} \quad \text{Art 7.7.4.3 RPA99 (version 2003).}$$

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 :

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

Elles doivent être égales à :

- 40Φ pour les barres situées dans les zones où le recouvrement du signe des efforts est possible.

- 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous action de toutes les combinaisons possibles de charges.

-Diamètre minimal :

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser $\frac{1}{10}$ de l'épaisseur du voile.

V.3.2) Vérification :

V.3.2.1) Vérification à L'ELS :

Pour cet état, il considère :

$$N_{ser} = G + Q$$

$$\sigma_b = \frac{N}{B + 15 \cdot A} \leq \bar{\sigma}_b$$

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec :

N_{ser} : Effort normal appliqué.

B : Section du béton.

A : Section d'armatures adoptée.

V.3.2.2) Vérification de la contrainte de cisaillement :

-D'après le RPA99 révisé 2003 :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \cdot f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \cdot d}$$

$$V = 1.4 \cdot V_{u, \text{calcul}}$$

Avec :

b_0 : Epaisseur du linteau ou du voile

d : Hauteur utile ($d = 0.9 h$)

h : Hauteur totale de la section brute

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

-D'après le BAEL 91 :

Il faut vérifier que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$
$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d}$$

Avec :

τ_u : contrainte de cisaillement

$$\tau_u = \min \left(0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 4 \text{MPa} \right), \text{ Pour la fissuration préjudiciable.}$$

V.3.2.3) Exemple de calcul :

Soit à calculer le ferrailage du voile longitudinal $V L_1 = 0.9m$ sur la zones (I):

$$L = 0.6m.$$

$$e = 0,2m .$$

$$\sigma_{max} = 6190.07 \text{KN/m}^2.$$

$$\sigma_{min} = 6734.4 (\text{KN/m}^2).$$

$$L_c = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} \cdot L$$

$$L_c = 0,29m \rightarrow L_t = L - L_c = 0,31m.$$

$$d = 0.156m ,$$

$$\sigma_1 = \frac{(L_t - d) \sigma_{min}}{L_t} \Rightarrow \{ \sigma_1 = 526.352 \text{KN/m}^2 \}$$

$$N_1 = \frac{\sigma_{min} + \sigma_1}{2} \times d \times e = 198.86 \text{KN}$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e = 8.228 \text{KN}$$

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

-Armatures verticales :

$$A_1 = \frac{N_1}{\sigma_s} = 2.84 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = \frac{N_2}{\sigma_s} = 0.21 \text{ cm}^2$$

- Armatures de couture:

$$A_{vj} = 1.1 \frac{\bar{T}}{f_e} \text{ Avec : } \bar{T} = 1.4 T$$

$$A_{vj} = 3.5 \text{ cm}^2$$

- Détermination de la section d'armatures verticale totale par nappe :

$$A_{v1} = A_1 + A_{vj}/4 = 3.5 \text{ cm}^2 / \text{bande}$$

$$A_{v2} = A_2 + A_{vj}/4 = 3.71 \text{ cm}^2 / \text{bande}$$

-Armatures minimales :

$$A_{\min} \geq \max \left(\frac{0.23 B f_{t28}}{f_e} ; 0,005 \cdot B \right) A_{\min} \geq 1.08 \text{ cm}^2$$

On adopte :

$$A_{v1} = 2 \text{ HA } 16 / \text{bande/nappe} = 4.02 \text{ cm}^2 \text{ Avec } St = 10 \text{ cm.}$$

$$A_{v2} = 2 \text{ HA } 16 / \text{bande/nappe} = 4.02 \text{ avec } St = 12 \text{ cm.}$$

-Armatures horizontales :

$$A_h = A_v / 4 = 1.01 \text{ cm}^2.$$

-Section minimale

D'après le RPA 2003 :

$$AH \geq 0,15\% B \quad AH \geq 2.7$$

Soit $3 \text{ HA } 12 / \text{nappe/ml} = 3,39 \text{ cm}^2 / \text{ ml/nappe}$ avec : $St = 30 \text{ cm.}$

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

-Armature transversales :

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au minimum par (04) épingles au mètre

Carré soit HA8.

-Vérification des contraintes de cisaillement :

-BAEL 91 :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = 0.841 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.841 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- RPA99 révisé 2003 :

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot d} = 1.178 \text{ MPa}$$

$$T = 1.4 \times V_u$$

$$\tau_b = 1.178 \text{ MPa} < \tau_b = 0.2 \times f_{c28} = 5 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

-Vérification à l'ELS :

Il faut vérifier que : $\sigma_b \leq 0.6 \times f_{c28}$

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B + 15 \times A_s} = 3.34 \text{ MPa} \leq 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 3.34 \text{ MPa} \leq 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

NB : *les voiles seront coulés sur toute leur longueur par étage sans reprise de bétonnage ce qui fait qu'on n'aura pas besoin d'armatures de coutures.*

-Le ferrailage d'autres voiles dans les différentes zones est donné sous forme de tableaux :

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

Ferrailage du voile VL1 = 0.9m

Zones		Zone I	Zone II	zone III	zone IV	zone V	
Caractéristiques géométriques	<i>L (m)</i>	0.6	0.625	0.65	0.675	0.7	
	<i>e (m)</i>	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	
	<i>B (m)</i>	0.12	0.125	0.13	0.135	0.14	
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m ²]	6190.07	4188.04	3250.76	2209.03	1518.44	
	σ_{min} [KN/m ²]	6734.4	4634.3	3896.76	3185.72	2244.16	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	
	<i>V_u (kN)</i>	90.84	70.13	65.27	70.09	32.28	
	<i>L₁ (m)</i>	0.31	0.33	0.35	0.40	0.42	
	<i>L_c (m)</i>	0.29	0.30	0.30	0.28	0.28	
	<i>d (m)</i>	0.156	0.164	0.177	0.199	0.209	
	σ_1 [KN/m ²]	526.352	2317.150	1948.380	1592.860	1122.080	
	<i>N (kN)</i>	<i>N₁</i>	113.50	114.11	103.57	95.24	70.27
		<i>N₂</i>	8.228	38.037	34.523	31.746	23.424
	<i>A_v (cm²)</i>	<i>A_{v1}</i>	2.84	2.85	2.59	2.38	1.76
		<i>A_{v2}</i>	0.21	0.95	0.86	0.79	0.59
	<i>A_{vj} (cm²)</i>		3.50	2.70	2.51	2.70	1.24
	<i>A (cm²)</i>	<i>A1=A_{v1}+A_{vj}/4</i>	3.71	3.53	3.22	3.06	2.07
		<i>A2=A_{v2}+A_{vj}/4</i>	1.08	1.63	1.49	1.47	0.90
	<i>A_{min} (cm²)</i>		1.64	1.72	1.86	2.09	2.19
	<i>A_v adopté (cm²)</i>	Bonde 1	4.02	4.02	4.02	4.02	3.08
		Bonde 2	4.02	4.02	3.08	2.26	2.26
	Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde 1	2HA16	2HA16	2HA16	2HA14
			Bonde 2	2HA16	2HA16	2HA14	2HA12
<i>S_t (cm)</i>		Bonde 1	10cm	10cm	10cm	10cm	10cm
		Bonde 2	12cm	12cm	12cm	12cm	12cm
<i>A_{Hmin} = 0.0015*B (cm²)/bande</i>			0.47	0.49	0.53	0.60	0.63
<i>A_H /nappe (cm²)</i>			1.01	1.01	1.01	1.01	0.77
Choix des barres/nappe (cm²)			3HA12/nappe	3HA12/nappe	3HA12/nappe	3HA12/nappe	3HA12/nappe
<i>S = 30cm</i>		(A=3,39cm ²)	(A=3,39cm ²)	(A=3,39cm ²)	(A=3,39cm ²)	(A=3,39cm ²)	
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m²				
	contrainte	τ_u (MPa)	0.841	0.623	0.558	0.577	0.256
		τ_b (MPa)	1.178	0.873	0.781	0.808	0.359
	ELS	<i>N_s (kN)</i>	440.97	439.43	384.98	282.24	133.89
σ_b (MPa)		3.34	3.21	2.76	1.95	0.90	

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

Ferrailage du voile VL2=2m

Zones		Zone I	Zone II	zone III	zone IV	zone V	
Caractéristiques géométriques	L (m)	1.7	1.725	1.75	1.775	1.8	
	e (m)	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	
	B (m)	0.34	0.345	0.35	0.355	0.36	
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m ²]	4652.56	2228.8	218.74	724.6	2747.45	
	σ_{min} [KN/m ²]	9002.16	6733.36	4948.68	4053.98	4232	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	
	V_u (kN)	549.28	374.65	258.07	172	79.1	
	L_e(m)	1.12	1.30	1.68	1.51	1.09	
	L_c(m)	0.58	0.43	0.07	0.27	0.71	
	d (m)	0.560	0.648	0.838	0.753	0.546	
	σ_1 [KN/m ²]	4501.080	3366.680	2474.340	2026.990	2116.000	
	N (kN)	N₁	756.69	654.49	622.02	457.85	346.42
		N₂	252.232	218.162	207.340	152.617	115.474
	A_v (cm²)	A_{v1}	18.92	16.36	15.55	11.45	8.66
		A_{v2}	6.31	5.45	5.18	3.82	2.89
	A_{vf} (cm²)	21.15	14.42	9.94	6.62	3.05	
	A (cm²)	A1=A_{v1}+A_{vf}/4	24.20	19.97	18.03	13.10	9.42
		A2=A_{v2}+A_{vf}/4	11.59	9.06	7.67	5.47	3.65
	A_{min} (cm²)	5.88	6.80	8.80	6.24	5.73	
	A_v adopté (cm²)	Bonde 1	28.14	21.54	21.54	15.84	15.84
		Bonde 2	12.06	9.24	9.24	6.78	6.78
	Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde 1	2×7HA16	2×7HA14	2×7HA14	2×7HA12
			Bonde 2	2×3HA16	2×3HA14	2×3HA14	2×3HA12
S_t (cm)		Bonde 1	10cm	10cm	10 cm	10cm	10cm
		Bonde 2	10cm	10cm	10cm	10cm	10cm
A_{Hmin}=0.0015*B (cm²)/bande		1.68	1.94	2.51	2.26	1.64	
A_H/nappe (cm²)		7.04	5.39	5.39	3.96	3.96	
Choix des barres/nappe (cm²)		5HA14/nappe	5HA14/nappe	6HA12/nappe	6HA12/nappe	6HA12/nappe	
S =20cm	(A=7,69cm²)	(A=7.69cm²)	(A=6,78cm²)	(A=6,78cm²)	(A=6,78cm²)		
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m²				
	contrainte	τ_u(MPa)	1.795	1.207	0.819	0.538	0.244
		τ_b(MPa)	2.513	1.689	1.147	0.754	0.342
	ELS	N_s (kN)	2967.46	1601.39	1411.59	985.73	425.03
σ_b(MPa)		7.41	4.05	3.56	2.51	1.08	

Ferrailage du voile VL3=1m

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

Zones		Zone I	Zone II	zone III	zone IV	zone V	
Caractéristiques géométriques	<i>L (m)</i>	0.7	0.725	0.75	0.775	0.8	
	<i>e (m)</i>	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	
	<i>B (m)</i>	0.14	0.145	0.15	0.155	0.16	
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m ²]	1648.31	2347.97	3134.2	3617.23	4768.83	
	σ_{min} [KN/m ²]	6408.15	6143.06	6058.83	5980.37	5364.37	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	
	<i>V_u (kN)</i>	76.01	68.63	52.89	30	12.64	
	<i>L₁(m)</i>	0.56	0.52	0.49	0.48	0.42	
	<i>L_c(m)</i>	0.14	0.20	0.26	0.29	0.38	
	<i>d (m)</i>	0.278	0.262	0.247	0.241	0.212	
	σ_1 [KN/m ²]	3204.075	3071.530	3029.415	2990.185	2682.185	
	<i>N (kN)</i>	<i>N₁</i>	267.60	241.66	224.62	216.60	170.39
		<i>N₂</i>	89.199	80.554	74.872	72.200	56.796
	<i>A_v (cm²)</i>	<i>A_{v1}</i>	6.69	6.04	5.62	5.41	4.26
		<i>A_{v2}</i>	2.23	2.01	1.87	1.80	1.42
	<i>A_{vi} (cm²)</i>		2.93	2.64	2.04	1.16	0.49
	<i>A (cm²)</i>	<i>A1=A_{v1}+A_v/4</i>	7.42	6.70	6.12	5.70	4.38
		<i>A2=A_{v2}+A_v/4</i>	2.96	2.67	2.38	2.09	1.54
	<i>A_{min} (cm²)</i>		2.92	2.75	2.60	2.54	2.22
	<i>A_v adopté (cm²)</i>	<i>Bonde 1</i>	9.24	9.24	6.78	6.78	6.78
		<i>Bonde 2</i>	4.52	4.52	4.52	4.52	4.52
	Ferrailage des voiles	<i>Choix des barres</i>	<i>Bonde 1</i>	2×3HA14	2×3HA14	2×3HA12	2×3HA12
			<i>Bonde 2</i>	2×2HA12	2×2HA12	2×2HA12	2×2HA12
<i>S_t (cm)</i>		<i>Bonde 1</i>	10cm	10cm	10 cm	10cm	10cm
		<i>Bonde 2</i>	10cm	10cm	10cm	10cm	10cm
<i>A_{Hmin}=0.0015*B (cm2)/bande</i>			0.84	0.79	0.74	0.72	0.64
<i>A_H /nappe (cm²)</i>			2.31	2.31	1.70	1.70	1.70
<i>Choix des barres/nappe (cm²)</i>			5HA10/nappe	5HA10/nappe	5HA10/nappe	5HA10/nappe	5HA10/nappe
<i>S =20cm</i>		(A=3,92cm ²)	(A=3,92cm ²)	(A=3,92cm ²)	(A=3,92cm ²)	(A=3,92cm ²)	
Vérification des contraintes	<i>Armature transversal</i>		4 Epingles HA8/m²				
	<i>contrainte</i>	τ_u (MPa)	0.603	0.526	0.392	0.215	0.088
		τ_b (MPa)	0.845	0.736	0.548	0.301	0.123
	<i>ELS</i>	<i>N_s (kN)</i>	552.79	548.46	489.71	334.44	162.45
σ_b (MPa)		3.44	3.31	2.93	1.94	0.92	

Ferrailage du voile VL4=1.7m

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

Zones		Zone I	Zone II	zone III	zone IV	zone V	
Caractéristiques géométriques	L (m)	1.4	1.425	1.45	1.475	1.5	
	e (m)	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	
	B (m)	0.28	0.285	0.29	0.295	0.3	
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m ²]	7830.76	1067.96	367.15	1162.24	3260.56	
	σ_{min} [KN/m ²]	11351.34	7245.42	5366.62	4737.06	4259.21	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	
	V _u (kN)	231.26	239.18	164.36	102.28	51.95	
	L _e (m)	0.83	1.24	1.36	1.18	0.85	
	L _c (m)	0.57	0.18	0.09	0.29	0.65	
	d (m)	0.414	0.621	0.679	0.592	0.425	
	σ_1 [KN/m ²]	5675.670	3622.710	2683.310	2368.530	2129.605	
	N (kN)	N ₁	705.32	674.88	546.25	420.80	271.40
		N ₂	235.107	224.960	182.083	140.265	90.466
	A _v (cm ²)	A _{v1}	17.63	16.87	13.66	10.52	6.78
		A _{v2}	5.88	5.62	4.55	3.51	2.26
	A _{vi} (cm ²)		8.90	9.21	6.33	3.94	2.00
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _v /4	19.86	19.17	15.24	11.50	7.28
		A2=A _{v2} +A _v /4	8.10	7.93	6.13	4.49	2.76
	A _{min} (cm ²)		4.35	6.52	7.13	6.22	4.46
	A _v adopté (cm ²)	Bonde 1	20.1	20.1	15.38	15.38	11.3
		Bonde 2	8.04	8.04	8.04	6.16	6.78
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde 1	2×5HA16	2×5HA16	2×5HA14	2×5HA14	2×5HA12
		Bonde 2	2×2HA16	2×2HA16	2×2HA16	2×2HA14	2×2HA14
	S _t (cm)	Bonde 1	10cm	10cm	10cm	10cm	10cm
		Bonde 2	15 cm	15cm	15cm	15cm	15cm
	A _{Hmin} =0.0015*B (cm ²)/bande		1.24	1.86	2.04	1.78	1.27
	A _H /nappe (cm ²)		5.03	5.03	3.85	3.85	2.83
	Choix des barres/nappe (cm ²)		5HA14/nappe	5HA14/nappe	6HA12/nappe	6HA12/nappe	4HA12/nappe
S =30cm		(A=7,69cm ²)	(A=7,69cm ²)	(A=6,78cm ²)	(A=6,78cm ²)	(A=4,52cm ²)	
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²				
	contrainte	τ_u (MPa)	0.918	0.932	0.630	0.385	0.192
		τ_b (MPa)	1.285	1.305	0.882	0.539	0.269
	ELS	N _s (kN)	1413.06	1373.83	1175.9	837.87	869.25
σ_b (MPa)		4.39	4.20	3.62	2.56	2.66	

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

Ferrailage du voile VT1=2m

		Zone I	Zone II	zone III	zone IV	zone V	
Caractéristiques géométriques	L (m)	1.725	1.75	1.775	1.8	1.825	
	e (m)	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	
	B (m)	0.345	0.35	0.355	0.36	0.365	
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m ²]	8236.23	3578.16	885.02	1716.76	1538.06	
	σ_{min} [KN/m ²]	12466.78	7225.9	3448.39	3283.57	2703.67	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	
	V_u (kN)	387.04	417.44	262.03	102.28	51.95	
	L_c(m)	1.04	1.17	1.41	1.18	1.16	
	L_c(m)	0.69	0.58	0.36	0.62	0.66	
	d (m)	0.519	0.585	0.706	0.591	0.582	
	σ_t [KN/m ²]	6233.390	3612.950	1724.195	1641.785	1351.835	
	N₁	N (kN)	971.24	634.30	365.31	291.09	235.88
	N₂		323.746	211.434	121.770	97.030	78.626
	A_{v1}	A_v (cm²)	24.28	15.86	9.13	7.28	5.90
	A_{v2}		8.09	5.29	3.04	2.43	1.97
	A_{v1} (cm²)		14.90	16.07	10.09	3.94	2.00
	AI=A_{v1}+A_{v2}/4	A (cm²)	28.01	19.88	11.65	8.26	6.40
	A2=A_{v2}+A_{v1}/4		11.82	9.30	5.57	3.41	2.47
	A_{min} (cm²)		5.45	6.14	7.42	6.21	6.11
	Bonde1	A_v adopté (cm²)	28.14	21.54	15.84	15.84	15.84
	Bonde 2		12.06	9.24	6.78	6.78	6.78
	Ferrailage des voiles	Bonde1	Choix des barres	2×7HA16	2×7HA14	2×7HA12	2×7HA12
		Bonde 2		2×3HA16	2×3HA14	2×3HA12	2×3HA12
Bonde1		S_t (cm)	10cm	10cm	10cm	10cm	
Bonde 2			12cm	12cm	12cm	12cm	
A_{Hmin}=0.0015*B (cm2)/bande			1.56	1.76	2.12	1.77	1.74
A_H/nappe (cm²)			7.04	5.39	3.96	3.96	3.96
Choix des barres/nappe (cm²)			5HA14/nappe	5HA14/nappe	6HA12/nappe	6HA12/nappe	6HA12/nappe
S =30cm		(A=7,69cm ²)	(A=7,69cm ²)	(A=6,78cm ²)	(A=6,78cm ²)	(A=6,78cm ²)	
Vérification des contraintes	Armature transversal	4EpinglesHA8/m²					
	τ_u(MPa)	contrainte	1.247	1.325	0.820	0.316	0.158
	τ_b(MPa)		1.745	1.855	1.148	0.442	0.221
	N_s (kN)	ELS	1026.13	968.29	817.43	558.68	259.22
σ_b(MPa)	2.53		2.44	2.10	1.42	0.65	

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

Ferrailage du voile VT2=2.55m

		Zone I	Zone II	zone III	zone IV	zone V	
Caractéristiques géométriques	<i>L (m)</i>	2.275	2.3	2.325	2.35	2.375	
	<i>e (m)</i>	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	
	<i>B (m)</i>	0.455	0.46	0.465	0.47	0.475	
Sollicitations de calcul	$\sigma_{max} [KN/m^2]$	3785.38	1341.77	188.61	710.69	1803.28	
	$\sigma_{min} [KN/m^2]$	7433.48	4743.97	3333.64	2783.6	2382.14	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	
	<i>V_u (kN)</i>	350.15	394.34	286.28	182.08	51.95	
	<i>L_l(m)</i>	1.51	1.79	2.20	1.87	1.35	
	<i>L_c(m)</i>	0.77	0.51	0.12	0.48	1.02	
	<i>d (m)</i>	0.754	0.896	1.100	0.936	0.676	
	$\sigma_I [KN/m^2]$	3716.740	2371.985	1666.820	1391.800	1191.070	
	<i>N₁</i>	N (kN)	840.38	637.91	550.18	390.83	241.50
	<i>N₂</i>		280.128	212.637	183.392	130.275	80.501
	<i>A_{v1}</i>	A_v (cm²)	21.01	15.95	13.75	9.77	6.04
	<i>A_{v2}</i>		7.00	5.32	4.58	3.26	2.01
	<i>A_{v1} (cm²)</i>		13.48	15.18	11.02	7.01	2.00
	<i>A1=A_{v1}+A_{v1}/4</i>	A (cm²)	24.38	19.74	16.51	11.52	6.54
	<i>A2=A_{v2}+A_{v1}/4</i>		10.37	9.11	7.34	5.01	2.51
	<i>A_{min} (cm²)</i>		7.91	9.41	11.55	9.83	7.10
	<i>Bonde1</i>	A_v adopté (cm²)	28.14	21.54	21.54	15.84	15.84
	<i>Bonde 2</i>		12.06	9.23	9.23	6.78	6.78
	Ferrailage des voiles	<i>Bonde1</i>	Choix des barres	2×7HA16	2×7HA14	2×7HA14	2×7HA12
		<i>Bonde 2</i>		2×3HA16	2×3HA14	2×3HA14	2×3HA12
<i>Bonde1</i>		S_t (cm)	10 cm	10 cm	10 cm	10 cm	
<i>Bonde 2</i>			15cm	15cm	15cm	15cm	
<i>A_{Hmin}=0.0015*B (cm2)/bande</i>			2.26	2.69	3.30	2.81	2.03
<i>A_H/nappe (cm²)</i>			7.04	5.39	5.39	3.96	3.96
<i>Choix des barres/nappe (cm²)</i>			5HA14/nappe	5HA14/nappe	5HA14/nappe	4HA12/nappe	4HA12/nappe
<i>S =20cm</i>		(A=7,69cm ²)	(A=7,69cm ²)	(A=7.69cm ²)	(A=4,52cm ²)	(A=4,52cm ²)	
Vérification des contraintes	Armature transversal	4 Epingles HA8/m²					
	$\tau_u (MPa)$	contrainte	0.855	0.953	0.684	0.430	0.122
	$\tau_b (MPa)$		1.197	1.334	0.958	0.603	0.170
	<i>N_s (kN)</i>	ELS	1105.58	1094.61	937.12	631.73	276.16
$\sigma_b (MPa)$	2.15		2.14	1.83	1.25	0.54	

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

Ferrailage du voile VT3=2.33m

		Zone I	Zone II	zone III	zone IV	zone V	
Caractéristiques géométriques	<i>L (m)</i>	2.055	2.08	2.105	2.13	2.155	
	<i>e (m)</i>	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	
	<i>B (m)</i>	0.411	0.416	0.421	0.426	0.431	
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m ²]	3785.56	1317.26	169.72	589.75	1897.81	
	σ_{min} [KN/m ²]	8134.43	5293.5	3305.95	3062.58	2694.96	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	
	<i>V_u (kN)</i>	305.94	265.3	197.78	142.15	78.53	
	<i>L_r(m)</i>	1.40	1.67	2.00	1.79	1.26	
	<i>L_c(m)</i>	0.65	0.41	0.10	0.34	0.89	
	<i>d (m)</i>	0.701	0.833	1.001	0.893	0.632	
	σ_1 [KN/m ²]	4067.215	2646.750	1652.975	1531.290	1347.480	
	<i>N₁</i>	<i>N (kN)</i>	855.56	661.24	496.44	410.25	255.59
	<i>N₂</i>		285.187	220.413	165.480	136.749	85.196
	<i>A_{v1}</i>	<i>A_v (cm²)</i>	21.39	16.53	12.41	10.26	6.39
	<i>A_{v2}</i>		7.13	5.51	4.14	3.42	2.13
	<i>A_{vi} (cm²)</i>		11.78	10.21	7.61	5.47	3.02
	<i>A1=A_{v1}+A_{vi}/4</i>	<i>A (cm²)</i>	24.33	19.08	14.31	11.62	7.15
	<i>A2=A_{v2}+A_{vi}/4</i>		10.07	8.06	6.04	4.79	2.89
	<i>A_{min} (cm²)</i>		7.36	8.74	10.51	9.38	6.64
	<i>Bonde1</i>	<i>A_v adopté (cm²)</i>	24.12	24.12	18.46	13.56	13.56
	<i>Bonde 2</i>		12.06	12.06	9.23	6.78	6.78
	Ferrailage des voiles	<i>Bonde1</i>	Choix des barres	2×6HA16	2×6HA16	2×6HA14	2×6HA12
		<i>Bonde 2</i>		2×3HA16	2×3HA16	2×3HA14	2×3HA12
<i>Bonde1</i>		<i>S_i (cm)</i>	15 cm	15 cm	15 cm	15 cm	
<i>Bonde 2</i>			20cm	20 cm	20 cm	20cm	
<i>A_{Hmin}=0.0015*B (cm2)/bande</i>			2.10	2.50	3.00	2.68	1.90
<i>A_H/nappe (cm²)</i>			6.03	6.03	4.62	3.39	3.39
Choix des barres/nappe (cm²)			5HA14/nappe	5HA14/nappe	6HA12/nappe	4HA12/nappe	4HA12/nappe
<i>S =20cm</i>		(A=7,69cm ²)	(A=7,69cm ²)	(A=6,78cm ²)	(A=4,52cm ²)	(A=4,52cm ²)	
Vérification des contraintes	<i>Armature transversal</i>	4 Epingles HA8/m²					
	τ_u (MPa)	contrainte	0.827	0.709	0.522	0.371	0.202
	τ_b (MPa)		1.158	0.992	0.731	0.519	0.283
	<i>N_s (kN)</i>	ELS	1127.56	1113.98	950.97	645.23	276.16
σ_b (MPa)	2.42		2.37	2.06	1.41	0.60	

VI ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE**VI.1 INTRODUCTION**

Les fondations sont des éléments de la structure ayant pour objet la transmission au sol des efforts apportés par la structure. Ces efforts consistent :

- *Un effort normal : charge et surcharge verticale centrée (valeur extérieure) ;*
- *Une force horizontale : résultante de l'action sismique ;*
- *Un moment qui peut être de valeur variable qui s'exerce dans les plans différents.*

Nous pouvons classer les fondations selon le mode d'exécution et la résistance aux sollicitations extérieure, en :

- ***Fondations superficielles***

Utilisées pour des sols de grande capacité portante. Elles sont réalisées près de la surface, (semelles isolées, semelles filantes et radier).

- ***Fondations profondes***

Utilisées pour des sols ayant une faible capacité portante ; le bon sol est assez profond (pieux, puits).

