

*République Algérienne Démocratique et Populaire*  
*Ministère de l'Enseignement Supérieur*  
*Et de la Recherche Scientifique*  
*Université Abderrahmane MIRA- Bejaia*  
*Faculté de technologie*  
*Département de Génie Civil*

Mémoire de fin d'études  
**Mémoire de fin d'études**

*En Vue d'Obtention du Diplôme de master en génie civil*  
*Option : Matériaux et structures*

**Thème :**

*Etude d'un bâtiment (R+7) à usage d'habitation contreventé par un  
système mixte  
(Voiles – Portiques)*

**Présenté par :**

**M<sup>elle</sup> Ghilas Nadjat**  
**M<sup>er</sup>**

**Promotrice :**

**M<sup>er</sup> Bourouba.A**

**Soutenu le M<sup>er</sup> Sadaoui; M<sup>er</sup> Ortmach**

**Promotion 2014-2015**

## *Remerciements*

*Au terme de ce modeste travail, nous tenons à exprimer  
notre profonde gratitude et nos vifs remerciements*

*Avant tous, nous remercions ALLAH le tout puissant  
pour nous avoir donné la force et la patience pour mener à  
terme ce travail.*

*Nous tenons à remercier nos familles pour leurs sacrifices  
et encouragements durant tous le parcours des études.  
Sans oublier notre promotrice Mme djaroud de nous avoir  
encadré.*

*Nous tenons à remercier également l'ensemble des  
enseignants de département GENIE CIVIL pour leurs  
rôles importants dans notre formation. En particulier les  
membres de jury Mr SADAOUI et OURTIMACH qui ont  
accepté à juger notre travail.*

*En fin, tous nos amis, amies et ceux qui ont contribué de  
près ou de loin à la réalisation de ce modeste travail.*

# *Dédicaces*

*Rien n'est aussi beau à offrir que le fruit d'un labeur qu'on dédie du fond du cœur à ceux qu'on aime et qu'on remercie en exprimant la gratitude et la reconnaissance durant toute notre existence.*

*Je dédie ce modeste travail*

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

*A mes frères : Nadjim, Rahim*

*A mes Sœurs : Siham, Chahinaz*

*A toute ma famille sans exception.*

- *A tous mes amis (es) sans exception.*
- *A mon binôme et sa famille*

## Introduction

L'analyse approfondie des ouvrages touchés par le séisme nous renvoisssouvent aux mêmes causes, dont les principales sont dues à de mauvaisesdispositions constructives ou des malfaçons d'exécutions.Pour cela on ne doit pas se contenter d'appliquer uniquement les règlements, mais on doit impérativement comprendre les facteurs déterminants le comportement dynamique de la structure afin de mieux prévoir sa réponsesismique a un niveau d'accélération donné.

En effet, l'ingénieur du génie civil est directement lié à la conception et à la réalisation d'édifices de manière à préserver la sécurité des vies humaines et des biens matériels. Il doit tenir compte des aspects structuraux, fonctionnels et préserver la résistance, l'économie (en tenant compte du coût de réalisation), l'esthétique et la viabilité de l'édifice.Pour cette raison les différentes études et règlement préconise divers systèmes de contreventements visant à minimiser les déplacements et à limiter les risques de torsion et d'éviter l'endommagement de la structure tout en assurant une bonne dissipation des efforts.

Le choix d'un système de contreventement est fonction de certaines considérations à savoir la hauteur du bâtiment, son usage, sa capacité portante ainsi que les contraintes architecturales, et surtout la zone sismique où se situe l'ouvrage. C'est pour cela que les structures doivent être étudiées et réalisées conformément aux règles parasismiques.

Le projet qui nous a été confié consiste à étudier un bâtiment multifonctionnel (R + 7) qui regroupe commerces et logements d'habitation, contreventé par une structure mixte (voiles + portiques). Dans notre étude, en plus des calculs statiques qui fera l'objet des troispremiers chapitres, nous allons nous intéresser dans le chapitre quatre à la recherche d'un bon comportement dynamique par diverses dispositions des voiles de contreventement. Une fois la bonne disposition est retenue, la structure est soumise au spectre de calcul du Règlement Parasismique Algérien (RPA99/version2003). Sa réponse va être calculée en utilisant le logiciel SAP2000. Le calcul du ferrailage des éléments principaux sera exposé au chapitre V. En dernier lieux, le calcul de l'infrastructure qui fera l'objet du chapitre VI.

## LISTE DES TABLEAUX

<b>Tableau II.1.</b> Evaluation des charges dans le plancher terrasse inaccessible.....	12
<b>Tableau II.2.</b> Evaluation des charges dans le plancher d'étage courant.....	12
<b>Tableau II.3.</b> Evaluation des charges sur les balcons.....	13
<b>Tableau II.4.</b> Evaluation des charges dans L'acrotère.....	13
<b>Tableau II.5.</b> Evaluation des charges du palier.....	14
<b>Tableau II.6.</b> Evaluation des charges de la volée.....	14
<b>Tableau II.7.</b> Poids propre des poteaux.....	15
<b>Tableau II.10.</b> Descente de charge poteau plus sollicité.....	17
<b>Tableau II.12.</b> Vérification de critère de résistance.....	19
<b>Tableau II.13.</b> Vérification de critère de stabilité de forme.....	20
<b>Tableau II.14.</b> Vérification de l'effort normal réduit pour les différentes sections adoptées.....	21
<b>Tableau III.1.</b> Les longueurs fictives dans les travées.....	25
<b>Tableau III.4.</b> Moments calculé à L'ELU et L'ELS pour plancher courant.....	26
<b>Tableau III.3.</b> Evaluation de l'effort tranchant.....	27
<b>Tableau III.4.</b> Moments calculé à L'ELU et L'ELS pour plancher terrasse.....	27
<b>Tableau III.5.</b> Armatures longitudinales et transversales calculées.....	37
<b>Tableau III.6.</b> Vérification en cisaillement.....	37
<b>Tableau III.7.</b> Vérification des contraintes de béton.....	39
<b>Tableau III.8.</b> Vérification des états limites de déformation.....	39
<b>Tableau III.8.</b> Schéma ferrailage des poutrelles.....	41
<b>Tableau III.9.</b> Ferrailages dalle sur 2 appuis.....	43
<b>Tableau III.10.</b> Vérification des contraintes dans le béton de la dalle sur 2 appuis.....	44

<b>Tableau III.11.</b> Vérification de l'état limite d'ouverture des fissures.....	45
<b>Tableau III.12.</b> Ferrailages dalle sur 3 appui.....	47
<b>Tableau III.12.</b> Vérification des contraintes dans le béton de la dalle sur 3 appuis.....	48
<b>Tableau III.11.</b> Vérification de l'état limite d'ouverture des fissures.....	48
<b>Tableau III.12.</b> Ferrailage de l'escalier.....	56
<b>Tableau III.13.</b> Sollicitations dans l'escalier à l'ELS.....	58
<b>Tableau III.14.</b> Calcul des armatures principales dans la poutre palier.....	63
<b>Tableau III.15.</b> Vérification des contraintes du béton à l'E.L.S.....	66
<b>Tableau III.14.</b> Les armatures longitudinales pour la poutre de chaînage.....	68
<b>Tableau III.15.</b> Combinaison d'action dans l'acrotère.....	74
<b>Tableau III.16.</b> Résultats de ferrailage de la dalle du locale machines.....	81
<b>Tableau IV. 1.</b> Valeurs des pénalités $P_q$ .....	90
<b>Tableau IV.3.</b> Mode de vibration et taux de participation des masses.....	96
<b>Tableau IV.1.</b> Vérification de l'interaction sous charges verticales.....	99
<b>Tableau IV.2.</b> Vérification de l'interaction sous charges horizontales (sens -X).....	100
<b>Tableau IV.3.</b> Vérification de l'interaction sous charges horizontales (sens-Y).....	100
<b>Tableau IV.3.</b> Vérification de la résultante des forces sismiques.....	101
<b>Tableau IV.5.</b> Vérification de l'effort normale.....	101
<b>Tableau IV.6.</b> Vérification des déplacements (sens-X).....	102
<b>Tableau IV.7.</b> Vérification des déplacements (sens-Y).....	102
<b>Tableau IV.8.</b> Vérification des effets (P- $\Delta$ ) sens x.....	103
<b>Tableau IV.9.</b> Vérification des effets (P- $\Delta$ ) sens y.....	104

<b>Tableau V.1.</b> Sollicitations dans les poteaux.....	109
<b>Tableau V.2.</b> Ferrailage des poteaux.....	111
<b>Tableau V.3.</b> Les Armatures transversales dans les poteaux.....	112
<b>TableauxV.4.</b> vérification des poteaux vis-à-vis de flambement.....	114
<b>Tableau V.5.</b> Vérification des contraintes dans le béton.....	115
<b>Tableau V.6.</b> Vérification des contraintes tangentielles.....	116
<b>Tableau V.7.</b> Résultats de calculs de ferrillages des poutres.....	120
<b>Tableau V.8.</b> L'espace dans les barre.....	122
<b>Tableau V.9.</b> Vérification des armatures longitudinales au cisaillement.....	123
<b>Tableau V.10.</b> Vérification de l'état limite de compression.....	124
<b>Tableau V.11.</b> Les moments résistant dans les poteaux.....	125
<b>Tableau V.12.</b> Les moments résistant dans les poteaux.....	126
<b>Tableau V.13.</b> Vérification de la zone nodale dans Les poutres.....	127
<b>Tableau V.14.</b> Sollicitation maximale dans le voile $V_{x1} = 1,5$ m.....	129
<b>Tableau V.15.</b> Sollicitation maximale dans le voile $V_{x2} = 2,5$ m.....	130
<b>Tableau V.16.</b> Sollicitation maximale dans le voile $V_{x3} = 2,5$ m.....	130
<b>Tableau V.17.</b> Sollicitation maximale dans le voile $V_{y1} = 3,5$ m.....	131
<b>Tableau V.18.</b> Sollicitation maximale dans le voile $V_{y2} = 3,5$ m.....	131
<b>Tableau V.19.</b> Ferrailage du voile $V_{x1}$ .....	132
<b>Tableau V.20.</b> Ferrailage du voile $V_{x2}$ .....	133
<b>Tableau V.21.</b> Ferrailage du voile $V_{x3}$ .....	134
<b>Tableau V.22.</b> Ferrailage du voile $V_{y1}$ .....	135

<b>Tableau V.23.</b> Ferrailage du voile $Vy_2$ .....	136
<b>Tableau VI.1.</b> Ferrailage de la poutre de rigidité.....	143
<b>Tableau VI.2.</b> Résumé des résultats (vérification des contraintes).....	143

## LISTES DES FIGURES

<b>Figure II.1.</b> Plancher à corps creux.....	3
<b>Figure II.2.</b> Les dimensions de plancher à corps creux.....	4
<b>Figure II.3.</b> Coupe transversale d'une poutrelle.....	5
<b>Figure II.4.</b> Dalle sur 3 appuis.....	6
<b>Figure II.5.</b> Dalle sur 2 appuis.....	6
<b>Figure II.6.</b> Dalle sur 4 appuis.....	6
<b>Figure II.7.</b> Coupe transversale d'une poutre.....	7
<b>Figure II.8.</b> Coupe verticale d'un voile.....	8
<b>Figure II.9.</b> Schéma l'escalier.....	10
<b>Figure II.9.</b> Schéma statique de l'escalier.....	10
<b>Figure II.11.</b> Vue en plan d'un acrotère.....	16
<b>Figure II.14.</b> Surface qui revient au poteau plus sollicitée.....	18
<b>Figure II.15.</b> Section brute( $B_r$ ).....	20
<b>Figure III.1.</b> Disposition des poutrelles Etage courant .....	22
<b>Figure III.2.</b> Schéma statique d'une poutrelle d'étage courant type 01.....	24

<b>Figure III.3.</b> Schéma statique de poutrelle type 2 d'étage courant.....	25
<b>Figure III.4.</b> Dalle sur 2appuis.....	41
<b>Figure III.5.</b> Schéma ferrailage de dalle sur deux appuis.....	46
<b>Figure III.6.</b> dalle sur trois appuis.....	46
<b>Figure III.7.</b> Schéma de ferrailages de la dalle sur 3appuis.....	49
<b>Figure III.8.</b> Schéma de ferrailage de la dalle pleine sur 4 appuis.....	53
<b>Figure III.9.</b> Schéma statique de l'escalier.....	53
<b>Figure III.10.</b> Les différentes charges sur l'escalier.....	54
<b>Figure III.11.</b> Schéma de ferrailage de l'escalier.....	62
<b>Figure III.12.</b> Schéma statique du la poutre palier.....	62
<b>Figure III.13.</b> Section creuse équivalente.....	65
<b>Figure III.14.</b> Schéma de ferrailage de la poutre palière (palier de départ).....	67
<b>Figure III.15.</b> Ferrailage de la Poutre de chainage.....	73
<b>Figure III.16.</b> Vue en plan d'un acrotère.....	74
<b>Figure III.17.</b> Section considérée pour le calcul de l'acrotère.....	76
<b>Figure III.18.</b> Ferrailage de l'acrotère.....	79
<b>Figure III.19.</b> Schéma représentant la surface d'impact.....	81

<b>Figure III.20.</b> Vue en coupe du ferrailage de la dalle de l'ascenseur.....	86
<b>Figure IV.1.</b> Spectre de calcul (sens-x).....	91
<b>Figure IV.2.</b> Spectre de calcul (sens-y).....	92
<b>Figure IV.3.</b> Disposition des voiles adoptée.....	93
<b>Figure IV.4.</b> Mode 1, Translation suivant l'axe x-x.....	95
<b>Figure IV.5.</b> Mode 2, Translation suivant l'axe y-y.....	95
<b>Figure IV.6.</b> Mode 3, Rotation suivant l'axe z-z.....	96
<b>Figure V.1.</b> Section du poteau à étudier.....	98
<b>Figure V.3.</b> Section d'un poteau.....	113
<b>Figure V.4.</b> Schéma de ferrailage des poteaux.....	115
<b>Figure V.5.</b> Zone nodale .....	116
<b>Figure V.6.</b> Schéma de ferrailage de la poutre principale.....	125
<b>Figure V.7.</b> Schéma de ferrailage de la poutre secondaire.....	125
<b>Figure V.8.</b> Schéma de ferrailage de voile Vy1.....	135
<b>Figure VI.1.</b> Schéma d'une semelle isolée.....	136
<b>Figure VI.2.</b> Longueur des semelle filantes.....	137
<b>Figure VI.3.</b> Schéma statique de la semelle de rigidité.....	140
<b>Figure VI.4.</b> Schéma de ferrailage de la semelle filante.....	143

# Sommaire

## Introduction générale

### Chapitre I : Généralités

I.1.Description de l'ouvrage.....	1
I.3. Règlements et normes utilisés.....	3

### Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

II.1.Introduction.....	4
II.2.Plancher.....	4
II.3.Les poutres.....	7
II.4.Les voiles.....	8
II.5.L'acrotère.....	9
II.6. L'escalier.....	10
II.7.Evaluation des charges.....	12
II.5.Descende de charge.....	15
II.6.Conclusion.....	21

### Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

III.1.Les planchers.....	22
III.2.Etude des dalles pleines.....	41
III.5.Etude l'escalier.....	53
III.6.Etude de poutre de chainage.....	68
III.3.Etude de l'acrotère.....	74
III.4.Etude l'ascenseur.....	80

### Chapitre IV : Etude dynamique

IV.1.Introduction.....	88
------------------------	----

IV.3.Méthodes de calcul.....	89
------------------------------	----

IV.2.

Modélisation.....	94
-------------------	----

IV.4.Analyse dynamique.....	95
-----------------------------	----

IV.5.Conclusion.....	105
----------------------	-----

**Chapitre V : Etude des éléments structuraux**

V.1.Introduction.....	106
-----------------------	-----

V.2.Etude des poteaux.....	107
----------------------------	-----

V.3.Etude des poutres.....	117
----------------------------	-----

V.4.Les

voiles.....	125
-------------	-----

V.1.5.Conclusion.....	135
-----------------------	-----

**Chapitre VI. Etude de l'infrastructure**

VI. Introduction.....	136
-----------------------	-----

VI. Choix du type de fondation.....	136
-------------------------------------	-----

VI. Les sollicitations sur la semelle filante.....	138
--	-----

**Conclusion**

**Bibliographie**

**Annexes**

## *Symboles et Notations*

Ar : Aire d'une section d'acier de répartition

At : Aire d'une section d'acier transversal

As : Aire d'une section d'acier

B : la largeur (m).

Br : Section réduite du béton

Es : Module d'élasticité de l'acier

Evj : Module de déformation différée du béton à l'âge de j jour

Eij : Module de déformation instantanée du béton à l'âge de j jour

fcj : Résistance caractéristique de compression à j jour

ftj : Résistance caractéristique de traction à j jour

fe : Limite d'élasticité de l'acier

G : Charges permanente

Q : Charges d'exploitation

E : Actions accidentelles

qu : Charges réparties ultime

qs : Charges réparties de service

I : Moment d'inertie

Mu : Moment de calcul ultime

Ms : Moment de calcul de service

Nu : Effort normal ultime

Ns : Effort normal de service.

V : Effort tranchant

S : Surface plane de la structure

d : Position des armatures tendues par rapport à la fibre la plus comprimée

$e$  : Epaisseur

$L$  : Longueur

$L_r$  : Longueur de recouvrement

$l_f$  : Longueur de flambement

$I$  : Rayon de giration

$\lambda$  : Elancement

$\mu$  : Coefficient de frottement

$\mu_{bu}$  : Moment ultime réduit

$\nu$  : Coefficient de poisson

$\sigma_{bc}$  : Contrainte du béton à la compression

$\sigma_s$  : Contrainte de l'acier à la traction

$\phi_t$  : Diamètre des armatures transversales

$S_t$  : Espacement des armatures

$\zeta$  : Contrainte tangentielle de cisaillement

$\zeta_{se}$  : Contrainte d'adhérence

$\eta$  : Coefficient de fissuration

$\Psi_s$  : Coefficient de scellement

$l_s$  : Longueur de scellement

$\xi_{bc}$  : Raccourcissement relatif du béton

$\xi_s$  : Allongement relatif de l'acier tendu

$\gamma_b$  : Coefficient de sécurité de béton

$\gamma_s$  : Coefficient de sécurité de l'acier

$\gamma$  : Poids spécifique déjaugé

$A$  : Coefficient d'accélération de zone

$CT$  : coefficient fonction du système de contreventement et du type de remplissage

$C_u$  : La cohésion du sol (KN/m<sup>2</sup>).

$D$  : Facteur d'amplification dynamique moyen.

ELS : Etat limite de service.

ELU: Etat limite ultime.

$F_s$  : Coefficient de sécurité = 1.5

$Q$  : Facteur de qualité

$R$  : coefficient de comportement global

$P$  : Poids du radier (KN).

$N$  : Charge concentrée appliquée (ELS ou ELU).

$S_r$  : surface du radier (m<sup>2</sup>).

$S_{bat}$ : Surface totale du bâtiment (m<sup>2</sup>).

$S_t$  : Espacement des armatures.

$W$ : poids propre de la structure.

$W_{Qi}$  : Charges d'exploitation.

$W_{Gi}$  : poids du aux charges permanentes et à celles d'équipement fixes éventuels.

$Z$  : bras de levier

$f$  : Flèche

$f_e$  : Limite d'élasticité

$h_t$  : hauteur total du radier (m).

$h_N$  : hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

$\sigma$  : Contrainte normale.

$\varphi$  : Angle de frottement interne du sol (degrés).

$\sigma_{adm}$  : Contrainte admissible au niveau de la fondation (bars).

$k_c$  : Coefficient de portance.

$q_0$  : Contrainte effective verticale initiale au niveau de fondation (bars).

$\sigma_f$  : Contrainte effective finale (bars).

$\tau_{ultim}$  : Valeur de cisaillement limite donné par le BAEL (MPa).

$\tau_u$  : Contrainte de cisaillement (MPa).

$\eta$  : Facteur d'amortissement.

$\beta$  : Coefficient de pondération en fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

$h_0$  : épaisseur de la dalle de radier (cm)

$h_t$  : hauteur de la nervure (cm)

## I.1. Description de l'ouvrage

Ce projet qui nous a été confié consiste à étudier et calculer les éléments résistants d'un bâtiment en (R+7) à usage d'habitation avec RDC à usage commercial.

Le bâtiment sera implanté à OUED GHIR wilaya de BEJAIA, une région classés selon les règles parasismiques algérienne (**RPA99/version 2003**) comme une zone de moyenne sismicité (**zone IIa**), d'importance moyenne (groupe2), ou la contrainte du sol est de 2,34bars.

### I.1.1 Description architecturale

Les dimensions du bâtiment sont :

- Largeur en plan .....20.1m
- Longueur en plan.....8.8m
- La hauteur totale..... 25.52 m
- La hauteur du rez-de-chaussée .....4.08 m
- La hauteur des étages courants.....3.06 m.

Le bâtiment comprend le RDC à usage commercial. Les autres niveaux sont à usage d'habitation.

### I.1.2 Description structurale

#### Les planchers

Les planchers utilisés sont de corps creux.

#### L'acrotère

C'est un élément en béton armé ; contournant le bâtiment encastré au niveau du plancher terrasse.

#### Les escaliers

Les escaliers sont des éléments secondaires permettant le passage d'un niveau à un autre, ils seront réalisés en béton armé coulé sur place avec deux volées.

#### La maçonnerie

- Les murs extérieurs et les murs de séparation entre les appartements en doubles parois de brique creuse, avec une lame d'air de 5 cm.
- Les murs de séparation intérieur seront en une seule paroi en brique creuse de 10 cm d'épaisseur.

#### L'infrastructure

Elle assure les fonctions suivantes :

- Transmission des charges verticales et horizontales au sol.
- Limitation des tassements différentiels.

### **I.2.Réglements et normes utilisés :**

Notre étude est établie suivant les règles de calcul et de conception qui sont mise en vigueur actuellement en Algérie à savoir :

- ❖ RPA99/version 2003.
- ❖ CBA93.
- ❖ DTR B.C.2.2.
- ❖ BAEL91/version.

### Introduction

Le pré dimensionnement a pour but de déterminer l'ordre de grandeur du point de vue coffrage des différents éléments résistants. Ces dimensions sont choisies selon les préconisations du RPA 99/Version 2003, BAEL 91 modifié 99 et du CBA93. Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent augmenter après vérifications dans la phase du dimensionnement.

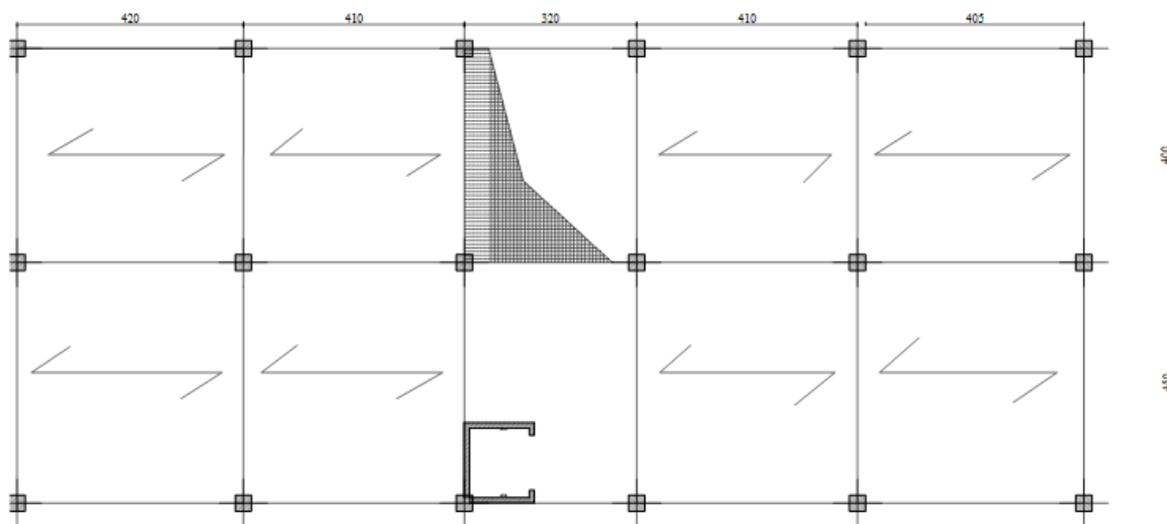
### II.1 Les planchers

#### II.1.1 Introduction

Les planchers sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions, elles se reposent sur 2,3 ou 4 appuis. Ils déterminent les niveaux ou les étages d'un bâtiment, elles s'appuient et transmettent aux éléments porteurs (voiles, murs, poteaux, poutres) les charges permanentes et les surcharges d'exploitations. Elles servent aussi à la distribution des efforts horizontaux.

L'épaisseur des dalles dépend plus souvent des conditions d'utilisations que des vérifications de résistance.

#### II.1.2. Planchers à corps creux



**Fig.1.1.** Plancher à corps creux

## Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

épaisseur du plancher est déterminée à partir de la condition de la flèche :

$$h_t \geq \frac{L}{22,5} \quad (\text{Art B.6.8.4.2 CBA 93}).$$

Avec :

L: La portée maximale entre nus d'appuis dans le sens de la disposition des poutrelles.