VI.2 ETUDE GEOTECHNIQUE DU SOL

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude détaillée du sol qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier. Les résultats de cette étude sont :

- *La contrainte admissible du sol est $\sigma_{sol} = 2$ bars.*
- *Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux.*

VI.3 CHOIX DU TYPE DE FONDATION

Le choix du type de fondation, est fonction du type de la supère structure ainsi que des caractéristiques topographiques et géologique du terrain.

Ce choix est défini par :

- La stabilité de l'ouvrage ;
- La facilité de l'exécution ;
- L'économie ;
- La capacité portante du sol ;
- L'importance de la supère structure ;
- Le tassement du sol.

VI.4 DIMENSIONNEMENT

VI.4.1 Semelles filantes sous voiles

$$\frac{N_s}{S} \leq \sigma_{SOL} \Rightarrow \frac{G+Q}{B \cdot L} \leq \sigma_{SOL} \Rightarrow B \geq \frac{G+Q}{\sigma_{SOL} \cdot L}$$

Avec :

B : La largeur de la semelle.

L : Longueur de la semelle.

G : Charge permanente revenant au voile considéré.

σ_{SOL} : Contrainte admissible du sol.

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau VI.1 : Surface de semelles filantes sous voiles (sens longitudinal)

Voiles	G+Q (KN)	L (m)	B (m)	S=B.L (m ²)
2 VL1	1292.19	0.9	5.54	2×4.986
2 VL2	2079.80	2	4.01	2×8.02
VL3	2004.23	1.7	4.55	4.48
2 VL4	1162.67	1	4.48	2×7.735

45.962

Tableau VI.2 Surface de semelles filantes sous voiles (sens transversal)

Voiles	G+Q (KN)	L (m)	B (m)	S =B.L (m ²)
2 VT1	1292.9	2	2.49	2×4.98
VT2	1274.99	2.55	1.93	4.92
VT3	610.07	2.33	1.01	2.35

17.23

$$S_v = S_v \text{ longitudinal} + S_v \text{ transversal} = 63.192 \text{ m}^2$$

Avec :

S_v : Surface totale des voiles.

VI.4.2 Semelles filantes sous poteaux

POTEAUX	N_i	ΣN_i	e_i	$\Sigma N_i \times e_i$	M_i	ΣM_i
D7	908.70	7809.25	9.6	8723.52	1.097	-4.919
D6	1834.10		4.6	8436.86	-2.301	
D5	2055.99		-0.4	-822.39	-2.007	
D4	1939.87		-4.6	-8923.40	-1.248	
D3	1070.59		-9.6	-10277.66	-0.460	

La charge totale transmise par les poteaux : $N_t = 7809.25 \text{ KN}$

Coordonnées de la résultante des forces par rapport au centre de gravité de la semelle :

$$e = \frac{\Sigma N_i \times e_i + \Sigma M_i}{\Sigma N_i} = -0.37$$

Distribution des sollicitations par mètre linéaire des semelles :

$$e = -0.37 \text{ m} < \frac{L}{6} = \frac{19.2}{6} = 3.2 \text{ m} \rightarrow \text{Répartition trapézoïdale}$$

$$q_{\min} = \frac{N_t}{L} \times \left(1 - \frac{6.e}{L}\right) = \frac{7809.25}{19.2} \times \left(1 - \frac{6 \times -0.37}{19.2}\right) = 453.76 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{\max} = \frac{N_t}{L} \times \left(1 + \frac{6.e}{L}\right) = \frac{7809.25}{19.2} \times \left(1 + \frac{6 \times -0.37}{19.2}\right) = 359.70 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{\max(L/4)} = \frac{N_t}{L} \times \left(1 + \frac{3.e}{L}\right) = \frac{7809.25}{19.2} \times \left(1 + \frac{3 \times -0.37}{19.2}\right) = 383.22 \text{ KN/m}^2$$

VI.4.3 Détermination de la largeur de la semelle

$$B \geq \frac{q_{(L/4)}}{\sigma_{sol}} = \frac{383.22}{259} = 1.48 \text{ m} \approx 1.50 \text{ m}$$

On aura donc $S = 1.50 \times 19.2 = 28.8 \text{ m}^2$

Nous aurons la surface totale de la semelle filante : $S_t = S \times n + S_v$

Avec :

n : Nombre de portique dans le sens considéré.

$$s_t = [(1.5 \times 15 \times 3) + (1.5 \times 19.2) + (1.5 \times 22.45) + (1.5 \times 24.7 \times 2)] + 63.192$$

$$s_t = 267.267 m^2$$

La surface totale du bâtiment : $S_{bat} = 466.13 m^2$

La surface totale des semelles filantes : $S_f = 267.267 m^2$

$$\frac{s_t}{S_{bat}} = \frac{267.267}{466.13} = 57.33\% > 50\% S_{bat}$$

Remarque :

Le pré dimensionnement des semelles filantes a donné des largeurs importantes ce qui induit leur chevauchement, de plus la surface totale de ces dernières dépasse 50% de la surface de la structure (l'assise).

Donc on opte pour un radier général

VI.5 ETUDE DU RADIER GENERAL

Un radier est défini comme étant un plancher renversé dont les appuis sont les poteaux et les voiles de l'ossature, il est soumis à la réaction du sol diminué du poids propre du radier.

Un radier doit :

- Etre rigide en son plan horizontal.
- Permettre une meilleure répartition de la charge sur le sol de fondation.
- Faciliter le coffrage et le ferrailage.
- Permettre la facilité de l'exécution.

VI.5.1 Pré dimensionnement du radier

a) Condition de vérification de la longueur élastique

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{K \cdot b}} \geq \frac{2}{\pi} \cdot L_{max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie :

$$L_{max} \leq \frac{\pi}{2} \cdot L_e \rightarrow \text{Ce qui conduit à } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \cdot L_{max}\right)^4 \cdot \frac{3 \cdot K}{E}}$$

Avec :

L_e : Longueur élastique.

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface $K = 40 \text{ MPa}$.

$I = \frac{bh^3}{12}$: L'inertie de la section du radier (bonde de 1 m).

E : Module déformation longitudinale déferée $E = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.865 \text{ MPa}$

L_{max} : Distance maximale entre deux voiles successives.

D'où :

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{3.14} \times 5\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10818.865}} = 0.78$$

Condition forfaitaire

$$\frac{L_{max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{max}}{5} \rightarrow 0.625 \leq h \leq 1$$

D'après ces conditions, nous adopterons une épaisseur du radier de $h = 80 \text{ cm}$

b) Détermination de l'épaisseur de la dalle :

La dalle du radier doit satisfaire la condition suivante

$$h_d \geq \frac{L_{max}}{20}, \text{ avec un minimum de } 25 \text{ cm}$$

$$h_d \geq \frac{500}{20} = 25 \text{ cm} \quad \text{Soit } h_d = 30 \text{ cm}$$

c) Détermination de la hauteur de la nervure :

La nervure du radier doit avoir une hauteur h_n avec :

$$h_n \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{500}{10} = 50 \text{ cm} \quad \text{Soit } h_n = 90 \text{ cm} \quad \text{et} \quad b_n = 60 \text{ cm}$$

Remarque :

On adoptera une épaisseur constante sur toute l'étendue du radier :

$h = 90 \text{ cm}$ Nervure

$h = 30 \text{ cm}$ Dalle

$b = 60 \text{ cm}$ Largeur de la nervure

VI.5.2 Détermination des charges et surcharges :

On prend comme surface du radier celle du bâtiment.

$$\text{A l'ELU : } S_{nec}^{ELU} \geq \frac{N'_u}{1.33 \times \sigma_{SOL}} = \frac{78097.05}{1.33 \times 259} = 226.72 \text{ m}^2$$

$$\text{A l'ELS : } S_{nec}^{ELS} \geq \frac{N'_s}{\sigma_{SOL}} = \frac{56871.05}{259} = 219.58 \text{ m}^2$$

$$S_{rad} = \max (S_{nec}^{ELU} ; S_{nec}^{ELS}) = 226.72 \text{ m}^2$$

$$S_{bat} > S_{rad}$$

Remarque :

Le BAEL, nous impose un débord minimal qui sera calculé comme suit :

$$L_{deb} \geq \left(\frac{h}{2} ; 30 \text{ cm} \right) = \max \left(\frac{90}{2} ; 30 \text{ cm} \right) = 45 \text{ cm}$$

On opte pour un débord de $L_{deb} = 50 \text{ cm}$

Donc la surface totale du radier : $S_{rad} = S_{bat} + S_{deb} = 466.13 + (91.55 \times 0.5)$

$$S_{rad} = 511.905 \text{ m}^2$$

Charges permanentes :

Poids du bâtiment : 48340.7 KN

Poids du radier : $(511.905 \times 0.3 \times 25) = 3839.29 \text{ KN}$

Poids des nervures : $0.6 \times 0.9 \times 25 (125.05 + 136.05) = 3524.85 \text{ KN}$

Poids du remblai en TVO : $355.245 \times 0.6 \times 17 = 3623.50 \text{ KN}$

Poids de la dalle flottante : $381.35 \times 0.1 \times 25 = 888.11 \text{ KN}$

$$G_{rad} = 11875.74 \text{ KN}$$

$$G_{tot} = 60216.45 \text{ KN}$$

Surcharge du radier :

Surcharges du bâtiment : $Q_{bat} = 8530.35 \text{ KN}$

Surcharges du radier : $Q_{rad} = 5 \times 511.905 = 2559.525 \text{ KN}$

$$Q_{tot} = 11089.87 \text{ KN}$$

Combinaison d'actions :

A l'ELU: $N_U = 1,35G + 1,5Q = 97927.01 \text{ KN}$

A l'ELS: $N_S = G + Q = 71306.32 \text{ KN}$

VI.6.Vérification :

IVérification à la contrainte de cisaillement (BAEL91 Art A.5.1.1) :

Nous devons vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

Avec : $b = 100 \text{ cm} ; d = 0.9h_d = 0.9 \times 30 = 27 \text{ cm}$

$$T_U^{max} = \frac{q_u L_{max}}{2} = \frac{N_u b}{S_{rad}} \cdot \frac{L_{max}}{2} = \frac{97927.01 \times 1}{511.905} \times \frac{5}{2} = 478.25 \text{KN}$$

$$\rightarrow \tau_u = \frac{478.25}{1 \times 0.27} = 1,77 \text{MPa}$$

$$\tau_u = 1,77 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

2. Vérification de la stabilité du radier :

Calcul du centre de gravité du radier :

Les coordonnées du centre de gravité du radier seront calculées comme suit :

$$X_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} ; \quad Y_G = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i}$$

Avec :

S_i : Aire du panneau considéré ;

X_i, Y_i : Centre de gravité du panneau considéré.

$$X_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} = \frac{4929.75}{466.13} = 10.56 \text{m}$$

$$Y_G = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i} = \frac{2904.39}{466.13} = 6.23 \text{m}$$

Moment d'inertie du radier :

$$I_{xx} = 10540.643 \text{ m}^4 \quad x = \frac{b \sqrt{4ac}}{\pm 2a}$$

$$I_{yy} = 21289.114 \text{ m}^4$$

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

Effort normal (N) dû aux charges verticales.

Moment de renversement (M) dû au séisme dans le sens considéré.

$$M_j = M_{j(K=0)} + T_{j(K=0)} \cdot h$$

Avec :

$M_{j(K=0)}$: Moment sismique à la base du bâtiment ;

$T_{j(K=0)}$: Effort tranchant à la base du bâtiment ;

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne :

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

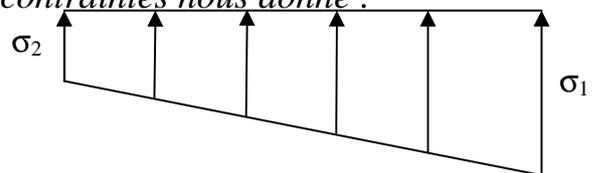


Figure VI.1: Diagramme des contraintes.

Ainsi on doit vérifier que

A l'ELU :

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1,33 \sigma_{sol} \text{ (D'après le DTU 13.12/2,31)}$$

A l'ELS :

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol} \text{ (d'après le DTU 13.12/2,31)}$$

Avec :

$$\sigma_1, \sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \cdot V$$

• **Sens longitudinal :**

1. A l'ELU

$$M_X = 55033.778 + 2388.97 \times 0.9 = 57183.85 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{97927.01}{511.905} + \frac{57183.85}{21289.114} \times 10.56 = 219.66 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{97927.01}{511.905} - \frac{57183.85}{21289.114} \times 10.56 = 162.94 \text{ KN/m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 219.66 + 162.94}{4} = 205.48 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 205.48 \text{ KN/m}^2 < 1.33 \sigma_{sol} = 344.47 \text{ KN/m}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

2. A l'ELS :

$$M_X = 55033.778 + 2229.41 \times 0.9 = 57040.25 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{71306.32}{511.905} + \frac{57183.85}{21289.114} \times 10.56 = 167.66 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{71306.32}{511.905} - \frac{57183.85}{21289.114} \times 10.56 = 110.93 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{D'où : } \sigma_m = \frac{3 \times 167.66 + 110.93}{4} = 153.48 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 153.48 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{sol} = 259 \text{ KN/m}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

• **Sens transversal :**

$$M_Y = 51372.078 + 2229.41 \times 0.9 = 53378.18 \text{ KN.m}$$

1. A l'ELU :

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{97927.01}{511.905} + \frac{53378.18}{10540.643} \times 6.2 = 222.69 \text{KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{97927.01}{511.905} - \frac{53378.18}{10540.643} \times 6.23 = 159.90 \text{KN/m}^2$$

$$D'où : \sigma_m = \frac{3 \times 222.69 + 159.90}{4} = 206.99 \text{KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 206.99 \text{KN/m}^2 < 1.33 \sigma_{sol} = 344.47 \text{KN / m}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

2. A PELS :

$$M_Y = 51372.078 + 2229.41 \times 0.9 = 53378.18 \text{KN.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{71306.32}{511.905} + \frac{53378.18}{10540.643} \times 6.23 = 170.85 / \text{m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{71306.32}{511.905} - \frac{53378.18}{10540.643} \times 6.23 = 107.71 \text{KN/m}^2$$

$$D'où : \sigma_m = \frac{3 \times 170.85 + 107.71}{4} = 155.06 \text{KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 155.06 \text{KN/m}^2 < \sigma_{sol} = 259 \text{KN / m}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

3. Vérification de l'effort de sous pression :

Cette vérification justifie le non soulèvement de la structure sous l'effet de la pression hydrostatique.

$$P > P'$$

Avec : $P' = \alpha \times \gamma_w \times S_{radier} \times z$

P : Poids total du bâtiment à la base du radier.

$\alpha = 1,5$: Coefficient de sécurité vis à vis du soulèvement.

γ_w : Poids volumique de l'eau ($\gamma_w = 10 \text{ KN/m}^3$).

Z : profondeur de l'infrastructure ($h = 0,9 \text{m}$).

AN:

$$P' = 1,5 \times 10 \times 511.905 \times 0,9 = 6910.72.$$

$$p = (G_{superstructure} + G_{infrastructure}) = 60216.45 \text{KN}$$

$P = 60216.45 > P' = 6910.72KN \rightarrow$ Condition est vérifiée.

✓ Pas de risque de soulèvement de la structure.

4.Vérification au poinçonnement (Art. A.5.2.42 BAEL91modifiées 99):

Aucun calcul n'est exigé si la condition suivante est satisfaite : $\leq N'_u$

$$N'_u = \frac{0,045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

N_u : Charge de calcul à l'ELU pour le poteau ou le voile le plus sollicité.

μ_c : Périmètre du contour cisailé sur le plan du feuillet moyen du radier.

a : Epaisseur du voile ou du poteau.

b : Largeur du poteau ou du voile (une bonde de 1 m).

h : Épaisseur totale du radier.

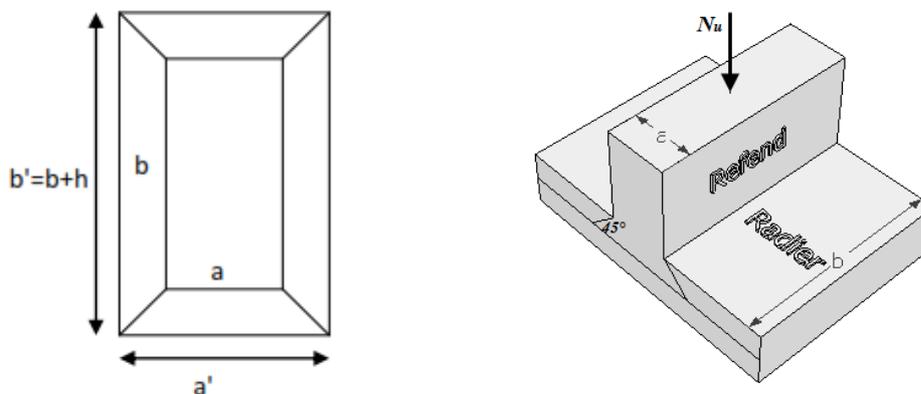


Figure .VI.2: Périmètre utile des voiles et des poteaux.

❖ **Calcul du périmètre utile :**

1. Poteaux :

$$\mu_c = 2 \times (a' + b' + 2h) = 2 \times (0.55 + 0,60 + 2 \times 0,9) = 5.9 m^3.$$

$$N'_u = \frac{0,045 \times 5.9 \times 0,9 \times 25 \times 10^3}{1,5} = 3982.5KN.$$

$N_u = 2834.83KN < N'_u = 3982.5KN \rightarrow$ Condition vérifiée.

2. Voiles :

$$\mu_c = 2 \times (a' + b' + 2h) = 2 \times (0,20 + 2 + 2 \times 0,9) = 8 \text{ m}^3.$$

$$N'_u = \frac{0,045 \times 8 \times 0,8 \times 25 \times 10^3}{1,5} = 4800 \text{ KN}.$$

$$N_u = 2858,09 \text{ KN} < N'_u = 4800 \text{ KN} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

5. Vérification de la stabilité au renversement : (Art A.10.1.5 RPA99/Version 2003) :

Quel que soit le type de fondations (superficielles ou profondes), on doit vérifier que l'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de fondation résistant au renversement : $(e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4})$

$$e_x = \frac{M_x}{N_s} = \frac{57040,25}{71306,32} = 0,80 \text{ m} < \frac{19,20}{4} = 4,80 \text{ m} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$e_y = \frac{M_y}{N_s} = \frac{53378,18}{71306,32} = 0,75 \text{ m} < \frac{16}{4} = 4 \text{ m} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

VI.7: Ferrailage du radier :**VI.7.1 : Ferrailage de la dalle :**

Le ferrailage d'un radier est particulier, les aciers tendus se situent en partie haute de la dalle du radier qui sera étudiée comme un plancher renversé soumis à une charge uniformément répartie prenant appuis sur les voiles et les poteaux.

Pour le calcul du ferrailage du radier, on utilise les méthodes exposées dans le BAEL91

❖ Ferrailage des panneaux encastrés sur 4 cotés :

On distingue deux cas :

1^{er} Cas: Si $\alpha < 0,4 L_a \implies$ flexion longitudinale est négligeable

$$M_{0x} = q_u \frac{l_x^2}{8}; M_{0y} = 0$$

2^{eme} Cas : Si $0,4 \leq \alpha \leq 1 \implies$ Les deux flexions interviennent, les moments développés au centre de la dalle dans les deux bandes de largeur d'unitivalent :

- Dans le sens de la petite portée L_x : $M_{0x} = q_u \cdot \mu_x \cdot l_x^2$
- Dans le sens de la grande portée L_y : $M_{0y} = \mu_x M_{0x}$

Les coefficients μ_x, μ_y sont donnés par les tables de PIGEAUD.

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \text{ Avec } (L_x < L_y)$$

Remarque :

Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins ; et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, on adopte la même section d'armature, en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

❖ **Identification du panneau le plus sollicité :**

$$L_x = 5 \text{ m} ; L_y = 5 \text{ m} \rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{5}{5} = 1$$

$\rho = 1 \rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens

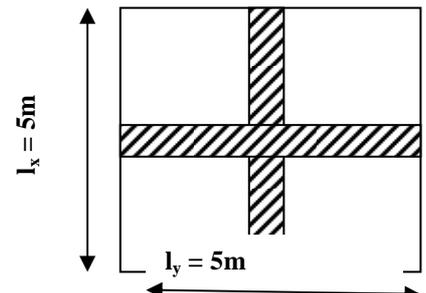


Figure VI.3 : Le panneau le plus sollicité.

Pour le calcul du ferrailage, on soustrait de la contrainte maximale σ_m^{max} , la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

Avec :

- A l'ELU: $\sigma_m^{max} = \max(\sigma_u^1; \sigma_u^2) = \max(205.48 ; 206.99) = 206.99 \text{ KN/m}^2$
- A l'ELS: $\sigma_m^{max} = \max(\sigma_s^1; \sigma_s^2) = \max(153.48 ; 155.06) = 155.06 \text{ KN/m}^2$

D'où :

- A l'ELU : $q_u = \sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = \left(206.99 - \frac{11875.74}{511.905}\right) \times 1 = 183.79 \text{KN/ml}$
- A l'ELS : $q_s = \sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = \left(155.06 - \frac{11875.74}{511.905}\right) \times 1 = 131.86 \text{KN/ml}$

❖ Calcul à L'ELU :

▪ Moments fléchissant :

Suivant la petite portée: $M_{0x} = \mu_x q_u l_x^2$

Suivant la grande portée: $M_{0y} = \mu_y M_x$

Avec: μ_x et μ_y : coefficient données en fonction du rapport ρ et du coefficient du Poisson $\rho = 1$ et $\nu = 0$

$$\begin{array}{l} \mu_y = 1 \\ \text{AN:} \end{array} \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0.0368 \end{array} \right.$$

$$M_{0x} = \mu_x q_u l_x^2 = 0.0368 \times 183.79 \times 5^2 = 169.09 \text{KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y M_{0x} = 1 \times 169.09 = 169.09 \text{KN.m}$$

Remarque :

Afin de tenir compte du semi encastrement de cette dalle au niveau des nervures, les moments calculés seront minorés en leur affectant un coefficient de 0.5 aux appuis et 0.75 en travée.

▪ Moments en travées :

$$M_{tx} = 0.75 M_{0x} = 0.75 \times 169.09 = 126.82 \text{KN}$$

$$M_{ty} = 0.75 M_{0y} = 0.75 \times 104,46 = 126.82 \text{KN.m}$$

▪ Moments aux appuis :

$$M_{ax} = -0.5 M_{0x} = -0.5 \times 169.09 = -84.54 \text{KN.m}$$

$$M_{ay} = -0.5 M_{0y} = -0.5 \times 169.09 = -84.54 \text{KN.m}$$

Ferrailage :

Le ferrailage se fera en flexion simple pour une bande de 1 ml

Avec: $b = 100 \text{ cm}$; $h = 30 \text{ cm}$; $d=27 \text{ cm}$

Sens	Zone	M_u (KN.m)	μ_u	β	Section	A (cm ²)	$A_{adoptée}$ (cm ²)	s_t (cm)
Xx	Appuis	84.54	0.082	0.957	SSA	9.40	8HA14=12.06	10
	Travée	126.82	0.122	0.935	SSA	14.43	8HA16 =16.08	10
Yy	Appuis	84.54	0.082	0.957	SSA	9.40	8HA14 =12.06	10
	Travée	126.82	0.122	0.935	SSA	14.43	8HA16 =16.08	10

Tableau VI.3 : Ferrailage du radier.

Remarque :

Les armatures en travée constituent le lit supérieur, et les armatures en appuis le lit inférieur.

❖ Vérification à L'ELU :

a) **condition de non fragilité (Art B.7.4 BAEL.91/ modifié 99) :**

$$\omega_x = \frac{A_{min}^x}{bh} \geq \omega_0 \frac{3 - \frac{L_x}{L_y}}{2} \Rightarrow A_{min}^x \geq \omega_0 \frac{3 - \rho}{2} bh$$

Avec ω_0 : pourcentage de référence qui dépend de la nuance des aciers, de leurs diamètre et de la résistance à la compression du béton.

Donc: $\omega_0 = 0.0008$ pour fe400

$$A_{min}^x \geq 0.0008 \frac{3 - 1}{2} \times 100 \times 30 = 2.4 \text{ cm}$$

Sens	Zone	A(cm ²)	A _{min} (cm ²)	Observation
Xx	Appuis	12.06	2,4	Condition vérifiée
	Travée	16.08		Condition vérifiée
Yy	Appuis	12.06		Condition vérifiée
	Travée	16.08		Condition vérifiée

Tableau VI.4 : Vérification de la condition de non fragilité.

b) Vérification des espacements (Art A8.2, 42 BAEL91/modifié 99) :

L'écartement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs ci-dessous, dans lesquels h désigne l'épaisseur totale de la dalle.

✓ **Dans le sens xx :**

$$S_t \leq \min \{3h; 33cm\} = \min \{3 \times 30; 33cm\} = 33cm$$

$$S_t = 15cm < 33cm \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **Dans le sens yy :**

$$S_t \leq \min \{4h; 45cm\} = \min \{4 \times 30; 45cm\} = 45cm$$

$$S_t = 10cm < 45cm \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

c) Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_u^{max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec : $p = q_{um} l_x l_y = 183.79 \times 5 \times 5 = 4594.75 \text{KN/m}^2$

✓ Sens x-x : $V_u = \frac{P}{3 l_y} = \frac{4594.75}{3 \times 5} = 306.32 \text{KN}$

✓ Sens y-y : $V_u = \frac{P}{2 l_y + l_x} = \frac{4594.75}{2 \times 5 + 5} = 229.74 \text{KN}$

AN:

$$\tau_u = \frac{306.32 \times 10^{-3}}{1 \times 0,27} = 1.13 \text{MPa}$$

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

$$\tau_u = 1,13 \text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

❖ Calcul à l'E.L.S :

On a: $\rho = 1$ et $v = 0$

$$\mu_x = 0,0442$$

$$\mu_y = 1$$

▪ Moments fléchissant :

$$M_{0x} = \mu_x q_s l_x^2 = 0.0442 \times 131.86 \times 5^2 = 145.7 \text{KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y M_x = 1 \times 145.7 = 145.7 \text{KN.m}$$

▪ Moments en travées :

$$M_{tx} = 0.75 M_{0x} = 0.75 \times 145.7 = 109.27 \text{KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.75 M_{0y} = 0.75 \times 145.7 = 109.27 \text{KN.m}$$

▪ Moments aux appuis :

$$M_{ax} = -0.5 M_{0x} = -0.5 \times 145.7 = -72.85 \text{KN.m}$$

$$M_{ay} = -0.5 M_{0y} = -0.5 \times 145.7 = -72.85 \text{KN.m}$$

❖ Vérification à L'ELS :

a) Vérification des contraintes dans le béton :

On peut se dispenser de cette vérification, si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha = \frac{y}{d} < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

Sens longitudinal et transversal:

Aux appuis :

$$\gamma = \frac{84.54}{72.85} = 1,16 \quad E_t \mu = 0.082 \Rightarrow \alpha = 0,1071$$

$$\alpha = 0,1071 < \frac{1,16 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,33$$

En travée :

$$\gamma = \frac{126.82}{109.27} = 1,16 \text{ et } \mu = 0,1631 \Rightarrow \alpha = 0,1631$$

$$\alpha = 0,1631 < \frac{1,16-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,33$$

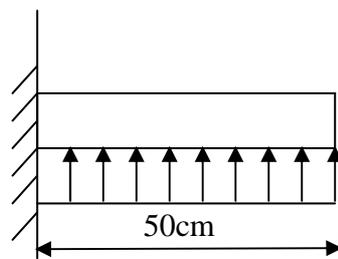
La condition est vérifiée, donc il n'y a pas lieu de vérifier les contraintes dans le béton.