$h_t$  : Hauteur totale du plancher.

$$h_t \geq \frac{420-30}{22,5} = 17,33\text{cm}$$

$$\Rightarrow h_t = 20 \text{ cm}$$

On adopte un plancher d'une épaisseur de  $h_t = 20 \text{ cm}$  :  $\begin{cases} 16 \text{ cm} : \text{l'épaisseur de corps creux} \\ 4 \text{ cm} : \text{dalle de compression} \end{cases}$

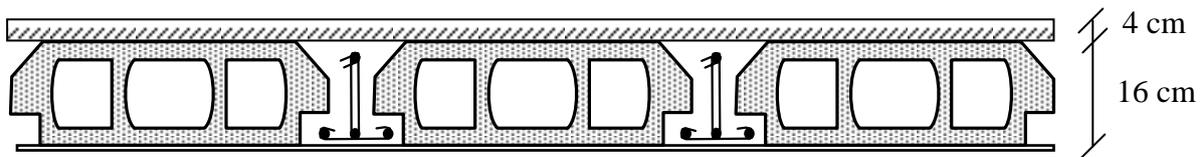


Figure .I.2 : Plancher à corps creux

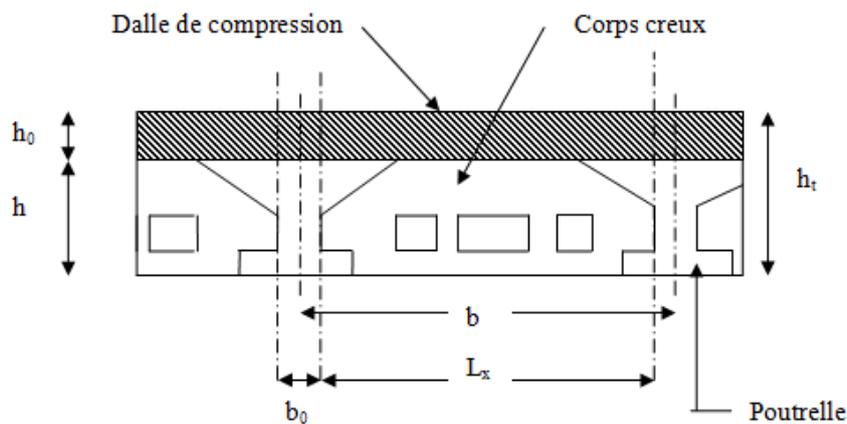


Fig.I.3 : coupe transversal sur un plancher à corps creux

### II.1.2.1 Les poutrelles :

Petite poutre préfabriquée en béton armé ou précontraint formant l'ossature d'un plancher.

Le choix du sens de disposition se fait par rapport aux critères suivants :

- ❖ le critère la plus petite portée afin de diminuer la flèche.
- ❖ le critère de continuité (le maximum d'appuis)

Les poutrelles se calculent comme une section en T. La largeur de la dalle de compression à prendre est définie par :

$$\frac{b-b_0}{2} \leq \min\left(\frac{L_x}{2}, \frac{L_y}{10}\right)$$

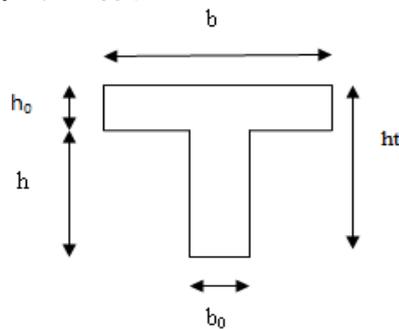
**Avec :**

$b_0 = 10 \text{ cm}$

$L_x$  : représente la distance entre poutrelles ( $l_x = 55 \text{ cm}$ ).

$L_y$  : représente la distance entre nus d'appuis des poutres secondaires ( $l_y = 290 \text{ cm}$ ).

Après calcul, on trouve :  $b = 65 \text{ cm}$



**Fig. II.3 :** coupe transversale d'une poutrelle

### II.1.3. Dalles pleines :

Une dalle pleine est un élément à contour généralement rectangulaire dont les appuis peuvent être continus (poutres, voiles ou murs maçonnés) ou ponctuels (poteaux).

Son pré dimensionnement se fait en se basant sur les critères suivants :

#### a. critère de coupe-feu :

- $e = 7 \text{ cm}$  pour une heure de coupe-feu.
- $e = 11 \text{ cm}$  pour deux heures de coupe-feu.
- $e = 17.5 \text{ cm}$  pour quatre heures de coupe-feu.

On admet que :  $e = 12 \text{ cm}$ .

#### b. isolation phonique :

Selon les règles technique « CBA93 » en vigueur en l'Algérie l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.

On limite donc notre épaisseur à :  $e \geq 13 \text{ cm}$

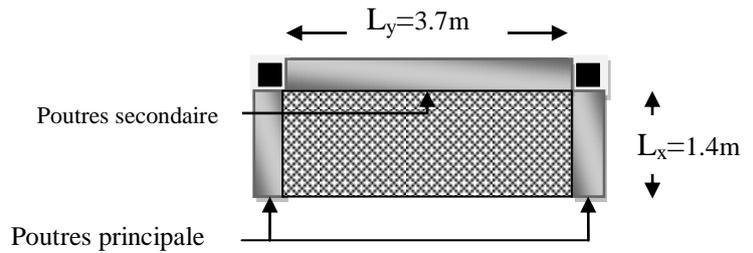
### c. critère Résistance à la flexion :

Les conditions qui doivent vérifier selon le nombre des appuis sont les suivantes :

- **Dalle reposant sur 03 appuis :**  $\frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_x}{40}$

$$L_x = 1.4 \text{ m}, L_y = 3.7 \text{ m}$$

$$2.8 \text{ cm} \leq e \leq 3.5 \text{ cm}$$



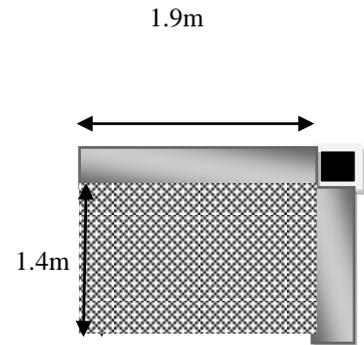
**Fig.II.4.** Dalle sur trois appuis

- **Dalle reposant sur 02 appuis :**  $\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30}$ .

$$L_x = 1.4 \text{ m}, L_y = 1.91 \text{ m}$$

$$4 \text{ cm} \leq e \leq 4.66 \text{ cm}$$

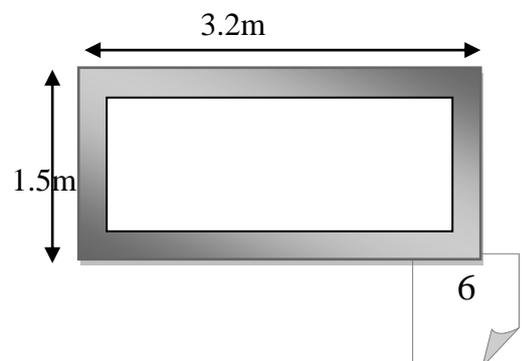
Alors on prend :  $e = 4.5 \text{ cm}$



**Fig.II.5.** Dalle sur deux appuis

- **Dalle reposant sur quatre appuis :**  $\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30}$ .

$$L_x = 4.8 \text{ m}, L_y = 3.5 \text{ m}$$



$$10 \leq e \leq 11.66\text{cm}$$

**Fig.II.6.** Dalle sur quatre appuis

On prend  $e=14\text{cm}$ , pour avoir une bonne isolation phonique et une résistance au feu de plus de 2 heures.

### II.2 Les poutres

Ce sont des éléments porteurs en béton armé à ligne moyenne rectiligne, dont la portée est prise entre nus d'appuis.

#### II.2.1 Les poutres principales

Le pré dimensionnement des poutres de section rectangulaire courantes se fait en respectant la condition du CBA 93 suivante :

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

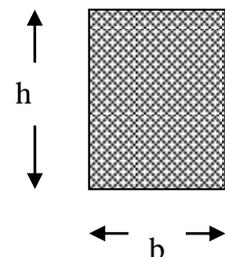
**Avec :**  $h$  : hauteur de la poutre.

$L$  : distance maximale entre nus d'appuis ( $L = L_{\max} = 4.20\text{m}$ )

**D'où :**  $\frac{420}{15} \leq h \leq \frac{420}{10} \Rightarrow 28\text{cm} \leq h \leq 42\text{cm}$

**Donc :**  $28 \leq h \leq 42$  soit  $h = 40\text{ cm}$  et  $b = 30$

cm



**Fig.II.7.** Coupe transversale d'une poutre

#### ➤ Vérification :

On doit vérifier les dimensions adoptées aux exigences du RPA (Art : 7.5.1 RPA 99 version 2003) qui sont les suivantes :

- ✓  $b \geq 20\text{cm}$  .....c'est vérifiée.
- ✓  $h \geq 30\text{cm}$  .....c'est vérifiée.
- ✓  $\frac{h}{b} = \frac{40}{30} = 1.33 \leq 4$  .....c'est vérifiée.

Ces conditions sont vérifiées donc on opte pour les l'ensemble des poutres principales les dimensions suivantes :

❖ **h = 40 cm**

❖ **b = 30 cm**

### II.2.2 Les poutres secondaires :

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

D'où :  $\frac{390}{15} \leq h \leq \frac{390}{10} \Rightarrow 26cm \leq h \leq 39cm$

Soit : **h = 35 cm et b = 30 cm**

➤ **Vérification :**

On doit vérifier les dimensions adoptées aux exigences du RPA (Art : 7.5.1 RPA 99 version 2003) qui sont les suivantes :

- ✓  $b \geq 20cm$  .....c'est vérifiée.
- ✓  $h \geq 30cm$  .....c'est vérifiée.
- ✓  $\frac{h}{b} = \frac{35}{30} = 1.16 \leq 4$  .....c'est vérifiée.

Ces conditions sont vérifiées, donc on opte pour l'ensemble des poutres secondaires les dimensions suivantes :

❖ **h = 35 cm**

❖ **b = 30 cm**

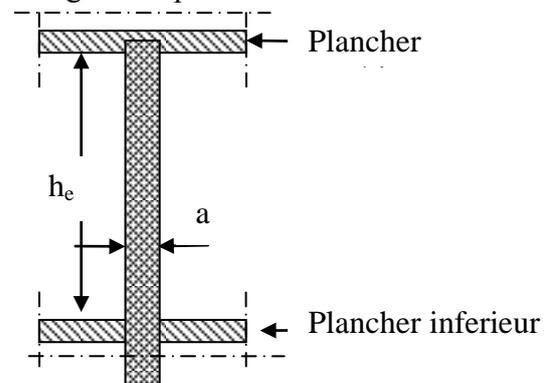
### II.3 Les voiles:

Le Pré dimensionnement des voiles se fera d'après le RPA 99 (article 7.7.1). Les charges prises en compte dans le pré dimensionnement sont :

- Les charges verticales : charges permanentes et surcharges d'exploitations.
- Les actions horizontales : effet de séisme.

Selon le RPA 99 (article 7.7.1) le pré dimensionnement des voiles est :

1.  $a \geq \frac{h_e}{20} \rightarrow$  pour les voiles simples.  
 $h_e$ : hauteur libre d'étage.
2.  $a \geq 15cm$



**Fig.II.8.** Coupe verticale d'un voile

Dans notre cas :

- RDC :  $h_e = 408 - 20 = 388 \text{ cm}$ .

- autres niveaux :  $h_e = 306 - 20 = 286 \text{ cm}$ .

**1<sup>er</sup> type de voile :**

$$a \geq \frac{388}{20} \Rightarrow a \geq 19.4 \text{ cm} \Rightarrow \text{on adopte pour le RDC un voile: } a = 20 \text{ cm.}$$

$$a \geq \frac{286}{20} \Rightarrow a \geq 14.3 \text{ cm} \Rightarrow \text{on adopte pour les autres niveaux un voile: } a = 20 \text{ cm.}$$

**2<sup>eme</sup> type de voile :** (au niveau de la cage d'ascenseur) :

Comme ce voile n'intervient presque pas dans le contreventement, alors son épaisseur sera égale à 15cm qui est l'épaisseur minimale exigée par le RPA 99/2003.

**On adopte :**

$e = 20 \text{ cm}$  ..... pour RDC et pour étage courant

### ➤ **Vérification :**

Pour qu'un voile soit considéré comme un élément de contreventement la largeur minimale doit être :

$$L_{\min} \geq 4 e . \quad \text{d'où} \quad L_{\min} \geq 80 \text{ cm}$$

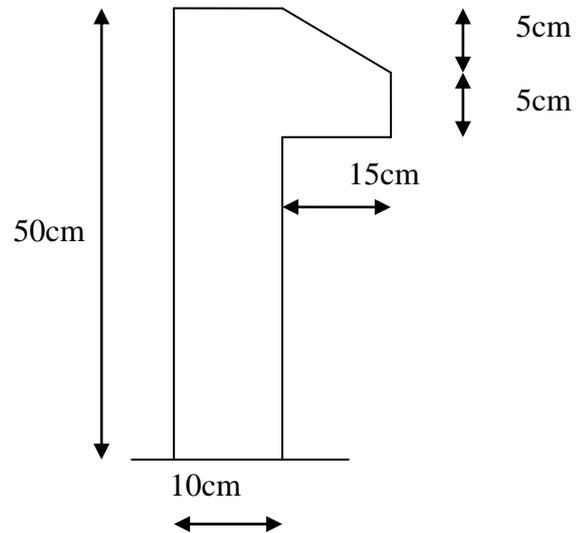
Soit : **L = 100 cm.**

### **II.4 L'acrotère :**

L'acrotère est l'élément structural contournant le bâtiment conçu pour la protection de ligne conjonctive entre lui-même et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales.

Il est assimilé à une console encastrée au dernier plancher (système isostatique), la section la plus dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement, il est réalisé en béton armé. L'acrotère est soumis à son poids propre (G) qui donne un effort normal  $N_G$  et une charge d'exploitation non pondérée estimée à 1 KN/ml provoquant un moment de flexion ainsi qu'une force sismique  $F_p$ .

$G = 25 \times 0.1735 = 4.33 \text{KN/ml}$ . L'acrotère  
 S : surface de la section droite de l'acrotère.  
 G : poids d'un mètre linéaire de l'acrotère

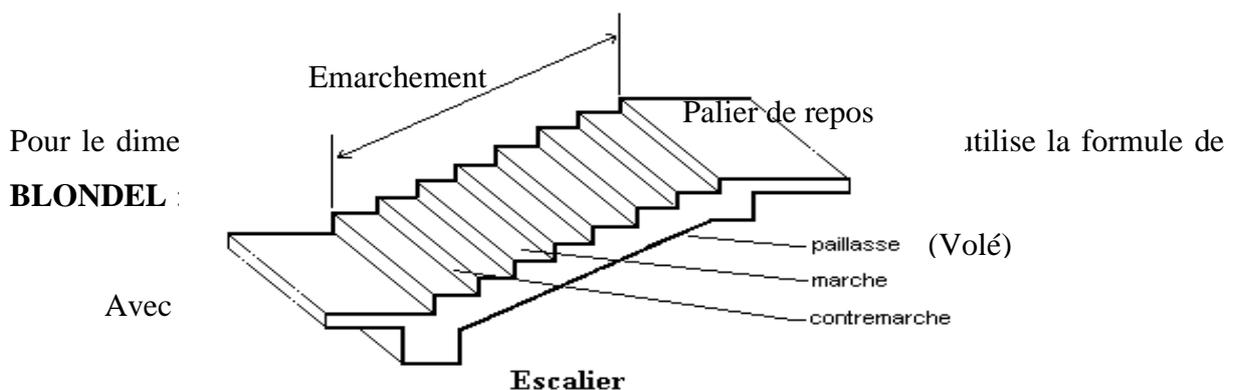


**Fig.II.9.** Dimension de l'acrotère

### II.5. Les escaliers :

Un escalier est un élément secondaire qui sert à relier les différents niveaux d'une construction, son utilisation régulière un bon dimensionnement afin d'assurer une sécurité et un confort aux usagers.

Les escaliers peuvent être en béton armé, en acier ou en bois.



**Fig.II.10.** Schéma d'un escalier

$$g = \frac{L}{n-1}$$

H : hauteur de la volée.

L : longueur de la volée.

Soit :

$$H = 1,53\text{m.}$$

$$L = 2,40\text{m.}$$

$$g + 2h \approx 64\text{cm} \Rightarrow 2 \frac{H}{n} + \frac{L}{n-1} = 64 \Rightarrow 2H(n-1) + Ln \approx 0.64 \times n \times (n-1)$$

$$\Rightarrow 0.64n^2 - 6.1n + 3.06 = 0$$

Après la résolution, on trouve :  $n = 9$  contres marches.

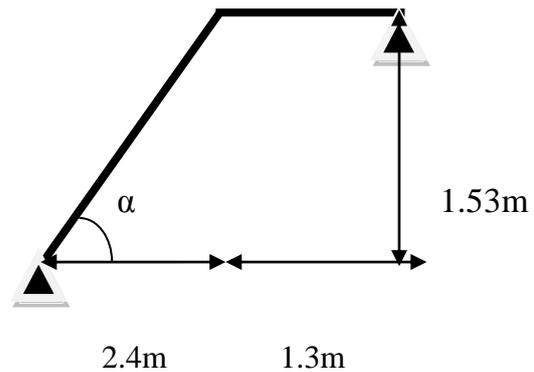
$$\text{D'où : } \begin{cases} h = \frac{H}{n} = 17 \text{ cm.} \\ g = \frac{L}{n-1} = 30 \text{ cm.} \end{cases}$$

On adopter:

$$h = 18 \text{ cm.}$$

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

$$\tan \alpha = (1.53/2.4) = 32.51^\circ$$



**Fig.II.11.** Schéma statique d'un escalier

### Epaisseur de la volée :

Elle est déterminée e respectant la condition de la flèche

$$\frac{L}{30} < e < \frac{L}{20}$$

$$L = (2.4^2 + 1.53^2)^{0.5} + 1.3 = 4.14 \text{ m}$$

$$12.33 \text{ cm} \leq e \leq 18.5 \text{ cm}$$

On prend : **e = 14 cm.** Pour toute les volées

## II.6. Evaluation des charges et surcharges

### II.6.1. Plancher

**Tableau II.1:** évaluation des charge du plancher terrasse inaccessible

## Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

DESIGNATION DES ELEMENTS	EPAISSEUR (M)	POIDS (KN/M <sup>2</sup> )
Gravillon de protection	0.05	1.00
Multicouche d'étanchéité	0.02	0.12
Isolation thermique en liège	0.04	0.16
Plancher à corps creux (16+4)	0.20	2.85
Enduit en ciment	0.02	0.36
Forme de pente	0.1	2.2

- La charge permanente totale qu'on a est  $G_{\text{terr inacc}} = 6.69 \text{ KN/m}^2$
- La charge d'exploitation à prendre dans le cas d'une terrasse inaccessible est estimée à  $Q_{\text{terr inacc}} = 1.0 \text{ KN/m}^2$ .

$$P_u = 1.35G + 1.5Q = 10.53 \text{ KN/m}^2.$$

$$P_s = G + Q = 7.69 \text{ KN/m}^2.$$

**Tableau.II.2 :** Evaluation des charges dans le plancher RDC et étage courant

DESIGNATION DES ELEMENTS	E (cm)	POIDS (KN/M <sup>2</sup> )
Cloisons de séparation	10	1.00
Carrelage	2	0.4
Mortier de pose	2	0.40
Lit de sable	2	0.36
Plancher à corps creux (20+4)	20	2.85
Enduit de ciment	2	0.20

- La charge permanente totale qu'on a est  $G_{\text{étage}} = 5.21 \text{ KN/m}^2$ .
- La charge d'exploitation à prendre dans le cas d'un étage courant est estimée à  $Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$ .

$$P_u = 1.35G + 1.5Q = 9.28 \text{ KN/m}^2.$$

$$P_s = G + Q = 6.71 \text{ KN/m}^2.$$

### II.6.1. Les balcons :

**Tableau.II.3 :** évaluation des charges du balcon

## Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

DESIGNATION DES ELEMENTS	E (M)	POIDS (KN/M <sup>2</sup> )
Dalle pleine	0.140	3.5
Carrelage	0.020	0.40
Mortier de pose	0.020	0.40
Lit de Sable	0.020	0.36
Enduit de ciment	0.015	0.2

- La charge permanente totale qu'on a est  $G_{balcon} = 4.86KN / m^2$ .
- La charge d'exploitation à prendre dans le cas des balcons est estimée  
À  $Q = 3.5KN/m^2$ .

### II.6.2. L'acrotère :

**Tableau .II.4:** évaluation des charges de l'acrotère

Hauteur (cm)	Epaisseur (cm)	Enduit en ciment (e = 2 cm)	Poids propre (KN/ml)	Q (KN/m <sup>2</sup> )	G (KN/ml)
50	10	0,4	1,42	<b>1,0</b>	<b>1,82</b>

### II.6.3.Cloisons extérieurs :

**Tableau.II.5 :** évaluation des charges des cloisons extérieures

Désignation des éléments	épaisseur (cm)	Densité (KN/m <sup>3</sup> )	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
Brique creuse	10	9	0,9
Brique creuse	15	9	1,35
Enduit extérieur en ciment	2	20	0,40
Enduit intérieur en ciment	1,5	20	0,30
Charge permanente totale			<b>G = 2,95</b>

### II.6.4.Les escaliers :

#### ➤ Palier :

**Tableau .II.6:** évaluation des charges du palier de l'escalier

Désignation des éléments	Epaisseur (cm)	Densité (KN/m <sup>3</sup> )	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
--------------------------	----------------	------------------------------	----------------------------

Carrelage	2	22	0,44
Mortier de pose	2	20	0,40
Lit de sable	2	18	0,36
Dalle en BA	14	25	3,50
Enduit ciment	2	20	0,40
Charge permanente totale			<b>G = 5,10</b>
Surcharge d'exploitation			<b>Q = 2,50</b>

**Tableau.II.7** : évaluation des charges de la volée de l'escalier

Désignation des éléments	Epaisseur (cm)	Densité (KN/m <sup>3</sup> )	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
Carrelage	2	22	0,44
Mortier de pose	2	20	0,40
Lit de sable	2	18	0,36
Paillasse	14/ (cos $\alpha$ )	25	4,48
Gardes corps	//	//	0,6
Marches	18· (1/2)	22	1,98
Enduit ciment	2	20	0,40
Charge permanente totale			<b>G = 8,66</b>
Surcharge d'exploitation			<b>Q = 2,50</b>

### II.6.5. Les poteaux :

Le pré dimensionnement des poteaux se fera en fonction des sollicitations de calcul en compression simple à l'ELU.

Les dimensions de la section transversale des poteaux selon le RPA99, doivent satisfaire les conditions suivantes pour la zone IIa :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min (b, h)} \geq 25\text{cm.} \\ \text{Min (b, h)} \geq h_e/20 \text{ cm.} \\ 0,25 < \frac{b}{h} < 4 \end{array} \right.$$

On fixera les dimensions des poteaux après avoir effectué la descente de charge, tout en vérifiant les recommandations du RPA99/version 2003 citées ci-dessus :

Les dimensions des poteaux supposées :

**Tableau.II.8.** Les dimensions des poteaux

## Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

étage	RDC et 1 <sup>er</sup>	2 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup>	4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup>	6 <sup>ème</sup> et 7 <sup>ème</sup>	terrasse
S (cm <sup>2</sup> )	50×50	45×45	40×40	35×35	35×30
P(KN)	25.5	15.5	12.24	9.38	6.88

### ➤ Descente des charges :

Afin d'assurer la résistance et la stabilité de l'ouvrage, une distribution des charges et surcharges pour chaque élément s'avèrent nécessaire. La descente des charges permet l'évaluation de la plus part des charges revenant à chaque élément de la structure, on aura à considérer :

- \*Le poids propre de l'élément.
- \*La charge de plancher qu'il supporte.
- \*La part de cloison répartie qui lui revient.
- \*Les éléments secondaires (escalier, acrotère.....)

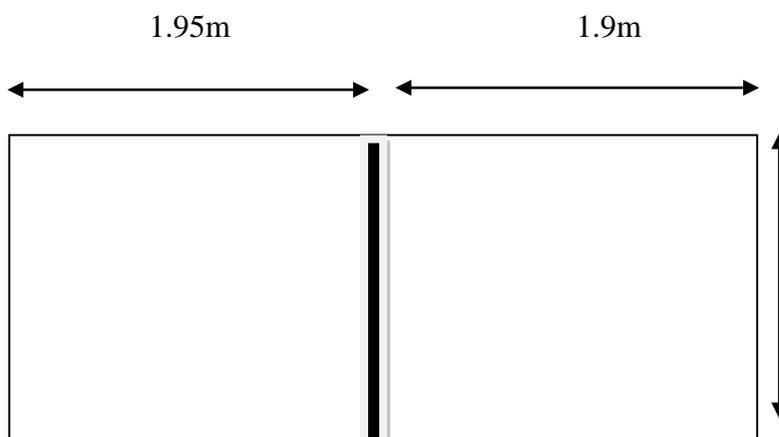
La descente de charge se fait du niveau le plus haut (charpente ou toiture terrasse) vers le niveau inférieur et cela jusqu'au niveau le plus bas (les fondations).

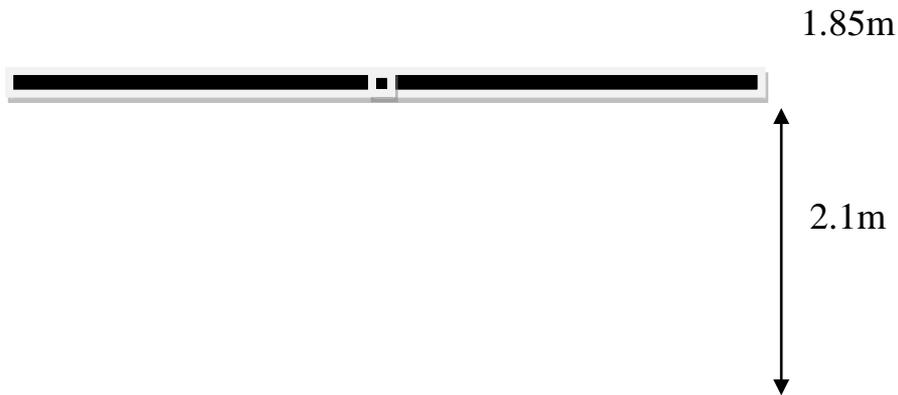
Nous appliquons les lois de dégression uniquement pour les étages à usages d'habitation.