Remarque :

Pour faciliter les travaux de ferrailage, et pour des raisons économiques, il faut adopter un même ferrailage pour tous les panneaux.

VI.7.2 : Ferrailage du débord:

Le débord est assimilé à une console soumise à une charge uniformément répartie. Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur.



❖ **Sollicitation de calcul :**

Figure VI.4: Schéma statique du débord.

▪ **A l'ELU :**

$$P_u = q_u = 183.79 \text{ KN/ml}$$

$$M_u = \frac{-P_u l^2}{2} = \frac{-183.79 \times 0,5^2}{2} = -22.97 \text{ KN.m}$$

▪ **A l'ELS :**

$$P_s = q_s = 131.86 \text{ KN/ml}$$

$$M_s = \frac{-P_s l^2}{2} = \frac{-131.86 \times 0,5^2}{2} = -16.48 \text{ m}$$

❖ **Calcul des armatures principales :**

$$b = 1 \text{ m}; \quad d = 27 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{22.97 \times 10^6}{1000 \times 270^2 \times 14.2} = 0,022 < 0.392 \rightarrow SSA$$

$$\mu = 0,073 \rightarrow \beta = 0,962$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{22.97 \times 10^6}{0.962 \times 270 \times 348} = 2.54 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_a = 4HA12 = 4.62 \text{ cm}^2$ avec : $St = 30 \text{ cm}$

❖ Vérification à l'ELU :

$$A_{min} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 27 \times 2.1}{400} = 3,26 \text{ cm}^2$$

$A_a = 4.62 \text{ cm}^2 > A_{min} = 3,26 \text{ cm}^2 \rightarrow$ Condition vérifiée.

❖ Calcul des armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{4.62}{4} = 1.15 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_r = 4HA12 = 2,35 \text{ cm}^2$ avec : $St = 30 \text{ cm}$

❖ Vérification à l'ELS :

a) Vérification de la contrainte dans les aciers :

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

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 9,23}{100 \times 27} = 0,342$$

$$\rho_1 = 0,342 \rightarrow \beta_1 = 0,909 \rightarrow \alpha_1 = 0,273$$

$$K = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)} = \frac{0,273}{15(1 - 0,273)} = 0,025 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta \cdot d \cdot A_{st}} = \frac{53.40 \times 10^{-3}}{0,909 \times 0,27 \times 9,23 \times 10^{-4}} = 235.73 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} = 0,025 \times 235.73 = 5.89\text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

b) Vérification de la contrainte dans les aciers :

$\sigma_{st} = 235.73\text{MPa} \leq \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

VI.7.3 : Ferrailage des nervures :

Afin d'éviter tout risque de soulèvement du radier (vers le haut), celui-ci est sera muni de nervures (raidisseurs) dans les deux sens.

Pour le calcul des sollicitations, la nervure sera assimilée à une poutre continue sur plusieurs appuis et les charges revenant à chaque nervure seront déterminées en fonction du mode de transmission des charges (triangulaires ou trapézoïdales) vers celle-ci.

a) Chargement simplifié admis :

Les nervures seront considérées comme des poutres doublement encastrées à leurs extrémités.

Afin de ramener les charges appliquées sur les nervures à des charges uniformément réparties on doit calculer le chargement simplifié et cela consiste à trouver la largeur de la dalle correspondante à un diagramme rectangulaire qui donnerait le même moment (largeur l_m) et le même effort tranchant (largeur l_t) que le diagramme trapézoïdal/triangulaire.

Pour la détermination des efforts, on utilise le logiciel ETABS.

Remarque :

Les réactions du sol sont transmises aux nervures sous forme de charge triangulaire et trapézoïdale.

❖ Cas de chargement trapézoïdal :

- Moment fléchissant : $l_m =$

$$l_x \left(0.5 - \frac{l^2}{6} \right)$$

- Effort tranchant : $l_t =$

$$l_x \left(0.5 - \frac{l^2}{4} \right)$$

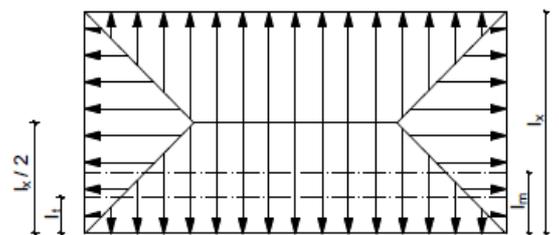


Figure VI.5: Répartition trapézoïdale

❖ Le Chargement simplifié :

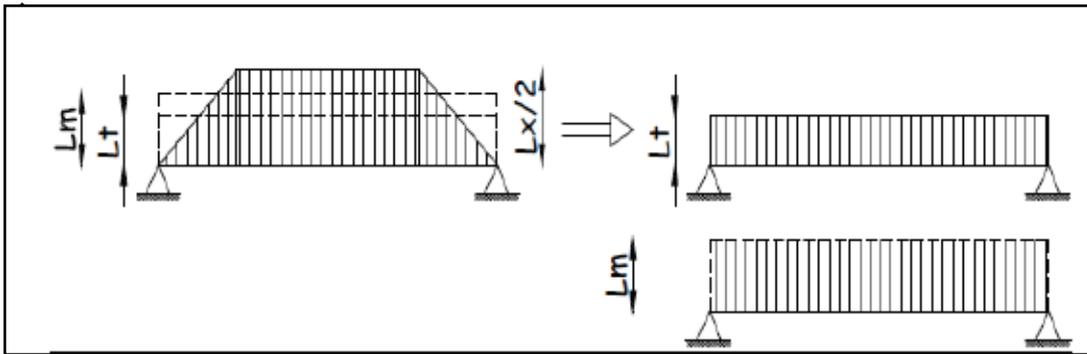
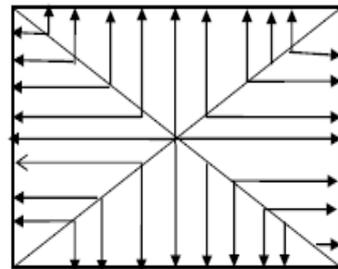


Figure VI.6: Présentation du chargement simplifié

❖ Cas de chargement triangulaire :

Moment fléchissant : $l_m = 0.333 \times l_x$

Effort tranchant : $l_t = 0.25 \times l_x$



Figures VI.7: Répartition triangulaire

▪ Pour les moments fléchissant :

$$Q_U = q_u l_m$$

$$Q_S = q_s l_m$$

▪ Pour les efforts tranchant :

$$Q_U = q_u l_t$$

$$Q_S = q_s l_m$$

Détermination des charges :

L'ELU :

$$q_u = \left(\sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \frac{G_{ner}}{S_{ner}} \right)$$

$$q_u = \left(206.99 - \frac{11875.74}{511.905} - \frac{3524.85}{261.1} \right) = 170.29 \text{ KN/m}^2$$

L'ELS:

$$q_s = \left(\sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \frac{G_{ner}}{S_{ner}} \right)$$

$$q_s = \left(155.06 - \frac{11875.74}{511.905} - \frac{3524.85}{261.1} \right) = 118.36 \text{ KN/m}^2$$

Remarque :

Pour calculer ces poutres, on va choisir la file la plus sollicitée dans les deux sens.

Sens longitudinale:

Tableau VI.5 : Charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens longitudinale)

										Moment fléchissant				Effort tranchant			
travée	panneau	Lx	Ly	ρ	Charge	lm	Lt	qu	Qs	Qum	somme Qum	Qsm	somme Qsm	Qut	somme Qut	Qst	somme Qst
a-b	1	3.3	5	0.66	trapézoïdale	1.41	1.29	170.29	118.36	240.11		166.89		219.67		152.68	
	2	3.3	5	0.66	trapézoïdale	1.41	1.29	170.29	118.36	240.11	480.22	166.89	333.77	219.67	439.35	152.68	305.36
b-c	1	5	5	1	trapézoïdale	1.67	1.25	170.29	118.36	284.38		197.66		212.86		147.95	
	2	5	5	1	trapézoïdale	1.67	1.25	170.29	118.36	284.38	568.76	197.66	395.32	212.86	425.72	147.95	295.9
C-D	1	3.025	5	0.61	trapézoïdale	1.324	1.23	170.29	118.36	225.46		156.71		209.45		145.58	
	2	3.025	5	0.61	Trapézoïdale	1.324	1.23	170.29	118.36	225.46	450.92	156.71	313.42	209.45	418.90	145.58	291.16

Sens transversal :

Tableau VI.6 : Charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens transversal).

										Moment fléchissant				Effort tranchant			
travée	panneau	Lx	Ly	ρ	Charge	lm	lt	Qu	qs	Qum	somme Qum	Qsm	somme Qsm	Qut	somme Qut	Qst	somme Qst
a-b	1	5	5	1	trapézoïdale	1.67	1.25	170.29	118.36	284.38		197.66		212.86		147.95	
	2	3.30	5	0.66	trapézoïdale	1.41	1.29	170.29	118.36	240.11	524.49	166.89	364.55	219.67	432.53	152.68	300.63
b-c	1	5	5	1	trapézoïdale	1.67	1.25	170.29	118.36	284.38		197.66		212.86		147.95	
	2	3.30	5	0.66	trapézoïdale	1.41	1.29	170.29	118.36	240.11	524.49	166.89	364.55		432.53	152.68	300.63

- diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchants :
- Sens longitudinale :

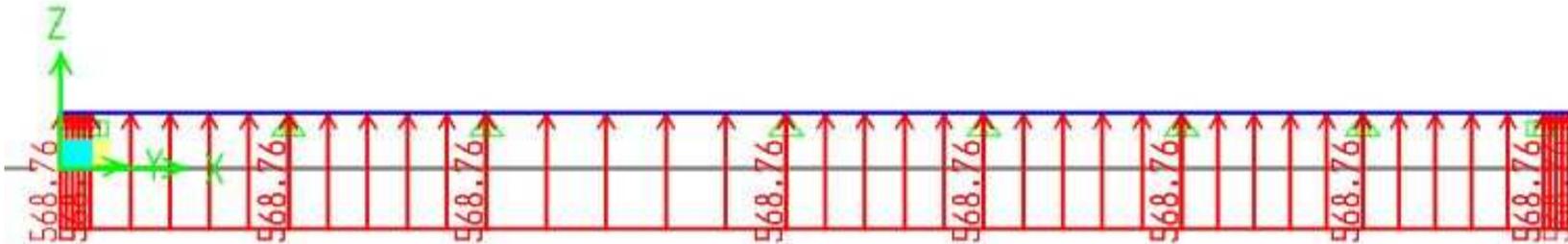


Figure VI.8: Schéma statique de la nervure à l'ELU (utilisé pour le calcul des moments fléchissant).

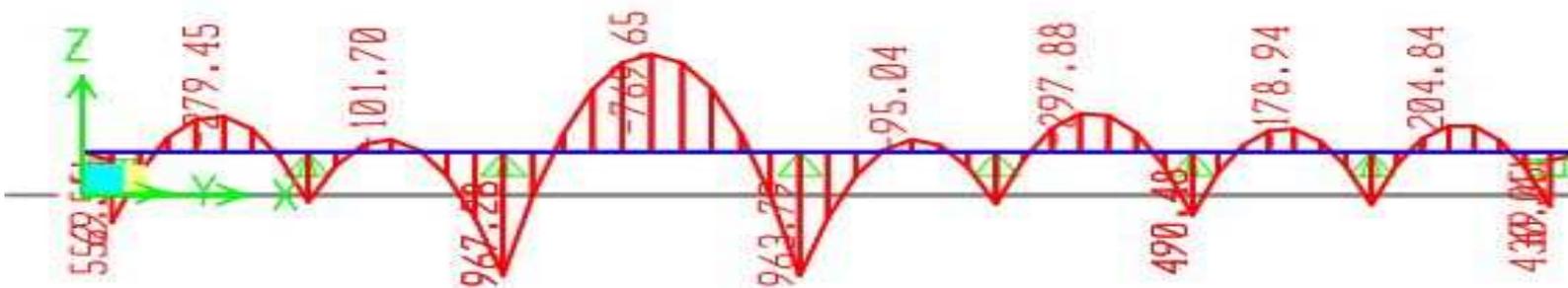


Figure VI.9: Diagramme des moments fléchissant à l'ELU (sens xx).

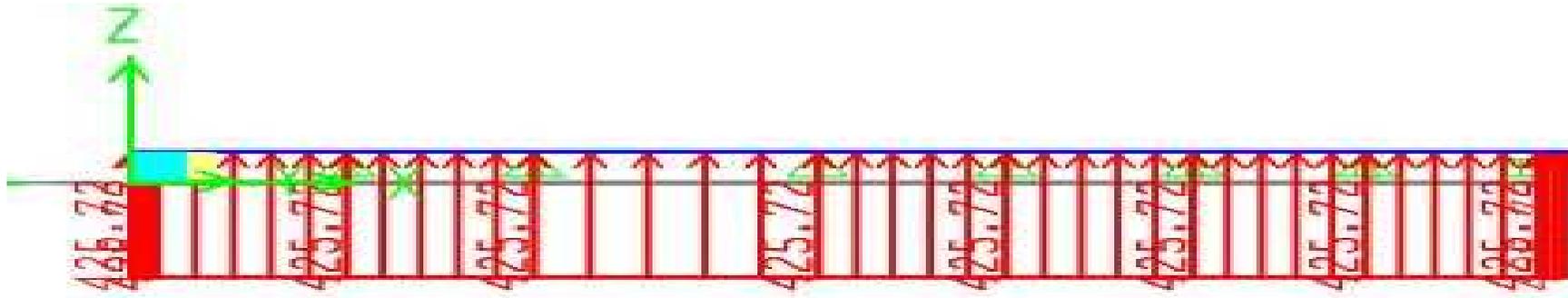


Figure VI.10 : Schéma statique de la nervure à l' ELU (utilisée pour le calcul des efforts tranchants) (sens xx).

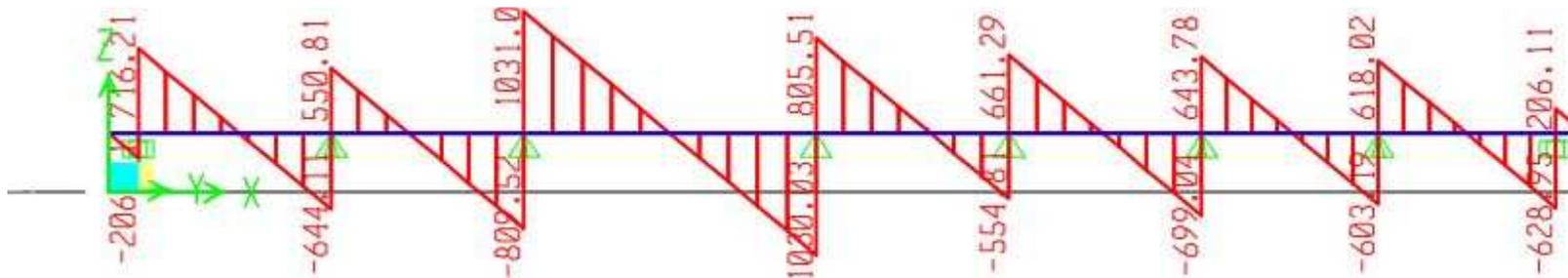


Figure VI.11 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU(sens xx).

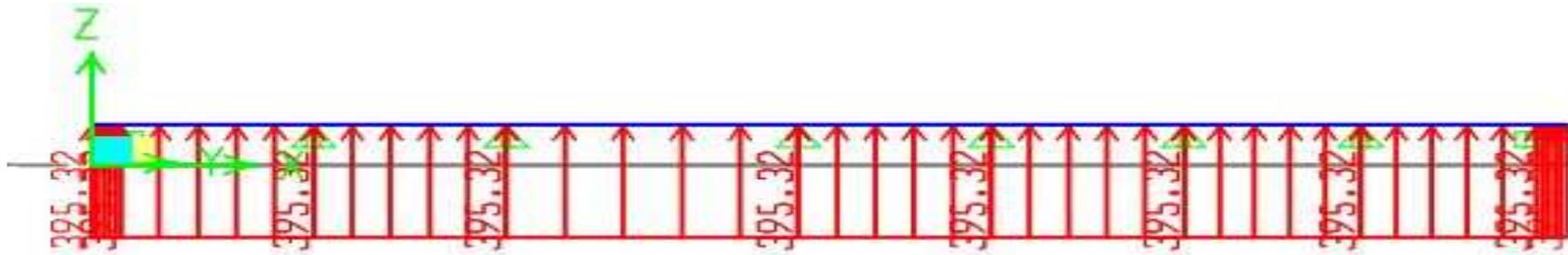


Figure VI.12 : Schéma statique de la nervure à l' ELS (utilisé pour le calcul des moments fléchissant) (sens xx).

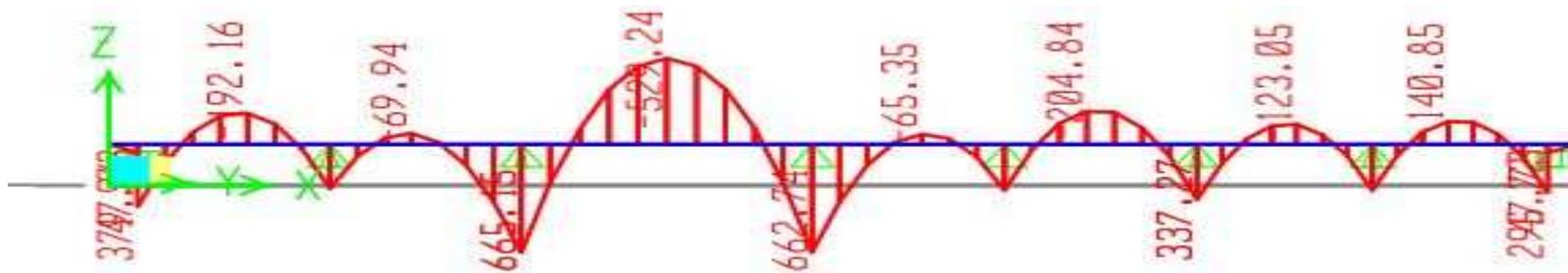


Figure VI.13 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS (sens xx).

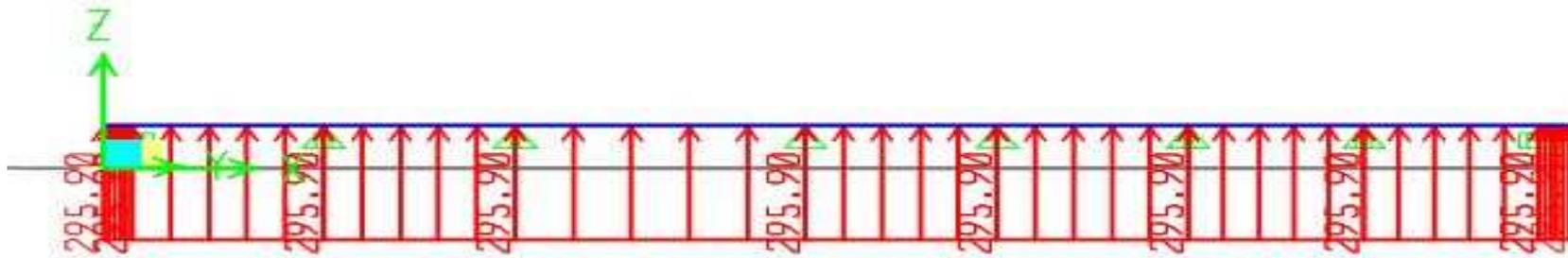


Figure VI.14 : Schéma statique de la nervure à l'ELS (utilisé pour le calcul des efforts tranchants) (sens xx).

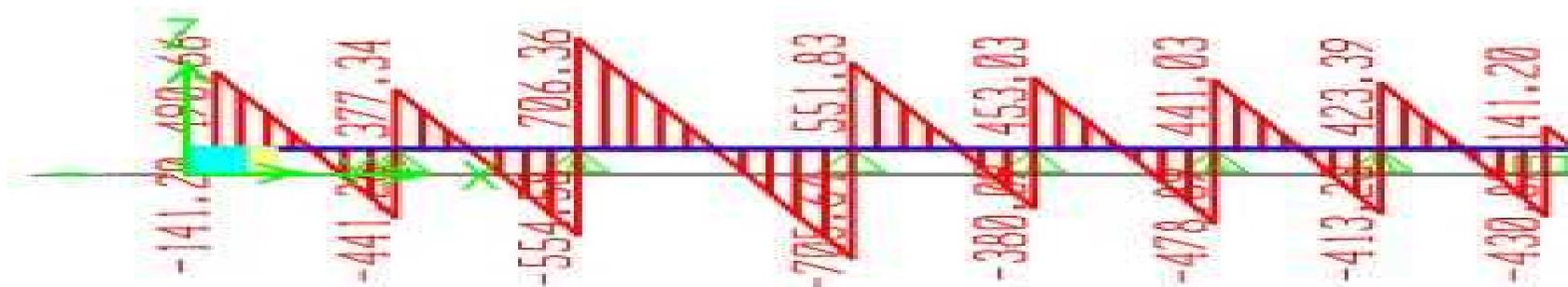


Figure VI.15 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS (sens xx).

- Sens transversale :

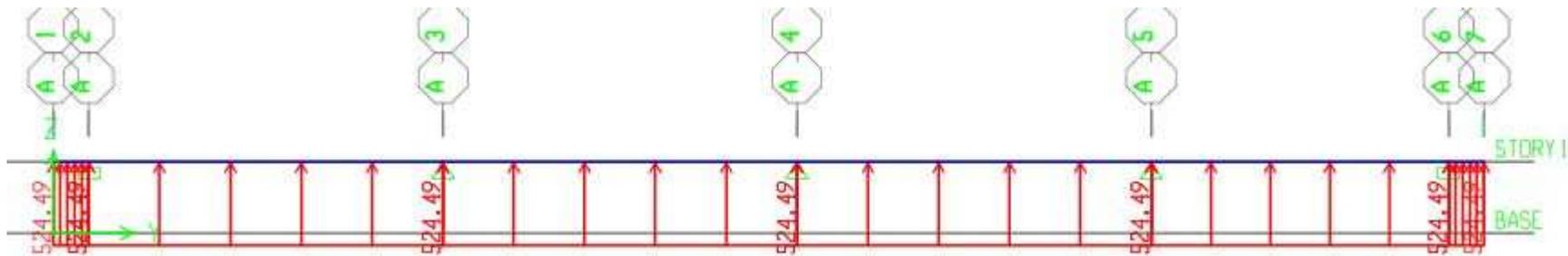


Figure VI.16 : Schéma statique de la nervure à l'ELU (utilisé pour le calcul des moments fléchissants)(sens yy)

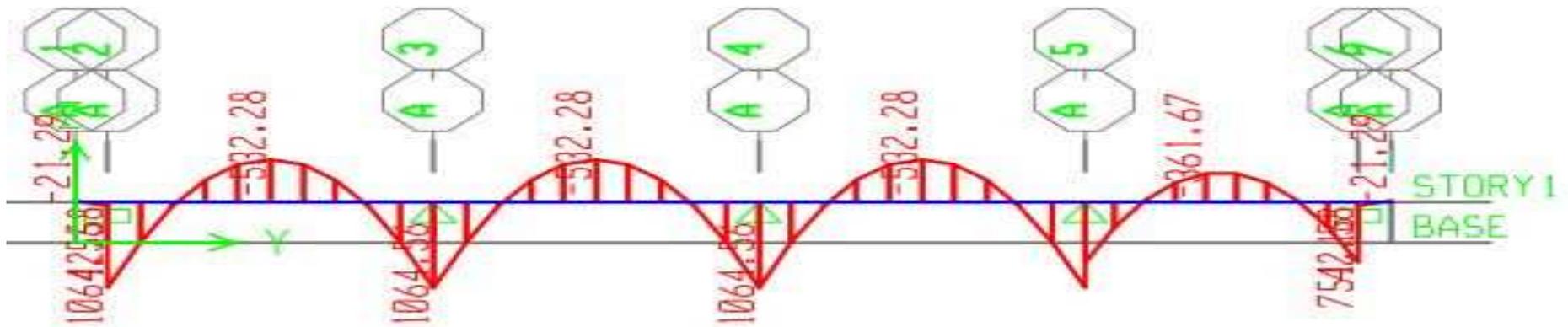


Figure VI.17: Diagramme des moments fléchissants à l'ELU(sens yy).

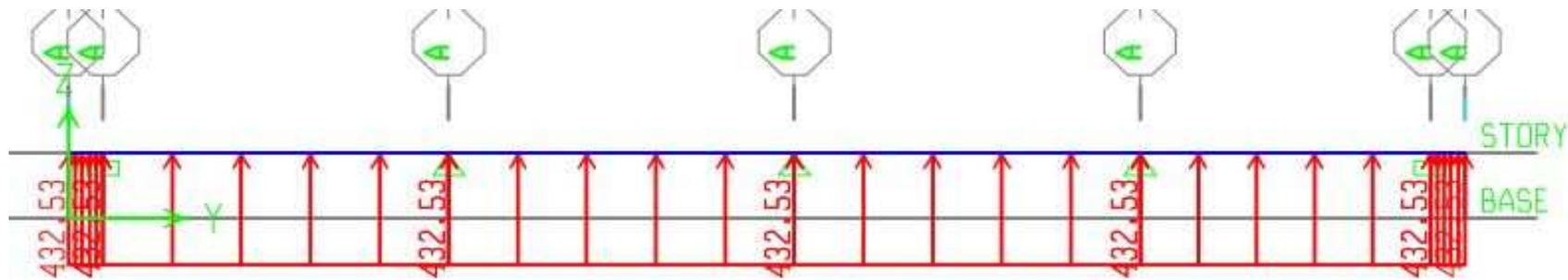


Figure VI.18 : Schéma statique de la nervure à l'ELU (utilisé pour le calcul des efforts tranchants) (sens yy).

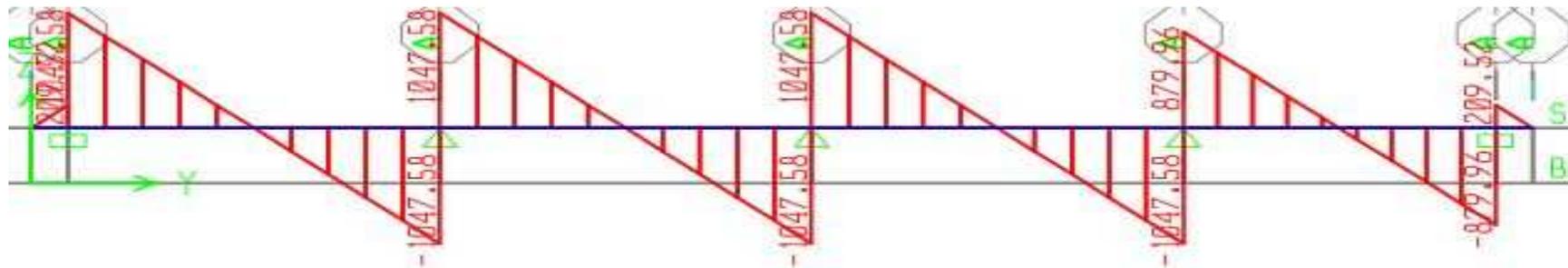


Figure VI.19 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU(sens yy).