#### • Surcharges différentes selon la loi de dégression :

- Sous la terrasse:  $Q_0$ .
- Sous le premier étage à partir du sommet:  $Q_0 + Q_1$ .
- Sous le deuxième étage:  $Q_0 + 0,95 \cdot (Q_1 + Q_2)$ .
- Sous le troisième étage:  $Q_0 + 0,90 \cdot (Q_1 + Q_2 + Q_3)$ .
- Pour n étage ( $n \geq 5$ ) :  $Q_0 + \frac{3+n}{2 \cdot n} \cdot (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + \dots + Q_n)$ .

Dans notre bâtiment le poteau le plus sollicité est .....





**Figure II. 12: Surface afférente du poteau**

$$S_{\text{aff}} = ((1.85+2.1)*(1.95+1.9))=15.21\text{m}^2$$

$$S_{\text{totale}} = (4.25*4.15)=17.63\text{m}^2$$

Plancher terrasse inaccessible :  $G= 6.59*15.21=100.23\text{KN}$  ;  $Q= (1*17.63)=17.63\text{KN}$

Plancher étage :  $G=5.21*15.21=79.24\text{KN}$  ;  $Q= (1.5*17.63)=26.44\text{KN}$

Poutres principale (PP) :  $G= (0.4*0.3*(4.25-0.3))*25=11.85\text{KN}$

Poutres secondaire (PS):  $G= (0.35*0.3*(4.15-0.3))*25=10.10\text{KN}$

**Tableau.II.9.** Tableau récapitulatif de la descente de charges du poteau.

Niveau	Eléments	G (kN)	Q (kN)

## Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

<b>N0</b>	Plancher terrasse	101.75	
	P.P	11.85	17.63
	P.S	10.10	
	<b>Σ</b>	<b>123.7</b>	<b>17.63</b>
<b>N1</b>	N0	123.7	26.44
	Plancher Corps creux	79.24	
	P.P	11.85	
	P.S	10.10	
	poteaux	9.38	
<b>Σ</b>	<b>224.89</b>	<b>44.07</b>	
<b>N2</b>	N1	224.89	26.44
	Plancher Corps creux	79.24	
	P.P	11.85	
	P.S		
	Poteau	10.10	
	Poteau	9.38	
<b>Σ</b>	<b>335.46</b>	<b>67.87</b>	
<b>N3</b>	N2	335.46	
	Plancher Corps creux	79.24	26.44
	P.P	11.85	
	P.S	10.10	
	poteaux	12.24	
<b>Σ</b>	<b>448.89</b>	<b>89.02</b>	
<b>N4</b>	N3	448.89	
	Plancher Corps creux	79.24	26.44
	P.P	11.85	
	P.S	10.10	
	poteaux	12.24	
<b>Σ</b>	<b>562.32</b>	<b>107.53</b>	
	N4	562.32	

## Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

<b>N5</b>	Plancher Corps creux	79.24	26.44
	P.P	11.85	
	P.S	10.10	
	poteaux	15.5	
	<b>Σ</b>	<b>679.01</b>	<b>123.39</b>
<b>N6</b>	N5	679.01	
	Plancher Corps creux	79.24	26.44
	P.P	11.85	
	P.S	10.10	
	poteaux	15.5	
	<b>Σ</b>	<b>795.47</b>	<b>136.61</b>
<b>N7</b>	N6	795.47	
	Plancher Corps creux	79.24	26.44
	P.P	11.85	
	P.S	10.10	
	poteaux	25.5	
	<b>Σ</b>	<b>922.16</b>	<b>149.78</b>
<b>N8</b>	N7	922.16	
	Plancher Corps creux	79.24	
	P.P	11.85	
	P.S	10.10	
	Poteaux	25.5	26.44
	<b>Σ</b>	<b>1048.85</b>	<b>163.05</b>

$$G_T = 1048.85 \text{ KN/m}^2 \quad ; \quad Q_T = 163.05 \text{ KN/m}^2$$

### Vérification pour le poteau:

#### A-Vérification des poteaux à la compression simple :

$$N_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 1048.85 + 1.5 \times 163.05 = 1660.52 \text{ KN}$$

Selon le **CBA93** (article B.8.11) on doit majorer l'effort normal de compression ultime  $N_u$  de 10% tel que .:

L'effort normal maximum  $N = 1660.52 \text{ KN}$ .

$$\text{Donc } Nu = 1.1 \times 1660.52 = 1826.57 \text{ KN}$$

On doit vérifier la condition suivante :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_u}{B} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

Avec :  $\overline{\sigma}_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{1.5} = 14.2 \text{ MPa}$

B : section du béton

$$B \geq \frac{N_u}{\overline{\sigma}_{bc}} \Rightarrow B \geq \frac{1823.40 \times 10^{-3}}{14.2} = 0.12 \text{ m}^2$$

$$B \geq 0.12 \text{ m}^2$$

Ce tableau résume les vérifications à la compression à tous les niveaux :

**Tableau II.10.** Critère de résistance

Niveau	N <sub>U</sub> (MN)	B (m <sup>2</sup> )	σ <sub>bc</sub>	σ <sub>bc</sub> ≤ $\overline{\sigma}_{bc}$
RDC ; 1 <sup>er</sup> étage	1826.57	0.25	0.12	Vérifie
2 <sup>em</sup> ; 3 <sup>eme</sup> étage	1211.92	0.20	0.08	Vérifie
4 <sup>em</sup> ; 5 <sup>eme</sup> étage	813.48	0.16	0.05	Vérifie
6 <sup>eme</sup> ; 7 <sup>eme</sup> étage	610.143	0.12	0.03	Vérifie

### B-Vérification au flambement :

D'après le (CBA 93), on doit faire la vérification suivante :

On doit vérifier que l'effort normal ultime :

$$N_u \leq \overline{N_u} = \alpha * \left[ \frac{Br * f_{c28}}{0.9 * \gamma_b} + \frac{As * f_e}{\gamma_s} \right]$$

α : Coefficient tenant compte de l'élanement.

## Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2} \quad \text{Pour } \lambda \leq 50. \\ \alpha = 0.6 \left( \frac{\lambda}{50} \right)^2 \quad \text{Pour } 50 < \lambda \leq 70 \end{array} \right.$$

$\gamma_b$  : Coefficient de sécurité du béton = 1.5

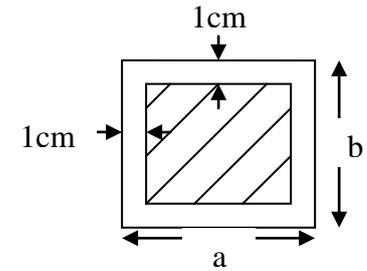
$\gamma_s$  : Coefficient de sécurité de l'acier = 1.15

$\lambda = \frac{l_f}{i}$  Avec  $l_f = 0.7 * l_0$  : la longueur de flambement.

$i$  : Rayon de giration  $i = \sqrt{\frac{I}{B}} \quad I = \frac{b * h^3}{12}$

$As \geq 0.8\% * Br$  on prend  $As = 1\% * Br$

$$B_{rcal} \geq \frac{Nu}{\alpha \left[ \frac{f_{c28}}{0.9 * \gamma_b} + \frac{fe}{100 * \gamma_s} \right]}$$



**Fig.II.12** : section brute ( $B_r$ )

**BAEL 91(7-4-2)**

$Br = (a-2) * (b-2)$

Il faut vérifier que :  $Br \geq B_{rcal}$

Ce tableau résume les vérifications au flambement :

**Tableau II.12.** vérification au flambement.

Type de poteau	B (cm <sup>2</sup> )	l <sub>0</sub> (cm)	l <sub>f</sub> (cm)	λ	α	B <sub>r</sub> (cm <sup>2</sup> )	N <sub>u</sub> (KN)	B <sub>rcal</sub> (cm <sup>2</sup> )
50 * 50	2500	320	224	15.51	0.817	2304	1826.57	1014.63
45 * 45	2025	286	200.2	15.41	0.818	1849	1211.92	788.28
40 * 40	1600	286	200.2	17.33	0.81	1444	813.48	577.34
35 * 35	1225	286	200.2	19.81	0.798	1089	610.143	353.91

D'après le tableau précédent on voit bien que le critère de stabilité de forme est vérifié pour tous les poteaux.

### C-Vérification de l'effort normal réduit :

Selon le *RPA* (article.7.1.3.3) il faut vérifier :

$$v = \frac{N_d}{B \times f_{c28}} \leq 0.3$$

Ce tableau résume les vérifications de l'effort normal réduit :

**Tableau II.13.** vérification de l'effort normal réduit.

Niveau	N <sub>d</sub> (KN)	B(m <sup>2</sup> )	V	V≤0.3
RDC ; 1 <sup>er</sup>	1826.57	0.25	0.29	vérifiée
2 <sup>em</sup> ; 3 <sup>eme</sup>	1211.92	0.2025	0.23	vérifiée
4 <sup>em</sup> ; 5 <sup>em</sup>	813.48	0.16	0.20	Vérifiée
6 <sup>em</sup> ; 7 <sup>em</sup>	610.143	0.1225	0.19	Vérifiée

### II.6. Conclusion :

Après que nous avons fini le pré dimensionnement des éléments structuraux et que nous avons fait toutes les vérifications nécessaires, nous avons adopté les sections suivantes :

-Poutres principales : 40×30cm<sup>2</sup>.

-Poutres secondaires : 35×30cm<sup>2</sup>.

-Poteaux du RDC, étage1: 50×50cm<sup>2</sup>.

-Poteaux des étages 2, 3, : 45×45cm<sup>2</sup>.

-Poteaux des étages 4 et 5: 40×40cm<sup>2</sup>.

-Poteaux des étages 6et 7 : 35×35cm<sup>2</sup>.

### III.1 INTRODUCTION :

Dans ce chapitre on s'intéresse uniquement à l'étude des éléments non structuraux (différents planchers, escalier, acrotère et l'ascenseur). Cette étude se fait en suivant le cheminement suivant : évaluation des charge sur l'élément considéré, calcul des sollicitations les plus défavorables puis, détermination de la section de acier nécessaire pour reprendre les charges en question toutes on respectant la réglementation en vigueur.

### III.2 ETUDE DU PLANCHER:

#### III.2.1 Disposition des poutrelles :

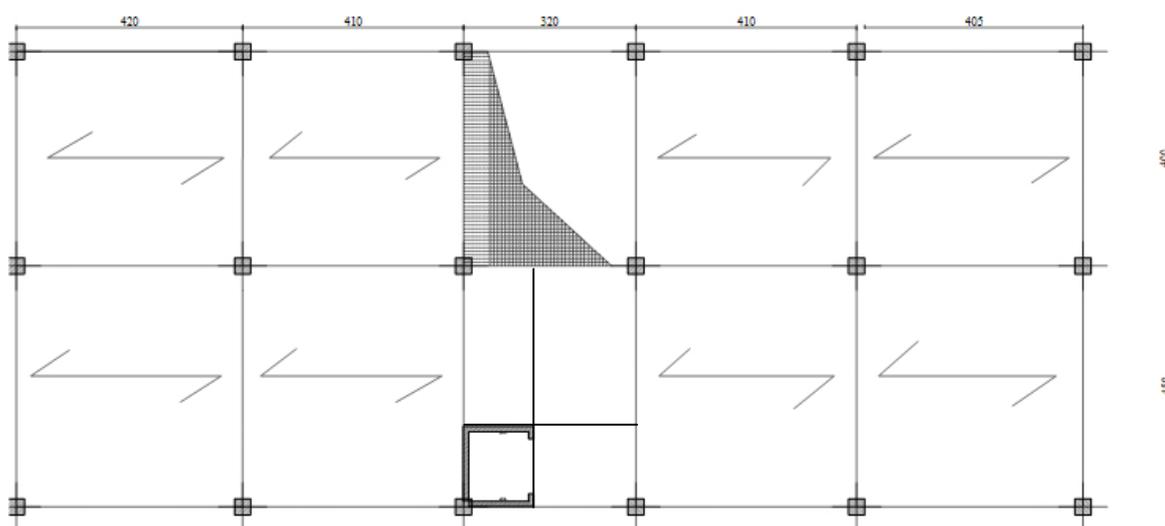


Figure III.1 .Disposition des poutrelles Etage courant

#### III.2.2. Méthodes de calculs des poutrelles :

Les poutrelles sont calculées à la flexion simple sous G et Q comme des poutres continues sur plusieurs appuis .pour ce faire, nous disposons de deux méthodes :

- Méthode forfaitaire
- Méthode Caquot

#### ➤ Domaine d'application de la méthode forfaitaire :

Pour déterminer les moments en appui et en travée, il est possible d'utiliser la méthode forfaitaire si les quatre conditions sont vérifiées :

- Plancher a surcharges modérées ( $Q \leq \min (2G ,5kn/m^2)$ ).
- Le moment d'inertie est constant sur toutes les travées.

- Le rapport entre deux travées successives est compris entre :  $0,8 \leq l_i/l_{i+1} \leq 1,25$ .
- Fissuration peut nuisible (FPN).

➤ **Domaine d'application de la méthode Caquot :**

Elle est applicable essentiellement pour les planchers a surcharge élevées, et également à des planchers a surcharge modérées si l'une des condition de la méthode forfaitaire n'est pas vérifier.

❖ **Principe de la méthode Caquot :**

✓ **Calcul des moments**

▪ **En appuis :**

$$M_a = -\frac{P_g \times l_g'^3 + P_d \times l_d'^3}{8.5 \times (l_g' + l_d')} \text{ (BAEL. Art. L.III,3)}$$

Avec  $l' = 0.8 \times l$  : Pour une travée intermédiaire  $l' = l$  : Pour une travée de rive.

$P_g$  ;  $P_d$  : Charge à gauche et à droite de la travée respectivement.

▪ **En travées :**

$$M(x) = M_0(x) + M_g \times \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \times \frac{x}{l}; \quad M_0(x) = \frac{Pu \times x}{2} \times (l - x); \quad x = \frac{l_i}{2} - \frac{M_g - M_d}{Pu \times l_i}$$

✓ **Evaluation des efforts tranchants :**

$$V = \frac{Pu \times l_i}{2} + \frac{M_d - M_g}{l_i}$$

Avec :  $M_d$  : Moment en appui de droite de la travée considérée.

$M_g$  : Moment en appui de gauche de la travée considérée

### III.2.3 Calcul des charges revenant aux poutrelles

➤ **Plancher terrasse inaccessible**

$$G = 6.59 \text{ KN/m}^2; \quad Q = 1 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = (1.35G + 1.5Q) \times b = (1.35 \times 6.69 + 1.5 \times 1) \times 0.65 = 6.76 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = (G + Q) \times b = (6.69 + 1) \times 0.65 = 4.93 \text{ KN/ml}$$

$$q_u = 6.76 \text{ KN/ml}, \quad q_s = 4.93 \text{ KN/ml}$$

### ➤ Plancher étage courant

$$G = 5.21 \text{ KN/m}^2; Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = 5.94 \text{ KN/ml} \quad ; \quad q_s = 4.29 \text{ KN/ml}$$

III.2.4 Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :

### ➤ Terrasse inaccessible

$$G_t = 6.59 \text{ kn/m}^2 \quad Q_t = 1 \text{ kn/m}^2$$

$G_t, Q_t$  : charge permanente et d'exploitation de la terrasse inaccessible

$$Q_t = 1 \text{ kn/m}^2 \leq \min (2G_t, 5 \text{ kn/m}^2) = \min (2 \times 6.59, 5 \text{ kn/m}^2) = 5 \text{ kn/m}^2$$

Condition vérifiée

### ➤ Plancher courant

$$G_t = 5.21 \text{ kn/m}^2 \quad Q_t = 1.5 \text{ kn/m}^2$$

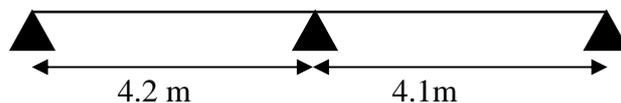
$G_t, Q_t$  : charge permanente et d'exploitation de la terrasse inaccessible

$$Q_t = 1.5 \text{ kn/m}^2 \leq \min (2G_t, 5 \text{ kn/m}^2) = \min (2 \times 5.21, 5 \text{ kn/m}^2) = 5 \text{ kn/m}^2$$

Condition vérifiée

- ✓ Pour la 1<sup>ère</sup> condition de la méthode forfaitaire elle est vérifiée.
- ✓ La charge uniformément répartie de manière identique sur toutes les longueurs des poutres (l'inertie constante) donc la 2<sup>ème</sup> condition est vérifiée.
- ✓ Le rapport entre les travées successives

### ❖ Pour le type 01 :

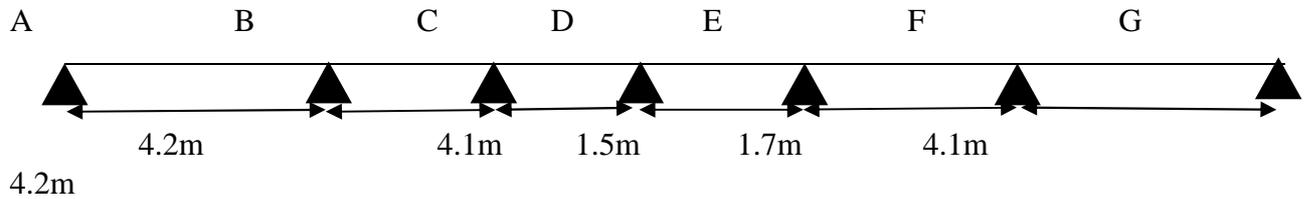


**Figure III.2.** Schéma statique d'une poutre d'étage courant type 01

$$\frac{4.2}{4.1} = 1.02$$

On remarque que le rapport est compris entre 0.8 et 1.25 donc c'est vérifiée.

❖ Pour le type 02 :



**Figure III.3.** Schéma statique d'une poutrelle d'étage courant type 02

Après la vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire sur les différents types de poutrelles, on remarque que seul le type 2 sera calculé par la méthode de Caquot, car dans ce types on a :  $\frac{l_i}{l_{i+1}} = \frac{4.1}{1.5} = 2.73 \geq 1.25$

- ✓ Les poutrelles sont à l'intérieure du bâtiment donc la fissuration est peu nuisible d'où La 4<sup>ème</sup> condition est vérifiée.

### III.2.5 Exemple de calcul :

Pour le calcul on exposera un exemple pour illustrer la méthode (le type 2 du plancher courant) et les autres types seront résumés dans des tableaux

#### A-Calcul les sollicitations

**Tableau.III.1 :** Les longueurs fictives dans les travées

$L_{A-B}$	$L_{B-C}$	$L_{C-D}$	$L_{D-E}$	$L_{E-F}$	$L_{F-G}$
4.2	3.28	1.2	1.36	3.28	4.2

#### 1.étage courant

##### - Les moments en appuis :

Dans calcul des moments en niveau des appuis on remplace la charge G par G'

Avec  $G' = 2/3G = 3.42 \text{KN/m}^2$

$$M_A = M_G = 0$$

$$M_B = - \frac{4.46 \times (4.2^3 + 3.28^3)}{8.5 \times (4.2 + 3.28)} = -7.67 \text{KN.m}$$

##### - Les moments aux travées :

- Travée AB

## CHAPITRE III : Etude des éléments secondaires

$$X = \frac{L}{2} - \frac{M_g - M_d}{qL} = \frac{1}{2} - \frac{7.67}{5.96 \times 4.2} = 1.793 \text{ m}$$

$$M^{\max} = \frac{qX}{2} \times (L - X) + M_g \left(1 - \frac{X}{L}\right) + M_d \left(\frac{X}{L}\right)$$

$$M = \frac{5.96 \times 1.793}{2} \times (4.2 - 1.793) - 7.67 \times \left(\frac{1.793}{4.2}\right) = 9.586 \text{ KN.m}$$

Les autres moments son dans le tableau suivant :

**Tableau III.2.** Les moment dans les appuis et aux travées pour étage courant

Les travées	X (m)	ELU			ELS		
		M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>Travé</sub> (KN.m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>Travé</sub> (KN.m)
A-B	0.193	0	-7.672	9.586	0	-5.487	1.414
B-C	1.811	-7.672	-4.335	2.098	-5.487	-3.101	3.573
C-D	1.084	-4.335	-0.869	-0.313	-3.101	-0.622	-0.591
D-E	0.229	-0.869	-4.274	0.976	-0.622	-3.157	-0.489
E-F	1.466	-4.274	-7.672	2.132	-3.157	-5.487	1.433
F-G	2.428	-7.672	0	9.585	-5.487	0	-6.956

### -Evaluation des efforts tranchant à l'ELU :

Les efforts tranchant sont calculés par les deux expressions suivant :

$$V_{i+1} = \frac{ql}{2} + \frac{M_i - M_{i+1}}{l_i}$$

$$V_i = \frac{-ql}{2} + \frac{M_i - M_{i+1}}{l_i}$$

Travée AB :

$$V_A = \frac{5.96 \times 4.2}{2} + \frac{(-7.672)}{4.2} = 10.689 \text{ KN}$$

$$V_B = \frac{-5.56 \times 4.2}{2} - \frac{7.672}{4.2} = -14.342 \text{ KN}$$

## CHAPITRE III : Etude des éléments secondaires

**Tableau III.3.** Les effort tranchant dans étage courant

Travée	ELU	
	V <sub>g</sub> (KN)	V <sub>d</sub> (KN)
A-B	10.689	-14.342
B-C	13.032	-11.404
C-D	6.781	-2.159
D-E	3.063	-7.060
E-F	11.389	-13.046
F-G	14.342	-10.689

**Tableau III.4.** Les moments dans plancher terrasse inaccessible.

Les travées	X (m)	ELU			ELS		
		M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>Travé</sub> (KN.m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>Travé</sub> (KN.m)
A-B	1.810	0	-8.309	11.036	0	-6.031	8.073
B-C	1.803	-8.309	-4.690	7.756	-6.031	-3.408	5.690
C-D	1.063	-4.690	-0.942	-0.455	-3.408	-0.684	-0.324
D-E	0.278	-0.942	-4.630	0.004	-0.684	-3.360	0.011
E-F	1.473	-4.630	-7.917	7.975	-3.360	-5.746	5.849
F-G	2.392	-7.917	0	11.206	-5.746	0	8.196

**Tableau III.5.** Les efforts tranchant dans terrasse inaccessible

Travée	ELU	
	V <sub>g</sub> (KN)	V <sub>d</sub> (KN)
A-B	12.213	-16.17
B-C	-12.972	3.575
C-D	13.052	5.023
D-E	4.252	13.052
E-F	-3.425	12.045
F-G	16.17	-10.689

### Ferrailage des poutrelles :

#### Exemple de calcul étage courant :

$$M_t^{\max} = 9.586 \text{ KN.m}$$

$$M_a^{\text{int}} = -7.672 \text{ KN}$$

$$M_a^{\text{riv}} = -1.47 \text{ KN.m}$$

#### En travée :

Le calcul se fera pour une section en T soumise à la flexion simple.

$$M_{tu} = f_{bu} * b * h_0 \left( d - \frac{h_0}{2} \right)$$

Si  $M_u \leq M_{tu}$  la table n'est pas entièrement comprimée, l'axe neutre est dans la table de compression. On calcule une section rectangulaire  $b \times h$ .

Si  $M_u > M_{tu}$  On calcule une section en T.

$$M_{tu} = b * h_0 * f_{bu} * (d - h_0/2) = 0,65 * 0,04 * 14,2 * (0,18 - 0,02)$$

$$M_{tu} = 59,072 \text{ KN.m}$$

$M_t < M_{tu} \Rightarrow$  Le calcul sera mené pour une section rectangulaire  $b * h$

$$\mu_{bu} = \frac{M^t}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$\mu_{bu} = \frac{9.586 \times 10^{-3}}{0.65 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.032 < \mu_t = 0.392 \Rightarrow A' = 0.$$

$$\mu_{bu} < 0.186 \Rightarrow \text{Pivot A : } \xi_{st} = 10\% \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.041$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.18(1 - 0.4 * 0.041) = 0.177 \text{ m.}$$

$$A_t = \frac{M_U}{Z \times f_{st}} = \frac{9.586 \times 10^{-3}}{0.177 \times 348} = 1.55 \text{ cm}^2.$$

#### Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{\min} = (0.23 * b * d * f_{t28}) / f_c \leq A_{\text{calculer}}. \quad (\text{ArtA.4.2.1}).$$

$$A_{\min}=0.23 \times 0.65 \times 0.18 \times 2.1 / 400 = 1.41 \text{ cm}^2$$

$A_t > A_{\min} \Rightarrow$  condition vérifier.

On opte pour 3HA10=2.36cm<sup>2</sup>.

### Calcul de l'armature aux appuis intermédiaires :

La table de compression est tendue, un béton tendue n'intervient pas dans la résistance donc le calcul se ramène à une section rectangulaire  $b_0 \times h$ .

$$M_U = 7.672 \text{ KN.m.}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{7.672 \times 10^{-3}}{0.10 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.166$$

$$\mu_{bu} < 0.186 \Rightarrow \text{Pivot A: } \xi_{st} = 10\% \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\mu_{bu} < \mu_l \Rightarrow A' = 0$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha)$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.166}) = 0.229$$

$$z = 0.18 \times (1 - 0.4 \times 0.229) = 0.163 \text{ m}$$

$$A_a = \frac{M_U}{Z \times f_{st}} = \frac{7.672 \times 10^{-3}}{0.163 \times 348} = 1.26 \text{ cm}^2$$

### Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{\text{mir}} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 0.10 \times 0.18 \times \frac{2.1}{400} = 0.22 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{mir}} = 0.22 \text{ cm}^2 < A_a \Rightarrow \text{condition vérifier.}$$

On opte pour 1HA10+1HA8=1.29cm<sup>2</sup>.

### Calcul de l'armature aux appuis de rive:

$$M_U = -1.47 \text{ KN.m.}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{1.47 \times 10^{-3}}{0.10 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.032$$

$$\mu_{bu} < 0.186 \Rightarrow \text{Pivot A: } \xi_{st} = 10\% \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\mu_{bu} < \mu_l \Rightarrow A' = 0$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha)$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.032}) = 0.041$$

$$z = 0.18 \times (1 - 0.4 \times 0.041) = 0.177 \text{ m}$$

$$A_t = 0.24 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} < A_t \rightarrow A = 1\text{HA}10 = 0.79 \text{ cm}^2$$

### Vérification à l'ELU :

#### a-Vérification de l'effort tranchant

On doit vérifier que :

$$\tau_U = \frac{V_U}{b_0 \times d} \leq \bar{\tau}_u \quad (\text{Art A.5.1.2.1.1 [1]}).$$

$$\bar{\tau}_u = \min [0.2 f_{c28} / \delta_b ; 5 \text{ MPa}] = 3.33 \text{ MPA}$$

$$V^{\max} = 14.342 \text{ KN}$$

$$\tau_U = \frac{V_U}{b_0 \times d} = \frac{14.34 \times 10^{-3}}{0.10 \times 0.18} = 0.796 \text{ Mpa}$$

$\tau_U < \bar{\tau}_u$  ..... C'est vérifié (y'a pas de risque de rupture par cisaillement).

#### b-Vérification des armatures longitudinales à l'effort tranchant aux voisinages des appuis :

##### -Appuis de rive

$$A_l \geq \frac{\sigma_s \times V_u}{f_e} \quad \text{avec } A_l = 0.79 \text{ cm}^2$$

$$A_l = 0.79 \geq \frac{1.15 \times 14.34 \times 10^{-3}}{400} = 0.41 \text{ cm}^2 \dots \dots \text{Condition vérifié}$$

##### -Appuis intermédiaire

$$A_l \geq \frac{1.15}{f_e} \times \left[ V_u + \frac{M_a}{0.9 \times d} \right]$$

$$A_l \geq \frac{1.15}{400} \times \left[ 14.34 + \frac{7.672}{0.9 \times 0.18} \right] \times 10^{-3} = 0.17 \text{ cm}^2$$

$$A_l = 1.70\text{cm}^2 \geq 0.17\text{cm}^2$$

- **Vérification de la contrainte de cisaillement à la jonction table-nervure :**  
D'après le **CBA93 (art A.5.1.1)** la contrainte de cisaillement doit être inférieure à la contrainte admissible de cisaillement.

$$\tau_u = \frac{v_u(b - b_0)}{1.8 \times d \times b \times h_0} = \frac{14.34 \times 10^{-3} \times (0.65 - 0.10)}{1.8 \times 0.18 \times 0.65 \times 0.04} = 0.91\text{MPa} < \tau^- = 3.33\text{MPa}$$

Pas risque de rupture à la jonction table-nervure

### 2) Armatures transversales

Le diamètre  $\Phi_t$  des armatures transversales est donne par :

$$\Phi_t \leq \min \{h / 35, b_0/10, \Phi_L\}$$

$\Phi_L$  : diamètre minimale des armatures longitudinale ( $\Phi_L = 8\text{mm}$ ).

$$\Phi_t \leq \min \{200/35, 100/10, 8\} = 5.71\text{mm} \quad \text{on adopte a un étrier } \Phi 6.$$

Donc la section d'armatures transversales sera :  $A_t = 2\Phi 6 = 0.57\text{cm}^2$ .

### Calcul de l'espacement

L'espacement des cours successifs d'armatures transversales doit satisfaire les conditions

Suivantes:

$$St \leq \min (0.9d, 40\text{cm}) \Rightarrow St \leq 16.2\text{cm} \dots \dots \dots (1)$$

$$St \leq A_t \frac{0.8 f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}{b_0 (\tau_u - 0.3 f_{t28} K)}$$

- Flexion simple
- Fissuration peut nuisible  $\Rightarrow K=1$
- Pas de reprise de bétonnage

$$\alpha = 90^\circ \text{ (Armatures droites.)}$$

$$St \leq A_t \frac{0.8 \times f_e}{b_0 \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})} = \frac{0.57 \times 10^{-2} \times 0.8 \times 400}{0.1 \times (0.91 - 0.3 \times 2.1)} = 65.14\text{cm} \dots \dots \dots (2)$$

$$St \leq 15 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} = \frac{0.57 \times 10^{-2} \times 400}{0.4 \times 0.10} = 57\text{cm} \dots \dots \dots (3)$$

Apartir de (1), (2) ET (3) on adopte  $S_t = 15\text{cm}$

### Verification à l'ELS

IL y a lieu de vérifier

- Etat limité d'ouverture des fissures
- Etat limite de compression du béton
- Etat limite de déformation

### a-Etat limité d'ouverture des fissures:

La fissuration est peu préjudiciable donc pas de vérification

### b- Etat limite de compression du béton:

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$$

### En travées

$$M_{ser} = 8.096 \text{ KN.m}$$

La position de l'axe neutre

$$H = \frac{b \times h_0^2}{2} - 15A(d - h_0) = \frac{65 \times 4^2}{2} - 15 \times 1.70 \times (18 - 4) = 1.63 \text{ m}$$

$H > 0 \rightarrow$  l'axe neutre passe par la table donc calcul section ( $b \times$

La détermination de  $\{Y\}$  consiste à résoudre cette équation

$$\frac{b_0}{2} Y + (15A + (b - b_0) \times h_0) Y - 15Ad - (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} = 0$$

$$5Y^2 + 245.5Y - 899 = 0 \rightarrow Y = 3.42 \text{ cm}$$

$$I = \frac{bY^3}{3} - (b - b_0) \times \left(\frac{Y - h_0}{3}\right)^3 + 15A(d - Y)^2 \rightarrow I = 6265.038 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_{bc} = \frac{8.096 \times 10^{-3}}{6265.038 \times 10^{-8}} \times 0.0342 = 4.29 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots \text{Vérifier}$$

### C-Etat limite de déformation (vérification de la flèche)

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots \dots \dots 1$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots \dots \dots 2$$

$$\frac{h}{l} = \frac{20}{420} = 0.047 < \frac{6.956}{10 \times 10.85} = 0.064$$

La condition n'est pas satisfaite donc on fait une vérification de la flèche.

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}$$

La flèche admissible pour une poutre inférieure à 5m est de :

$$f_{adm} = \left(\frac{l}{500}\right) = \frac{420}{500} = 0.84 \text{ cm}$$

$f_{gv}$  et  $f_{gi}$  : Flèches dues aux charges permanentes totales différées et instantanées respectivement.

$f_{ji}$  : Flèche due aux charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons.

$f_{pi}$  : Flèche due à l'ensemble des charges appliquées (G + Q).

- **Evaluation des moments en travée :**

$q_{jser} = 0.65 \times G$  : La charge permanente qui revient à la poutrelle au moment de la mise des cloisons.

$q_{gser} = 0.65 \times G$  : La charge permanente qui revient à la poutrelle.

$q_{pser} = 0.65 \times (G + Q)$  : La charge permanente et la surcharge d'exploitation.

$$M_{jser} = \frac{q_{jser} \times l^2}{8} ; M_{gser} = \frac{q_{gser} \times l^2}{8} ; M_{pser} = \frac{q_{pser} \times l^2}{8}$$

### Les propriétés de la section

$$V = \frac{1}{B} \left( \frac{b \times h^2}{2} + 15A_s d \right)$$

$$B = b \times h + 15 \times A_s = 65 \times 20 + 15 \times 1.29 = 1325.5 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{1}{1325.5} \left( \frac{65 \times 20^2}{2} + 15 \times 1.70 \times 18 \right) = 10.15 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 9.85 \text{ cm}$$

Moment d'inertie

## CHAPITRE III : Etude des éléments secondaires

$$I_0 = \frac{b}{3}(V_1^3 + V_2^3) + 15 \times A_s \times (V_2 + C)^2$$

$$I_0 = \frac{65}{3}(10.14^3 + 9.86^3) + 15 \times 1.29 \times (9.86 + 2)^2$$

$$I_0 = 46671.346 \text{cm}^4$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{1.29}{10 \times 18} = 0.01$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \cdot f_{t28}}{(2 + 3 \frac{b_0}{b}) \rho} \quad \dots\dots\dots \text{Déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = 0.4 \times \lambda_i \quad \dots\dots\dots \text{Déformation différée.}$$

$E_i = 32164.2 \text{Mpa}$       Module de déformation longitudinale instantanée du béton.

$E_v = \frac{E_i}{3} = 10721.4 \text{Mpa}$       Module de déformation longitudinale différée du béton.

**Contraintes :**

$(\sigma_s)$       : Contrainte effective de l'acier sous l'effet de chargement considéré (Mpa).

$$\sigma_{sj} = 15 \frac{M_{jser} \times (d - y)}{I} ; \sigma_{sg} = 15 \frac{M_{gser} \times (d - y)}{I} ; \sigma_{sp} = 15 \frac{M_{pser} \times (d - y)}{I}$$

• **Inerties fictives (If) :**

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sj} + f_{t28}} ; \mu_g = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sg} + f_{t28}} ; \mu_p = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sp} + f_{t28}}$$

Si  $\mu \leq 0 \Rightarrow \mu = 0$

$$If_{ij} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} ; If_{ig} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} ; If_{ip} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} ; If_{vg} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g}$$

**Evaluation des flèches :**

$$f_{ji} = \frac{M_{jser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot If_{ij}} ; f_{gi} = \frac{M_{gser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot If_{ig}} ; f_{pi} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot If_{ip}} ; f_{gv} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot If_{gv}}$$

$$q_{jser} = 0.65 \times G = 0.65 \times 3.75 = 2.43 \text{KN/m}$$

$$q_{gser} = 0.65 \times G = 0.65 \times 5.13 = 3.33 \text{KN/m}$$

$$q_{pser} = 0.65 \times (G + Q) = 0.65 \times (5.13 + 1.5) = 4.31 \text{KN/m}$$

$$M_{jser} = \frac{q_{jser} \times l^2}{8} = \frac{2.43 \times 4.20^2}{8} = 5.35 \text{KN.m}$$

$$M_{gser} = \frac{q_{gser} \times l^2}{8} = \frac{3.3 \times 4.20^2}{8} = 7.34 \text{KN.m}$$

$$M_{pser} = \frac{q_{pser} \times l^2}{8} = \frac{4.31 \times 4.20^2}{8} = 9.50 \text{KN.m}$$

$$y = 3.32 \text{cm}$$

$$I_0 = 46671.34 \text{cm}^4$$

$$I = 6265.038 \text{cm}^2$$

$$A_s = 1.57 \text{cm}^2$$

$$\rho = 0.01$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{(2 + 3 \times \frac{0.10}{0.65}) \times 0.01} = 2.26$$

$$\lambda_v = 0.4 \times 2.9 = 1.7$$

$$\sigma_{sj} = 15 \times \frac{5.35 \times (0.18 - 0.033) \times 10^5}{6265.038} = 188.038 \text{MPa}$$

$$\sigma_{sg} = 15 \times \frac{7.34 \times 10^{-3} \times (0.18 - 0.033)}{6265.038 \times 10^{-8}} = 257.98 \text{Mpa}$$

$$\sigma_{sp} = 15 \times \frac{9.5 \times 10^{-3} \times (0.18 - 0.033)}{6265.038 \times 10^{-8}} = 333.90 \text{Mpa}$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.01 \times 188.038 + 2.1} = 0.620 > 0$$

## CHAPITRE III : Etude des éléments secondaires

---

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.01 \times 257.98 + 2.1} = 0.700 > 0$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.01 \times 333.90 + 2.1} = 0.760 > 0$$

$$I_{ij}^f = \frac{1.1 \times 46671.34}{1 + (2.26 \times 0.62)} = 21380.34 \text{ cm}^4$$

$$I_{ig}^f = \frac{1.1 \times 46671.34}{1 + (2.26 \times 0.62)} = 19883.22 \text{ cm}^4$$

$$I_{ip}^f = \frac{1.1 \times 46671.34}{1 + (2.26 \times 0.76)} = 18891.10 \text{ cm}^4$$

$$I_{vg}^f = \frac{1.1 \times 46671.34}{1 + (1.7 \times 0.76)} = 22398.98 \text{ cm}^4$$

$$f_{ji} = \frac{5.35 \times 10^{-3} \times 4.20^2}{10 \times 321642 \times 21380.34 \times 10^{-8}} = 0.14 \text{ cm}$$

$$f_{gi} = \frac{7.34 \times 10^{-3} \times 4.20^2}{10 \times 321642 \times 19883.22 \times 10^{-8}} = 0.20 \text{ cm}$$

$$f_{pi} = \frac{9.50 \times 10^{-3} \times 4.20^2}{10 \times 32164.2 \times 18891.10 \times 10^{-8}} = 0.27 \text{ cm}$$

$$f_{vg} = \frac{7.34 \times 10^{-3} \times 4.20^2}{10 \times 107214 \times 22398.98 \times 10^{-8}} = 0.54 \text{ cm}$$

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 0.54 - 0.14 + 0.27 - 0.20 = 0.47 \text{ cm}$$

$$\Delta f = 0.47 \text{ cm} \leq f_{adm} = 0.84 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{C'est vérifié.}$$

## CHAPITRE III : Etude des éléments secondaires

**Tableau III.6.** Calcul des sections de ferrailage pour les poutrelles

Plancher		Etage courant	Etage terrasse
Travée	$M_t(KN.m)$	9.586	11.069
	$\mu_{bu}$	0.032	0.037
	$\alpha$	0.041	0.047
	Z(m)	0.177	0.176
	$A_{calcul}(cm^2)$	1.55	1.81
	$A_{min}(cm^2)$	1.41	1.41
	$A_s(cm^2)$	2HA6+1HA12=1.70	3HA10=2.36
Appui inter médiane	$M_a(KN.m)$	-7.586	-8.343
	$\mu_{bu}$	0.166	0.181
	$\alpha$	0.229	0.250
	Z(m)	0.163	0.162
	$A_{calcul}(cm^2)$	1.26	1.28
	$A_{min}(cm^2)$	0.22	0.22
	$A_s(cm^2)$	1HA10=1.29	1HA10+1HA8=1.29
	$M_a(KN.m)$	-1.47	-1.60

## CHAPITRE III : Etude des éléments secondaires

<i>Appui De rive</i>	$\mu_{bu}$	0.032	0.034
	$\alpha$	0.041	0.044
	$Z(m)$	0.177	0.176
	$A_{calcul}(cm^2)$	0.24	0.26
	$A_{min}(cm^2)$	0.22	0.22
	$A_s(cm^2)$	1HA10=0.79	1HA10=0.79

**Tableau.III.7.** Verification en cisaillement

Blancher	$V_u(KN)$	$\tau_u(MPa)$	$\tau'_u(MPa)$	Observation
Etage courant	14.34	0.769	3.33	Verifier
Etage Terasse	16.22	0.901	3.33	Verifier

**Tableau.III.8.** Vérification de contrainte de béton

Plancher	En travée				En appui				$\sigma'(MPa)$
	$M_t(KN.m)$	$I(cm^4)$	$Y(cm)$	$\sigma(MPa)$	$M_a(KN.m)$	$I(cm^4)$	$Y(cm)$	$\sigma(MPa)$	
Etage courant	8.036	6265.038	3.32	4.29	-5.487	3700.80	6.86	10.17	15
Etage Terasse	8.097	7262.26	3.66	4.01	-6.055	3990.82	7.17	10.87	15

## CHAPITRE III : Etude des éléments secondaires

**Tableau.III.9.** Vérification des états limites de déformation

	q <sub>jser</sub> (KN/m)	q <sub>gser</sub> (KN/m)	q <sub>pser</sub> (KN/m)	M <sub>jser</sub> (KN.m)	M <sub>gser</sub> (KN.m)	M <sub>pser</sub> (KN.m)	I <sub>0</sub> (cm <sup>4</sup> )	ρ	λ <sub>i</sub>	λ <sub>v</sub>
Etage courant	2.43	3.33	4.31	5.35	7.34	9.50	46671.34	0.01	2.26	1.70
Terrasse	3.21	4.30	4.95	7.07	9.48	10.91	43918.15	0.01	3.88	1.55

	σ <sub>sj</sub> MPa	σ <sub>sg</sub> MPa	σ <sub>sp</sub> MPa	μ <sub>j</sub>	μ <sub>g</sub>	μ <sub>p</sub>	If <sub>ij</sub> Cm <sup>4</sup>	If <sub>ig</sub> Cm <sup>4</sup>	If <sub>ip</sub> Cm <sup>4</sup>
Etage courant	188.04	257.98	333.90	0.62	0.70	0.76	21380.34	19883.22	18891.10
Terrasse	210.28	281.96	324.19	0.65	0.72	0.75	13716.62	12734.59	12355.48

	If <sub>vg</sub> (cm <sup>4</sup> )	f <sub>ji</sub> (cm)	f <sub>gi</sub> (cm)	f <sub>pi</sub> (cm)	f <sub>gv</sub> (cm)	Δf (cm)	f <sub>adm</sub> (cm)
Etage courant	22398.98	0.14	0.20	0.27	0.54	0.47	0.84
Terrasse	22830.79	0.28	0.41	0.48	0.68	0.47	0.48

### Etude de la dalle de compression

#### ❖ Armatures perpendiculaires aux nervures

Selon le **BAEL 9(B.6.8, 423)** :

$$A_{\perp} = \frac{4 \times b}{f_e} = \frac{4 \times 65}{235} = 1.11 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

#### ❖ Armatures parallèles aux nervures

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = 0.55 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

D'après le même article ci-dessus les espacements ne doivent pas dépasser :

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

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

Pour faciliter la mise en œuvre ; on prend un treillis soudé

TS $\phi$ 5(150×150) **Tableau.III.10.** Schéma de ferrailage des poutrelles

Type	Travée	Appui intermédiaire	Appui de rive
<b>Plancher étage Courant et terrasse inaccessible</b>			

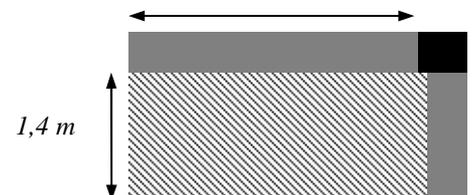
### III.2. Etude des dalles pleines :

#### III.2.1 Dalle sur 2 appuis :

$L_x$  = La plus petite dimension du panneau.

$L_y$  = La plus grande dimension du panneau.

$\rho = \frac{l_x}{l_y}$ . **Fig.III.4.** Schéma d'une dalle sur deux appuis



Si :  $\rho \leq 0,4 \Rightarrow$  la dalle travaille suivant un seul sens (flexion principale suivant  $l_x$ ).

## CHAPITRE III : Etude des éléments secondaires

Si :  $\rho > 0,4 \Rightarrow$  la dalle travaille suivant les deux sens

$$G = 4.86 \text{ KN} / \text{m}^2$$

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

$$L_x = 1.4 \text{ m} ; L_y = 1.9 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1.4}{1.9} = 0.73 > 0.4 \rightarrow \text{Donc la dalle travaille dans les deux sens } (L_x, L_y)$$

$$P_u = 11.87 \text{ KN/m}^2$$

$$P_s = 8.41 \text{ KN/m}^2$$

Du tableau (annexe I) on tire la valeur  $\mu_x$  et  $\mu_y$  à l'ELS et l'ELU

$$\text{ELU} \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0.064 \\ V = 0 \text{ et } \rho = 0.73 \\ \mu_y = 0.4780 \end{array} \right.$$

$$\text{ELSV} = 0.2 \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0.0708 \\ \text{et } \rho = 0.73 \\ \mu_y = 0.6188 \end{array} \right.$$

### a)-Calcul des sollicitations :

Le calcul se fait pour une bande de 1m.

$$M_{0x} = \mu_x \times (P_u \times l_x^2)$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_x$$

à l'ELU

$$M_{0x} = 1.5 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = 0.72 \text{ KN.m}$$

à l'ELS

$$M_{0x} = 1.16 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = 0.72 \text{ KN.m}$$

## CHAPITRE III : Etude des éléments secondaires

### En travée

à l'ELU

$$M_{tx}=0.85M_{0x}=1.27\text{KN.m}$$

$$M_{ty}=0.85M_{0y}=0.92\text{KN.m}$$

à l'ELS

$$M_{tx}=0.85M_{0x}=0.98\text{KN.m}$$

$$M_{ty}=0.85M_{0y}=0.61\text{KN.m}$$

### En appui

à l'ELU

$$M_{ay}=M_{ax}=-0.3M_{0x}=-0.45\text{KN.m}$$

à l'ELS

$$M_{ay}=M_{ax}=-0.3M_{0x}=-0.34\text{KN.m}$$

### b)-Ferrailage

Le diamètre des barres utilisées doit être  $\varnothing \leq \frac{e}{10} = \frac{140}{10} = 14\text{mm}$

Le ferrailage se fait à la flexion simple pour une bande de 1m.

Le tableau suivant résume les résultats des calculs des armatures en travées et en appuis dans les deux sens

**Tableau III.10.** Calcul de ferrailage de la dalle sur deux appuis

En travée				
	$A_{\text{calcul}}(\text{cm}^2)$	$A_{\text{min}}(\text{cm}^2)$	$A_{\text{adopté}}(\text{cm}^2)$	$S_t(\text{cm})$
Sens-x	0.29	1.27	4HA8=2.01	25
Sens-y	0.15	1.12	4HA8=2.01	25
En appuis				
Sens x, Sens-y	0.10	1.27	4HA8=2.01	25

$$e \geq 12\text{cm et } \rho > 0.40 \rightarrow A_y^{\text{min}} = \rho_0 \cdot b \cdot e \quad \text{avec } \rho_0 = 0.0008$$

La condition de non fragilité est vérifiée

### Vérification de l'espacement

**Sens x :**  $S_t = 25\text{cm} \leq \min(3e, 33\text{cm}) = 33\text{cm} \Rightarrow$  condition vérifiée.

**Sens y :**  $S_t = 25\text{cm} \leq \min(4e, 45\text{cm}) = 45\text{cm} \Rightarrow$  Condition vérifiée

### Verification des armatures secondaires

En travée:  $A_y = 2.01 \text{ cm}^2 > \frac{A_x}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.50 \text{ cm}^2$     vérifier

### Verification del' effort tranchant

$$\rho > 0.4$$

$$V_{uy} = \frac{P_u \times L_x}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = 6.10 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{6.10 \times 10^{-3}}{1 \times 0.126} = 0.054 \text{ MPa}$$

$\tau \leq \bar{\tau}$  ..... vérifiée (y'a pas de risque rupture par cisailment)

$$\frac{0.07}{\gamma_b} \times f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$$

$\tau \leq 1.25$  ..... vérifiée (y'a pas d'armatures tansversales)

### Vérification à l'ELS:

#### a)-Vérification des contraintes

- **La contrainte dans le béton**

Commenotredalle se situe à l'interieur(FPN), alors on ne vérifierque la contrainte de compression dans le béton.

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPA}$$

$$\frac{b \times y^2}{2} + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0$$

$$I = b \frac{y^3}{3} + 15A(d - y)^2$$

Le tableau suivant illustre les résultats de calcul

**Tableau III.11.** Contraintes dans le béton de la dalle sur deux appuis

## CHAPITRE III : Etude des éléments secondaires

Le sens	M(KN.m)	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{adm}$ (MPa)	Remarque
Selon x-x	0.98	2.21	2902.067	0.74	15	vérifier
Selon y-y	0.61	2.03	2183.46	0.56	15	vérifier
Appui	-0.34	2.21	2902.067	0.25	15	vérifier

- **La contrainte dans l'acier :**

- Fissuration nuisible  $\rightarrow \bar{\sigma}_s = \min \left[ \frac{2}{3} \times f_e; \left( 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right) \right] = 201.63 \text{ MPa}$ .