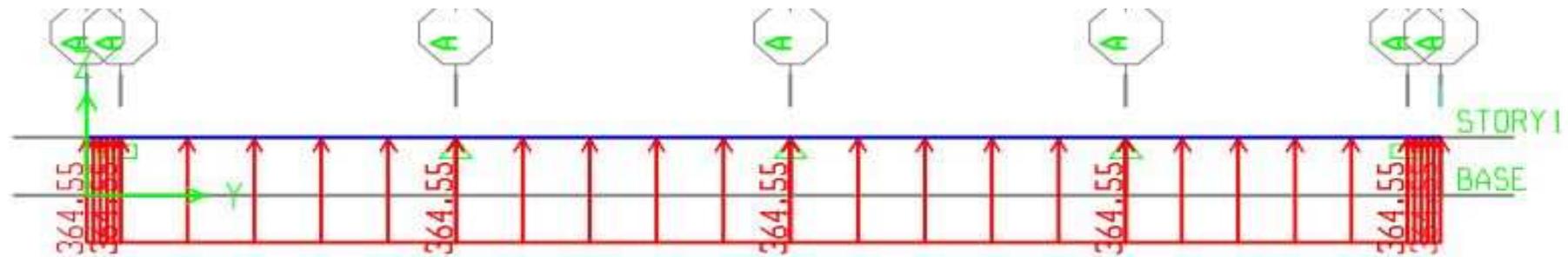


Figure VI.20: Schéma statique de la nervure à l'ELS (utilisé pour le calcul des moments fléchissants) (sens yy).

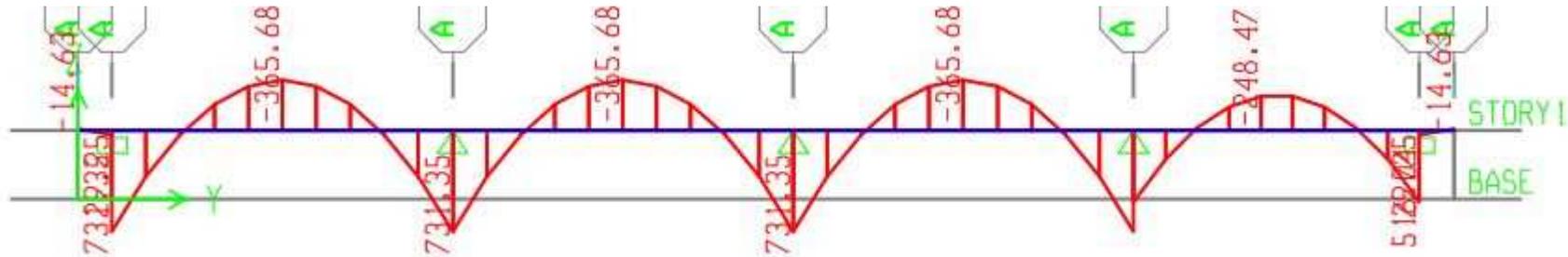


Figure VII.20: Diagramme des moments fléchissant à l'ELS(sens yy).

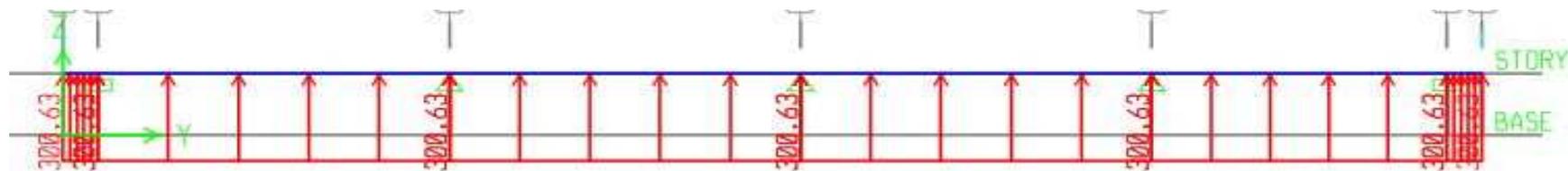


Figure VI.21: Schéma statique de la nervure à l'ELS (utilisé pour le calcul des efforts tranchants) (sens yy).

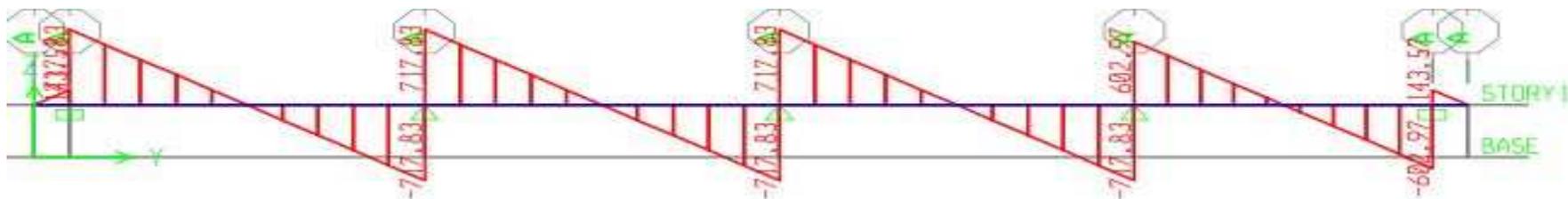


Figure VI.22 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS(sens yy)

	Sens longitudinal		Sens transversal	
	ELU	ELS	ELU	ELS
<i>Mamax (KN.m)</i>	967.28	665.15	1064.56	731.35
<i>Mtmax (KN.m)</i>	769.65	529.24	532.28	365.68
<i>Tmax (KN)</i>	1031.07	706.36	1047.58	717.83

Tableau VI.7 : Les efforts internes dans les nervures.

Calcul des armatures :

<i>Sen s</i>	<i>zone</i>	<i>M_u</i> (KN.m)	<i>μ_u</i>	<i>β</i>	<i>Sect ion</i>	<i>A</i> (cm ²)	<i>A_{adoptée}</i> (cm ²)
xx	<i>Appui s</i>	967.28	0.146	0.921	SSA	34.29	5HA20 filante+(2×5HA16)chap = 35.8
	<i>Travé e</i>	769.65	0.116	0.938	SSA	26.79	5HA20 fil+(5HA16+2HA14)chap=28.83
yy	<i>Appui s</i>	1064.56	0.162	0.911	SSA	38.16	5HA20 fil+(5HA20+5HA16)chap=39.09
	<i>travée</i>	532.28	0.080	0.958	SSA	18.14	5HA20 filante + 2HA16chap=19.72

Tableau VI.8 : Le ferrailage adopté pour la nervure.

- **Armatures longitudinales:** $b=60\text{ cm}$ $d=88\text{ cm}$

Le ferrailage adopté pour la nervure dans les deux sens est donné dans le tableau ci-dessous :

- **Armatures transversales (Art A.7.2.2/ BAEL 91 modifiée 99) :**

Diamètre des armatures transversales :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_{tmax}}{3} = \frac{20}{3} = 6,66\text{mm} \quad \text{Soit : } \phi = 8\text{mm}$$

- **Espacement des armatures :**

En zone nodale :

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi_{lmax} \right\} = \min \left\{ \frac{90}{4}; 12 \times 2 \right\} = \min \{22.5; 24\} = 22.5 \text{ cm}$$

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

En zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{90}{2} = 45 \text{ cm} \quad \text{Soit : } S_t = 20 \text{ cm}$$

- **Armatures transversales minimales (Art 7.5.2.2 RPA 99/ version 2003) :**

$$A_{min} = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 10 \times 55 = 1,65 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_t = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2$ (un cadre et un étrier)

- **Armatures de peau (Art 4.5.34/ BAEL 91 modifiée 99) :**

Les armatures de peau sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur ; leur section est d'au moins ($3 \text{ cm}^2/\text{ml}$) par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction. En l'absence de ces armatures, on risquerait d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées.

Dans notre cas, la hauteur de la poutre est de 90cm, la quantité d'armatures de peau nécessaire est donc :

$$A_p = 3 \text{ cm}^2 / 1 \times 0.8 = 3.75 \text{ cm}^2$$

On opte pour : $2HA16 = 4.02 \text{ cm}^2$.

e) Vérification à l'ELU:

- **Condition de non fragilité (Art. A.4.2.1/ BAEL91 modifiées 99) :**

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 60 \times 88 \times \frac{2,1}{400} = 6.37 \text{ cm}^2$$

Aux appuis :

$$A_a = 35.8 \text{ cm}^2 > A_{min} = 6.37 \text{ cm}^2 \text{ Condition vérifiée}$$

En travées :

$$A_t = 28.83 \text{ cm}^2 > A_{min} = 6.37 \text{ cm}^2 \text{ Condition vérifiée.}$$

- **Vérification de la contrainte de cisaillement : (Effort tranchant)**

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4Mpa \right\} = 2,5Mpa$$

Sens longitudinal : $T_u^{max} = 1031.07KN$

$$\tau_u = \frac{1031.07 \times 10^3}{600 \times 880} = 1.95Mpa \leq \bar{\tau}_u = 2,5Mpa \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Sens transversal : $T_u^{max} = 1229,06KN$

$$\tau_u = \frac{1047.58 \times 10^3}{600 \times 880} = 1.98Mpa \leq \bar{\tau}_u = 2.5Mpa \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

e. Vérification à l'ELS :

❖ Vérification des contraintes :

✓ **Dans le béton :**

On doit vérifier que :

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

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta . d . A_{st}} \qquad \rho_1 = \frac{100 . A_s}{b . d} \sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

Sens	Zone	As (cm ²)	Ms	ρ ₁	β	K ₁	σ _{st}	σ _b	σ _b	Obs
Xx	Appuis	35.8	665.15	0.675	0.880	26.67	239.92	8.99	15	Cv
	Travée	28.83	529.24	0.546	0.889	30.31	234.65	7.49	15	Cv
Yy	Appuis	39.09	731.35	0.740	0.875	25.21	242.97	8.11	15	Cv
	travée	20.1	365.68	0.379	0.905	37.63	229.74	6.10	15	Cv

Tableau VI.9: vérification des contraintes à l'ELS

➤ Introduction :

Le mur plaque assure un chaînage de la structure et forme un bloc rigide et indéformable, il permet de remplir les fonctions suivantes :

- Assurer une bonne stabilité de l'ouvrage et limiter les déplacements horizontaux relatifs aux fondations ;
- Transmettre au sol de fondation la totalité des efforts apportés par la superstructure.
- Assurer la fonction de soutènement des terres.

VII-1) Dimensionnement :

D'après le RPA ce mur doit avoir une épaisseur minimale égale à 15cm et une hauteur de vide sanitaire.

On prendra

Epaisseur : 20 cm

Hauteur : 3.06m

VII-2) Détermination des sollicitations :

Les contraintes qui s'exercent sur la face du mur sont :

σ_H : contrainte horizontale due aux forces de poussée des terres.

$$\sigma_H = K_a \cdot \sigma_V$$

K_a : coefficient de poussée des terres au repos.

φ : Angle de frottement interne.

VII-2-1) Les caractéristiques mécaniques et physiques du sol :

Poids volumique des terres : $\gamma = 15.6 \text{ KN/m}^3$.

Angle de frottement : $\varphi = 14^\circ$.

Cohésion : $C = 0$

La contrainte de Sol : $\sigma_{sol} = 2.59 \text{ bars}$

$\beta = 0$

VII-2-2) Contrainte de sollicitations :

Les contraintes qui s'exercent sur la face du voile sont : σ_H et σ_V

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

a) Calcul des sollicitations :

ELU :

$$\sigma_H = K_0 \times \sigma_v = K_0 (1.35 \times \gamma \times h + 1.5 \times q)$$

$$h = 0 \text{ m} \rightarrow \sigma_{H1} = 1.5 \times 0.781 \times 10 = 11.71 \text{ KN/m}^2$$

$$h = 3.06 \text{ m} \rightarrow \sigma_{H2} = 0.781 \times (1.35 \times 15.6 \times 3.06 + 1.5 \times 10) = 62.04 \text{ KN/m}^2$$

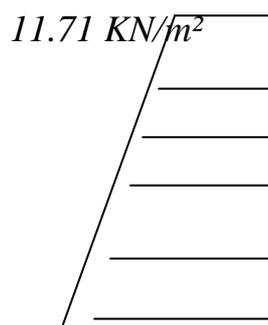
ELS :

$$\sigma_H = K_0 \times \sigma_v = K_0 (q + \gamma \times h)$$

$$h = 0 \text{ m} \rightarrow \sigma_{H1} = 0.781 \times 10 = 7.81 \text{ KN/m}^2$$

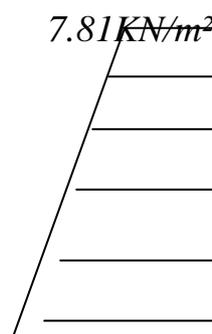
$$h = 3.06 \text{ m} \rightarrow \sigma_{H2} = 0.781 (10 + 15.6 \times 3.06) = 45.09 \text{ KN/m}^2$$

b) Diagramme des contraintes :



62.04 KN/m²

ELU



45.09 KN/m²

ELS

$$ELU : q_u = \frac{3\sigma_{H2} + \sigma_{H1}}{4} \times 1 \text{ m} = \frac{3 \times 62.04 + 11.71}{4} = 49.45 \text{ KN/ml}$$

$$ELS : q_s = \frac{3\sigma_{H2} + \sigma_{H1}}{4} \times 1 \text{ m} = \frac{3 \times 45.09 + 7.81}{4} = 35.77 \text{ KN/ml}$$

VII.2.3.) Ferrailage:**1. Méthode de calcul :**

Le mur plaque sera considéré comme un ensemble de dalles continues encastrées sur 4 cotés au niveau des nervures et des poteaux.

2. Détermination des moments :

La détermination des moments de flexion se fera à partir de la méthode des panneaux encastrés sur 4 appuis.

Le panneau considéré est un panneau intermédiaire, dont l'appui peut assurer un encastrement partiel et pour tenir compte de la continuité du panneau, les moments seront affectés des coefficients suivants :

- *Moment en travée : 0.75*
- *Moment en appui: 0.5*

3. Identification des panneaux :

$$l_x = 3.06 \text{ m}$$

$$l_y = 5 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3.06}{5} = 0.612 > 0.4 \Rightarrow$$

Le panneau travaille dans les 2 sens

ELU :

$$\rho = 0.612 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0798 \\ \mu_y = 0.317 \end{cases}$$

$$M_{0x} = \mu_x q l_x^2 = 0.0798 \times 49.45 \times 3.06^2 = 36.94 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y M_{0x} = 0.317 \times 36.94 = 11.71 \text{ KN.m}$$

4. Correction des moments :

Sens xx :

$$\text{Aux appuis : } M_a = 0.5 M_{0x} = 0.5 \times 36.94 = 18.147 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0.75 M_{0x} = 0.75 \times 36.94 = 27.70 \text{ KN.m}$$

Sens yy :

Aux appuis : $M_a = 0.5M_{0Y} = 0.5 \times 11.71 = 5.85 \text{KN.m}$

En travées : $M_t = 0.75M_{0Y} = 0.75 \times 11.71 = 8.78 \text{KN.m}$

ELS :

$M_{0X} = 0.0798 \times 35.77 \times 3.06^2 = 26.72 \text{KN.m}$

$M_{0Y} = 0.317 \times 26.72 = 8.47 \text{KN.m}$

5. Correction des moments :

Sens XX :

Aux appuis : $M_a = 0.5M_{0X} = 13.36 \text{KN.m}$

En travée : $M_t = 0.75M_{0X} = 20.04 \text{KN.m}$

Sens YY :

Aux appuis : $M_a = 0.5M_{0Y} = 4.235 \text{KN.m}$

En travée : $M_t = 0.75M_{0Y} = 6.35 \text{KN.m}$

6. Calcul des sections d'armatures :

Sens	zone	$M_u(\text{KN.m})$	μ_u	μ_1	section	β	$A(\text{cm}^2)$	$A_{min}(\text{cm}^2)$	$A_{adoptée}(\text{cm}^2)$	st (cm)
xx	Appuis	18.147	0.039	0.392	SSA	0.980	2.95	2	7HA12= 7.92	15
	Travée	27.70	0.060	0.392	SSA	0.969	4.56	2	7HA12= 7.92	15
yy	Appuis	5.85	0.127	0.392	SSA	0.931	1	2	7HA12= 7.92	15
	travée	8.78	0.019	0.392	SSA	0.936	1.49	2	7HA12= 7.92	15

Tableau 1- ferrailage du mur plaque

Recommandations du RPA :

Le mur doit avoir les caractéristiques suivantes :

- Les armatures sont constituées de deux nappes

- Le pourcentage minimum des armatures est de 0,10%B dans les deux sens (horizontal et vertical)
- $A \geq 0.001bh = 0.001 \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2$

Les deux nappes sont reliées par quatre épingles/m² de HA8.

VII.2.4) vérification à l'ELS :

- **vérification de la contrainte dans le béton :**

On doit vérifier que :

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

Si la condition suivante est satisfaite, la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

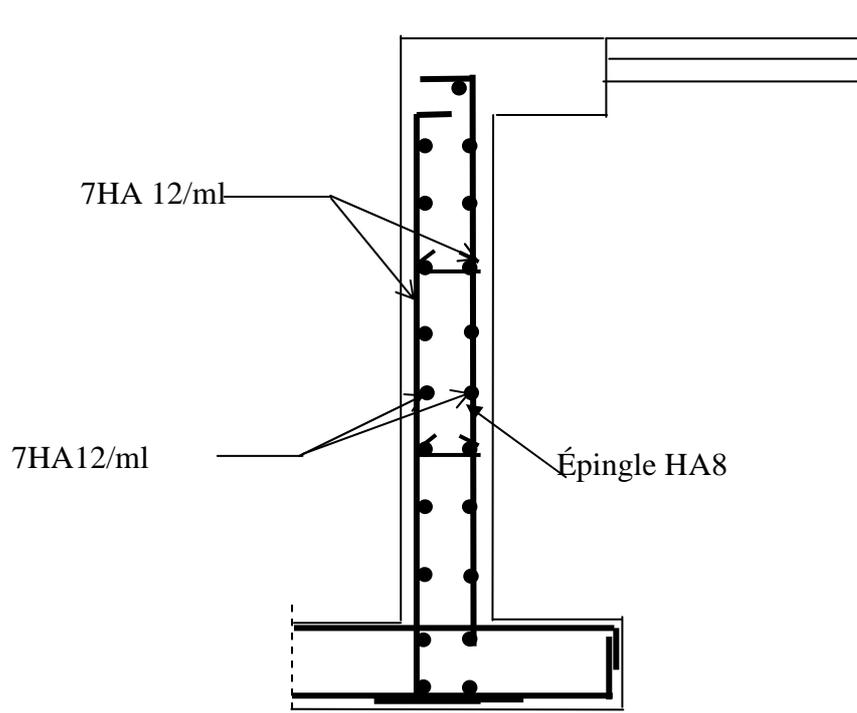
$$\alpha < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}; \text{ avec } \gamma = \frac{M_U}{M_S}$$

sens	zone	Mu	Ms	γ	α	$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$	observation
XX	Appui	18.147	13.36	1.35	0.037	0.425	vérifiée
	Travée	27.70	20.04	1.38	0.0625	0.44	vérifiée
YY	appui	5.85	4.235	1.38	0.012	0.44	vérifiée
	travée	8.78	6.35	1.38	0.025	0.44	vérifiée

Tableau 2- vérification des contraintes à l'ELS

Donc la vérification des contraintes n'est pas nécessaire.

Figure VII : Ferrailage du mur plaque



Conclusion Générale

La présente étude nous a permis de mieux cerner une synthèse assez objective de toutes les connaissances acquises tout le long de notre formation en génie civil qui reste un domaine très vaste.

Suite a cela, ce modeste travail nous à permis d'appliquer les différents règlements à savoir : « BAEL91 », « RPA99/version2003 » ainsi que les divers documents techniques.

Ce travail nous à incité à ce documenter davantage pour paraître à toutes difficultés rencontrées au cours de sa réalisation et d'améliorer notre vision sur le comportement des bâtisses en général et des voiles en particulier.

En fin nous avons constaté que l'élaboration d'un projet ne se base pas uniquement sur le calcul, mais plutôt sur sa concordance avec le coté pratique, nous espérons que ce modeste travail sera un apport et support pour les promotions à venir.

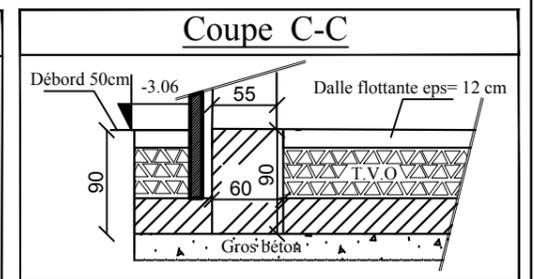
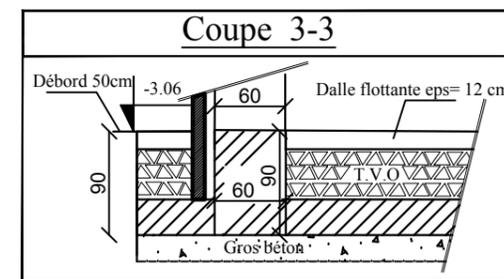
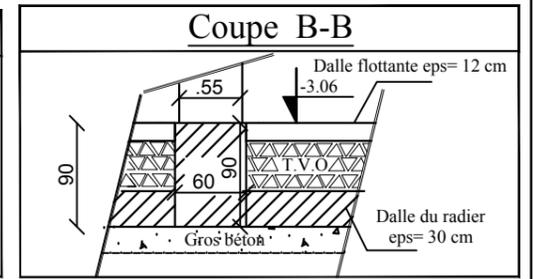
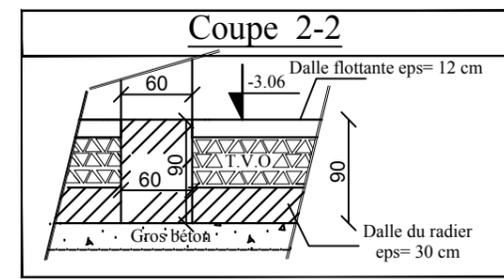
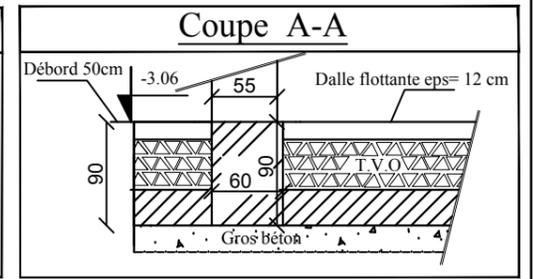
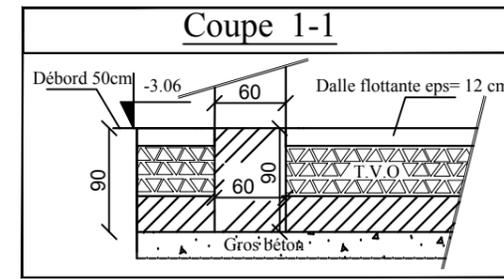
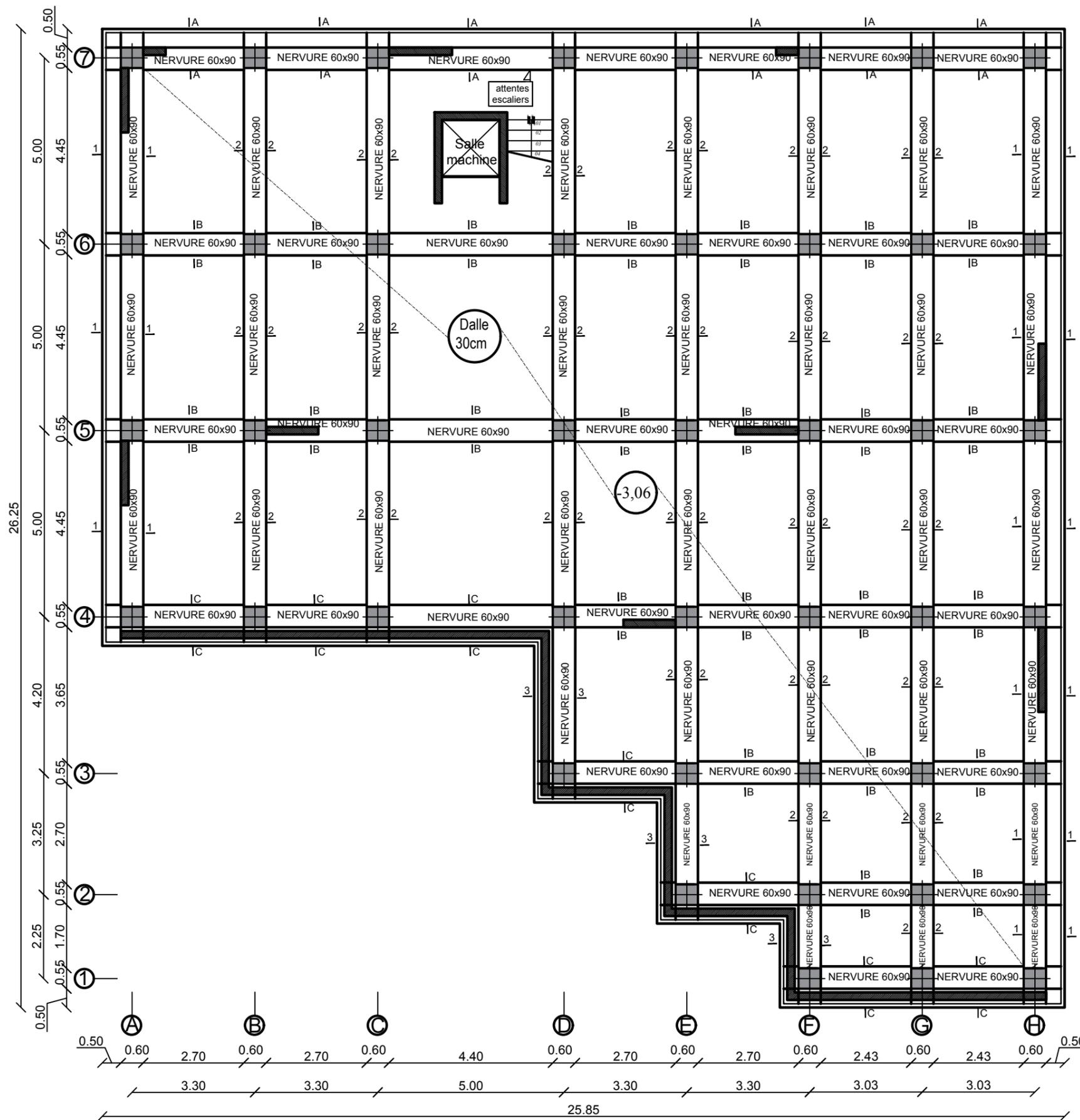
Bibliographie

Règlements :

- *R.P.A 99, « Règlement parasismique Algérienne version 2003 ».*
- *C.B.A 93, « Règles de conception et de calcul des structures en béton armé ».*
- *B.A.E.L 91, « Béton armé aux états limites ».*
- *R.N.V 99, « Règlement neige et vent », D.T.R C2-47.*
- *Document technique réglementaire DTA B.C.2.2*

Ouvrages :

- *Cours et TD pendant toute notre formation (BETON,MDS et RDM).*
- *Tables de Pigeaud et tables de calcul a l'ELU et l'ELS*
- *Mémoires fin d'études des promotions précédentes*
- *Cours et TD du cursus (BETON,MDS et RDM)*



PLAN DE FONDATIONS
NIV :-3.06(SOUS-SOL)