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y).$$

**Tableau III.12.** Vérification de l'état limité d'ouverture des fissures

Le sens	M(KN.m)	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_s$ (MPa)	$\sigma_{adm}$ (MPa)	Remarque
Selon x-x	0.98	2.21	2902.067	49.64	201.63	vérifier
Selon y-y	0.61	2.03	2183.46	41.78	201.63	vérifier
Appui	-0.34	2.21	2902.067	17.57	201.63	vérifier

### b)-Vérification de la flèche

La vérification de la flèche est nécessaire si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée :

#### Sens X :

$$\diamond \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15 \times M_0}$$

$$\diamond \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{3.5}{f_e}$$

Les deux conditions sont vérifiées, donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

#### Sens-Y :

Les deux conditions sont vérifiées, donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

### III.2.1.2. Schéma de ferrailage dalle pleine sur 2 appuis

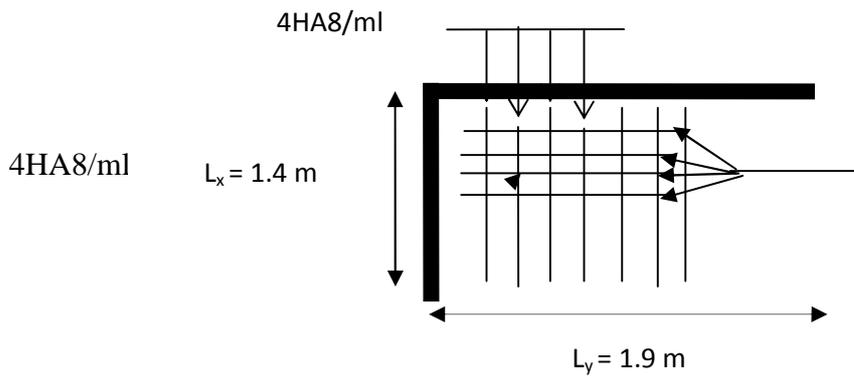


Figure III.5. Schéma de ferrailages de la dalle sur 2 appuis

**III.2.2. Dalle plein sur trois appuis :**

$G = 4.86 \text{ KN/m}^2 ; Q = 3,5 \text{ KN/m}^2.$

$P_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q = 10.061 \text{ KN / m}^2.$

$P_s = G + Q = 8.36 \text{ KN/m}^2.$

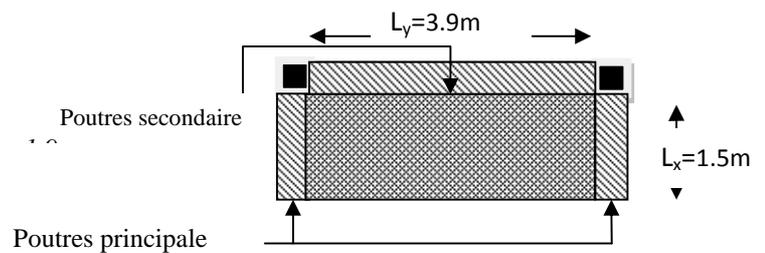


Fig.III.6. Dalle sur trois appuis

**III.2.2.1. Les sollicitations :**

$L_x < L_y / 2 \Rightarrow M_0^x = ((p l_x^2 l_y) / 2) - (2 p l_x^3 / 3).$

$M_0^y = p l_x^3 / 6.$

à L'ELU : à L'ELS :

$M_0^x = 25.24 \text{ KN.m}$

$M_0^x = 17.86 \text{ KN.m}$

$M_0^y = 6.64 \text{ KN.m}$

$M_0^y = 4.70 \text{ KN.m}$

## CHAPITRE III : Etude des éléments secondaires

**En travée**

**à l'ELU à l'ELS**

$$M_{tx}=0.85M_{0x}=21.45\text{KN.m}$$

$$M_{ty}=0.85M_{0y}=5.64\text{KN.m}$$

$$M_{tx}=0.85M_{0x}=15.18\text{KN.m}$$

$$M_{ty}=0.85M_{0y}=3.95\text{KN.m}$$

**En appui**

**à l'ELU**

$$M_a^x=-0.3M_0^x=10.09\text{KN.m}$$

$$M_a^y=-0.3M_0^y=2.65\text{KN.m}$$

**à l'ELS**

$$M_a^x=-0.3M_0^x=7.14\text{KN.m}$$

$$M_a^y=-0.3M_0^y=1.88\text{KN.m}$$

### III.2.2.2. Calcul ferrailage:

**Tableau.III.13.** Le ferrailage de la dalle plein sur 3 appuis

En travée				
	A <sub>calcul</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> )	S <sub>t</sub> (cm)
Sens-x	5.44	1.96	4HA14=6.16	25cm
Sens-y	1.45	1.12	4HA8=2.01	25cm
En appuis				
Sens- x, Sens-y	2.48	1.96	4HA10=3.14	25cm

### III.2.2.4. Vérifications :

#### Vérification de l'espacement

**Sens X :**  $S_t = 25\text{cm} \leq \min(3e, 33\text{cm}) = 33\text{cm} \Rightarrow$  condition vérifier.

**Sens y:**  $S_t = 25\text{cm} \leq \min(4e, 45\text{cm}) = 45\text{cm} \Rightarrow$  Condition vérifier

#### Vérification del' effort tranchant

## CHAPITRE III : Etude des éléments secondaires

$$V_{uy} = \frac{P_u \times L_x}{2} = 74.29 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{74.29 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} = 0.61 \text{ MPa}$$

$\tau \leq \bar{\tau}$  ..... vérifiée (y'a pas de risque rupture par cisailment)

$$\frac{0.07}{\gamma_b} \times f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$$

$\tau \leq 1.25$  ..... vérifiée (y'a pas d'armatures transversales)

### Vérification à l'ELS:

#### a)-Vérification des contraintes

Commenotredalle se situe à l'intérieur(FPN), alors on ne vérifie que la contrainte de compression dans le béton.

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

**Tableau III.14.** Contraintes dans le béton de la dalle sur trois appuis

Le sens	M(KN.m)	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{adm}$ (MPa)	Remarque
Selon x-x	15.18	3.87	8039.37	7.30	15	vérifier
Selon y-y	3.99	2.40	3469.82	2.76	15	vérifier
Appui	7.14	2.92	4713.12	4.42	15	vérifier

**Tableau III.15.** Vérification de l'état limité d'ouverture des fissures

Le sens	M(KN.m)	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_s$ (MPa)	$\sigma_{adm}$ (MPa)	Remarque
Selon x-x	15.18	5.87	8039.37	182.77	201.63	vérifier
Selon y-y	3.99	2.40	3469.82	165.58	201.63	vérifier
Appui	7.14	3.52	4713.12	193.15	201.63	vérifier

#### b)-Vérification de la flèche

La vérification de la flèche est nécessaire si l'une des conditions suivant n'est pas nécessaire

**Sens X :**

$$\diamond \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15 \times M_0}$$

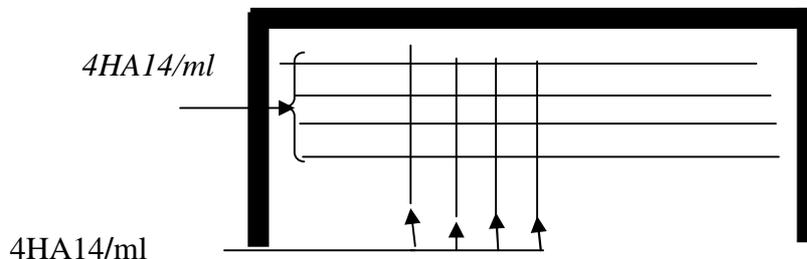
$$\diamond \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{3.5}{f_e}$$

Les deux conditions sont vérifiées, donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

**Sens-Y :**

Les deux conditions sont vérifiées, donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

### III.2.2.5. Schéma de ferrailage :



**Fig.III.7.** Schéma de ferrailage d'une dalle sur trois appuis

### III.2.3. Dalle pleine sur quatre appuis

$$G=4.86\text{KN/m}^2, \quad Q=3.5\text{KN/m}^2$$

$$q_u=1.35G+1.5Q=(1.35 \times 4.86) + (1.5 \times 3.5) \rightarrow q_u=11.87\text{KN/m}^2$$

$$q_s=G+Q=4.86+3.5 \rightarrow q_s=8.41\text{KN/m}^2$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1.5}{3.9} = 0.38 < 0.4$$

→ La dalle travaille dans un seul sens ( $L_x$ )

#### ❖ Calcul à l'ELU

La dalle est sollicitée par les charges suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} G=4.86\text{KN/m}^2 \\ Q=3.5\text{KN/m}^2 \\ F=1\text{KN/m (charge concentrée du garde-corps)} \end{array} \right.$$

D'où

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 11.87 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = G + Q = 8.41 \text{ KN/m}^2$$

$$F_u = 1.35F = 1.35 \text{ KN/m}$$

Le calcul se fera pour une bande de 1m, (b=1m)

$$D'où \quad P_u = q_u \cdot b = 11.87 \text{ KN/m}$$

$$P_s = q_s \cdot b = 8.41 \text{ KN/m}$$

$$F_u = F_u \cdot b = 1.35 \text{ KN}$$

$$F_s = F_s \cdot b = 1 \text{ KN}$$

**Calcul du moment « Mu »**

$$M_u = (P_u \cdot L_x) / 2 - F_u \cdot L_x = (11.87 \cdot 1.5) / 2 - (1.35 \cdot 1.5) = 15.37 \text{ KN.m}$$

### ❖ Ferrailage

**-Armatures longitudinales**

$$\mu_{bu} = 0.068 \quad \alpha = 0.0888 \quad Z = 0.125 \text{ m}$$

$$A_{cal} = 3.53 \text{ cm}^2 \quad A_{min} = 1.12 \text{ cm}^2 \quad A_{adop} = 4HA12 = 4.52 \text{ cm}^2$$

**-Armatures répartitions**

$$A_r = A_{adop} / 4 = 1.13 \text{ cm}^2$$

$$A_r = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2 \quad \text{et } S_t = 25 \text{ cm}$$

### ❖ Vérification à l'ELU

**Espacement :**

On a une fissuration préjudiciable :

$$\text{Donc : } S_t \leq \min(2e, 25 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 25 \text{ cm}$$

D'où  $S_t = 25 \text{ cm}$  la condition vérifier

**Condition de non fragilité**

$$A_{min} = 1.12 \text{ cm}^2 < A_{adop}$$

La condition de non fragilité est vérifier

**Cesaillement**

$$V_u = (P_u \cdot L_x) + F_u = (11.87 \cdot 1.5) + 1.35 = 19.15 \text{ KN}$$

On doit vérifier que :  $\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = 0.05 f_{c28} = 1.25 MPa$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{19.15 \times 10^{-3}}{1 \times 0.126} = 0.15 MPa$$

$\tau \leq \bar{\tau}$  ..... vérifiée (y'a pas de risque rupture par cisaillement)

### ❖ Vérification à l'ELS

$$M_s = (P_s * L_x^2 / 2) + (F_s * L_x) = (8.41 * 1.5^2) + (1 * 1.5) = 10.96 \text{ KN.m}$$

#### Etat limite de compression de béton

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y$$

$$\frac{b \times y^2}{2} + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0$$

$$\frac{y^2}{2} + 15 \times 4.52 \times 10^{-4} \times y - 15 \times 4.52 \times 10^{-4} \times 0.126 = 0$$

$$\Rightarrow y = 4.86 \text{ cm}$$

$$I = b \frac{y^3}{3} + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = 7909.13 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 6.69 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

Fissuration nuisible  $\rightarrow \bar{\sigma}_s = \min \left[ \frac{2}{3} \times f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right] = 201.63 \text{ MPa}.$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y) = \frac{15 \times 10.96 \times 10^{-3}}{7909.13 \times 10^{-8}} \times (0.126 - 0.048) = 162.13 \text{ MPa}$$

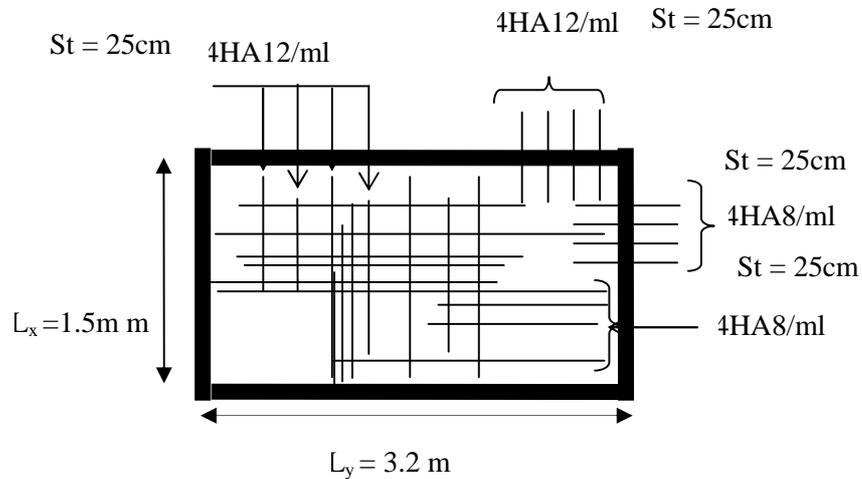
$\sigma_s < \bar{\sigma}_s$  ..... C'est vérifié.

#### Vérification de la condition de la flèche

$$\bullet \frac{h_t}{l} = \frac{0.14}{1.5} = 0.09 > \frac{M_s}{20 \times M_0} = \frac{10.96}{20 \times 10.96} = 0.05$$

$$\bullet \frac{A_s}{b \times d} = \frac{4.52 \times 10^{-4}}{1 \times 0.126} = 0.003 \leq \frac{2.4}{f_e} = 0.006$$

Les conditions de la flèche sont vérifiées, le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.



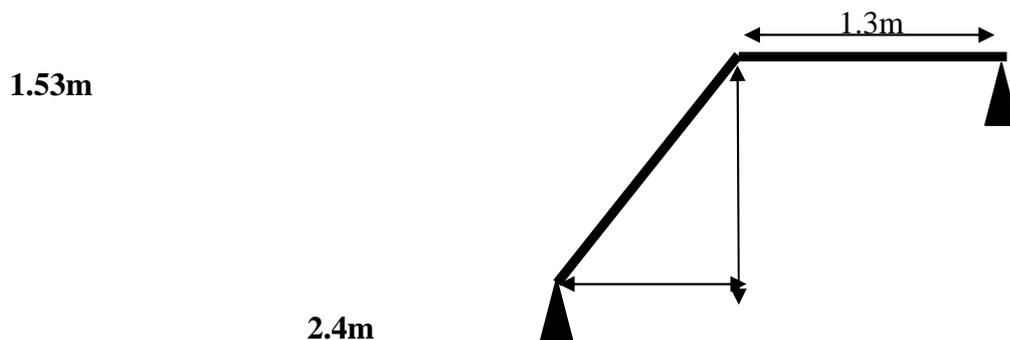
**Figure III.8.** Schéma de ferrailage de la dalle pleine de quatre appuis

### III.3. Etudes des escaliers

#### Définition

L'escalier est un ouvrage constitué d'une série de marches horizontales et d'un palier permettant de passer à pieds d'un niveau à un autre, il présente une issue de secours en cas d'urgence.

#### III.6.1. Etudes de l'escalier principal :



**Fig. III.9.** Schéma statique de l'escalier Ce type d'escalier est composé de :

- ✓ Un palier d'épaisseur 14cm.
- ✓ Deux volées parallèles d'épaisseur 14cm.
- ✓ Giron de 30cm.
- ✓ Contre marche de 17cm.

## CHAPITRE III : Etude des éléments secondaires

L'escalier travaille à la flexion simple en considérant la dalle comme une poutre sur deux appuis uniformément chargée.

Pour déterminer les sollicitations, on a deux méthodes de calcul qui sont les suivantes :

- La méthode des charges équivalentes.
- La méthode R.D.M.

• **Charges et surcharges :**

**Palier :**  $G_{palier} = 5.10 \text{ KN} / \text{m}^2$

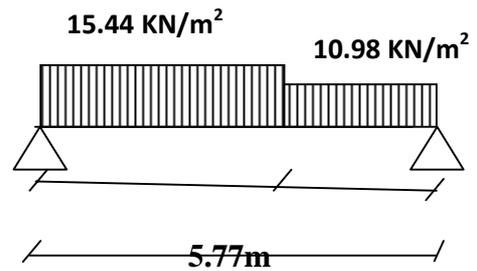
**Volée :**  $G_{paillasse} = 8.66 \text{ KN} / \text{m}^2$  -

**Moments et efforts tranchants:**

$$q_v = 1.35 \times 8.66 + 1.5 \times 2.5 = 15.44 \text{ KN} / \text{ml}$$

$$q_p = 1.35 \times 5.10 + 1.5 \times 2.5 = 10.63 \text{ KN} / \text{ml}$$

L'ELU :



Par la méthode RDM on trouve :

Fig.10. Les différentes charges sur l'escalier

$$R_B = 23.40 \text{ KN}$$

$$R_A = 27.46 \text{ KN}$$

$$0 \leq x \leq 2.4 \text{ m} \quad \left. \begin{array}{l} M(0)=0 \\ M(x)=27.46x-(15.4x^2/2) \end{array} \right\} \begin{array}{l} \\ M(2.4)=21.43 \text{ KN.} \end{array}$$

$$V(x)=15.44x-27.46 \quad \left. \begin{array}{l} V(0)=-27.46 \text{ KN} \\ V(2.4)=9.59 \text{ KN} \end{array} \right\}$$

$$0 \leq x \leq 1.3 \text{ m}$$

$$M(x)=23.40x-(10.63x^2/2) \left\{ \begin{array}{l} M(0)=0 \\ M(1.3)=21.44\text{KN.m} \end{array} \right.$$

$$V(x)=-10.63x+23.40 \left\{ \begin{array}{l} V(0)=23.40\text{KN} \\ V(1.3)=9.58\text{KN} \end{array} \right.$$

$$V^{\max}=-27.46\text{KN}$$

$$M_0^{\max}=21.44\text{KN.m}$$

### **Moment en travée et en appui**

$$M_a=-0.5M_0=10.72\text{KN.m}$$

$$M_t=0.75M_0=16.08\text{KN.m}$$

### **Ferraillage d'escalier**

Le ferraillage se fera pour une bande d'un mètre en flexion simple pour une sollicitation maximale à l'ELU, la vérification à l'ELS.

- **En travée**

$$M_t=16.08\text{KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M^t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{16.08 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12^2 \times 14.2} = 0.078$$

$$\mu_{bu} < \mu_l = 0.3916$$

⇒ Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ( $A' = 0$ )

$$\mu_{bu} = 0.078 < 0.186 \Rightarrow \text{Le diagramme passe par le pivot A.}$$

$$\varepsilon_{sc} = 10\text{‰} \Rightarrow f_{st} = 348\text{MPa}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0.8} \Rightarrow \alpha = 0.102$$

$$Z = d * (10.4\alpha) = 0.115\text{m}$$

$$A^t = \frac{M^t}{f_{st} * Z} = \frac{16.08 \times 10^{-3}}{348 \times 0.115} = 4.01\text{cm}^2$$

$$\Rightarrow A^t = 4.01\text{cm}^2$$

Soit :  $A_s = 6\text{HA}10 = 4.71\text{cm}^2 / \text{m}$

- **Appui**

$$M_a = 10.72 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{10.72 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12^2 \times 14.2} = 0.052$$

$$\mu_{bu} < \mu_l = 0.3916$$

⇒ Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ( $A' = 0$ )

$$\mu_{bu} = 0.052 < 0.186 \Rightarrow \text{Le diagramme passe par le pivot A.}$$

$$\varepsilon_{sc} = 10\text{‰} \Rightarrow f_{st} = 348\text{MPa}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0.8} \Rightarrow \alpha = 0.067$$

$$Z = d * (10.4\alpha) = 0.116\text{m}$$

$$A_a = \frac{M_a}{f_{st} * Z} = \frac{10.72 \times 10^{-3}}{348 \times 0.116} = 2.65\text{cm}^2$$

$$\Rightarrow A^t = 2.65\text{cm}^2$$

Soit :  $A_s = 4\text{HA}10 = 3.14\text{cm}^2 / \text{m}$

**Tbleau.III.16.** Ferrailage à l'ELU

Élément	M(KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z(m)	$A_{\text{calcu}}(\text{cm}^2)$	$A_{\text{adop}}(\text{cm}^2)$
Travée	16.08	0.078	0.102	0.115	4.01	6HA10=4.71
Appui	10.72	0.052	0.067	0.116	2.65	4HA10=3.14

❖ **Vérification condition de non fragilité [BAEL91]**

$$A_{\min} = 0.23 \times 100 \times 12 \times \frac{2.1}{400} = 1.45 \text{ cm}^2$$

$$A^t = 4.71 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.45 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

$$A_a = 3.14 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.45 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

❖ **Armatures de réparation**

Selon l'article **E.5.2.41** du **BAEL91** lorsque les charge appliquées ne comportent Des efforts concentrés les armatures de réparation sont aux moins égales à (A/4) alors :

• **En travée**

$$A_r \geq \frac{A}{4} = \frac{4.71}{4} = 1.17 \text{ cm}^2 \quad \text{soit : } 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

• **En appui**

$$A_r \geq \frac{3.14}{4} = 0.78 \text{ cm}^2 \quad \text{soit : } 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

❖ **Vérification au cisaillement**

L'escalier est à l'intérieur du bâtiment donc la fissuration est peu nuisible

$$\tau_U = \frac{V_U}{b_0 \times d} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\bar{\tau}_u = \min [0.2 f_{c28} / \delta_b ; 5 \text{ MPa}] = 3.33 \text{ MPa}$$

$$V^{\max} = 27.46 \text{ KN}$$

$$\tau_U = \frac{V_U}{b_0 \times d} = \frac{27.46 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} = 0.22 \text{ Mpa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u \dots\dots\dots$  C'est vérifié (y'a pas de risque de rupture par cisaillement).

❖ **Vérification de l'espacement des armatures**

-Les armatures principales : (3h ; 33cm)=33cm soit : e=20cm

-Les armatures secondaires : (4h ; 45cm)=45cm soit : e=20cm

Ces conditions sont vérifiées dans les deux directions

❖ **Influence de l'effort tranchant au voisinage de l'appui**

D'après le **BAEL91** (article 5.13.2) on deux types

-**Influence sur le béton**

On vérifie que :

## CHAPITRE III : Etude des éléments secondaires

$$V_{\max} \leq 0.247 \times a \times b \times f_{c28} \quad \text{avec } a = 0.9d = 0.9 \times 0.12 = 0.108$$

$$0.247 \times 0.108 \times 1 \times 25 = 0.72 \text{ MN}$$

$$V_{\max} = 27.46 \text{ KN} < 72 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Vérifier}$$

### -Influence sur les armatures longitudinales

$$A_L = A_{\text{sup}} + A_{\text{inf}} = 3.14 + 4.71 = 7.85 \text{ cm}^2$$

$$\text{On vérifie que : } A_L \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times V_{\max} = 0.78 \text{ cm}^2$$

$$A_L > 0.78 \text{ cm}^2$$

### b) à l'ELS

$$q_v = 11.16 \text{ KN/m}^2$$

$$q_p = 7.60 \text{ KN/m}^2$$

On résume les calculs dans le tableau ci-après :

**Tableau.III.17.** Sollicitation à l'ELS

$R_A$ (KN)	$R_B$ (KN)	$M_0$ (KN.m)	$M_l$ (KN.m)	$M_a$ (KN.m)	$V_u$ (KN)
19.83	16.83	15.45	11.72	-7.72	-19.83

### ❖ Vérification de la contrainte de béton

#### -En travée

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y$$

$$\frac{b \times y^2}{2} + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0$$

$$50y^2 + (15 \times 4.62)y - (15 \times 4.62 \times 12) = 0$$

$$\Rightarrow y = 3.44 \text{ cm}$$

$$I = b \frac{y^3}{3} + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = 6434.77 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 6.19 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

#### En appui

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y$$

$$\frac{b \times y^2}{2} + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0$$

$$50y^2 + (15 \times 3.06)y - (15 \times 3.06 \times 12) = 0$$

$$\Rightarrow y = 2.89 \text{ cm}$$

$$I = b \frac{y^3}{3} + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = 4613.92 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 4.68 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

❖ **Vérification de l'état limite de déformation :**

Si les conditions suivantes sont satisfaites, il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche :

$$1. \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}$$

$$2. \frac{A}{b \times d} \leq \frac{2.4}{f_e}$$

$$\frac{h}{l} = \frac{14}{370} = 0.037$$

$$\frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{11.72}{10 \times 15.45} = 0.075 = 0,07$$

$$(1) : \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots \dots \dots \text{Condition non vérifié}$$

$$(2) : \frac{A}{b \times d} \leq \frac{2.4}{f_e}$$

$$\frac{A}{b \times d} = \frac{4.62}{100 \times 12} = 0,0038$$

$$\frac{2.4}{f_e} = \frac{2.4}{400} = 0,006$$

$$\frac{A}{b \times d} \leq \frac{2.4}{f_e} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

## CHAPITRE III : Etude des éléments secondaires

La relation (1) n'est pas vérifiée ; donc on procède à la vérification de la flèche et les résultats sont comme suit :

La flèche est calculée comme dans les poutrelles.

$$y = 3.44 \text{ cm}, I = 6434.77 \text{ cm}^4, I_0 = 28270.79 \text{ cm}^4, \rho = 0.01, \lambda_i = 2.1, \lambda_v = 0.84$$

$$E_i = 32164.2 \text{ Mpa}$$

$$E_v = \frac{E_i}{3} = 10721.4 \text{ Mpa}$$

$$q_{jser} = 5.42 \text{ KN/m} ; q_{gser} = 7.41 \text{ KN/m} ; q_{pser} = 9.90 \text{ KN/m}$$

$$M_{jser} = 9.29 \text{ KN.m} ; M_{gser} = 12.68 \text{ KN.m} ; M_{pser} = 16.94 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{sj} = 186.24 \text{ MPa} ; \sigma_{sg} = 254.20 \text{ MPa} ; \sigma_{sp} = 339.60 \text{ MPa}$$

$$\mu_j = 0.615 ; \mu_g = 0.700 ; \mu_p = 0.765$$

$$I_{f_{ij}} = 13570.96 \text{ cm}^4 ; I_{f_{ig}} = 12590.23 \text{ cm}^4 ; I_{f_{ip}} = 11930.89 \text{ cm}^4 ; I_{f_{vg}} = 19583.04 \text{ cm}^4$$

$$f_{ji} = 0.29 \text{ cm} ; f_{gi} = 0.42 \text{ cm} ; f_{pi} = 0.60 \text{ cm} ; f_{gv} = 0.82 \text{ cm}$$

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 0.71 \text{ cm}$$

$$f_{adm} = \frac{l}{500} \text{ cm} = \frac{372}{500} = 0.74 \text{ cm.}$$

$$\Delta f_t < f_{adm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

**Schéma de ferrailage :**

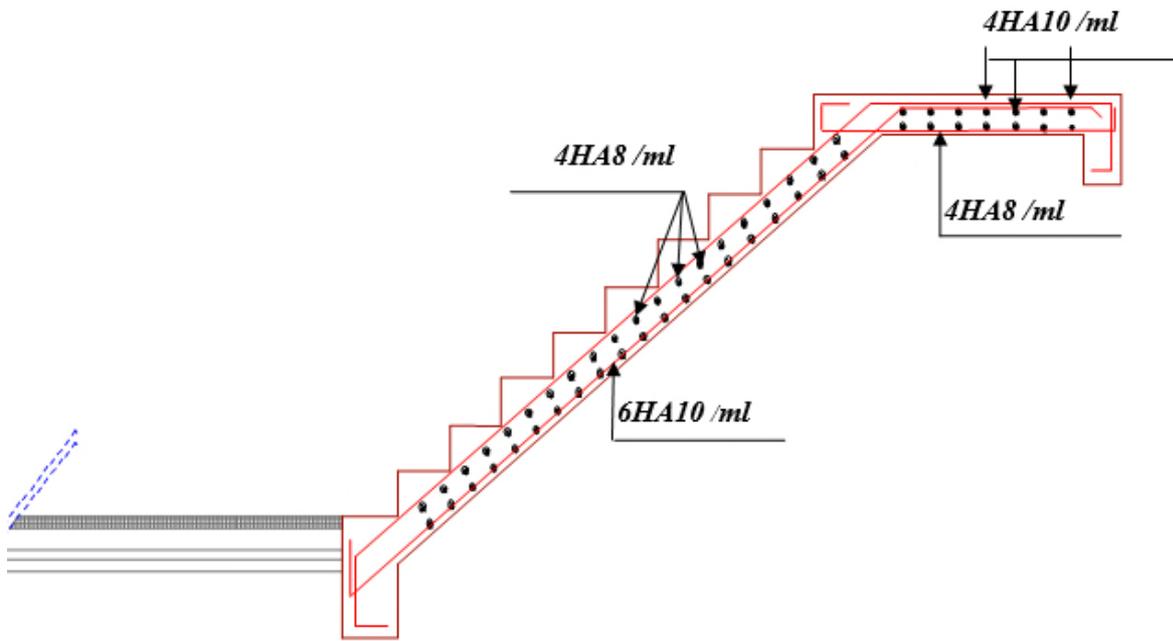


Fig.III.11. Schémas ferrailage de l'escalier

### III.3.2. Etude de la poutre palière

Cette poutre est soumise à son poids propre, aux charges transmises sous l'effort tranchant qu'on calcule à la flexion simple et aux moments de torsion qu'on calcule à la torsion.

#### ❖ Pré dimensionnement

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20cm \\ h \geq 30cm \\ \frac{1}{4} \leq \frac{h}{b} \leq 4 \end{array} \right. \quad (RPA.VII.7.5)$$

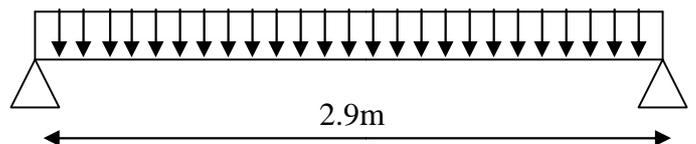


Figure III.12. Schéma statique de la poutre palière

On prend :  $h=35\text{cm}$  ;  $b=30\text{cm}$ .

➤ **Les sollicitations de la poutre palière**

• **Les charges sur la poutre**

$g_0$  : Poids propre de la poutre

$$g_0 = (0,35 \times 0,30) \times 25 = 2.62 \text{ KN / m}$$

$g_m$  : Poids du mur extérieur sur la poutre

$$g_m = 2,95 \times 1,7 = 5.01 \text{ KN / ml}$$

La charge transmise par l'escalier : c'est la réaction d'appui au point B

$$G = 2.62 + 5.10 = 7.75 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_u = 1.35G + R_B = 33.86 \text{ KN/m}^2$$

**Les sollicitations :**

**ELU**

$$M_0 = \frac{P_u \times L^2}{8} = 7.15 \text{ KN.m}$$

$$M^t = 0,85M_0 = 6.07 \text{ KN.m}$$

$$M^a = -0,4M_0 = -2.86 \text{ KN.m}$$

$$V_u = \frac{P_u \times L}{2} = 22.01 \text{ KN}$$

❖ **Ferraillage de la poutre palière en flexion simple**

$h = 35\text{cm}$      $h = 30\text{cm}$      $d = 32\text{cm}$      $f_{C28} = 25\text{Mpa}$      $f_{bu} = 14,2\text{Mpa}$      $f_{st} = 400\text{Mpa}$

On résume les calculs dans le tableau ci-après :

**Tableau III.18.** Calcul des armatures principales

Elément	Moment (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	$A_{flex}^{cal} (cm^2)$	$A_{min} (cm^2)$
Travée	6.07	0.019	0.024	0.316	0.82	5.25
Appui	-2.86	0,0329	0,0418	0,422	2,0506	5.25

**Exigence du RPA Art7.5.2.1**  $A_{\min} = 0,5\% b \times h \Rightarrow A_{\min} = 5.25\text{cm}^2$

Donc  $A = A_{\min} = 5.25 \text{ cm}^2$

Soit :  $A^t = A^a = 5\text{HA}12 = 5.65 \text{ cm}^2$

➤ **Vérification à l'ELU**

✓ **l'effort tranchant**

$$V_u = 22.01 \Rightarrow \begin{cases} \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{22.01 \times 10^{-3}}{0,35 \times 0,32} = 0.33 \text{ MPa} \\ \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,15}{\gamma_b} f_{c28}, 4 \text{ MPa}\right) = 3.33 \end{cases} \rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{Vérifier}$$

✓ **Vérification des armatures longitudinales au cisaillement**

$$A > \left( V_u + \frac{M_U}{0,9 \times d} \right) \times \frac{\gamma_s}{f_e} \Rightarrow A > \left( 22.01 + \frac{6.07 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,32} \right) \times \frac{1,15}{400}$$

$A > 1.17 \dots \dots \dots$  c'est vérifié

Soit :  $A^t = A^a = 5\text{HA}12 = 5.65 \text{ cm}^2$

• **Calcul de l'espacement  $S_t$**

$$S_t \leq \min(0,9d; 40\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 28.8\text{cm}$$

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

• **Calcul des armatures transversales à la flexion simple**

$$\phi \leq \min\left(\frac{h}{30}; \frac{b}{10}; \phi_l^{\min}\right) \Rightarrow \phi \leq 12\text{mm} ; \text{ On prend: } S_t = 15\text{cm}$$

$$A_t \geq b \times S_t \times \frac{(\tau_u - 0.3 \times f_{tj})}{0.8 \times f_e} = \frac{0.30 \times 0.15 \times (0.33 - 0.3 \times 2.1)}{0.8 \times 400}$$

$A_t \geq -0.42 \text{ cm}^2$ .

On adopte un cadre de **1HA8=0.50 cm<sup>2</sup>** avec un espacement  **$S_t=15 \text{ cm}$**

**III.3.7.3. Calcul de la section d'armature a la torsion**

Le moment de torsion provoquer sur la poutre palière est transmis parle palier et la volée

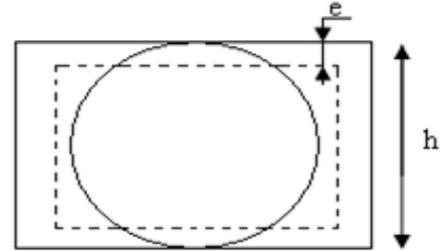
C'est le moment d'appui de l'escalier sur deux(Figure III-14).

**$M^{torsion} = -10.72 \text{ KN.m}$**

## CHAPITRE III : Etude des éléments secondaires

Pour une section pleine on remplace la section réelle par une section creuse équivalente dont l'épaisseur de la paroi est égale au sixième du diamètre du cercle qu'il est possible d'inscrire dans le contour de la section

- U : périmètre de la section,
- $\Omega$  : air du contour tracer ami hauteur,
- e : épaisseur de la paroi,
- $A_1$  : section d'acier.



**Figure III.13:** Section creuse équivalente

$$\Omega = (b - e) \times (h - e)$$

$$e = \frac{b}{6} = \frac{30}{6} = 5 \text{ cm}$$

$$\Omega = (0.30 - 0.05) \times (0.35 - 0.05) = 0.075 \text{ m}^2$$

$$U = 2 \times [(b - e) + (h - e)]$$

$$U = 2 \times [(0.30 - 0.05) + (0.35 - 0.05)] = 1.1 \text{ m}$$

$$A_{torsion} = \frac{M_{Tu} \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = \frac{10.72 \times 10^{-3} \times 1.1 \times 1.15}{2 \times 0.114 \times 400} = 1.50 \text{ cm}^2$$

Soit  $A_{adop} = 2HA10 = 1.57$

### Vérification de la de contraintes de cisaillement dû à la torsion

$$\tau_{utor} = \frac{M_{tor}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{10.72 \times 10^{-3}}{2 \times 0.075 \times 0.05} = 1.42 \text{ MPa}$$

$$\tau_{adm} = \min(0,13f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_{utor} = 2.41 \text{ MPa} < \tau_{adm} = 3,25 \text{ MPa.}$$

- **Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant :**      **BAEL91 (article I.III)**

$$\tau = \sqrt{\tau_{FS}^2 + \tau_T^2} = \sqrt{(0.33)^2 + (2.41)^2} = 2.43 \text{ MPa} < \tau_{adm} = 3,25 \text{ MPa} \dots \dots \text{vérifiée}$$

- **Calcul des armatures transversales à la torsion :**

On fixe l'espaceur comme suit :

➤ **En travée et en appui :**

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

$$A_t = \frac{M_{tor} \times S_t}{2 \times \Omega \times f_{st}} = 0.15 \text{ cm}^2.$$

$$A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 30 \Rightarrow A_t^{\min} = 1.35 \text{ cm}^2$$

$$A_t^{\min} > A_t \Rightarrow A_t = A_t^{\min}$$

$$A_t = 2HA10 = 1.57 \text{ cm}^2.$$

### III.3.7.4. Les section d'armatures finale (en appui et en travée)

$$A^t = A_{flexion} + \frac{A_{Torsion}}{2} \Rightarrow A^t = 5.65 + \frac{1.57}{2} \Rightarrow A^t \Rightarrow A_{\min} = 5.25 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Soit : } A_{adop}^t = A_{adop}^a = 4HA1 = 6.16 \text{ cm}^2.$$

La section d'armature transversale totale à prendre en travée et en appuis est :

$$A_t = 0.500 + 1.57 = 2.08 \text{ cm}^2 .$$

On opte :  $A_T^{adop} = 2HA10 + 2HA8 = 2.58 \text{ cm}^2$  (cadre  $\Phi 8$  et épingle  $\Phi 10$ )

- **Etat limite de compression du béton**

La fissuration est peu nuisible donc il faut juste vérifier que la contrainte de compression du béton est inférieure ou égale à la contrainte admissible du béton :  $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc}$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

**Tableau III.19 : Vérification des contraintes du béton à l'E.L.S.**

Elément	$M_{ser}$ (KN.m)	y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	
Travée	10.76	12.05	62184.934	2.07	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ vérifiée
Appui	-21.53	12.05	62184.934	4.17	15	

- **État limite de déformation**

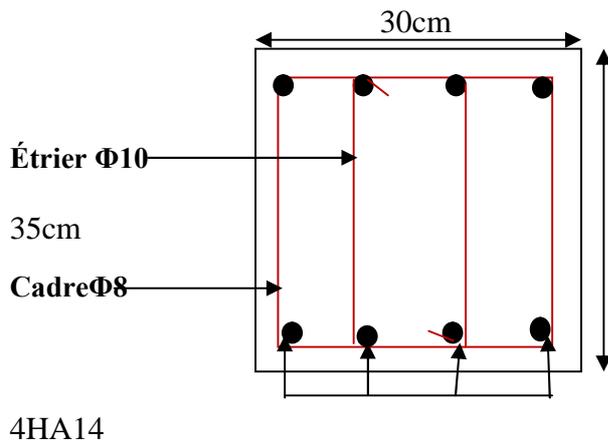
- ✓ **Vérification de la flèche :**

La vérification de la flèche est nécessaire si l'un des conditions suivantes n'est pas satisfait :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} = 0.120 > \frac{M_t}{10 \times M_0} = 0.054 \dots \dots \dots \text{vérifiée} \\ \frac{A_s}{b \times d} = \frac{6.16}{30 \times 32} = 0.006 < \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots \dots \dots \text{non vérifiée} \end{array} \right.$$

Les trois conditions sont vérifiées donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

Le schéma de ferrailage de la poutre palière :



**Fig.III.14.** Ferrailage de la poutre palier

### III.4. Calcul des poutres de chaînages

#### III.4.1. Définition :

Les poutres de chaînages sont des poutres en béton armé horizontales elles ceinturent les façades à chaque étage au niveau du plancher pour les rendent solidaires à la structure, elles savent de porte à faux.

#### III.4.2. Dimensionnement :

La porte maximale de la poutre de chaînage est :  $L_{\max} = 4.5m$

Selon la condition de flèche :

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

$$30cm \leq h \leq 45cm$$

Selon (Art 9.3.3) [2] :

$$h \geq 15cm$$

$$b \geq \frac{2}{3} \times 30 = 20cm$$

(30cm est l'épaisseur de mur)

Soit :  $h = 30cm$

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

Donc les dimensions des poutres de chaînage sont de (30×30).

### III.4.3. Calcul des sollicitations :

$$\text{Poids propre : } P_p = 25 \times 0.3 \times 0.3 = 2.25 \text{KN/m}$$

$$\text{Poids des murs : } P_m = 2.95 \times (2.86 \times 0.3) = 2.53 \text{KN/m}$$

$$P_u = 1.35 \times (2.25 + 2.53) = 6.45 \text{ KN/m}$$

$$P_s = 2.53 + 2.25 = 4.78 \text{KN/m}$$

$$M_u = P_u \frac{L_{\max}^2}{8} = 16.32 \text{KN m}$$

Calcul à l'ELU:

$$M_t = 0.75 M_u = 12.24 \text{KN.m}; M_a = -0.5 M_u = 8.16 \text{KN.m}$$

### III .5.4. Le ferrailage :

#### a) Armatures longitudinales :

Le calcul des armatures se fait à la flexion simple et les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

$$d = 0.9 \times h = 0.9 \times 0.3 = 0.27 \text{m}$$

**Tableau III.19. :** Armatures longitudinales.

	$M$ (KN.m)	$d$ (m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z(m)	$A_s$ calculé (cm <sup>2</sup> )	$A_s$ adopté (cm <sup>2</sup> )
En travée	12.24	0.27	0.018	0.014	0.268	1.31	3HA10=2.36
En appui	8.16	0.27	0.007	0.009	0.269	0.87	2HA8=1.01

#### b) Calcul des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l\right) \Rightarrow \phi_t \leq 8.57 \text{mm (Art III.3.b)}$$

$$\text{Soit un cadre } \phi 8 \text{ plus une épingle } \phi 8 \Rightarrow A_t = 3 \times \phi 8 = 1.5 \text{cm}^2$$

### c) Les espacements

$$S_t \leq \min(0.9 \times d; 40\text{cm}) = 24.3\text{cm} \quad (\text{Art A.5.1.2.2})$$

$$S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times h} = \frac{1.5 \times 10^{-4} \times 400}{0.4 \times 0.3} = 50\text{cm}.$$

Le **RPA99/ version2003** exige un espacement  $S_t \leq 20\text{cm}$ .

On adopte  $S_t = 20\text{cm}$ .

### III.4.5. Vérifications :

#### ❖ À l'ELU :

#### • Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.164\text{cm}^2 < A_{\text{cal}} \dots\dots\dots \text{C'est vérifié.}$$

#### • Effort tranchant :

$$V_u = p_u \times \frac{l}{2} = \frac{4.5 \times 6.45}{2} = 14.51\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{14.51 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.27} = 0.18\text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left( 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa} \right) = 3.33\text{Mpa}.$$

$$\Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u \dots\dots\dots \text{C'est vérifié.}$$

#### ❖ À l'ELS :

#### • Vérification de la contrainte dans le béton :

$$M_s = 9.07\text{KNm}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{\text{ser}}}{I} \times y$$

Calcul de y :

$$A = 2.01\text{cm}^2$$

$$\frac{b}{2} y^2 + 15A \times y - 15A \times d = 0 \Rightarrow y = 6.43\text{cm}$$

Calcul de I :

$$I = \frac{b}{3} \times y^3 + 15 \times A \times (d - y)^2 = 15149.84 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 3.83 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{C'est vérifié}$$

**• La contrainte dans l'acier**

Fissuration nuisible  $\rightarrow \bar{\sigma}_s = \min \left[ \frac{2}{3} \times f_e ; 110 \sqrt{f_{t28}} \right] = 201.63 \text{ MPa}.$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y) = 188.59 \text{ MPa}.$$

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_s \quad \text{C'est vérifié.}$$

**Evaluation de la flèche CBA 93 (Article B.6.5.1).**

Si l'une de ses conditions ci-dessous n'est pas satisfaite la vérification de la flèche devient nécessaire :

$$1. \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}$$

$$2. \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

$$\frac{h}{l} = \frac{0.30}{4.5} = 0.066 < \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{9.07}{10 \times 12.09} = 0.07 \dots\dots\dots \text{la condition n'est vérifiée.}$$

**Calcul de la flèche :**

Moment d'inertie :

$$B_0 = b \times h + 15 A_s = (30 \times 30) + (15 \times 2.36) = 930.15 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{1}{B_0} \left( \frac{b \times h^2}{2} + 15 A_s \times d \right)$$

$$V_1 = 15.38 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 14.62 \text{ cm}$$

## CHAPITRE III : Etude des éléments secondaires

$$I_0 = \frac{b}{3}(V_1^3 + V_2^3) + 15A_s(V_2 + e) \quad (e = 3 \text{ cm enrobage})$$

$$I_0 = 68161.20 \text{ cm}^4 \quad (\text{Moment d'inertie de la section totale (acier + béton)})$$

$$A_s = 2.01 \text{ cm}^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{2.36}{30 \times 27} = 0.002$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \cdot f_{t28}}{(2 + 3 \frac{b_0}{b}) \rho} = 10.5 \text{ MPa} \quad \dots\dots\dots \text{Déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = 0.4 \times \lambda_i = 4.2 \text{ MPa} \quad \dots\dots\dots \text{Déformation différée.}$$

$$E_i = 32164.2 \text{ Mpa} \quad \text{Module de déformation longitudinale instantanée du béton.}$$

$$E_v = \frac{E_i}{3} = 10721.4 \text{ Mpa} \quad \text{Module de déformation longitudinale différée du béton.}$$

$$q_{gser} = 4.78 \text{ KN/m} \rightarrow \text{La charge permanente qui revient à la poutre}$$

$$M_{gser} = \frac{q_{gser} \times l^2}{8} = \frac{4.78 \times 4.5^2}{8} = 12.10 \text{ KN.m}$$

### Contraintes

$$\sigma_{sg} = 15 \frac{M_{gser} \times (d - y)}{I} = 246.43 \text{ MPa}$$

### Inerties fictives (If)

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sg} + f_{t28}} = 0.097$$

$$I_{ig}^f = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = 37145.06 \text{ cm}^4.$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = 53273.64 \text{cm}^4$$

### Evaluation des flèches

$$f_{gi} = \frac{M_{gsr} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{ig}} = 0.178 \text{cm}$$

$$f_{gv} = \frac{M_{gsr} \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{gv}} = 0.428 \text{cm}$$

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{gi} = 0.251 \text{cm} \text{ de ferrillage :}$$

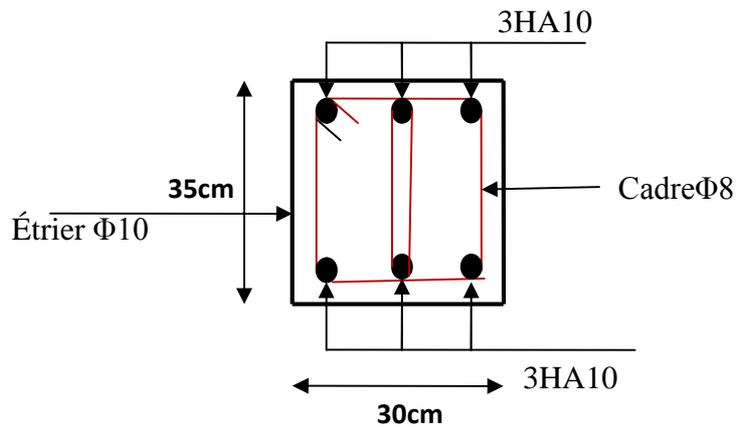


Figure III.14 : Ferrailage de la Poutre de chaînage.

### III.5.Acrotère

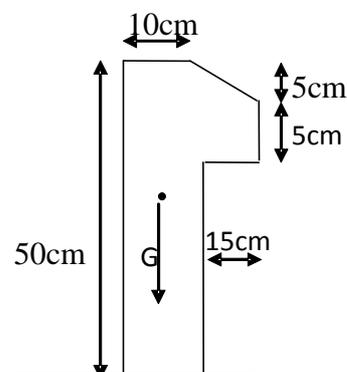
#### Pour la terrasse inaccessible :

C'est un élément en béton armé encastré au niveau du plancher terrasse (accessible et inaccessible), ses dimensions sont adoptées d'après les plans architecturaux. Terrasse inaccessible :

$$S=(0.05 \times 0.15)+(0.15 \times 0.05/2)+(0.1 \times 0.5)$$

$$S=0.061\text{m}^2$$

- Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur.
- La fissuration est nuisible.
- Le calcul sera fait en flexion composée



**FigIII.16.** Vue en plan d'un acrotère

#### III.5.1..Evaluation des charges :

- Poids propre :  $G_1=25 \times 0.061 \times 1=1.525\text{KN}$
- Poids d'enduit extérieur (ciment :  $e = 1.5\text{cm}$ ) :  $G_2=22 \times 0.015 \times 0.5 \times 1=0.165\text{KN}$
- Poids d'enduit intérieur (ciment :  $e = 2\text{cm}$ ) :  $G_3=22 \times 0.02 \times 0.5 \times 1=0.22\text{KN}$

$$W_p=G_1+G_2+G_3=1.91\text{KN}$$

$$Q = 1\text{KN} .$$

La force sismique :

La force sismique horizontale  $F_p$  est donnée par la formule suivante :

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

**RPA99** (Article 6.2.3)

$A$  : Coefficient d'accélération de zone (groupe d'usage 2, zone IIa,  $A= 0,15$ ).

$C_p$  : Facteur de force horizontal ( $C_p = 0,8$ ).

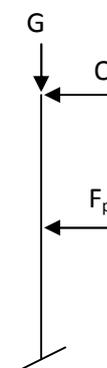
$W_p$  : Poids de l'acrotère.

Donc :

$$F_p=0.15 \times 4 \times 0.8 \times 1.91=0.916\text{KN}$$

Le centre de gravité de la section est  $G(X_g;Y_g)$  :

$$X_g=\frac{\sum X_i \times A_i}{\sum A_i} = 0.073\text{m}$$



$$Y_g = \frac{\sum y_i \times A_i}{\sum A_i} = 0.285m$$

### III.5.2. Calcul des sollicitations :

L'acrotère est soumis à :

$$N_G = 1.91KN \quad M_G = 0$$

$$N_Q = 0 \quad M_Q = Q \times h = 0.5KN.m$$

$$N_{Fp} = 0 \quad M_{Fp} = 0.261KN.m$$

L'acrotère travaille en flexion composée.

### III.3.3. Combinaisons d'actions :

**Tableau III.20.** Combinaison d'action.

	RPA 99	ELU	ELS
Combinaison de charges	G + Q + E	1,35G + 1,5Q	G + Q
N (KN)	1.910	2.578	1.910
M (KN.m)	0.761	0.750	0.50

### III.5.4. Calcul de l'excentricité à l'état limite ultime :

La combinaison à considérer est : 1,35G + 1,5Q.

$$N_u = 2.578KN$$

$$M_u = 0.750KN.m$$

Ces sollicitations sont réduites au centre de gravité de la section du béton et l'effort appliqué est un effort de compression.

On a :

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} = 0.30m$$

$$h/6 = 0.08$$

$e_1 > \frac{h}{6} \Rightarrow$  le centre de pression se trouve à l'extrémité du noyau central donc la section est partiellement comprimée, le ferrailage se fait par assimilation à la flexion simple.

## CHAPITRE III : Etude des éléments secondaires

Le risque de flambement développé par l'effort de compression conduit à ajouter  $e_a$  et  $e_2$  telle que :

$e_a$  : Excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales.

$e_2$  : Excentricité due aux effets du second ordre, liés à la déformation de la structure.

$$e_a = \max(2\text{cm}; \frac{h}{250}) = 2\text{cm}.$$

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2 \times (2 + \phi \times \alpha)}{h_0 \times 10^4}$$

**CBA93** (Article A.4.3.5)

$$\text{Avec : } \alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q}$$

$$M_G = 0 \Rightarrow \alpha = 0.$$

$\phi$  : C'est le rapport de déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée, il est généralement pris égal à 2.

$l_f$  : Longueur de flambement ;  $l_f = 2 \times h = 1\text{m}$

$h_0$  : Hauteur de la section qui est égale à 15cm.

Donc:

$$e_2 = 0.60\text{cm}$$

$$e = e_1 + e_2 + e_a = 0.326\text{m}$$

### III.3.5. Ferrailage de la section :

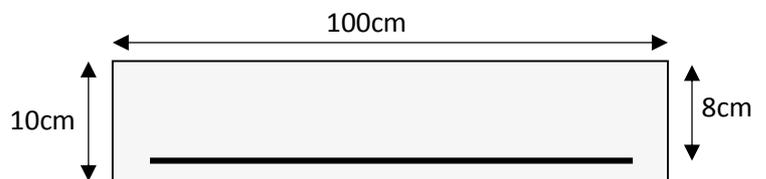
$$f_{bu} = 14.2\text{MPa}$$

$$f_{st} = 348\text{MPa}$$

$$N_u = 2.578\text{KN}$$

$$M_u = N_u \times e = 1.546\text{KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = 0.017$$



**Fig. III.17.** Section à ferrailer.

$$\alpha = 1,25 \times [1 - \sqrt{(1 - 2\mu_{bu})}] = 0.021$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.079m.$$

$$A = \frac{Mu}{z \times f_{st}} = 0.56cm^2 / ml.$$

Donc la section à la flexion compose :  $A_s = A - \frac{N_u}{f_{st}} = 0.48cm^2$

$$A_{min} = 0.23 \times d \times b \times \frac{f_{t28}}{400} = 0.96cm^2$$

On remarque que  $A_s < A_{min}$  donc on prend  $A_{min} = 0.96cm^2$

$$A_s = 4HA8 = 2.01cm^2$$

➤ **Vérification à l'ELU :**

**Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = 0.28cm^2 \rightarrow A_s = 2HA8 = 1.01cm^2$$

**Calcul des espacements :**

Les armatures principales :  $S_t \leq \frac{100}{3} = 33.33cm$  soit  $S_t = 20cm$ .

Les armatures de répartition :  $S_t \leq \frac{100}{3} = 33.33cm$  soit  $S_t = 20cm$ .