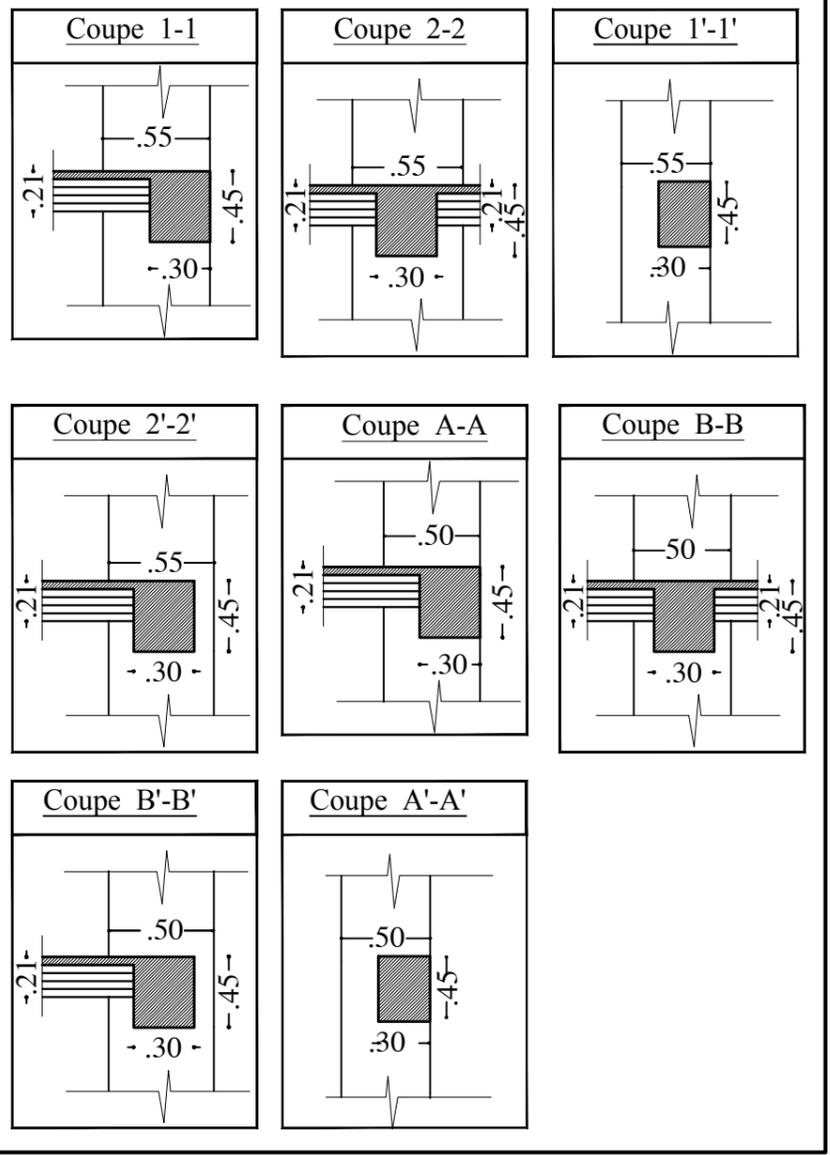
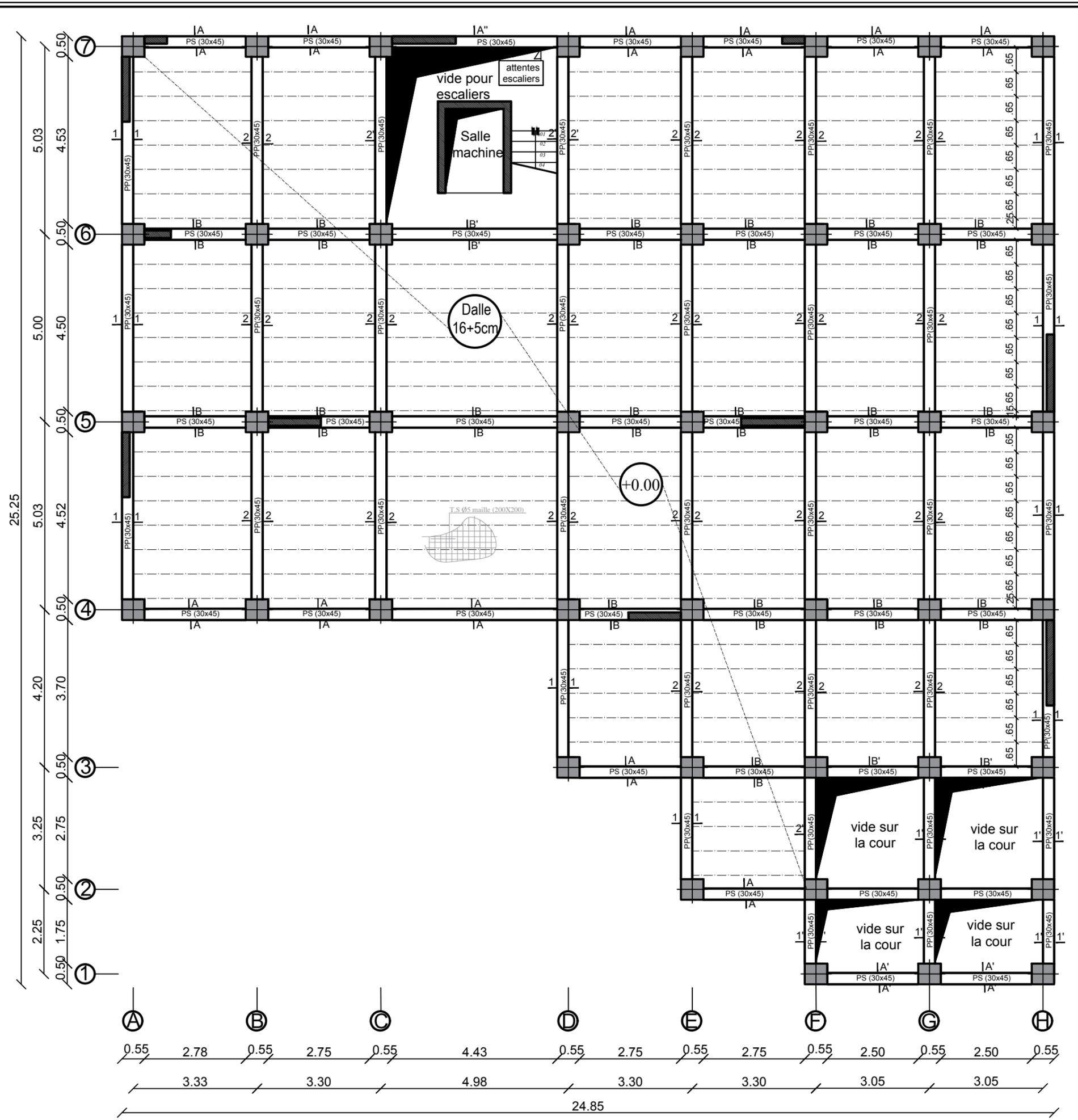
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

Etudié par :
-M^{elle} BENNANE Louiza
-M^{elle} BOUMEKLA Ouardia
Dirigé par :
-M^r IDIRA

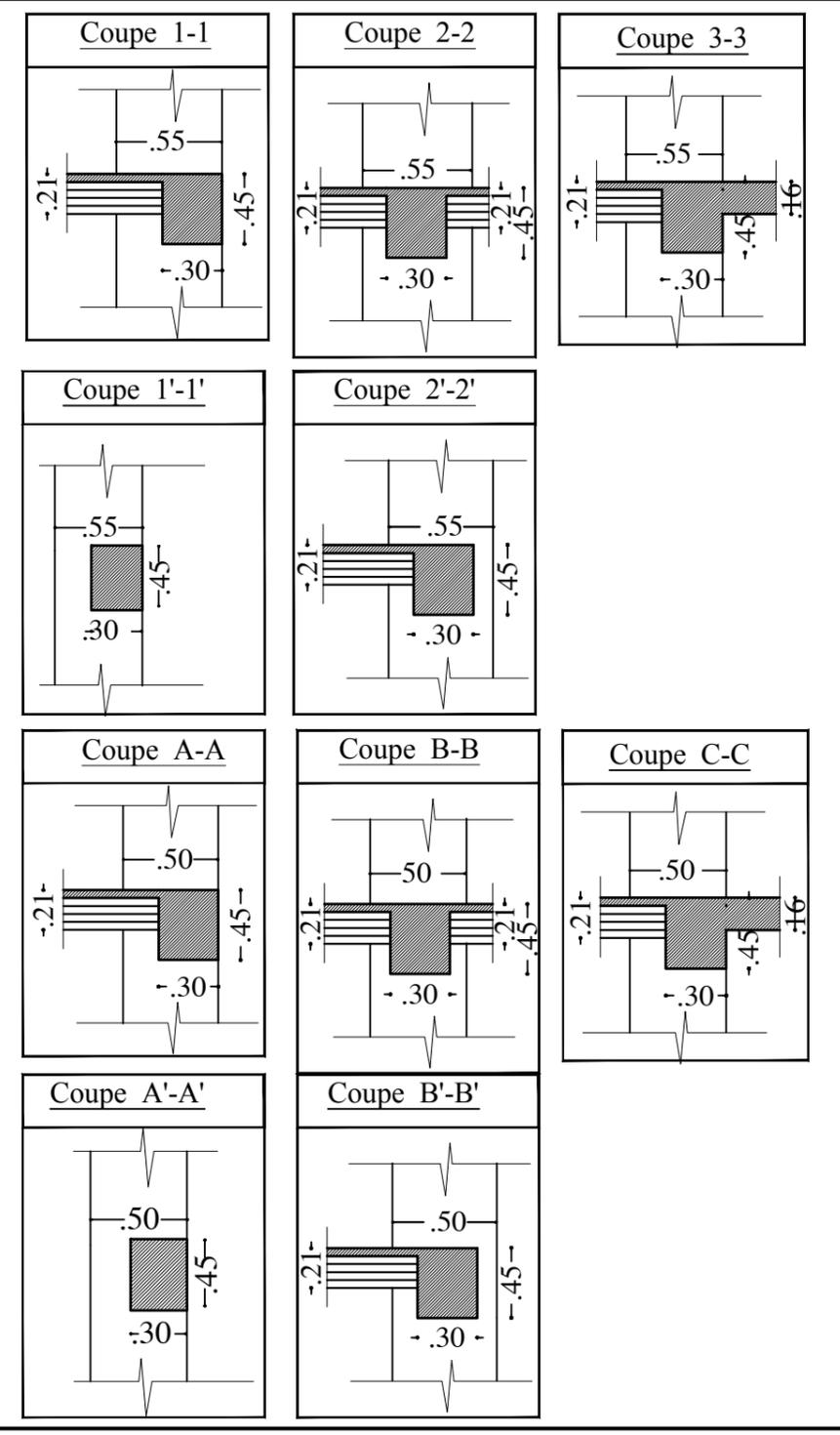
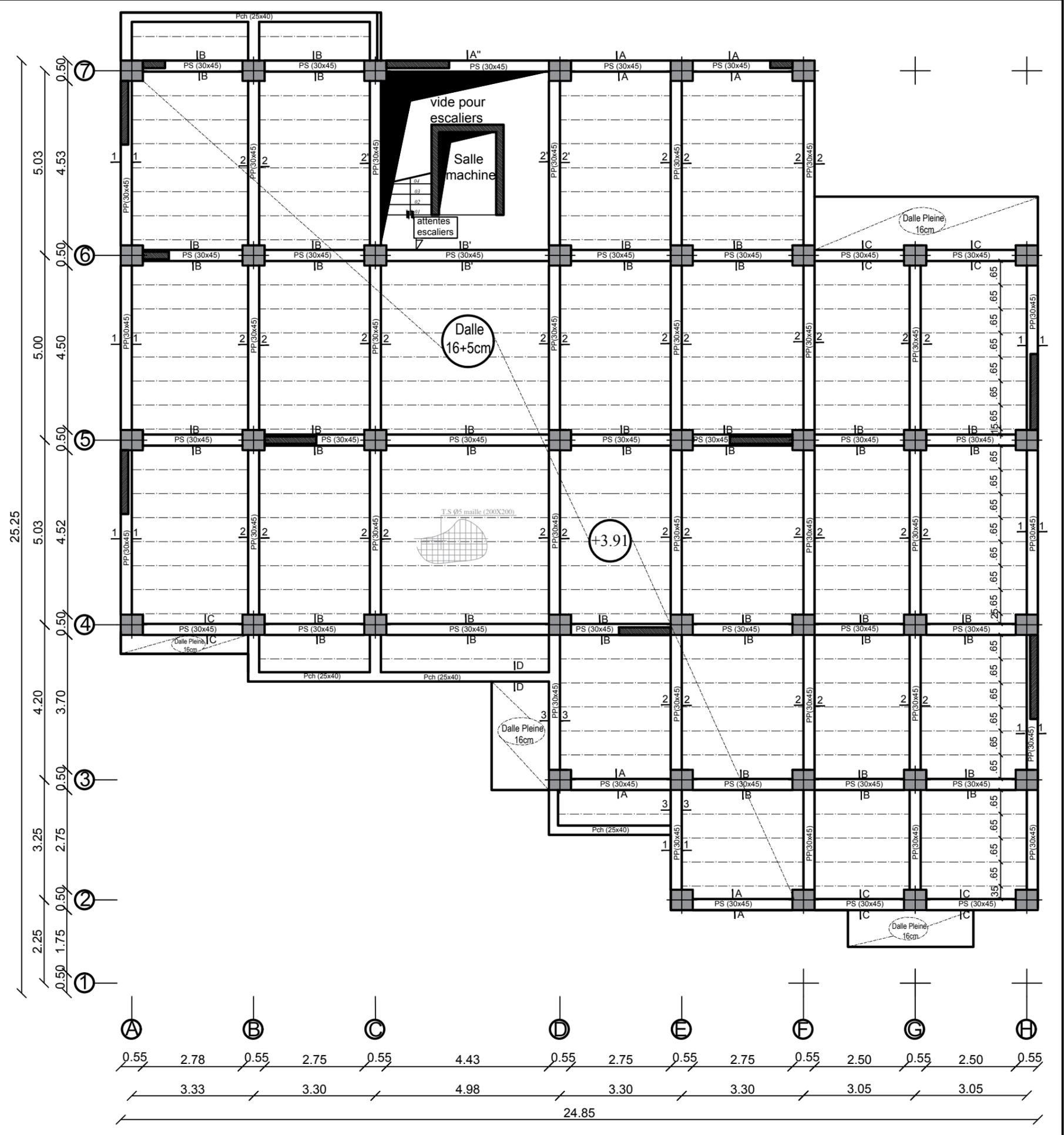
Titre :
PLAN DE FONDATIONS
NIV :-3.06
SOUS-SOL

Echelle°: 1/50
Plan N°: 01
Promotion:
2019



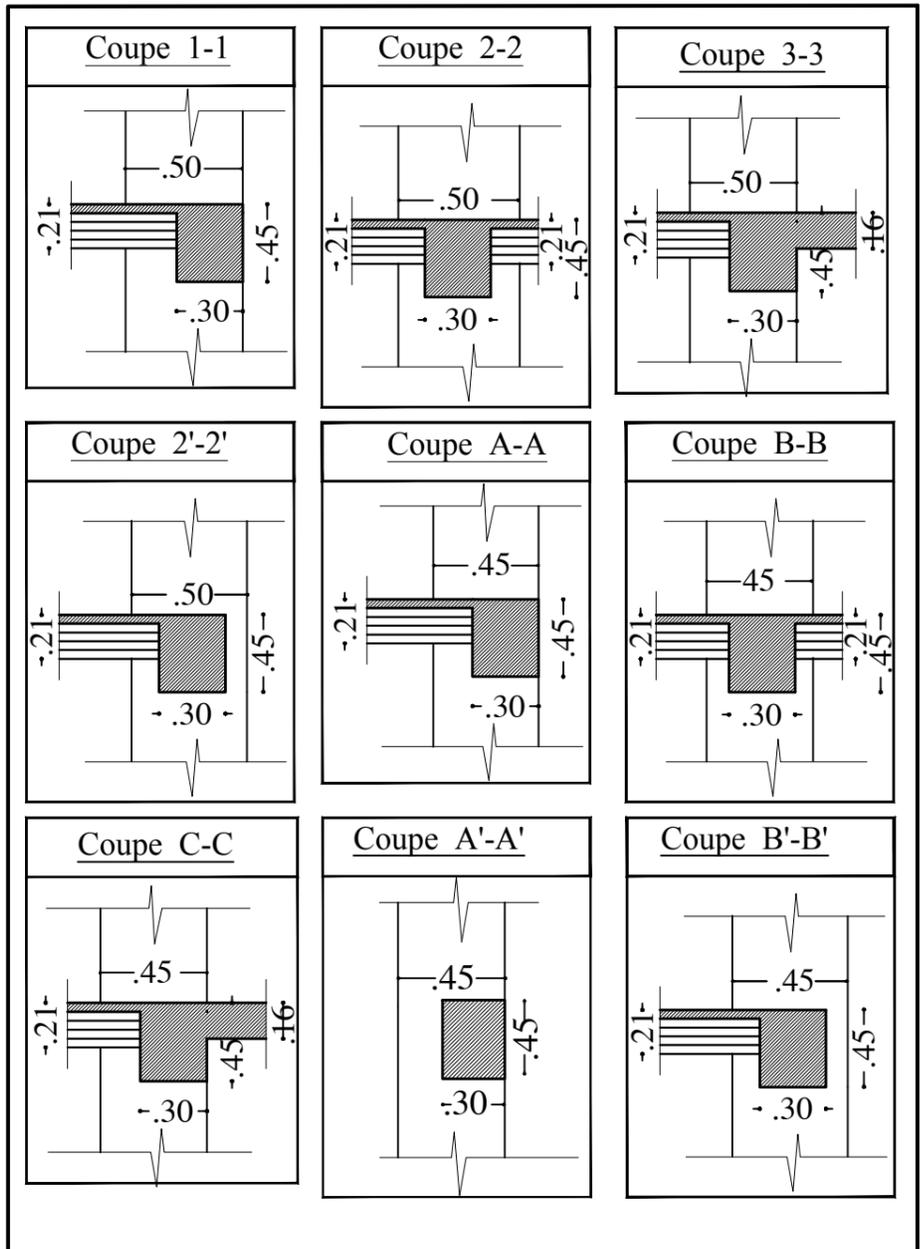
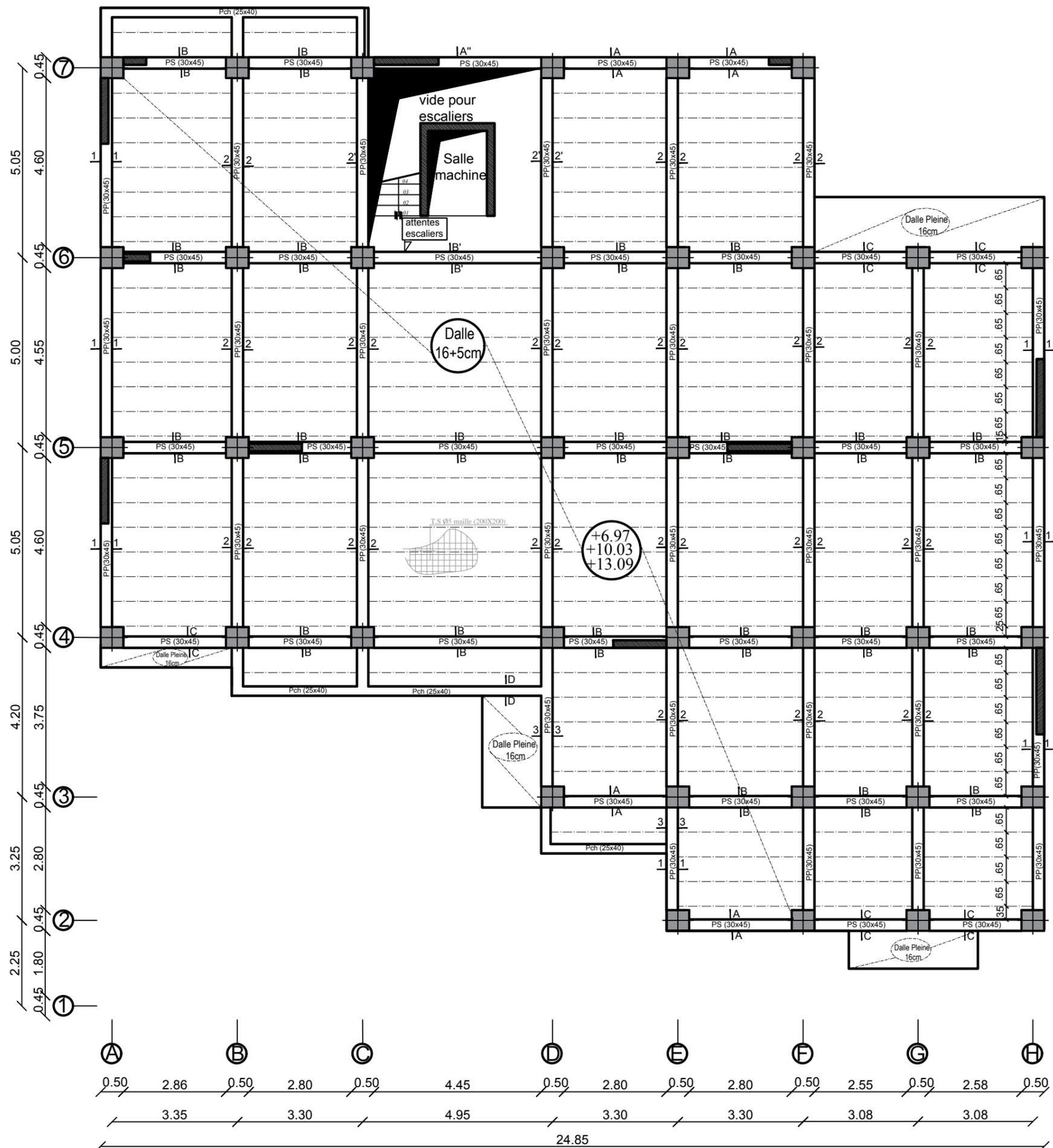
PLAN DE COFFRAGE
NIV: +0.00 (RDC)

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE		
Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil		
Etudié par :	Titre :	Echelle: 1/50
-M ^{elle} BENNANE Louiza	PLAN DE COFFRAGE NIV: +0.00 (RDC)	Plan N°: 03
-M ^{elle} BOUMEKLA Ouardia		Promotion:
Dirigé par :		2019
-M ^r IDIR.A		



PLAN DE COFFRAGE
NIV: +3.91(1^{er} ETAGE)

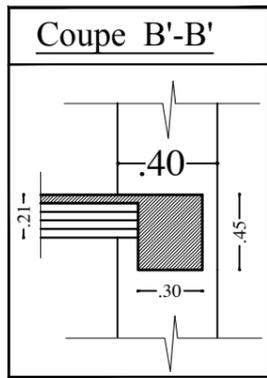
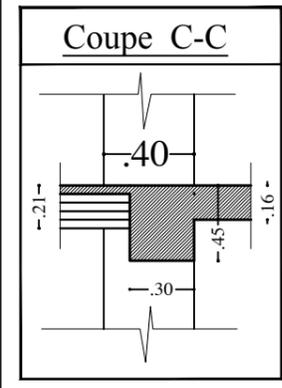
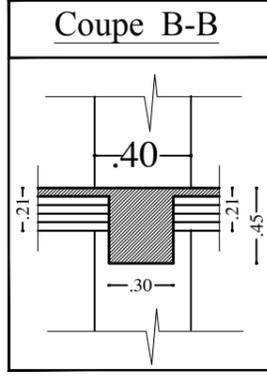
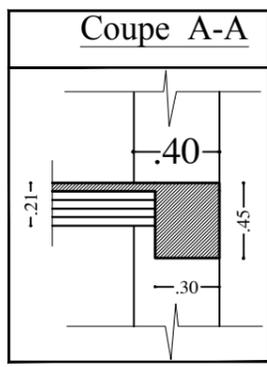
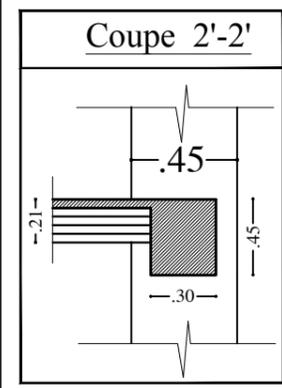
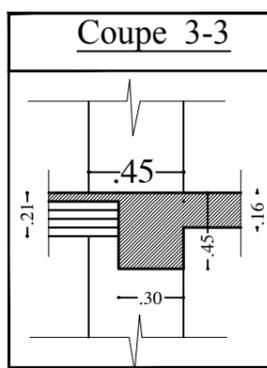
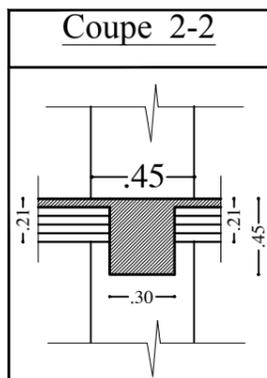
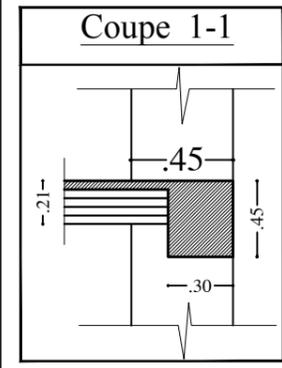
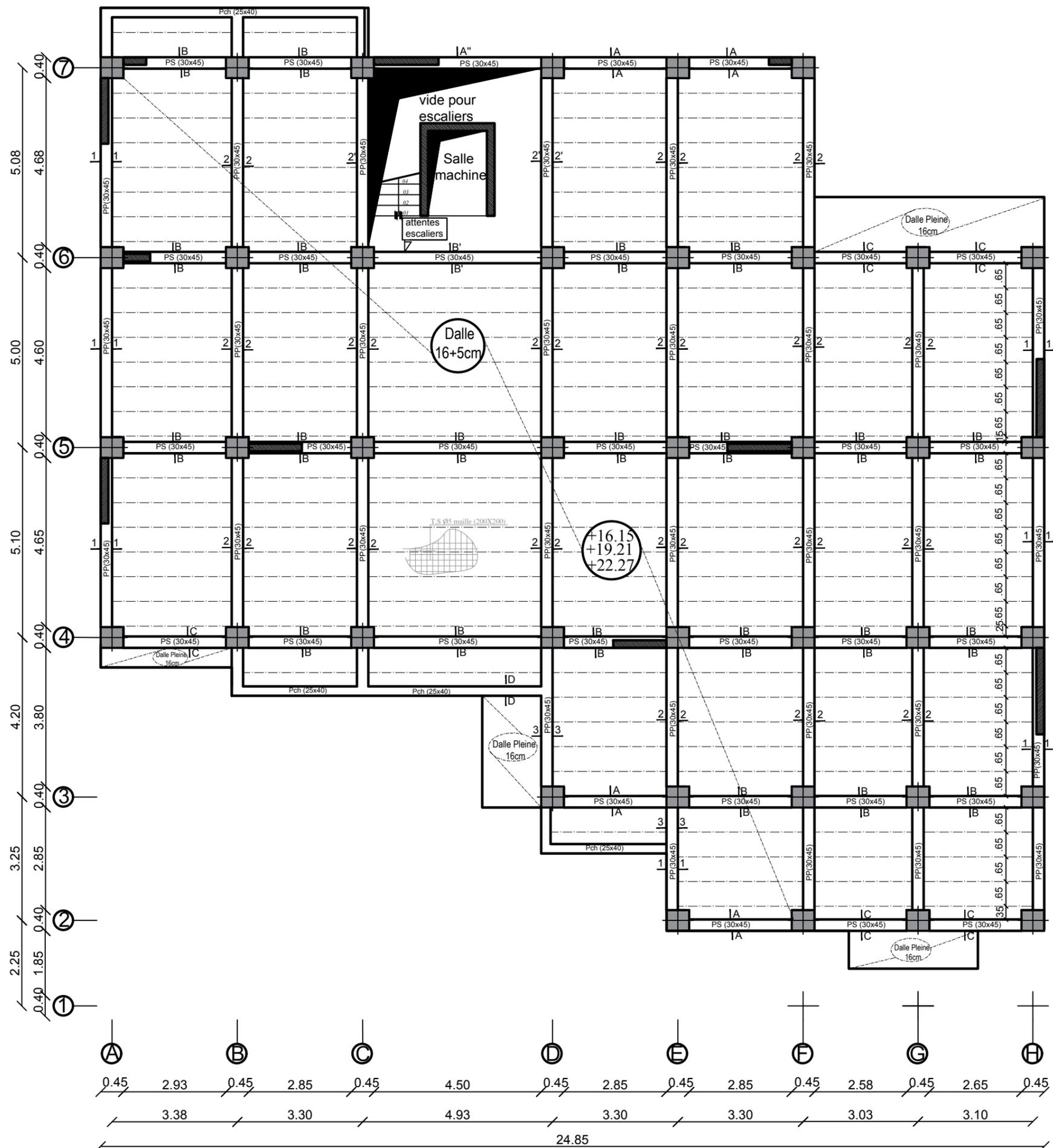
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil		
Etudié par : -M ^{elle} BENNANE Louiza -M ^{elle} BOUMEKLA Ouardia	Titre : PLAN DE COFFRAGE NIV: +3.91(1^{er} ETAGE)	Echelle°: 1/50 Plan N°: 04 Promotion: 2019
Dirigé par : -M ^r IDIR.A		