**a) Vérification au cisaillement :**

$$\tau_u < \overline{\tau_u} \quad V_u = F_p + Q = 1.916KN$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{1.916 \times 10^{-3}}{1 \times 0.08} = 0.024MPa$$

On a  $\tau_u = 0.024MPa < \tau' = 3.33MPa$ . c'est vérifié (y'a pas de risque de rupture par cisaillement)

- **Vérification de l'adhérence :**

$$\zeta_{se} = V_u / (0,9 \times d \times \Sigma \mu_i) \quad \text{RPA (Article. A.6.1, 3)}$$

$\Sigma \mu_i$  : la somme des périmètres des barres.

$$\Sigma \mu_i = n \times \pi \times \Phi \Rightarrow \Sigma \mu_i = 1 \times 3.14 \times 12 \Rightarrow \Sigma \mu_i = 3.76 \text{ cm}$$

$$\zeta_{es} = 1.946 \times 10^{-3} / (0.9 \times 0.12 \times 0.0376) \Rightarrow \zeta_{es} = 0.004 \text{ MPa}$$

$$0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2,83 \text{ MPa} \quad \text{(RPA Article. A.6.1, 21)}$$

$\Psi_s$  est le coefficient de scellement.

$\zeta_{es} < 2,83 \text{ MPa} \Rightarrow$  Pas de risque par rapport à l'adhérence.

- **Vérification l'ELS :**

$$d = 0.08 \text{ m} ; N_{ser} = 1.910 \text{ KN} ; M_{ser} = 0.50 \text{ KN.m} ; \eta = 1.6 \text{ pour les HA}$$

- **Vérification des contraintes**

$$\sigma_{bc} = N_{ser} \times y_{ser} / \mu_t ; \quad \sigma_s = 15 \times N_{ser} \times (d - y_{ser}) / \mu_t ;$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left( \frac{2}{3} f_e ; 150 \times \eta \right) \Rightarrow \bar{\sigma}_s = 240 \text{ MPa}$$

**Position de l'axe neutre :**

$$c = d - e_1$$

$e_1$  : distance du centre de pression "c" à la fibre la plus comprimée de la section.

$$e_1 = M_{ser} / N_{ser} + (d - h/2) \Rightarrow e_1 = (0.5/1.910) + (0.08 - 0.1/2) \Rightarrow e_1 = 0.30 \text{ m}$$

$$e_1 > d \Rightarrow \text{"c" à l'extérieur de section} \Rightarrow c = 0.08 - 0.30 \Rightarrow c = -0.22 \text{ m.}$$

$$c = -0.22 \text{ m} ; \quad y_{ser} = y_c + c ; \quad y_c^3 + p \times y_c + q = 0 \quad \dots \dots \dots (*)$$

$$q = -2 \times c^3 + 90 \times A \times \frac{(d-c)^2}{b}$$

$$p = -3 \times c^2 + 90 \times A \times (d-c) / b$$

$$P = -3 \times (-0.22^2) + 90 \times 1.13 \times 10^{-4} \times (0.08 + 0.22) / 1 = -0.142 \text{ m}^2$$

$$q = -2 \times (-0.22)^3 + 90 \times 1.13 \times 10^{-4} \times \frac{(0.08 + 0.22)^2}{1} \Rightarrow q = -0.087 \text{ m}^3$$

En remplaçant "q" et "p" dans (\*), sa résolution donne :  $y_c = 0.374 \Rightarrow y_{ser} = 0.154 \text{ m}$ .

$$\mu_t = \frac{b \times y^2}{2} - 15 \times A \times (d - y) \Rightarrow \mu_t = 1.266 \text{ m}^3$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1.910 \times 10^{-3} \times 0.154}{1.266 \times 10^{-2}} = 2.32 \times 10^{-4} \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{Fissuration nuisible} \Rightarrow \bar{\sigma}_s = \min \left( \frac{2}{3} f_e ; 150 \sqrt{\eta \cdot f_{ij}} \right) \Rightarrow \bar{\sigma}_s = 201.6 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{1.910 \times 10^{-3}}{1.266 \times 10^{-2}} (0.08 - 0.154) = -0.167 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 201.6 \text{ MPa}$$

### III.5.6. Schéma de ferrailage :

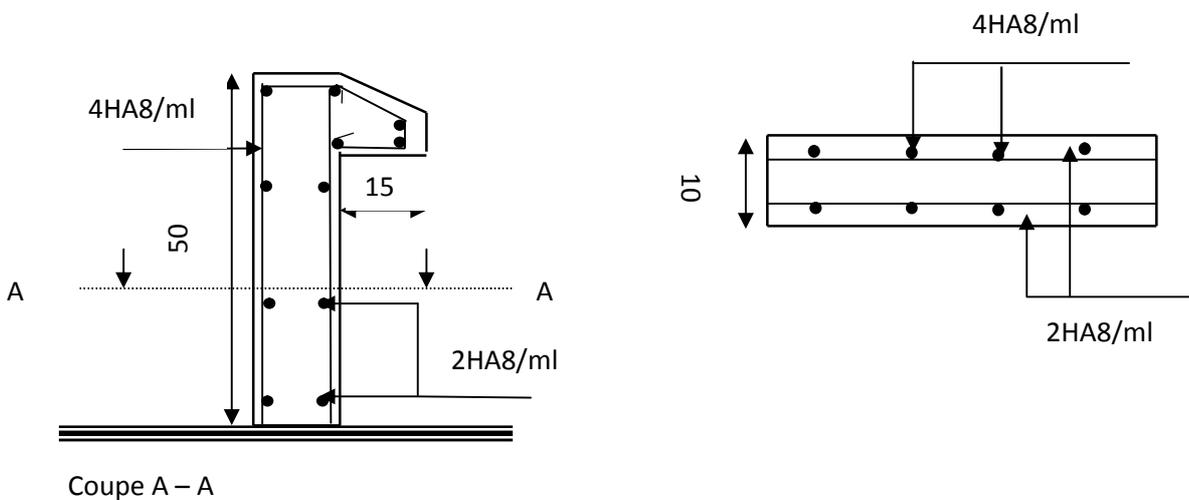


Fig.III.18.Schéma de ferrailage de l'acrotère.

### III.6. Etude de l'ascenseur

#### III.6.1. Définition :

C'est un appareil au moyen duquel on élève ou on descend des personnes aux différents niveaux du bâtiment. Dans notre structure on utilise un ascenseur pour huit (08) personnes dont les caractéristiques sont les suivantes :

- $L$  : Longueur de l'ascenseur=247cm.
- $l$  : Largeur de l'ascenseur=130cm.
- $H$  : Hauteur de l'ascenseur=130cm.
- $F_c$  : Charge due à la cuvette = 145KN.
- $P_m$  : Charge due à l'ascenseur = 15KN.
- $D_m$  : Charge due à la salle des machines = 51KN.
- La charge nominale est de 630kg.
- La vitesse  $V = 1.6m/s$ .

#### III.6.2. Evaluation des charges et surcharges :

$$G = \frac{F_c}{S} = \frac{145}{1.95} = 74.35 \text{KN} / \text{m}^2. \quad \text{Poids de la machine.}$$

$$Q = 1 \text{KN} / \text{m}^2.$$

#### -III.6.3. Cas d'une charge concentrée :

La charge concentrée  $q$  est appliquée à la surface de la dalle sur une aire  $a_0 \times b_0$ , elle agit uniformément sur une aire  $u \times v$  située sur le plan moyen de la dalle.

$a_0 \times b_0$  : Surface sur laquelle elle s'applique la charge donnée en fonction de la vitesse.

$u \times v$  : Surface d'impact.

$a_0$  et  $u$  : Dimensions suivant le sens x-x'.

$b_0$  et  $v$  : Dimensions suivant le sens y-y'.

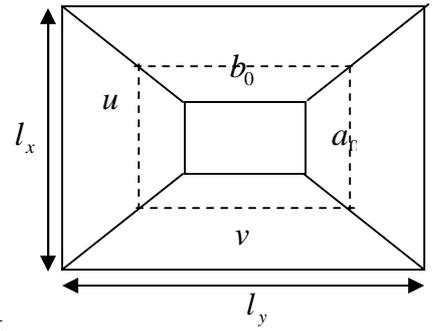
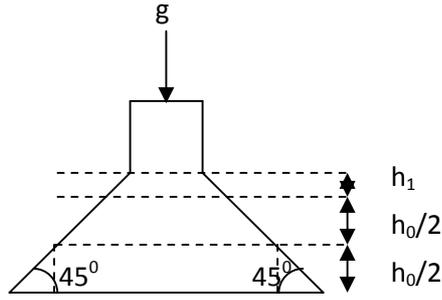


Fig. III.19. Schéma représentant la surface d'impact.

$$\begin{cases} u = a_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1. \\ v = b_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1. \end{cases} \text{BAEL91.}$$

On a une vitesse  $V = 1.6m/s \Rightarrow \begin{cases} a_0 = 80cm \\ b_0 = 80cm \end{cases}$

On a un revêtement en béton d'épaisseur  $h_1 = 5cm \Rightarrow \xi = 1$ .

Donc :

$$\begin{cases} u = 80 + 20 + 2 \times 1 \times 5 = 110cm. \\ v = 80 + 20 + 2 \times 1 \times 5 = 110cm. \end{cases}$$

### III.6.5.1. Calcul des sollicitations :

$$\begin{cases} M_x = P_u \times (M_1 + \nu \times M_2). \\ M_y = P_u \times (M_2 + \nu \times M_1). \end{cases} \text{ Avec } \nu : \text{ Coefficient de poisson } \begin{cases} \nu = 0 \rightarrow ELU \\ \nu = 0.2 \rightarrow ELS \end{cases}$$

$M_1$  En fonction de  $\frac{u}{l_x}$  et  $\rho$   $\frac{u}{l_x} = 0.84$  et  $\rho = 0.86$

## CHAPITRE III : Etude des éléments secondaires

$$M_2 \text{ En fonction de } \frac{v}{l_y} \text{ et } \rho \quad \frac{v}{l_y} = 0.73 \text{ et } \rho = 0.86$$

En se référant à l'abaque PIGEAU on trouve  $M_1 = 0.069$  et  $M_2 = 0.015$

➤ Evaluation des moments  $M_{x1}$  et  $M_{y1}$  du système de levage à l'ELU :

$$\begin{cases} M_{x1} = P_u \times M_1 \\ M_{y1} = P_u \times M_2 \end{cases}$$

$$\text{On a : } g = D_m + P_m + P_{\text{personnes}} = 51 + 15 + 6.3 = 72.3 \text{ KN}$$

$$P_u = 1.35 \times g = 1.35 \times 72.3 = 97.60 \text{ KN}$$

$$\begin{cases} M_{x1} = 6.73 \text{ KNm} \\ M_{y1} = 1.46 \text{ KNm} \end{cases}$$

➤ Evaluation des moments dus au poids propre de la dalle à l'ELU :

$$q_u = 1.35 \times 6.1 + 1.5 \times 1 = 9.73 \text{ KN}$$

$$M_{x2} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_{x2} = 0.81 \text{ KNm}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \Rightarrow M_{y2} = 0.57 \text{ KNm}$$

$\mu_x$  et  $\mu_y$  Sont donnée par l'**annexe 5**.

### Superposition des moments :

Les moments agissants sur la dalle sont :

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 7.54 \text{ KNm} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 2.03 \text{ KNm} \end{cases}$$

Moments aux appuis :

$$M_{ax} = -0.3M_x = -2.26 \text{ KN.m} , M_{ay} = -0.3M_y = -0.61 \text{ KN.m}$$

Moments en travées :

$$M_{tx} = 0.85M_x = 6.41 \text{ KN.m} , M_{ty} = 0.85M_y = 1.72 \text{ KN.m}$$

### III.6.5.2. Ferrailage :

Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur et en prenant  $d_x = 9cm$  et  $d_y = 8cm$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau III.21.**Résultats des calculs

	$M_t$ (KN.m)	$M_a$ (KN.m)	$A_t$ calculé (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_a$ calculé (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_t$ adopté (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_a$ adopté (cm <sup>2</sup> /ml)
Sens x-x	6.41	-2.26	2.12	0.73	3HA10=2.36	1HA10=0.79
Sens y-y	1.72	-0.61	0.62	0.22	2HA8=1.01	2HA6=0.57

➤ **Vérification à l'ELU :**

**a)-Condition de non fragilité :**

**En travée :**

$$A_t^x = 3HA10 = 2.36cm^2 / ml > A_{min}^x = 1.08cm^2 / ml.$$

$$A_t^y = 2HA8 = 1.01cm^2 / ml > A_{min}^y = 0.96cm^2 / ml.$$

$$A_t^y > \frac{A_x^t}{4} \dots\dots\dots V\acute{e}rifi\acute{e}e.$$

**En appui :**

$$A_t^x = 1HA10 = 0.79cm^2 / ml < A_{min}^x = 1.08cm^2 / ml.$$

$$A_t^y = 1HA10 = 0.57cm^2 / ml < A_{min}^y = 0.96cm^2 / ml.$$

La condition de non fragilité il n'est pas vérifié donc on ferraille avec  $A_{min}$

$$A_a^x = 1HA12 = 1.13cm^2$$

$$A_a^y = 1HA12 = 1.13cm^2$$

**b) Vérification au poinçonnement :**

$$Q_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{BAEL91 (Article H. III.10)}$$

Avec :

$Q_u$  : Charge de calcul à l'état limite.

$h$  : Epaisseur de la dalle.

$U_c$  : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

$$U_c = 2 \times (u + v) = 2 \times (110 + 110)$$

$$U_c = 440 \text{ cm.}$$

$$Q_u = 97.60 \text{ KN}; \gamma_b = 1.5$$

$$Q_u = 97.6 \text{ KN}$$

$$0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 660 \text{ KN}$$

$$Q_u \leq 660 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

### c) Vérification de l'effort tranchant :

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

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2}{\gamma_b} \times f_{c28}, 5\right) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} \quad \text{Comme } v=u=110 \text{ cm donc } V_u=V_v$$

$$\text{Au milieu de } v : V_u = \frac{Q_u}{3 \times U} = 29.57 \text{ KN}$$

Donc :

$$V_{\max} = 29.57 \text{ KN}$$

$$\tau_u = 0.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.33 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u \quad \text{C'est vérifié (y'a pas de risque de cisaillement)}$$

### b) Espacement des barres :

$$\text{Sens } x-x' : S_t = 20 \text{ cm} \leq \min(2e; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm.}$$

$$\text{Sens } y-y' : S_t = 20 \text{ cm} \leq \min(3e; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm.}$$

### III.6.5.3. Calcul à l'ELS :

✓ Les moments engendrés par le système de levage :

$$q_{ser} = g = 81.45KN.$$

$$\begin{cases} M_{x1} = q_{ser} \times (M_1 + \nu \times M_2) = 5.86KNm. \\ M_{y1} = q_{ser} \times (M_2 + \nu \times M_1) = 2.34KNm. \end{cases}$$

✓ Les moments dus au poids propre de la dalle :

$$q_{ser} = 6.1 + 1 = 7.1KN$$

$$M_{x2} = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 \Rightarrow M_{x2} = 0.67KNm$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \Rightarrow M_{y2} = 0.53KNm$$

### Superposition des moments :

Les moments agissants sur la dalle sont :

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 6.53KNm \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 2.87KNm \end{cases}$$

$$M_{tx} = 0.85M_x = 5.55KN.m$$

$$M_{ty} = 0.85M_y = 2.44KN.m$$

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.3M_x = 2.05KN.m$$

### a) Vérification des contraintes :

Sens x-x'

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y$$

$$Y = 2.19cm$$

$$I = 1991.83cm^4$$

$$\sigma_{bc} = 6.10MPa < \bar{\sigma}_{bc} = 15 MPa \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

Sens y-y'

$$Y = 1.41cm$$

$$I = 750.82cm^4$$

$$\sigma_{bc} = 0.98MPa < \bar{\sigma}_{bc} = 15 MPa \dots\dots\dots V\acute{e}rifi\acute{e}e$$

La FPN  $\longrightarrow$  pas de v\erification de la contrainte dans l'acier.

**a) V\erification de la fl\eches :**

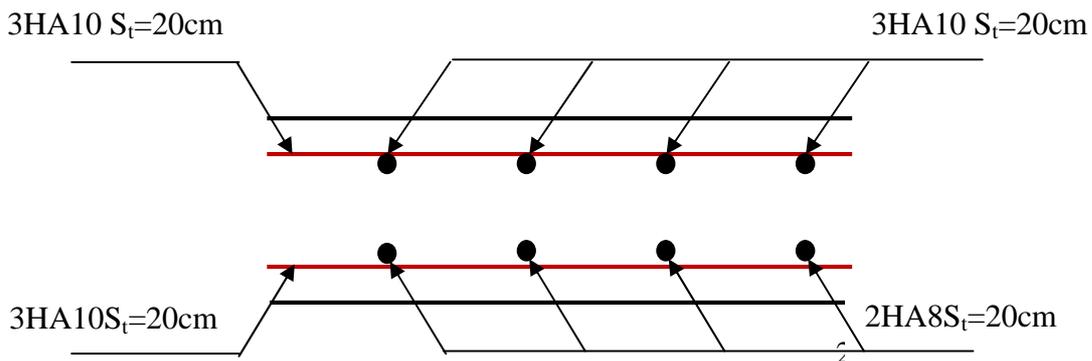
Les conditions \a v\erifier sont les suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} (h / l) \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots (1) \end{array} \right.$$

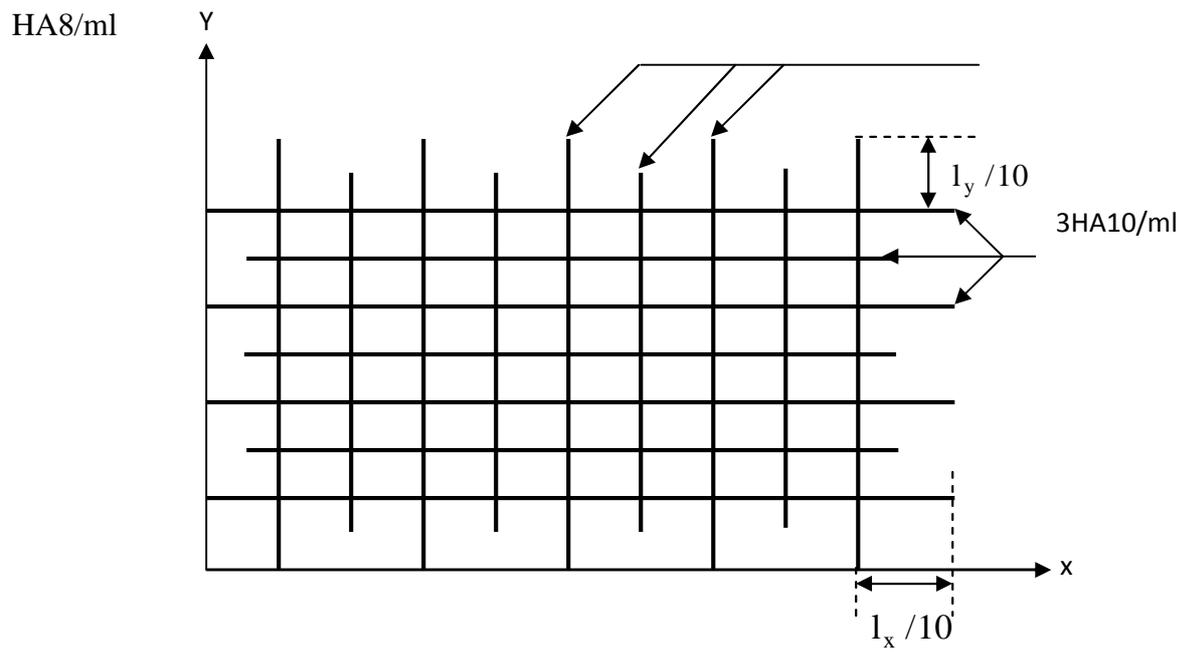
$$\left\{ \begin{array}{l} (A / b.d=0.002) \leq 4,2 / f_e \dots\dots\dots (2) \end{array} \right.$$

Les deux conditions de la fl\eches sont v\erifi\ees dans les deux sens. La v\erification de la fl\eches n'est pas n\ecessaire.

**III.6.6. Sch\ema de ferrailage :**



**Fig. III.20.** Vue en coupe du ferrailage de la dalle.



**Fig. III.21.** Schéma de ferrailage de la dalle

### **Introduction**

Un séisme peut prendre naissance en profondeur, lorsque les forces de tension accumulées dépassent un certain seuil, qui est fonction de la nature du sol en place, et en particulier de leur limite d'élasticité.

Il est caractérisé par un point de rupture, appelé hypocentre, situé à une profondeur variable ; on parle de séisme superficiel pour une profondeur de foyer inférieure à 100km, et de séisme profond pour une profondeur de foyer supérieure à 300km.

En surface, les séismes se manifestent par des effets destructeurs variés, qui sont principalement fonction de leur intensité.

Le Nord de l'Algérie est une région où de violents séismes peuvent se produire. Ainsi il est utile de souligner que lors de la dernière décennie, pas moins de trois séismes de magnitude supérieure ou égale à 5.5 sur l'échelle de Richter ont eu lieu. Ces séismes qui ont touché aussi bien les régions du centre que les régions Ouest du pays, ont provoqué d'importants dégâts matériels, et occasionné la perte de nombreuses vies humaines. A moins que les constructions ne soient conçues et construites de manière adéquate pour résister aux secousses sismiques. On comprend par « manière adéquate » la conformité de la construction vis à vis des normes parasismiques en vigueur **RPA99/version 2003**.

### **IV.1. Objectifs et exigences**

Les premières exigences, lors de la conception d'une structure, sont données par les normes de construction dans le cas de situations non sismiques. A celles-ci, viennent s'ajouter des normes assignées à la construction de structures en zone sismique. En effet, la conception parasismique ne se limite pas au seul dimensionnement, mais met en jeu de nombreux facteurs comme la rigidité, la capacité de stockage ou la dissipation d'énergie.

### **IV.2. Méthodes de calcul**

Selon les règles parasismiques Algériennes (RPA99/version2003) le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- Par la méthode statique équivalente.
- Par la méthode d'analyse modale spectrale.
- Par la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

#### **IV.2.1. Méthode statique équivalent**

Dans cette méthode les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets considérés

équivalents à ceux de l'action sismique. Cette méthode est utilisable sous certaines conditions (4.1.2 du RPA 99/2003).

### Conditions d'application

La méthode statique équivalente est applicable dans les conditions suivantes :

- Le bâtiment ou le bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus 65m en zone I et IIa et 30m en zone IIb et III .
- Le bâtiment ou le bloc étudié présente une configuration régulière tout en respectant, outre les conditions de hauteur énoncées en haut, d'autres conditions complémentaires énumérées dans le **RPA99 (Art 4.1.2 page 24)**.

### Calcul de la force sismique totale : Art (4.2.3)

La force sismique  $V$  ; appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans les deux directions horizontales et orthogonales selon la formule :

$$V_{st} = A \times D \times Q \times \frac{1}{R} \times W \quad (\text{IV-1})$$

-Avec :

-**A** : coefficient d'accélération de zone, il dépend de la zone sismique et de groupe d'usage du bâtiment :

- Groupe d'usage : groupe 2
- Zone sismique : zone IIa

⇒ A=0.15

**Tableau (4,1) (RPA)**

-**R** : Coefficient de comportement global de la structure, il est fonction du système de contreventement, dans notre cas on a un contreventement mixte avec justification de l'interaction ⇒ R=5 **Tableau (4 .3)(RPA)**

- **Q** :Facteur de qualité, Le facteur de qualité  $Q$  est fonction de
  - La redondance et la géométrie des éléments qui constitue la structure.
  - La régularité en plan et en élévation.
  - La qualité du contrôle de la construction.

La valeur de  $Q$  est déterminée par la formule :  $Q = 1 + \sum_I^6 Pq$  **Formule (4.4) (RPA)**

$Pq$  : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité  $q$  est satisfait ou non.

**Tableau IV .1.** Valeurs des pénalités  $Pq$ .

Critère q	Observée	$P_q/xx$	Observée	$P_q/yy$
1- Conditions minimales sur les files de contreventement	Oui	0	Non	0.05
2- Redondance en plan	Oui	0	Oui	0
3- Régularité en plan	Oui	0	Oui	0
4- Régularité en élévation	Non	0.05	Non	0.05
5- Contrôle de qualité des matériaux	Non	0.05	Non	0.05
6- Contrôles de qualité des d'exécution	Non	0.05	Non	0.05

$$Q/xx = 1 + (0.05 + 0.05 + 0.05) = 1.15$$

$$Q/yy = 1 + (0.05 + 0.05 + 0.05 + 0.05) = 1.2$$

- $W$  : Poids total de la structure.

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \text{ (IV-2) avec } W_i = W_{Gi} + \beta \times W_{Qi}$$

- $W_{Gi}$  : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.

- $W_{Qi}$  : Charges d'exploitation.

$\beta$  : Coefficient de pondération, il est fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

**Tableau (4-5) RPA**

$\beta = 0.2$  à usage d'habitation.

$$\Rightarrow W = 20119.781 \text{ KN}$$

**D** : Facteur d'amplification dynamique moyen

il est fonction de la période fondamentale de la structure (T), de la nature du sol et du facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3 \text{ s} \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & T \geq 3 \text{ s} \end{cases} \quad \text{Formule (4-2) RPA}$$

$T_2$  : Période caractéristique du site d'implantation du bâtiment      **Tableau (4.7)RPA**

Le sol en place est de moyenne qualité, plastique et de compacité moyenne D'après le rapport de sol.