PLAN DE COFFRAGE
NIV: +6.97, +10.03 et +13.09
(2^{eme}, 3^{eme} et 4^{eme} ETAGE)

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

<p><i>Etudié par :</i> -M^{elle} BENNANE Louiza -M^{elle} BOUMEKLA Ouardia</p> <p><i>Dirigé par :</i> -M^r IDIR.A</p>	<p><i>Titre :</i> PLAN DE COFFRAGE NIV: +6.97,+10.03 et +13.09 (2^{eme}, 3^{eme} et 4^{eme} ETAGE)</p>	<p><i>Echelle°: 1/50</i></p> <p><i>Plan N°: 05</i></p> <p><i>Promotion:</i> 2019</p>
--	--	---



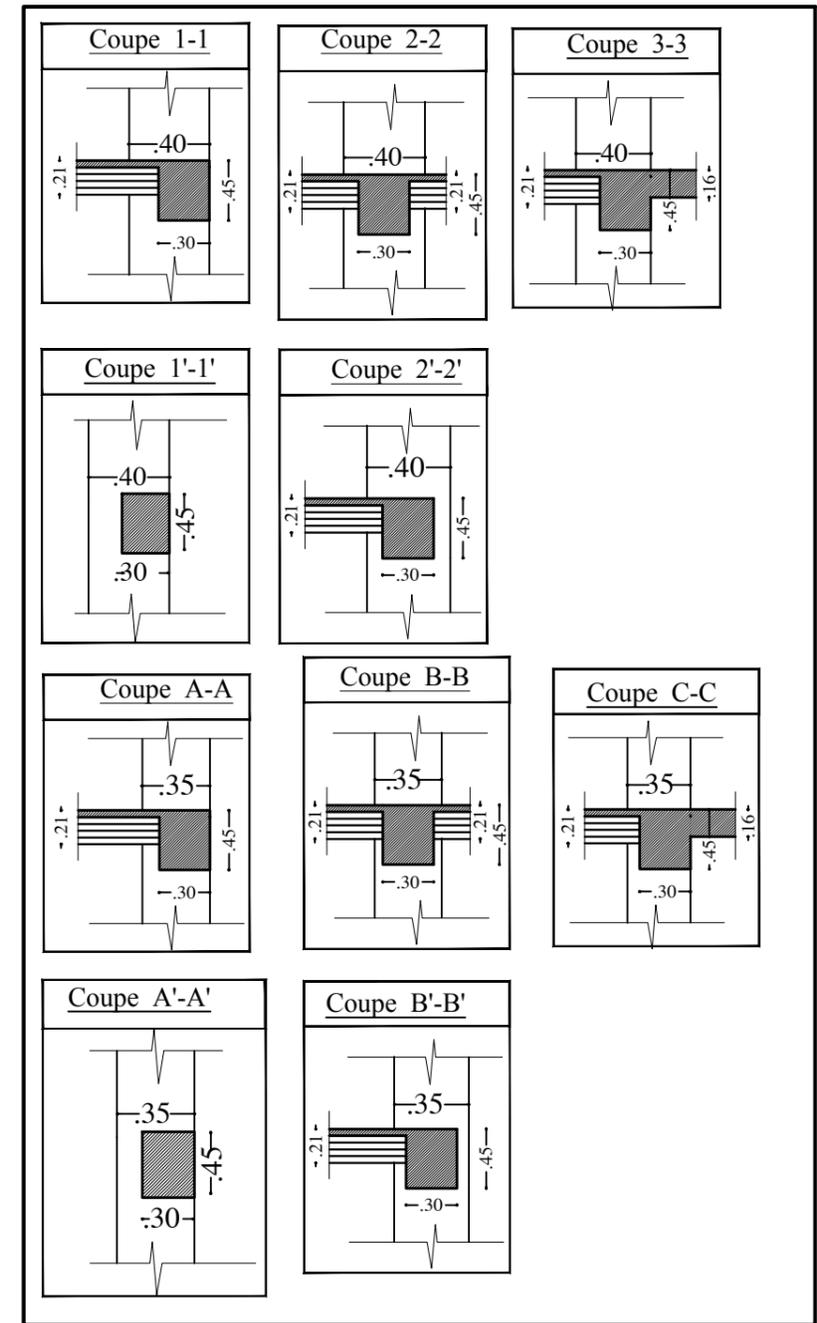
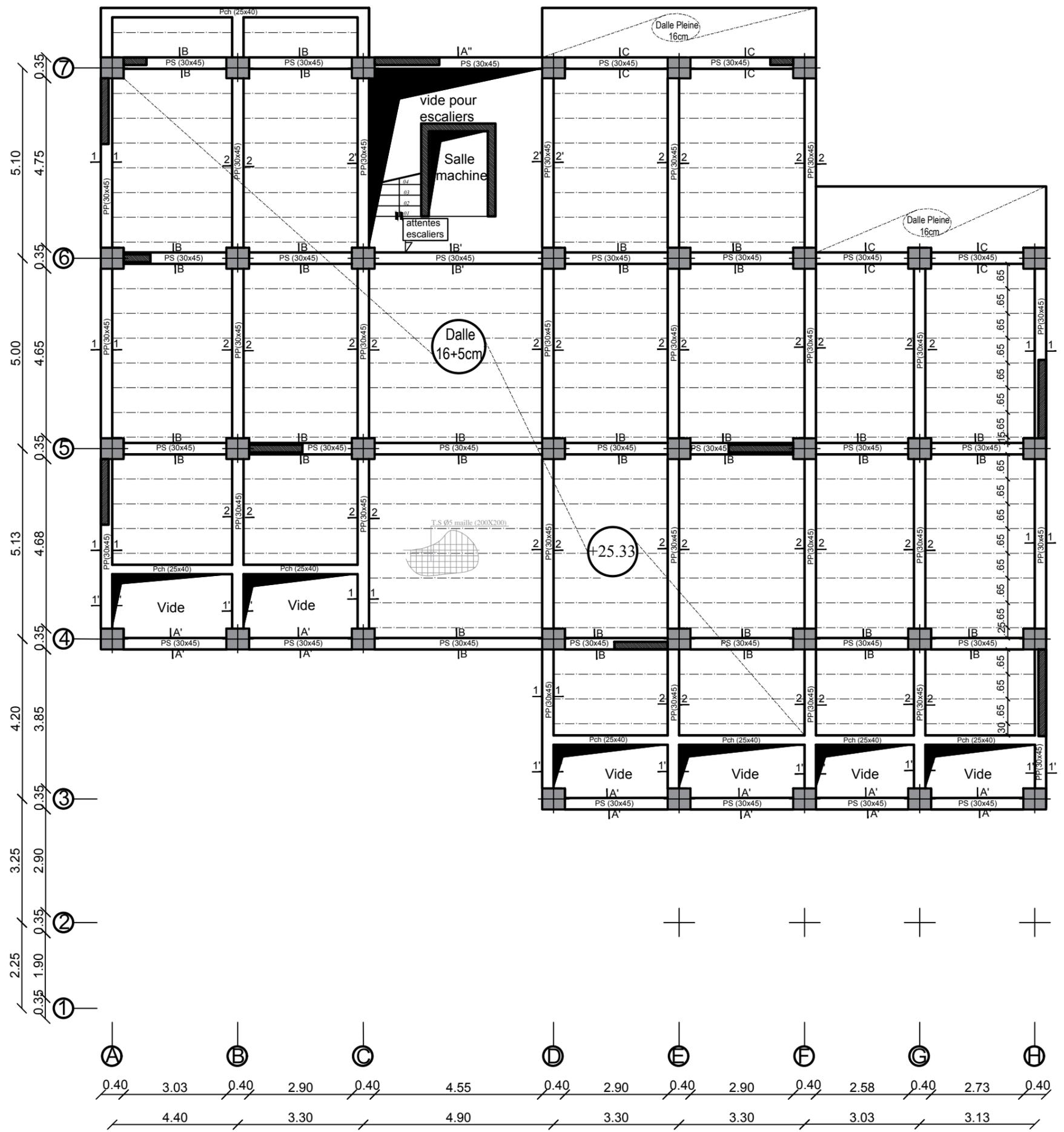
PLAN DE COFFRAGE
NIV: +16.15, +19.21 et +22.27
(5^{eme}, 6^{eme} et 7^{eme} ETAGE)

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

Etudié par :
 -M^{elle} BENNANE Louiza
 -M^{elle} BOUMEKLA Ouardia
 Dirigé par :
 -M^r IDIRA

Titre :
PLAN DE COFFRAGE
 NIV: +16.15, +19.21 et +22.27
 (5^{eme}, 6^{eme} et 7^{eme} ETAGE)

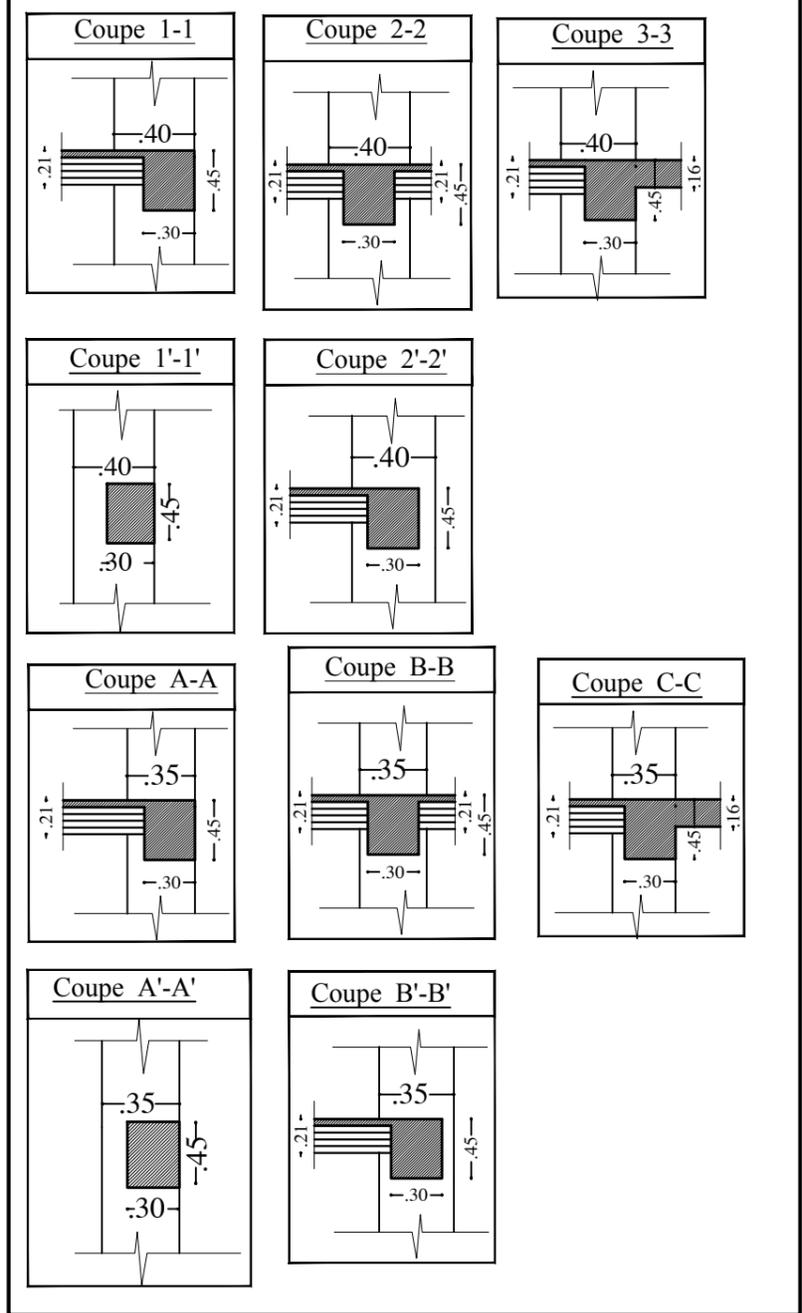
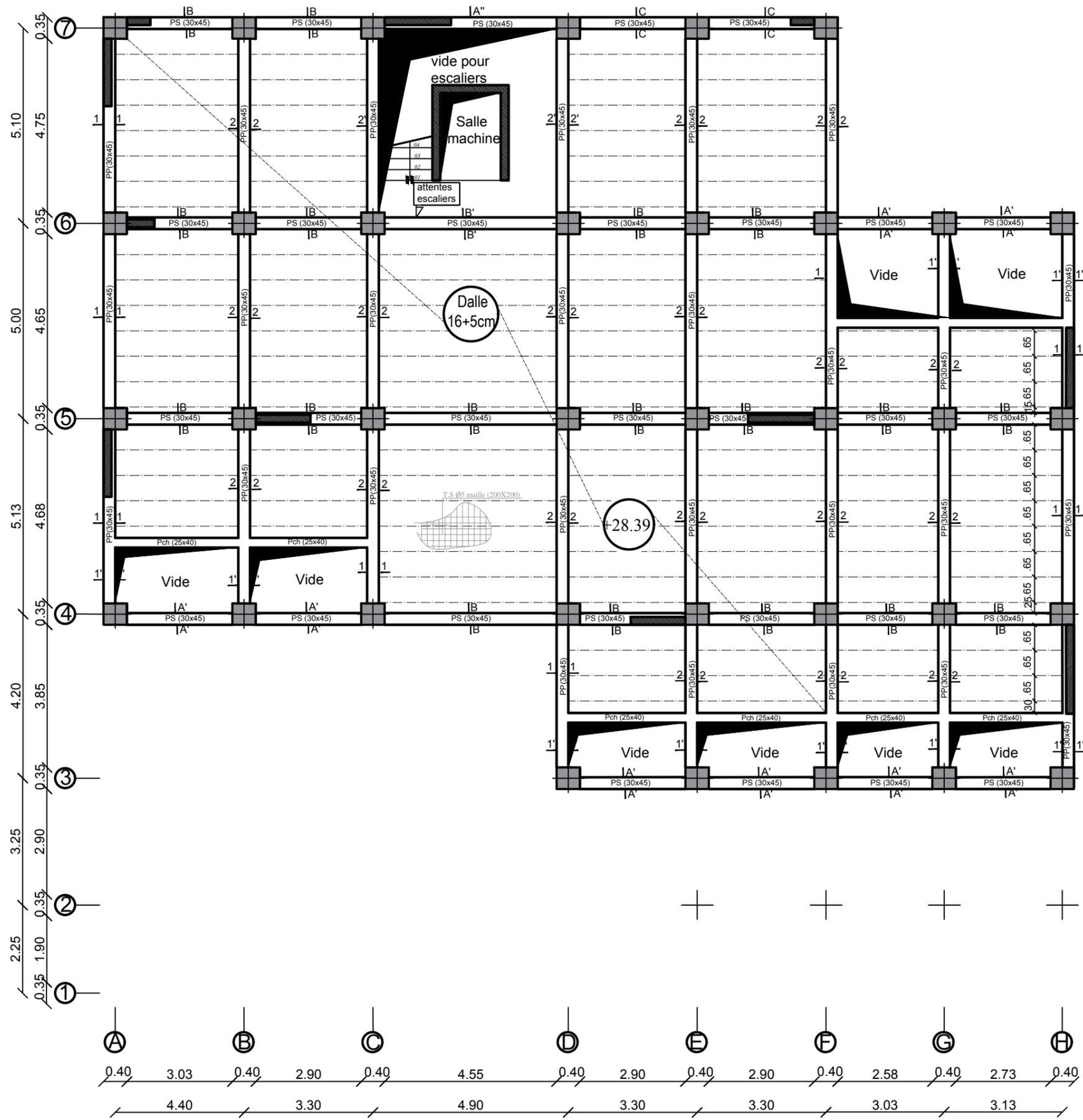
Echelle°: 1/50
 Plan N°: 06
 Promotion:
 2019



PLAN DE COFFRAGE
NIV: +25.33
(L'ETAGE ATTIQUE 01)

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

Etudié par : -M ^{elle} BENNANE Louiza -M ^{elle} BOUMKLA Ouardia	Titre : PLAN DE COFFRAGE NIV: +25.33 (L'ETAGE ATTIQUE 01)	Echelle°: 1/50 Plan N°: 07 Promotion: 2019
Dirigé par : -M ^r IDIR.A		



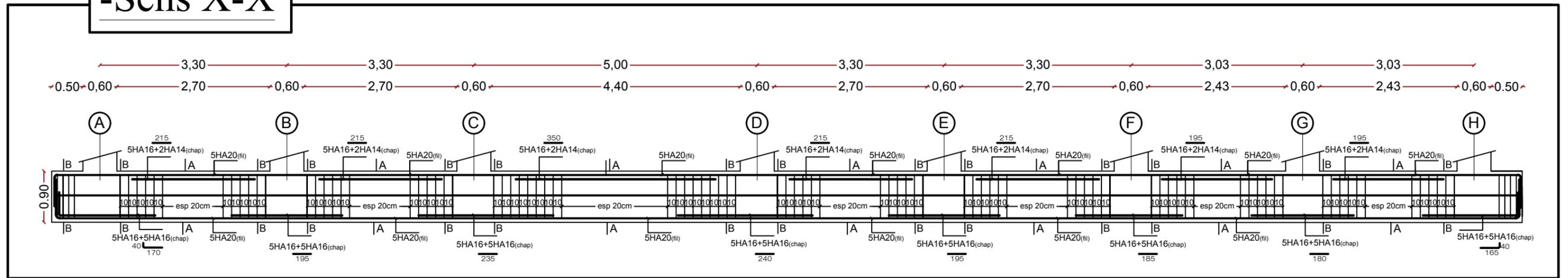
PLAN DE COFFRAGE
NIV: +28.39
(L'ETAGE ATTIQUE 02)

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

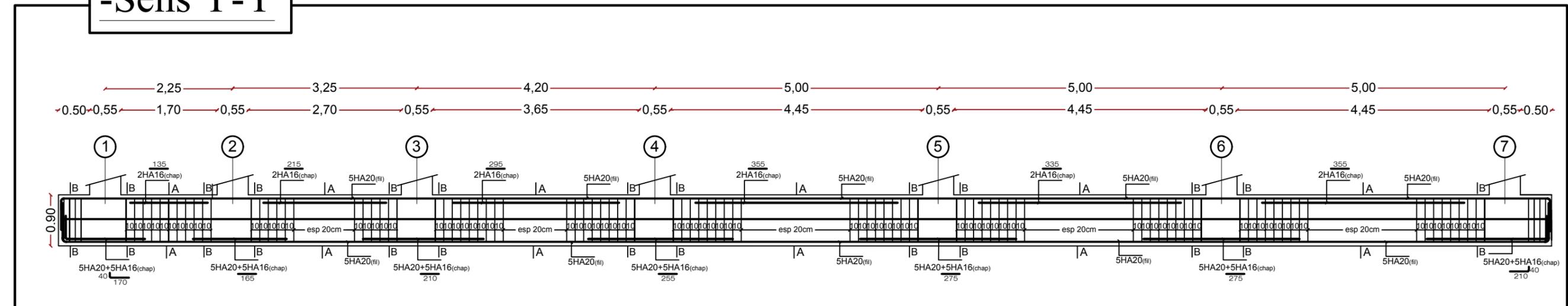
<p><i>Etudié par :</i> -M^{elle} BENNANE Louiza -M^{elle} BOUMEKLA Ouardia</p>	<p><i>Titre :</i> PLAN DE COFFRAGE NIV: +28.39 (L'ETAGE ATTIQUE 02)</p>	<p><i>Echelle°:</i> 1/50 <i>Plan N°:</i> 08 <i>Promotion:</i> 2019</p>
<p><i>Dirigé par :</i> -M^r IDIR.A</p>		

FERRAILLAGE DE LA NERVURE (60X90)cm²

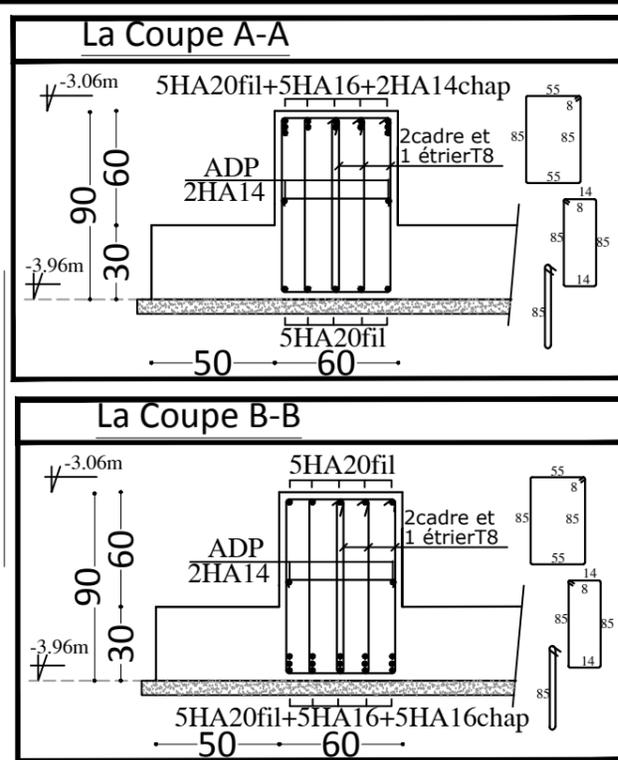
-Sens X-X



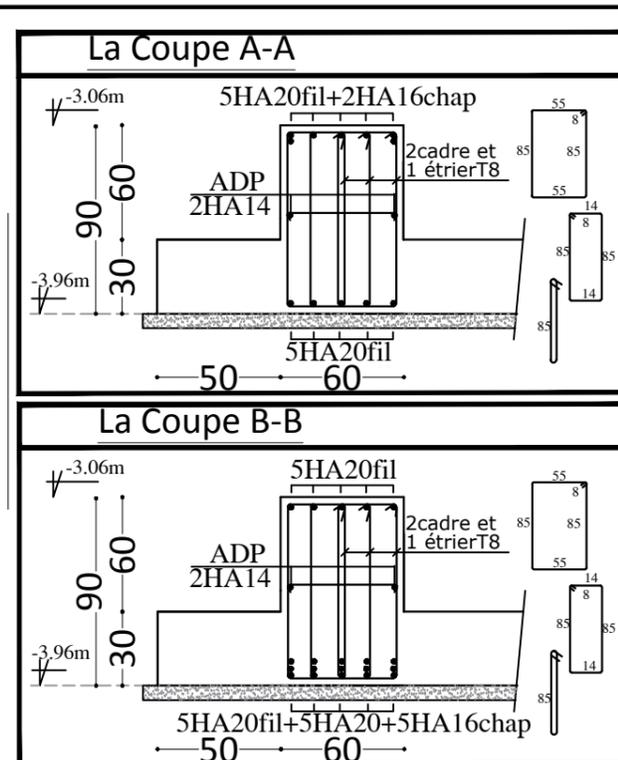
-Sens Y-Y



-Sens X-X



-Sens Y-Y



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

Etudié par :

-M^{elle} BENNANE Louiza
-M^{elle} BOUMEKLA Ouardia

Dirigé par :

-M^r IDIR.A

Titre :

-Ferrailage de la nervure

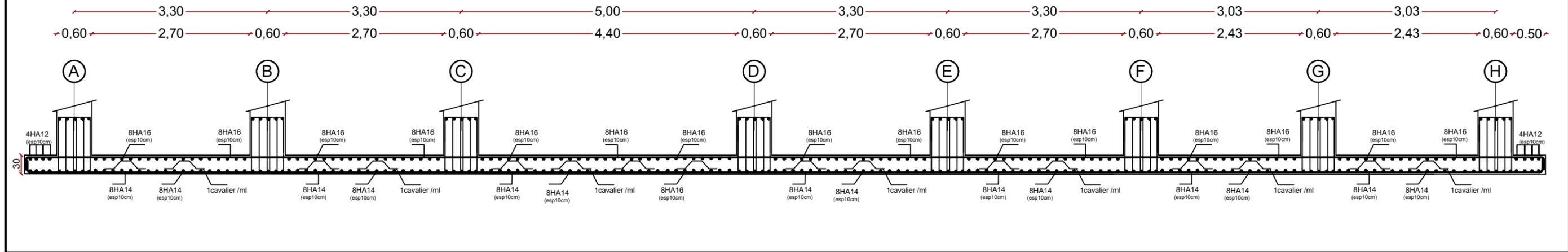
Echelle^o: 1/50

Plan N^o: 09

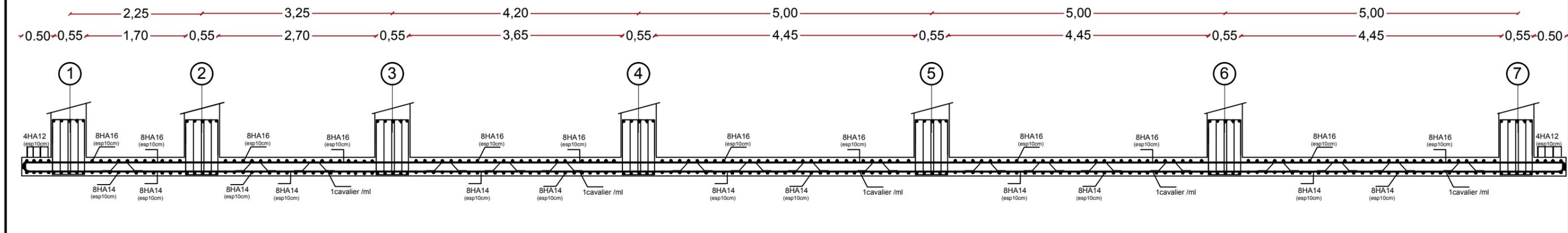
Promotion:
2019

FERRAILLAGE DE LA DALLE DU RADIER EP=30cm:

-Sens X-X



-Sens Y-Y



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

Etudié par :

-M^{elle} BENNANE Louiza
-M^{elle} BOUMEKLA Ouardia

Dirigé par :

-M^r IDIR.A

Titre :

-Ferrailage de la dalle
du radier

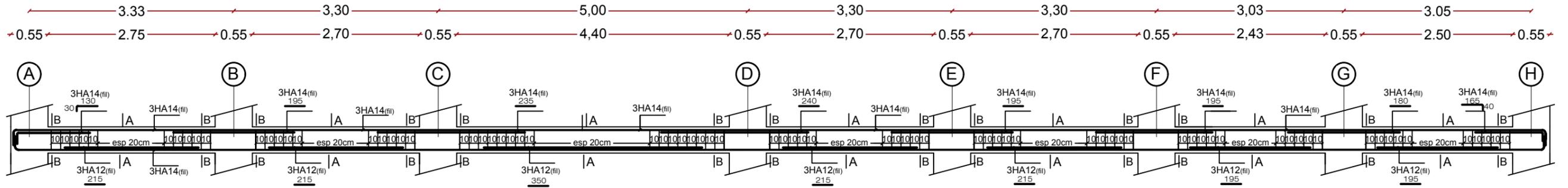
Echelle°:1/50

Plan N°:10

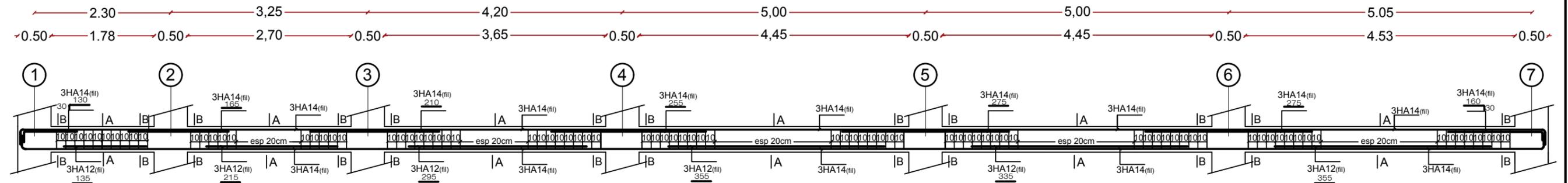
**Promotion:
2019**

- Ferrailage des poutres

Ferrailage des poutres secondaires (30x45)cm²:axe 1 ; 2; 3;4;5;6 et 7

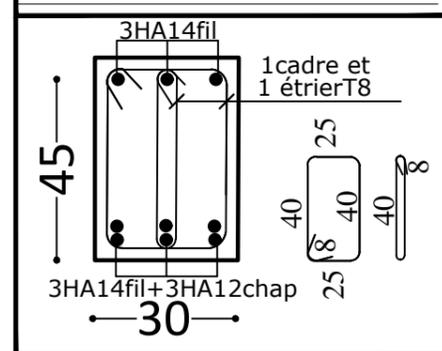


Ferrailage des poutres principales (30x45)cm²:axe A,B,C,D,E,F,G et H

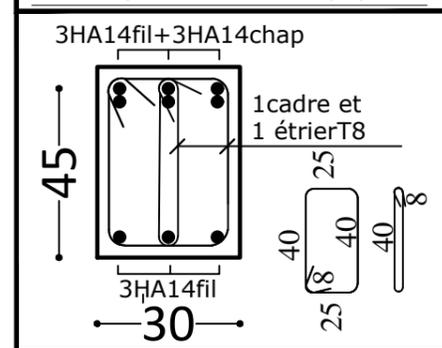


Poutres secondaires

Coupe A-A/Travée

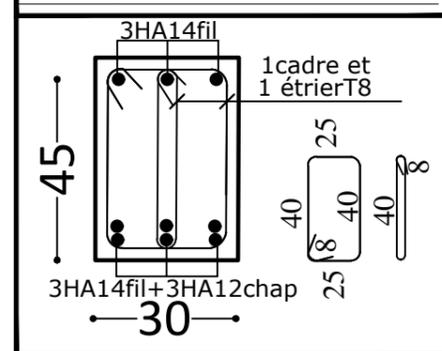


Coupe B-B/Appui

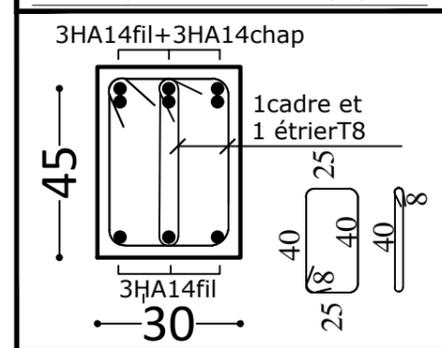


Poutres principales

Coupe A-A/Travée



Coupe B-B/Appui



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

Etudié par :

-M^{elle} BENNANE Louiza

-M^{elle} BOUMEKLA Ouardia

Dirigé par :

-M^r IDIR.A

Titre :

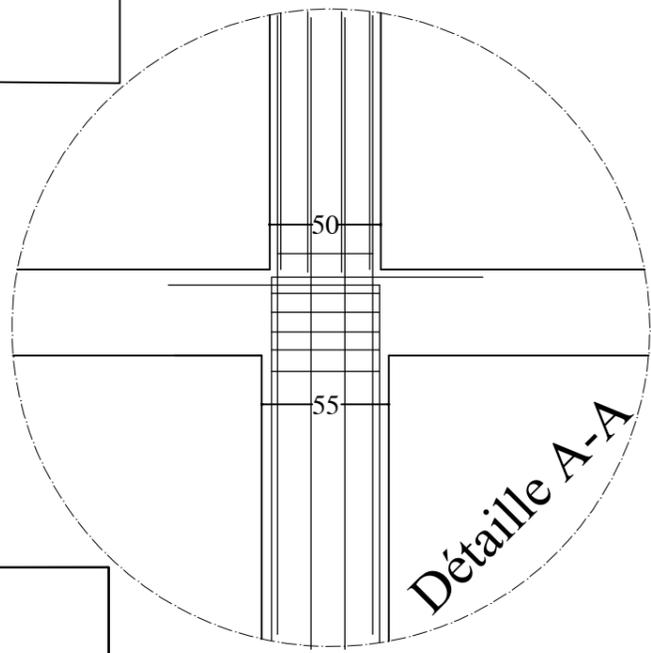
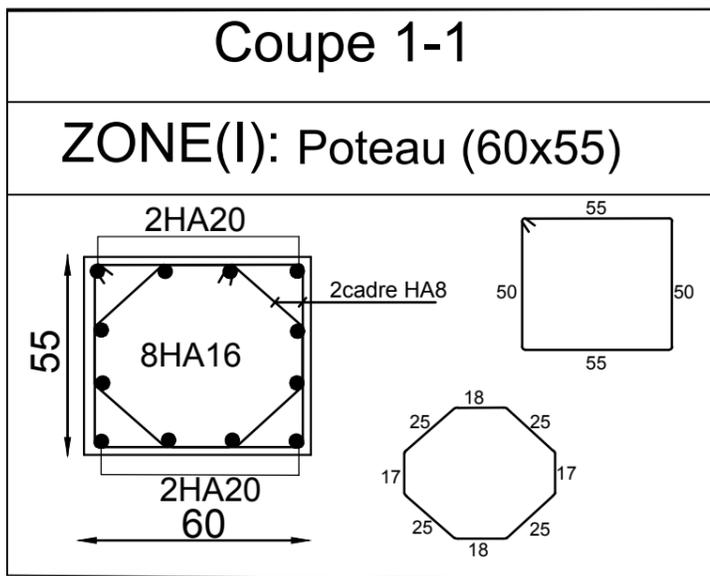
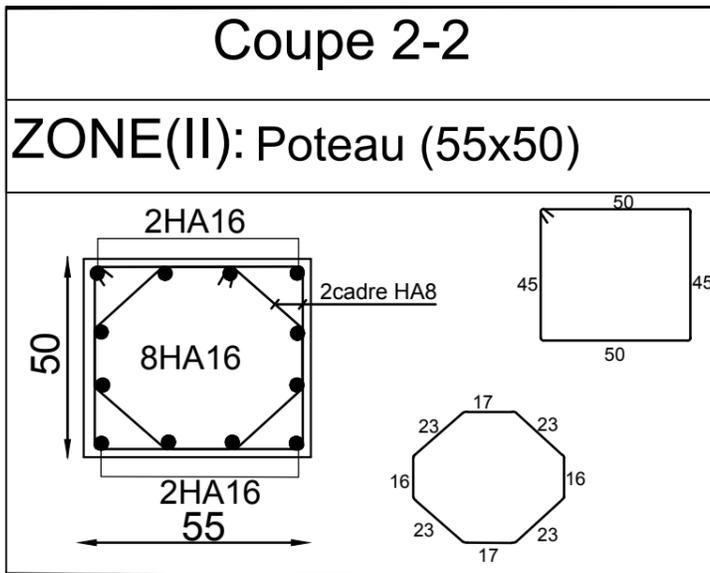
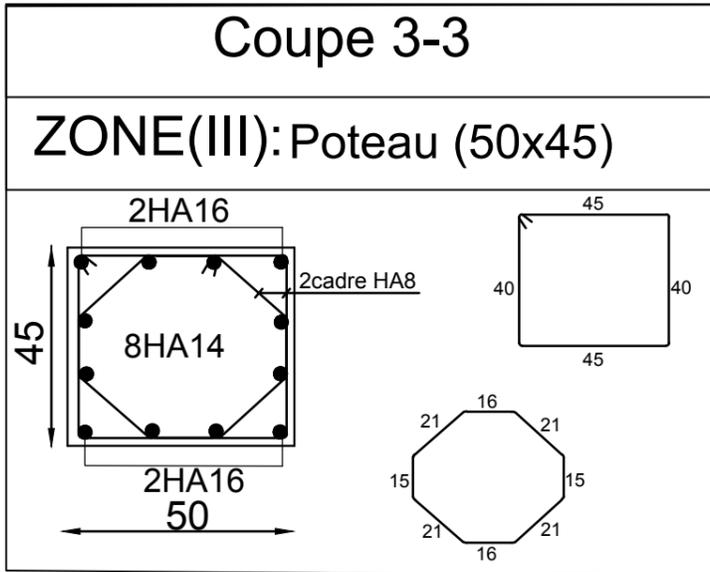
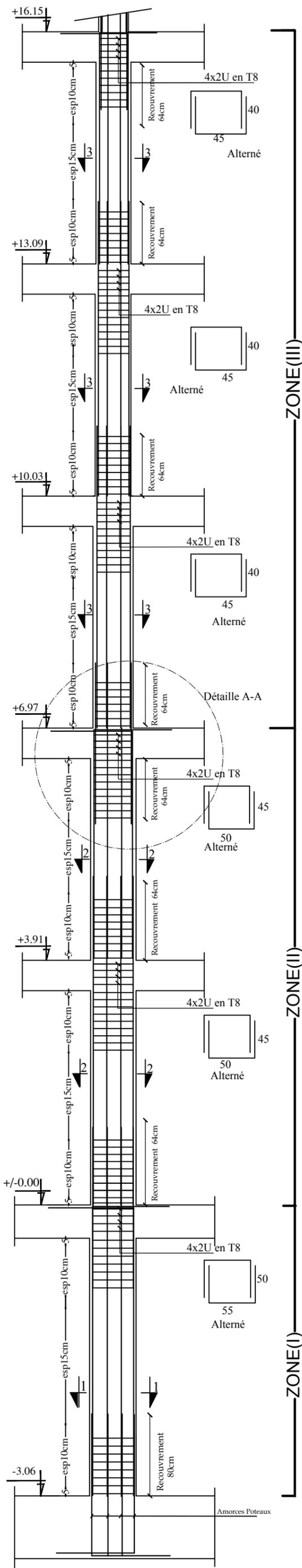
-Ferrailage des poutres

Echelle^o: 1/50

Plan N^o: 11

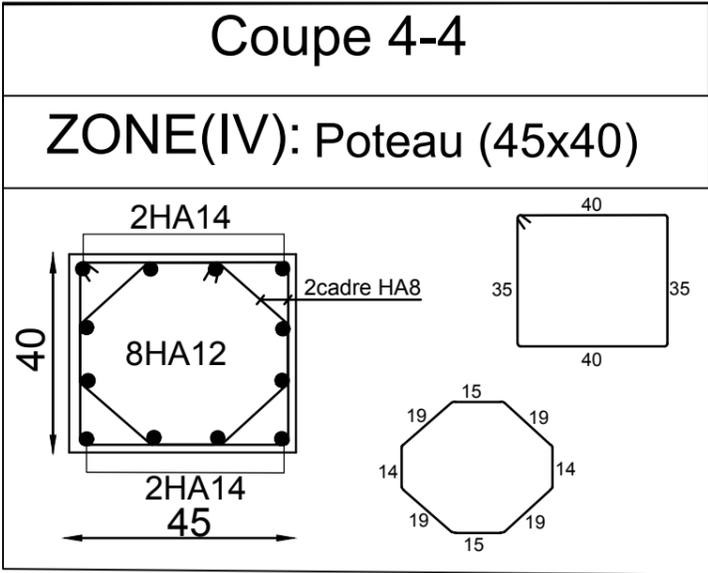
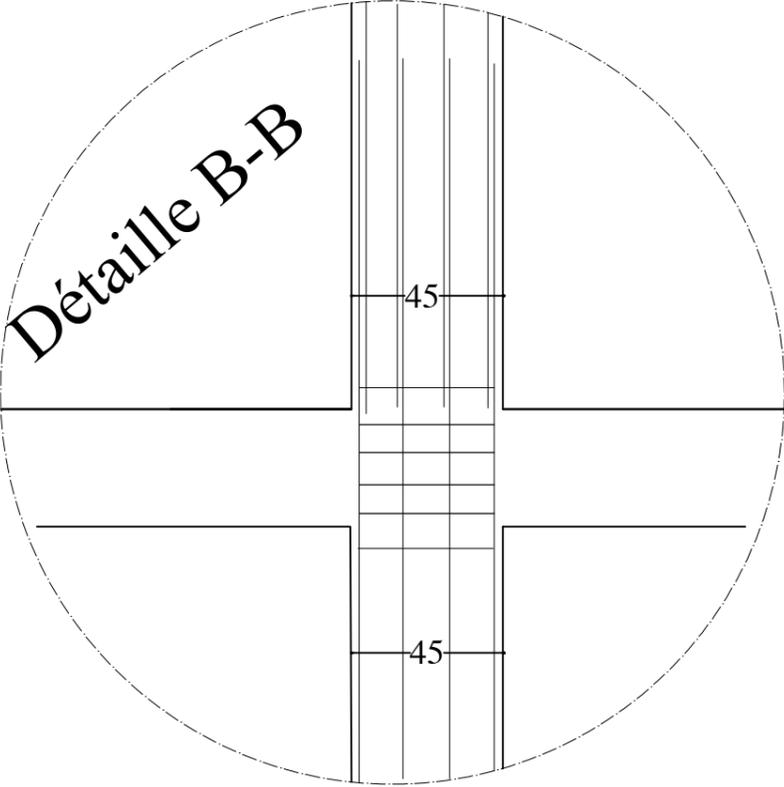
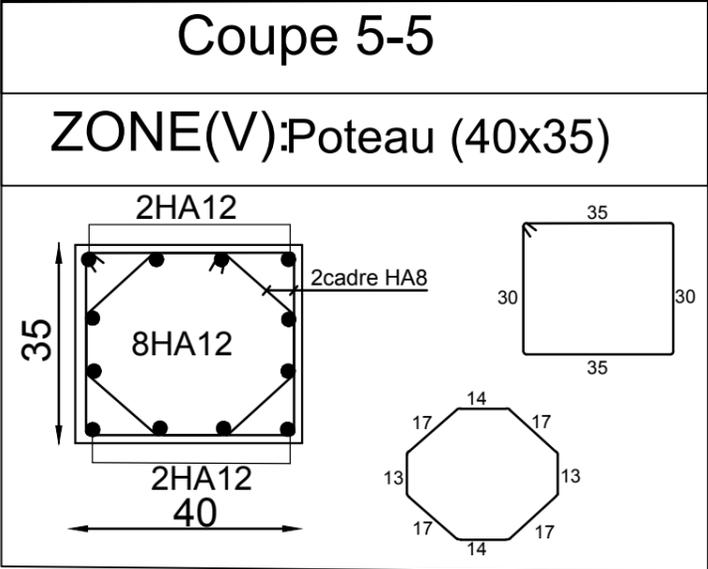
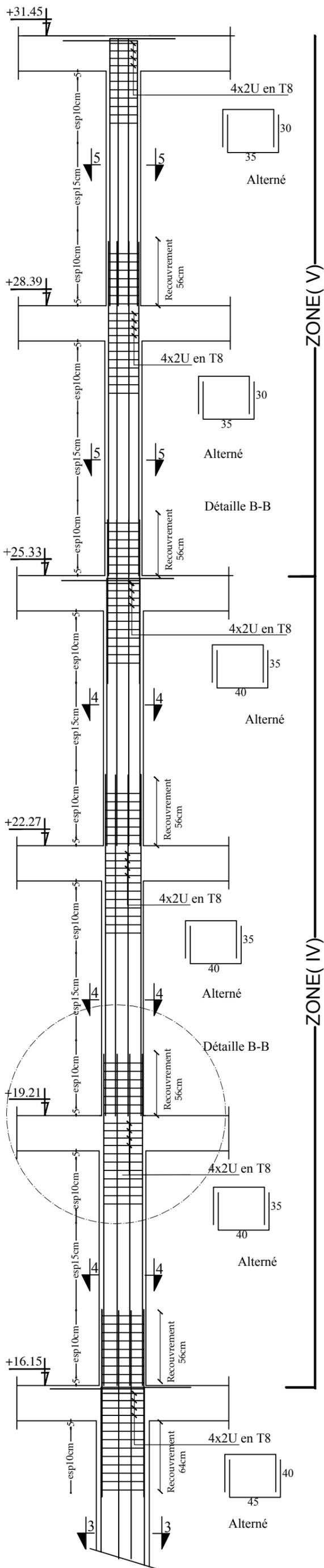
Promotion:
2019

FERRAILLAGE DES POTEAUX
 Pour les : Zone (I) ,Zone (II) et Zone (III)



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE		
<i>Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil</i>		
<i>Etudié par :</i> -M ^{elle} BENNANE Louiza -M ^{elle} BOUMEKLA Ouardia	<i>Titre :</i> FERRAILLAGE DES POTEAUX Pour les : Zone (I) ,Zone (II) et Zone (III)	<i>Echelle°:1/50</i>
<i>Dirigé par :</i> -M ^r IDIR.A		<i>Plan N°:12</i>
		<i>Promotion:</i> 2019

FERRAILLAGE DES POTEAUX
Pour : Zone (IV) et Zone (V)

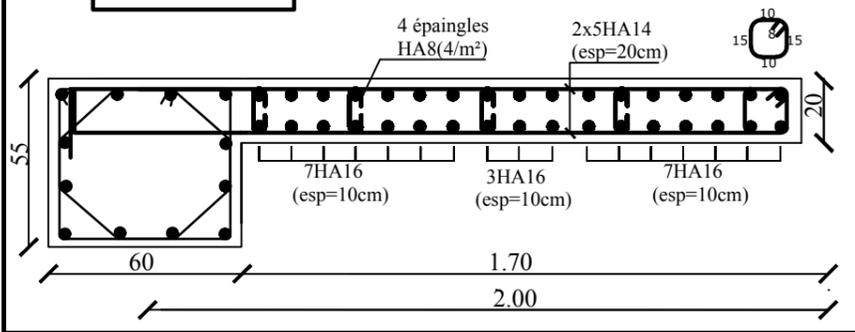


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil		
<i>Etudié par :</i> -M ^{elle} BENNANE Louiza -M ^{elle} BOUMEKLA Ouardia	<i>Titre :</i> FERRAILLAGE DES POTEAUX Pour : Zone (IV) et Zone (V)	<i>Echelle°:</i> 1/50 <i>Plan N°:</i> 13
<i>Dirigé par :</i> -M ^r IDIR.A		<i>Promotion:</i> 2019

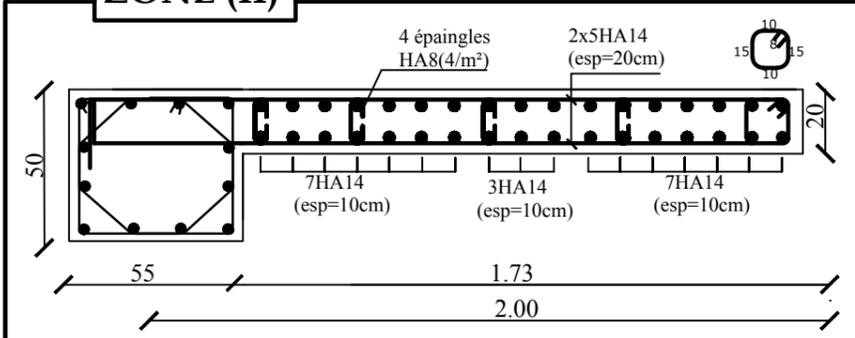
Voile Longitudinal: VL02

-L=2.00m

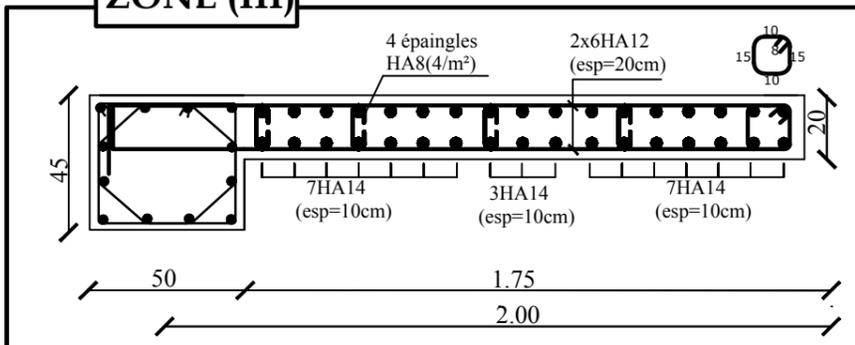
ZONE (I)



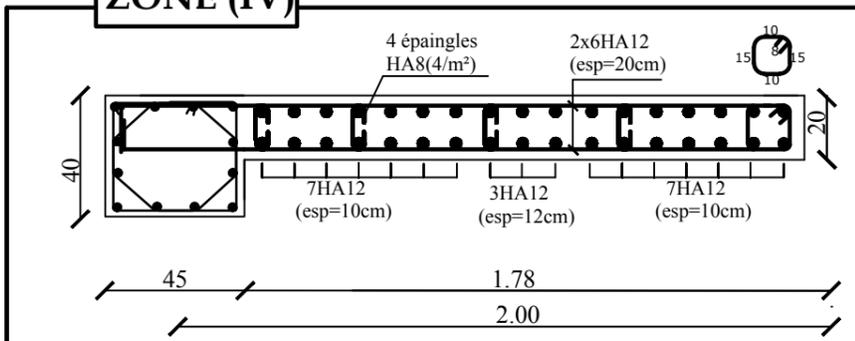
ZONE (II)



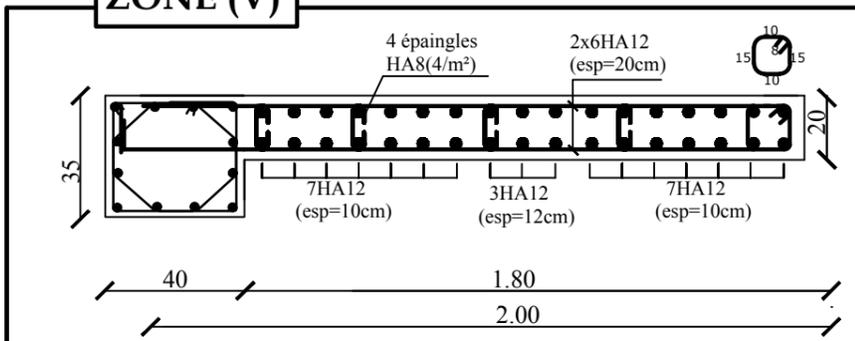
ZONE (III)



ZONE (IV)



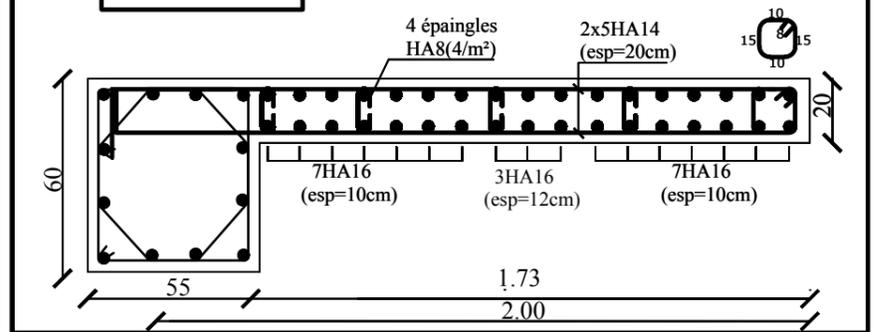
ZONE (V)



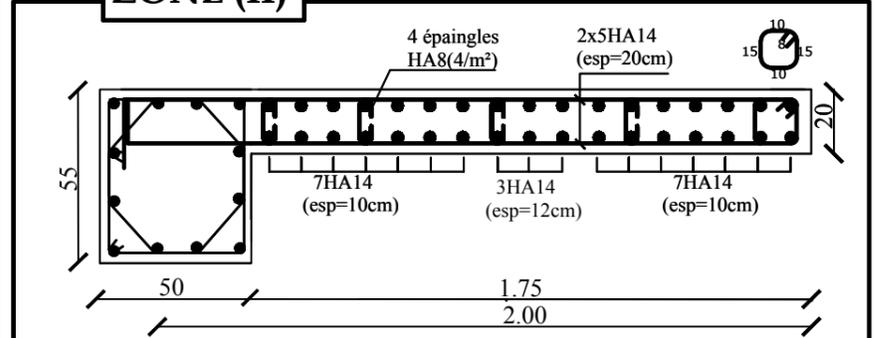
Voile Transversal : VT01

-L=2.00m

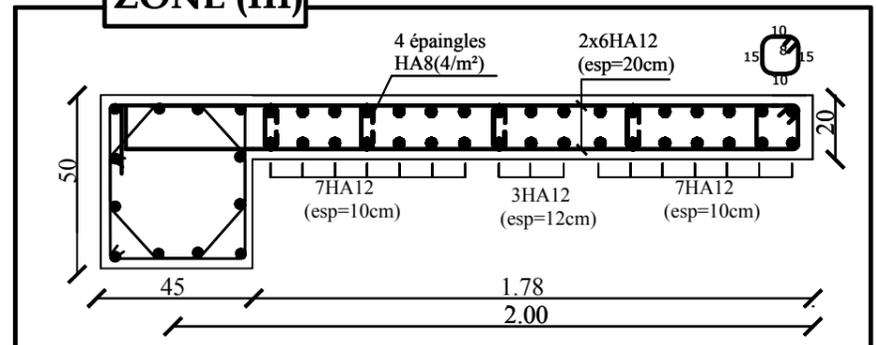
ZONE (I)



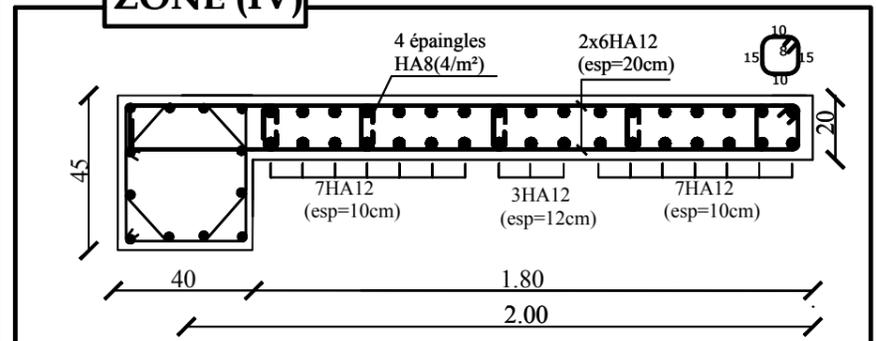
ZONE (II)



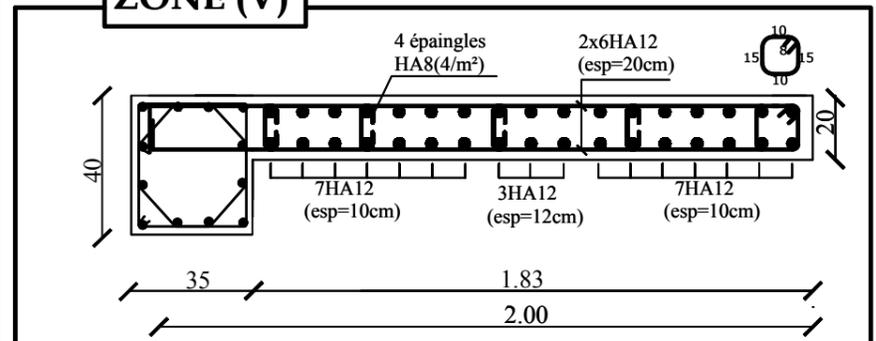
ZONE (III)



ZONE (IV)



ZONE (V)



**FERRAILLAGE DES VOILES
LONGITUDINAUX ET TRANSVERSAUX**

VL2 et VT1

Pour les: Zone (I), Zone (II), Zone (III),
Zone (IV) et Zone (V)

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

Etudié par :

-M^{elle} BENNANE Louiza
-M^{elle} BOUMEKLA Ouardia

Dirigé par :

-M^r IDIR.A

Titre :

FERRAILLAGE DES VOILES
LONGITUDINAUX ET TRANSVERSAUX

VL2 et VT1

Pour les: Zone (I), Zone (II), Zone (III),
Zone (IV) et Zone (V)

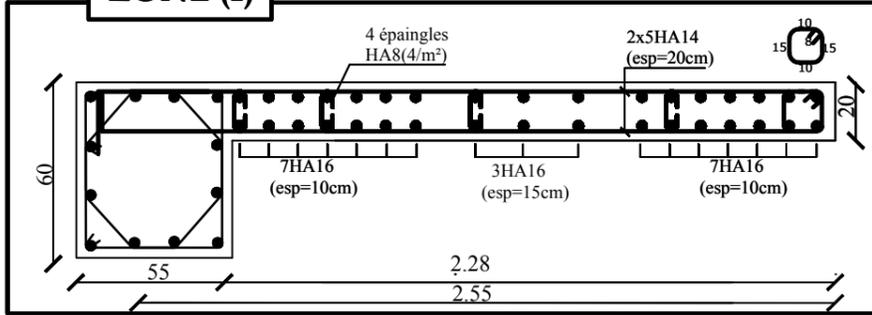
Echelle°: 1/50

Plan N°: 14

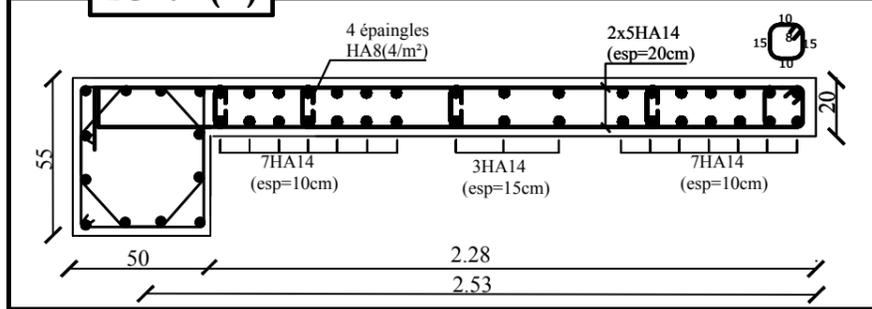
Promotion:
2019

Voile Transversal :VT02
-L=2.55m

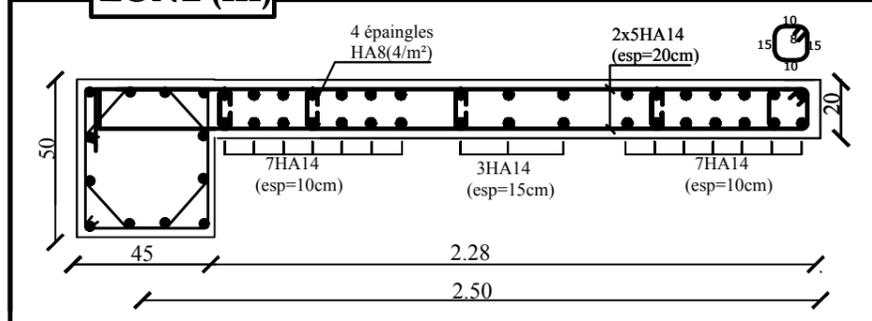
ZONE (I)



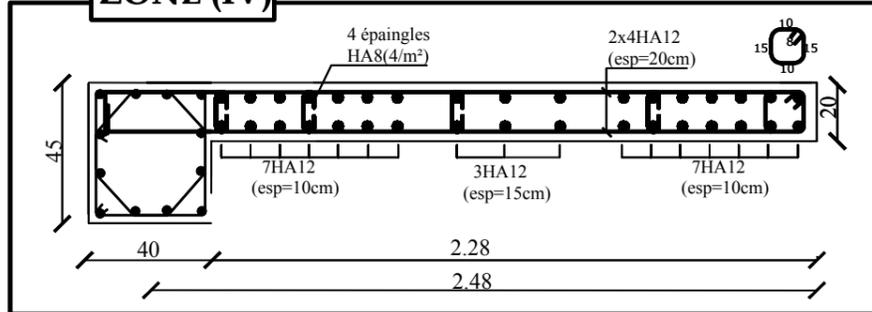
ZONE (II)



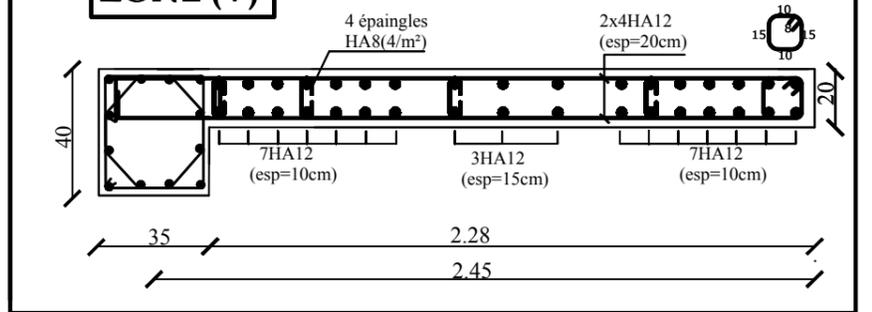
ZONE (III)



ZONE (IV)

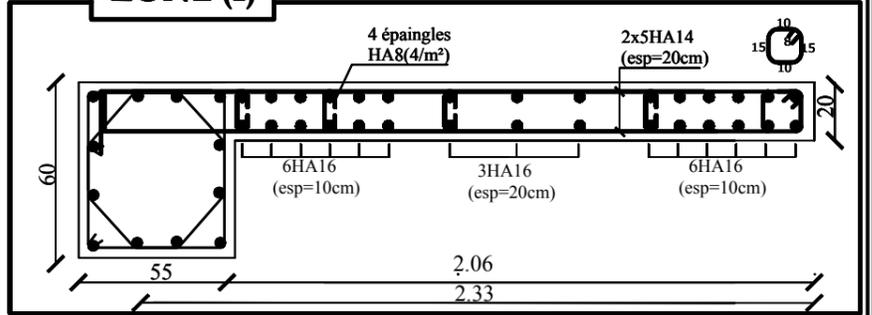


ZONE (V)

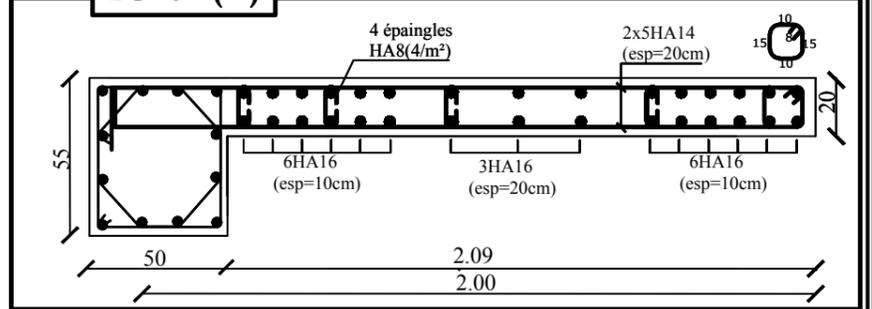


Voile Transversal :VT03
-L=2.33m

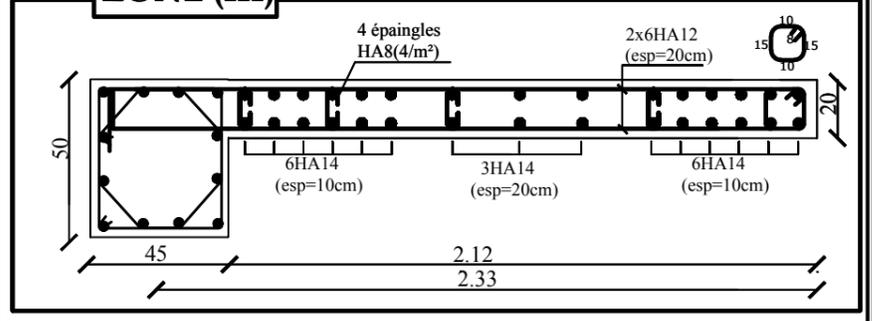
ZONE (I)



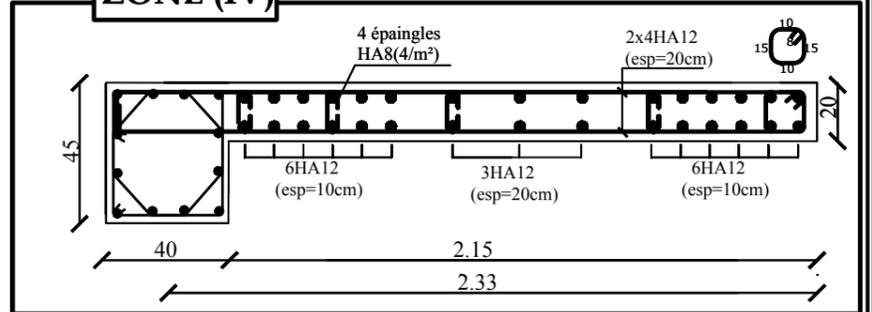
ZONE (II)



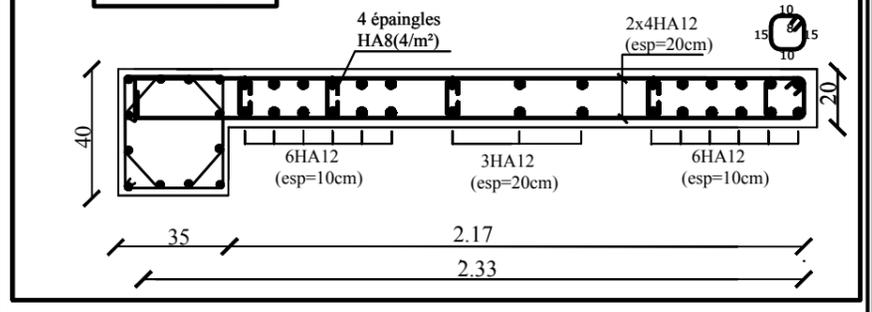
ZONE (III)



ZONE (IV)



ZONE (V)



**FERRAILLAGE DES VOILES
TRANSVERSAUX :VT2 et VT3**

Pour les: Zone (I) ,Zone (II) , Zone (III)
, Zone (IV) et Zone (V)

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

Etudié par :

-M^{elle} BENNANE Louiza
-M^{elle} BOUMEKLA Ouardia

Dirigé par :

-M^r IDIR.A

Titre :

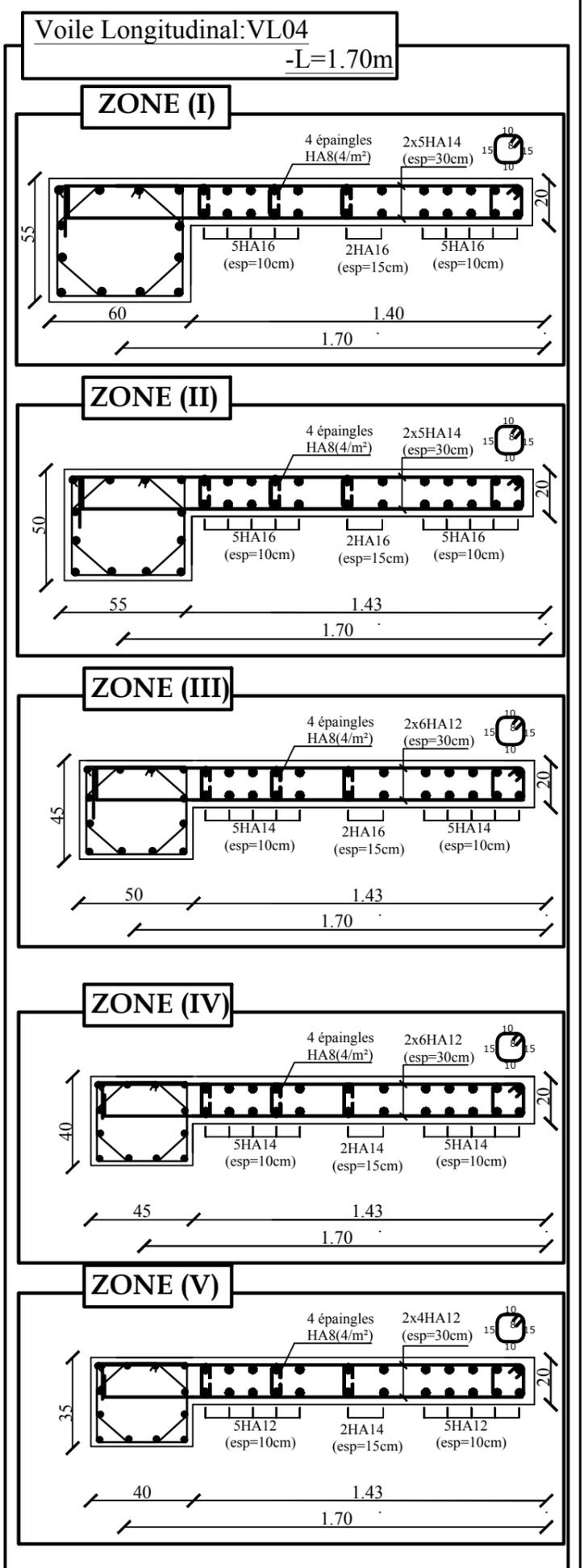
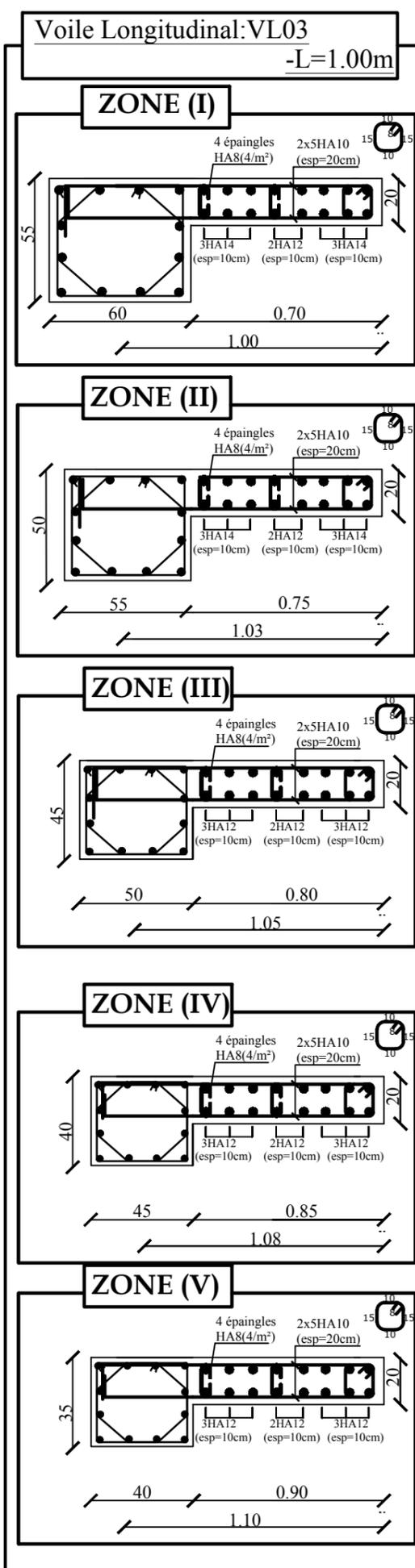
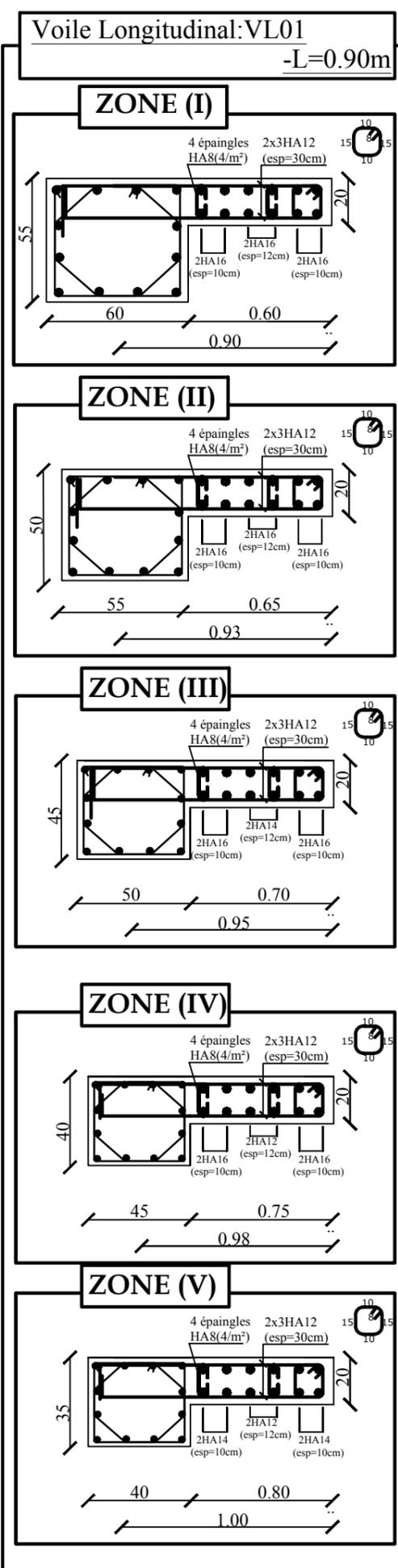
**FERRAILLAGE DES VOILES
TRANSVERSAUX :VT2 et VT3**

Pour les: Zone (I) ,Zone (II) , Zone (III)
, Zone (IV) et Zone (V)

Echelle°:1/50

Plan N°:15

Promotion:
2019



**FERRAILLAGE DES VOILES
LONGITUDINAUX : VL1 , VL3 et VL4**

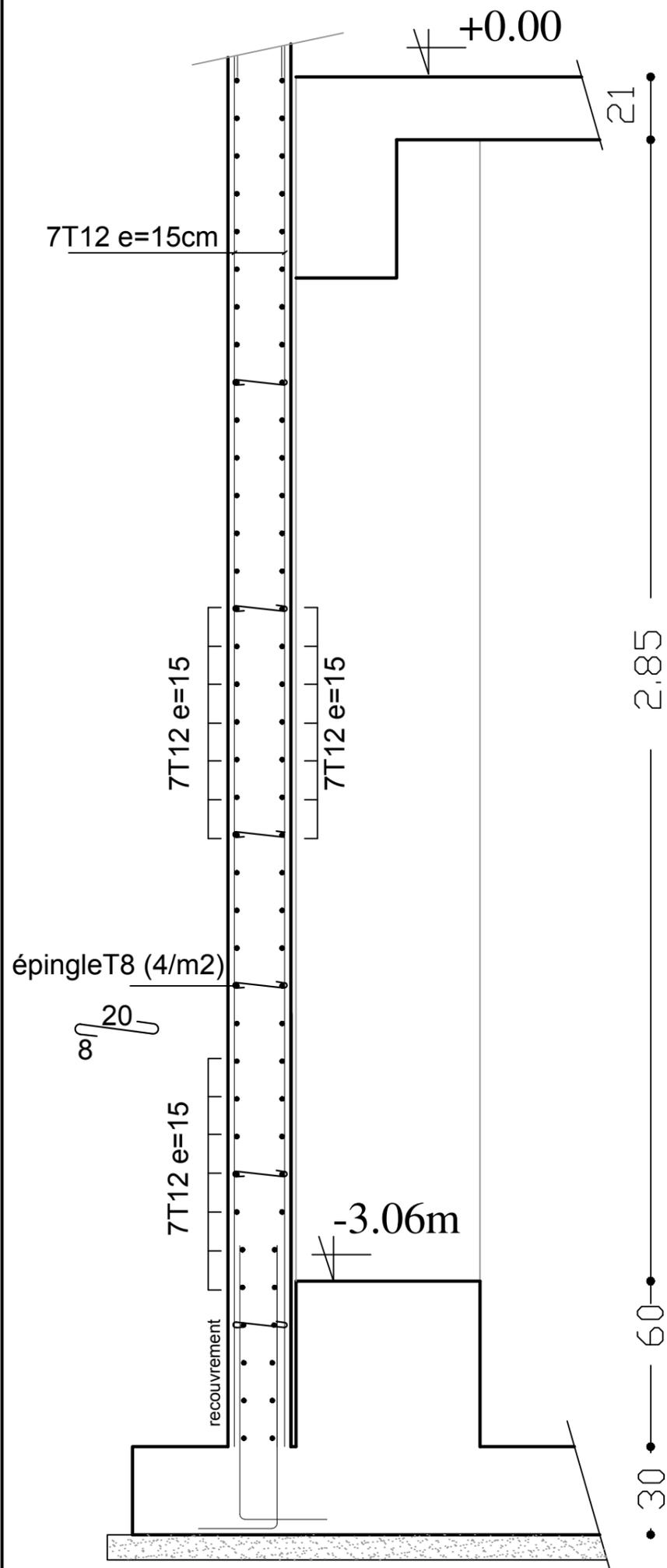
*Pour les: Zone (I) , Zone (II) , Zone (III)
 , Zone (IV) et Zone (V)*

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

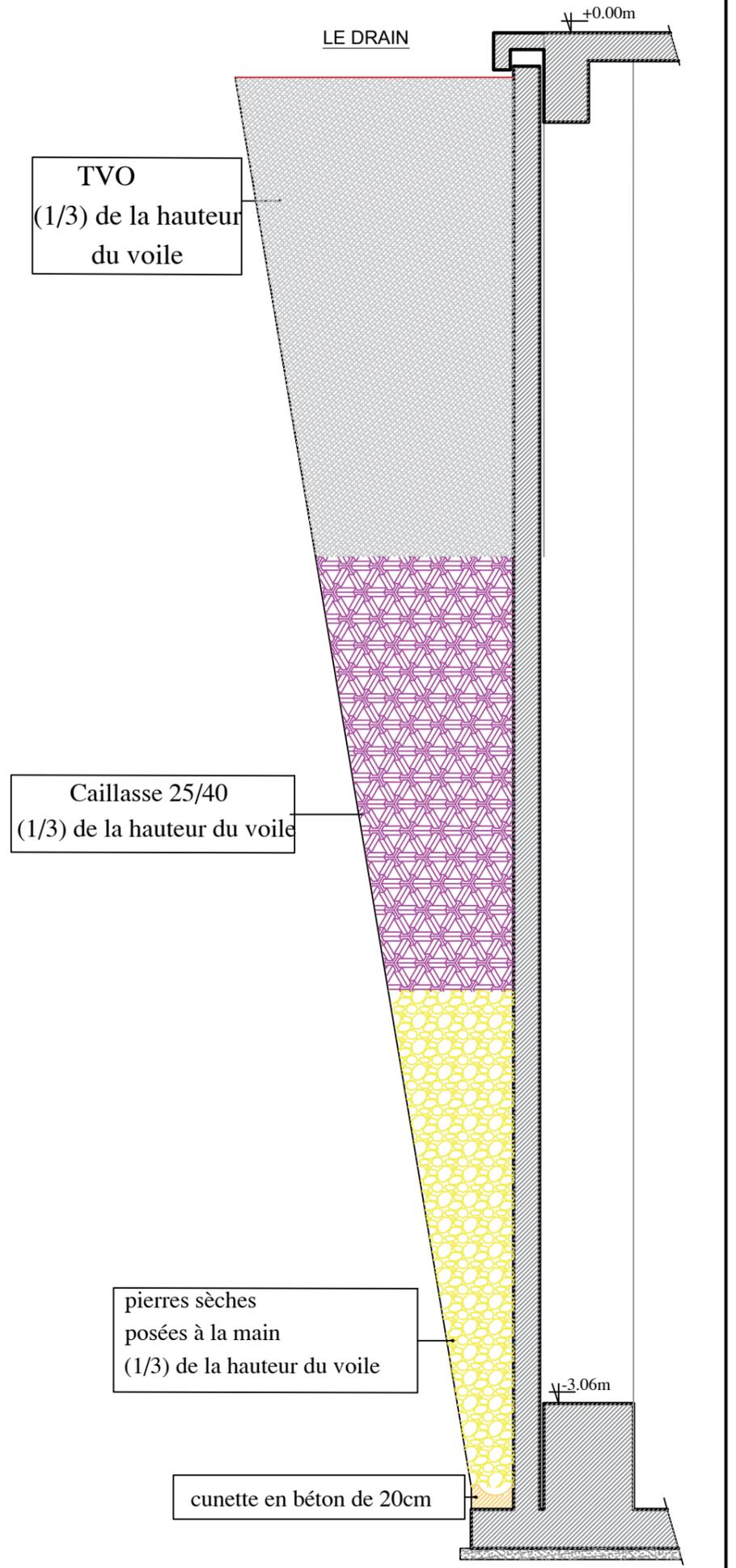
Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

<i>Etudié par :</i> -M ^{elle} BENNANE Louiza -M ^{elle} BOUMEKLA Ouardia	<i>Titre :</i> FERRAILLAGE DES VOILES LONGITUDINAUX : VL1 , VL3 et VL4	<i>Echelle°: 1/50</i>
<i>Dirigé par :</i> -M ^r IDIR.A	<i>Pour les: Zone (I) , Zone (II) , Zone (III) , Zone (IV) et Zone (V)</i>	<i>Plan N°: 16</i>
		<i>Promotion: 2019</i>

Détails de ferrailage le voile plaque



Détails de drainage derrière le voile plaque



FERRAILAGE DE VOILE PLAQUE

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

Etudié par :

-M^{elle} BENNANE Louiza
-M^{elle} BOUMEKLA Ouardia

Dirigé par :

-M^r IDIR.A

Titre :

-FERRAILAGE DE VOILE
PLAQUE

Echelle°:1/50

Plan N°:17

Promotion:
2019