Donc du RPA99/version2003(Tableau3-2) de classification des sites on trouve que ces caractéristiques correspondent à un site de catégorie  $S_3$  donc on aura :

$$\begin{cases} T_1 = 0.15s \\ T_2 = 0.5s \end{cases}$$

Calcul de la période fondamentale de la structure :

Le facteur de correction d'amortissement  $\eta$  est donné par :

$$\eta = \sqrt{7/(2+\zeta)} \geq 0.7 \quad \text{(IV-3)}$$

Où  $\zeta$  (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

On prend :  $\zeta = \frac{7+10}{2} = 8.5\%$       **Tableau (4-5) RPA**

Donc  $\eta = \sqrt{7/(2+\zeta)} = 0.816 > 0.7$

$$T_c = C_T h_n^{3/4} \quad \text{(IV-4)} \quad \text{Formule (4-6) RPA}$$

$h_n$  : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

$$h_n = 25.52m$$

$C_T$  : Coefficient, fonction du système de contreventement du type de remplissage

$$C_T = 0.050 \text{ Tableau (4-6) RPA}$$

$$T = 0.050 \times (25.52)^{3/4} = 0.56s$$

On peut également utiliser aussi la formule suivante :

$$T_{x,y} = \frac{0.09 \times h_n}{\sqrt{L_{x,y}}} \quad (\text{IV-5}) \quad \text{Formule (4-7) RPA}$$

$L$ : Distance du bâtiment mesuré à la base dans les deux directions.

$$L_x = 20.1\text{m}, \quad L_y = 8.8\text{m}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} T_x = 0.51\text{s} \\ T_y = 0.77\text{s} \end{cases}$$

$$T_x = \min (T_x; T) = 0.51\text{s}$$

$$T_y = \min (T_y; T) = 0.56\text{s}$$

$$\Rightarrow T = 0.56\text{s}$$

**Remarque :** la période de vibration ne doit pas dépasser 130 % de la période calculée par la formule empirique, C'est à dire  $1.3 \times T = 1.3 \times 0.51 = 0.66\text{s}$      **Art (4.2.4) RPA**

$$\Rightarrow D = 2.5\eta \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \quad \text{Car } 0.5 \leq T \leq 3.0 \text{ s}$$

$$\begin{cases} D_x = 2.5 \times 0.81 \times \left( \frac{0.5}{0.51} \right)^{2/3} = 1.998 \\ D_y = 2.5 \times 0.81 \times \left( \frac{0.5}{0.77} \right)^{2/3} = 1.874 \end{cases}$$

La force sismique totale à la base de la structure est :  $V_{st} = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$

$$V_{st,x} = \frac{0.15 \times 1.15 \times 1.998}{5} \times 20119.781 = 1386.87 \text{ KN}$$

$$V_{st,y} = \frac{0.15 \times 1.2 \times 1.874}{5} \times 20119.781 = 1357.36 \text{ KN}$$

### IV.2.2. Méthode dynamique modale spectrale

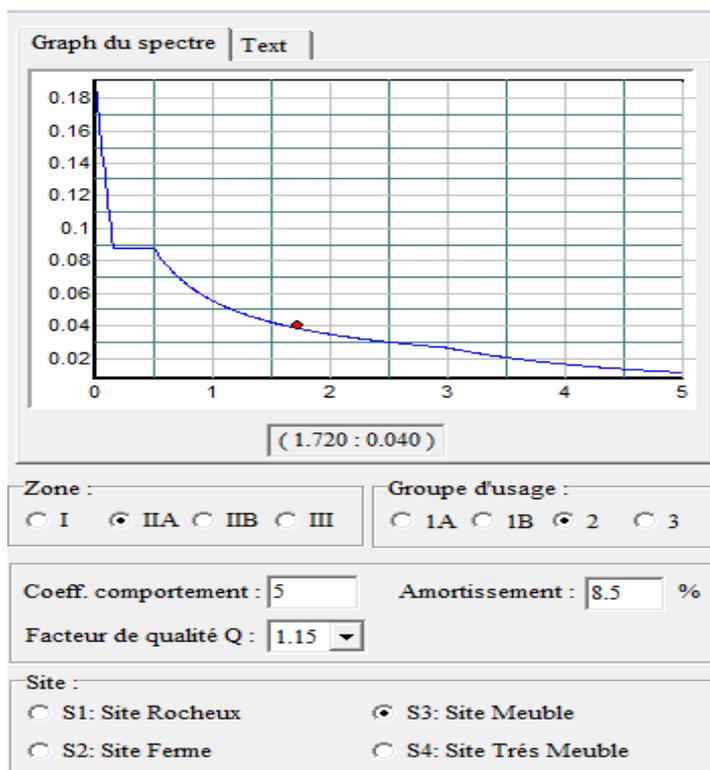
L'analyse dynamique se prête probablement mieux à une interprétation réaliste du comportement d'un bâtiment soumis à des charges sismiques que le calcul statique prescrit par les codes. Elle servira surtout au calcul des structures dont la configuration est complexe ou non courante et pour lesquelles la méthode statique équivalente reste insuffisante ou inacceptable ou non-conforme aux conditions exigées par les RPA 99/version 2003 pour un calcul statique équivalent.

Pour les structures symétriques, il faut envisager l'effet des charges sismiques

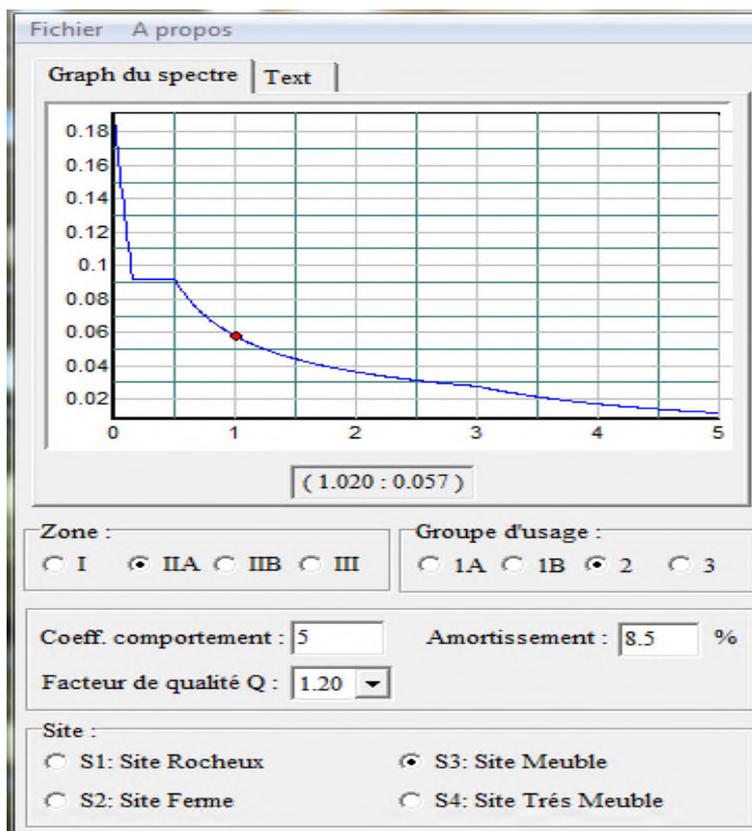
séparément suivant les deux axes de symétrie, Pour les cas non symétriques l'étude doit être menée pour les deux axes principaux séparément.

Par cette méthode, il est recherché, pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \times A \times \left( 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2.5 \eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left( \frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left( \frac{Q}{R} \right) \times \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left( \frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \times \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} \times \left( \frac{Q}{R} \right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99 (Formule 4-13)}$$



**Figure IV.1. Spectre de calcul (sens- x)**



**Fig IV.2 :** Spectre de calcul (sens-Y)

### IV.2.3. Méthode d'analyse par accélérogramme

Cette méthode peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant le choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interpolation des résultats et des critères de sécurité à satisfaire.

### IV.3. Exigences des RPA99 pour les systèmes mixtes

1. D'après l'article 3.4.4.a, les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

Les voiles et les portiques reprennent simultanément les charges horizontales proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultantes de leurs interactions à tous les niveaux.

Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant de l'étage.

2. D'après l'article 4.2.4, les valeurs de T (périodes) calculées à partir du logiciel SAP2000 ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques données par le RPA de plus de 30%.

3. D'après l'article 4.3.4, les modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions

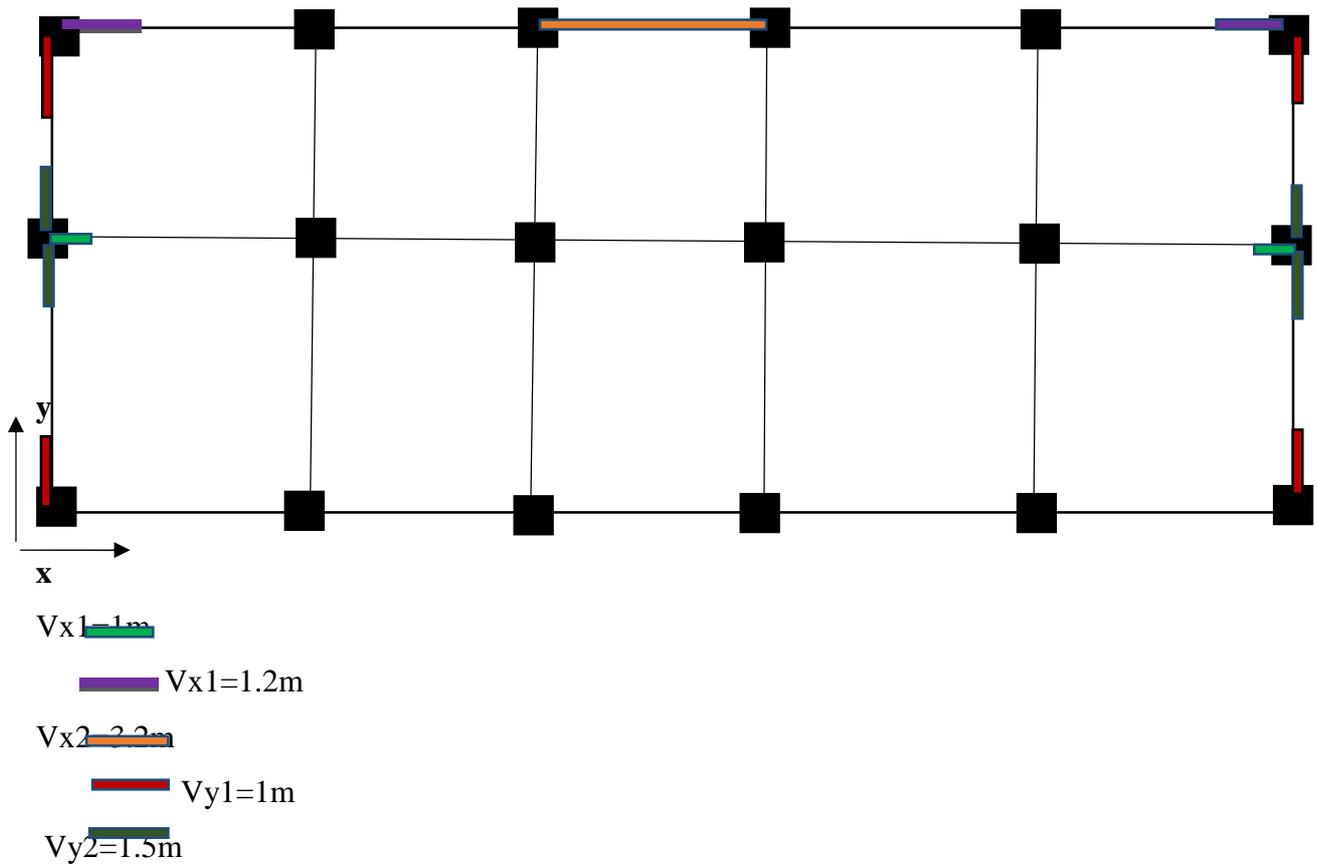
d'excitation doivent être tel que :

– la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure ;

– ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum des modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

### IV.4. La disposition des voiles adoptée



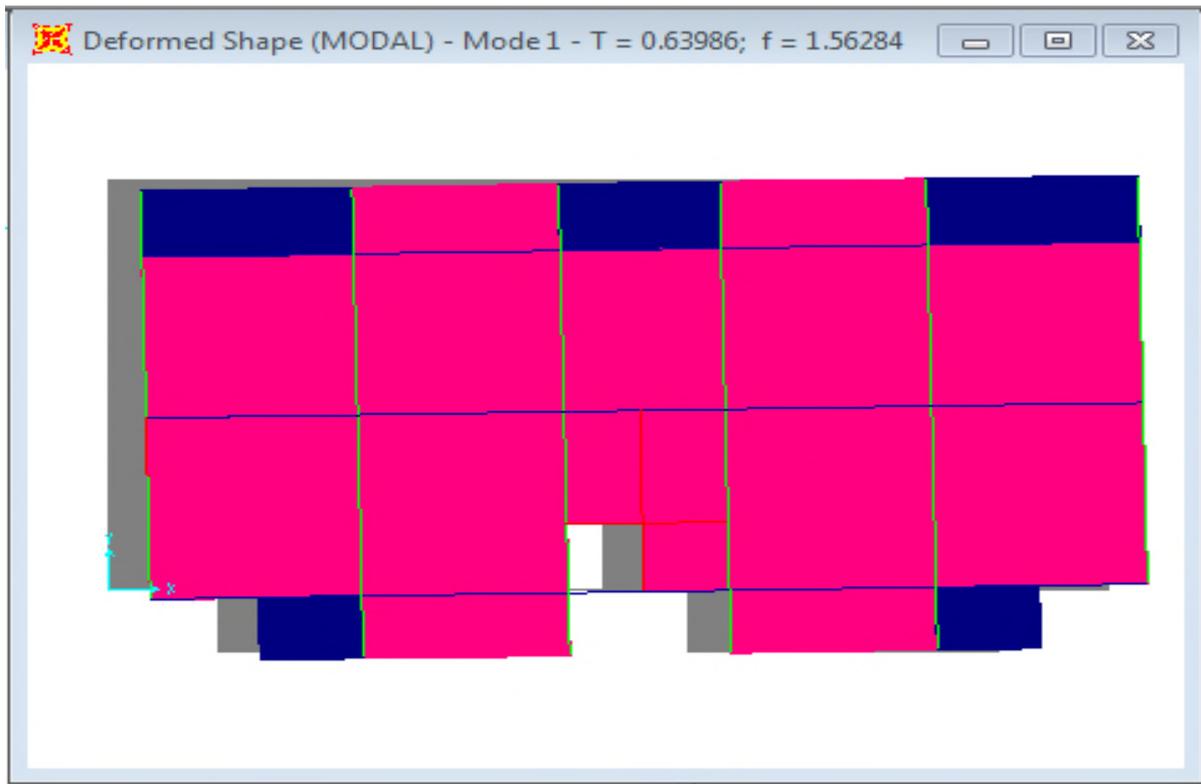
**Fig.IV.3.** Disposition des voiles adoptée

### Mode de vibration et taux de participation des masses

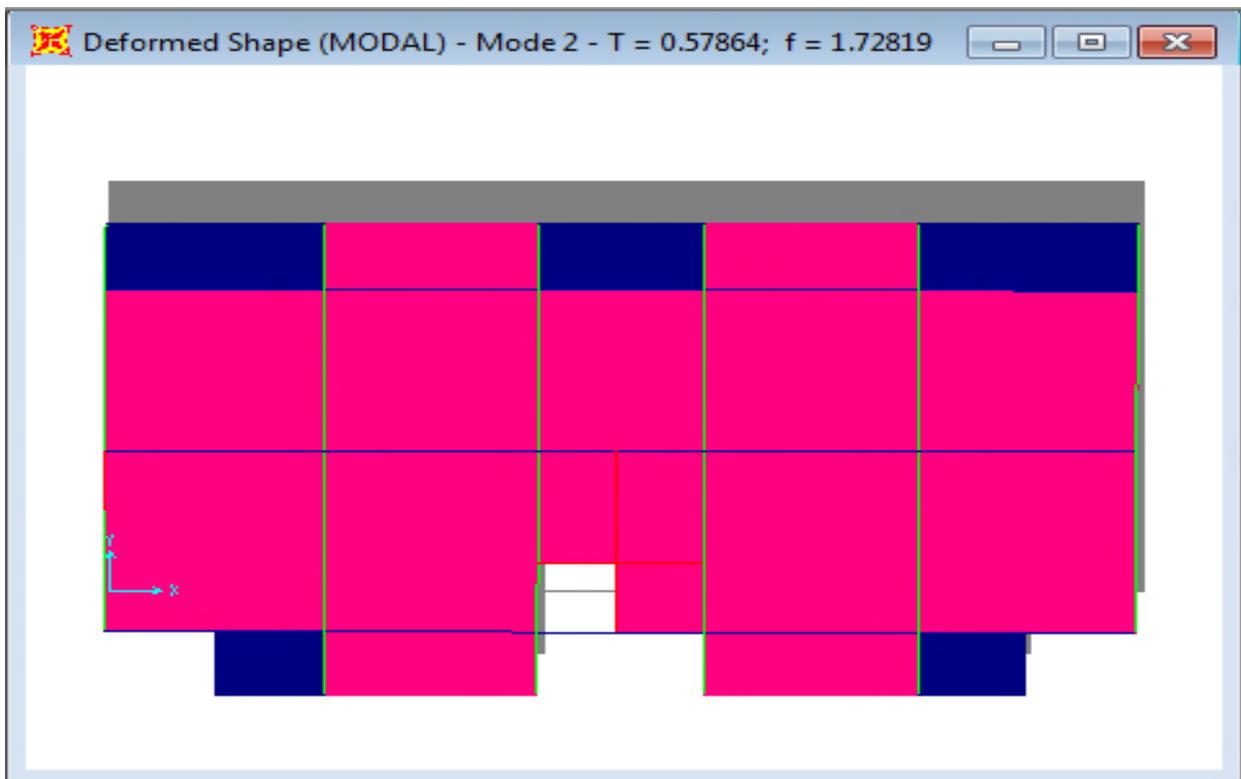
Les résultats obtenus sont représentés dans le tableau suivant :

**Tableaux. IV.2.** Périodes de vibration et taux de participation massique

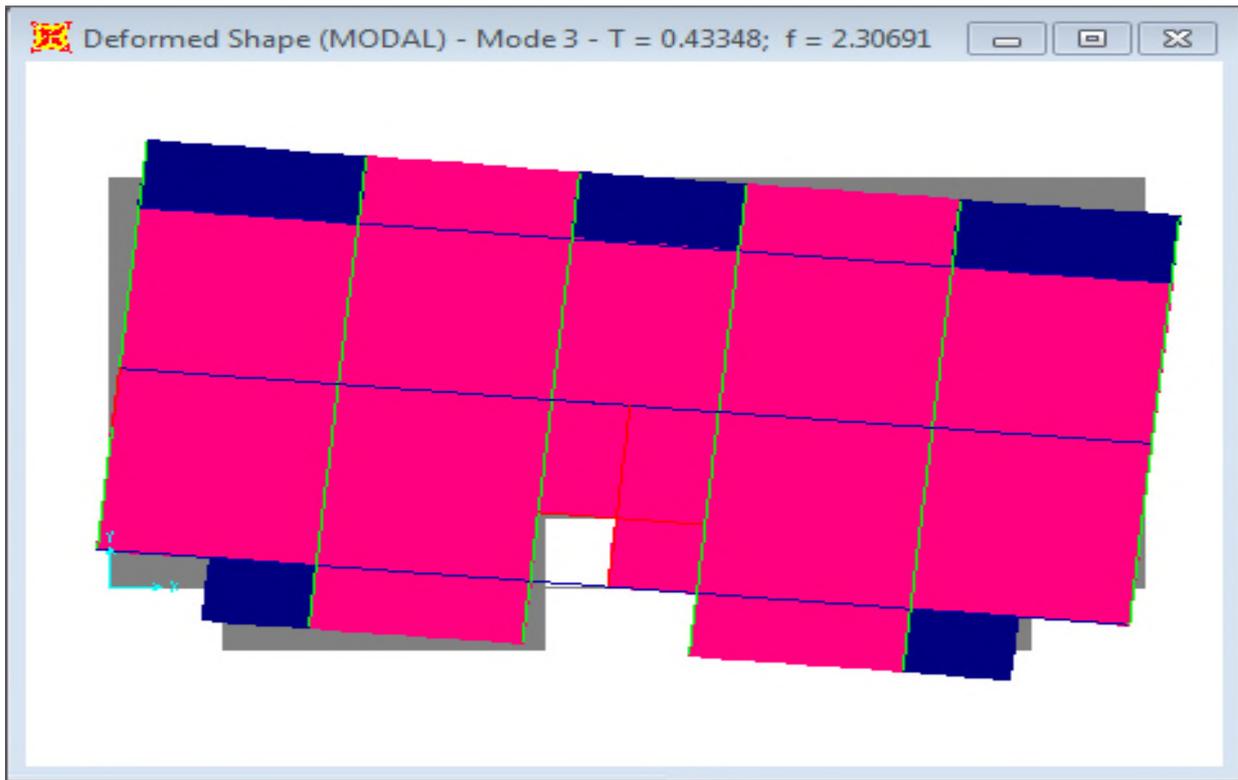
Mode	Période	INDIVIDUEL MODE(%)		CUMULATIVE SUM	
		UX	UY	UX	UY
1	0.639862	0.68395	0.00705	0.68395	0.00705
2	0.578641	0.00644	0.76065	0.69039	0.7677
3	0.43348	0.02628	0.00004738	0.71667	0.76775
4	0.185771	0.14019	0.00407	0.85686	0.77182
5	0.177538	0.00447	0.12905	0.86133	0.90088
6	0.127035	0.00924	0.000003699	0.87058	0.90088
7	0.112663	0.00213	0.00607	0.8727	0.90695
8	0.112238	0.008	0.00139	0.8807	0.90834
9	0.08645	0.01067	0.0329	0.89137	0.94124
10	0.084884	0.0378	0.00994	0.92917	0.95117
11	0.079263	0.000004662	0.00012	0.92917	0.95129
12	0.078652	0.00091	0.0000581	0.93008	0.95135



**Fig.IV.4:** Mode 1, Translation suivant l'axe x-x.



**Fig. IV.5:** Mode 2, Translation suivant l'axe Y-Y.



**Fig.IV.6:** Mode 3, Rotation suivant l'axe z-z.

## 2. Taux de participation massique :

Le taux de participation massique tel qu'il est exigé par les **RPA99V2003** doit être supérieur à 90% de la masse total du bâtiment ; la condition est vérifiée à partir du 12 mode sous la combinaison modal.

Les résultats sont résumés dans le tableau qui suit :

## 3) Vérification de l'interaction voiles-portiques

### a) Sous charges verticales

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 80\% \quad \text{Pourcentage des charges verticales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 20\% \quad \text{Pourcentage des charges verticales reprises par les voiles.}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau IV.3.** Montre les résultats d'interaction sous charges verticales

Niveaux	Charge reprise (KN)		Pourcentage repris (%)	
	Port	Voile	Port(%)	Voile(%)
RDC	15894.409	2321.891	87.2537727	12.7462273
1	13516.878	2235.103	85.8106545	14.1893455
2	11293.287	1958.956	85.2179288	14.7820712
3	9288.135	1650.705	84.9096888	15.0903112
4	7245.714	1339.593	84.3966791	15.6033209
5	5791.256	1001.12	85.2611222	14.7388778
6	3572.292	653.442	84.5366036	15.4633964
7	1863.883	258.377	87.8253843	12.1746157

**a) Sous charges horizontales**

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 25\% \text{ Pourcentage des charges horizontales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 75\% \text{ Pourcentage des charges horizontales reprises par les voiles.}$$

**Tableaux.IV.4.** montre les résultats d'interaction sous charges horizontales (Sens X-X)

Niveaux	Sens X-X			
	Portique	Voile	Portique (%)	Voile (%)
RDC	2956.491	471.393	86.2482803	13.7517197
1	4934.384	802.131	86.0171027	13.9828973
2	4337.92	846.158	83.6777533	16.3222467
3	4946.042	852.939	85.2915711	14.7084289
4	3837.24	799.802	82.7518923	17.2481077
5	4288.681	896.345	82.7128157	17.2871843
6	2643.85	580.638	81.9928621	18.0071379
7	3036.061	581.895	83.9164711	16.0835289

**Tableaux.IV.5.** montre les résultats d'interaction sous charges horizontales (Sens Y-Y)

Niveaux	Sens Y-Y			
	Port	Voile	PORT(%)	VOIL(%)
RDC	5694.375	7116.911	44.448114	55.551886
1	4347.911	6714.873	39.3021413	60.6978587
2	3647.586	6125.017	37.3246104	62.6753896
3	3632.625	5130.692	41.4526258	58.5473742
4	2679.895	4670.055	36.4614045	63.5385955
5	2487.751	3498.086	41.5606205	58.4393795
6	1534.761	2597.25	37.1431973	62.8568027
7	1351.64	867.486	60.908664	39.091336

**Vérification de la résultante des forces sismiques**

Selon l'article (4.3.6) du l'**RPA99**, la résultante des forces sismique à la base  $V_{dyn}$  obtenue par combinaison valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalent  $V_{st}$ .

**Tableaux. IV.5.** Vérification de la résultante des forces sismiques

Résultantes forces sismique	$V_{dyn}$ (KN)	$V_{st}$ (KN)	$V_{dyn}/V_{st}$	Observation
Sens X-X	1437.6605	1366.62	1.05	Vérifie
Sens Y-Y	1558.6484	1337.54	1.16	Vérifie

Dans le but d'éviter ou de limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme. Le **RPA (7.4.3.1)** exige de vérifier l'effort normal de compression de calcul qui est limité par la condition suivant :

$$N_{rd} = \frac{N}{B \times f_{c28}} \leq 0.3$$

Avec :

$N$  : L'effort normal maximal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

$B$  : Section du béton.

$f_{c28}$  : Résistance caractéristique du béton à la compression.

**Tableaux. IV.6.** Vérification de l'effort normal réduit

Niveau	Type de poteaux	B (m <sup>2</sup> )	$N_{rd}$ (KN)	$f_{c25}$ (MPa)	V	Observation
RDC	55*55	0.302	1747.605	25	0.23	Vérifie
1 <sup>er</sup>	55*55	0.302	1531.225	25	0.21	Vérifie
2 <sup>ème</sup>	50*50	0.25	1300.138	25	0.20	Vérifie
3 <sup>ème</sup>	50*50	0.25	1078.121	25	0.17	Vérifie
4 <sup>ème</sup>	45*45	0.202	856.451	25	0.13	Vérifie
5 <sup>ème</sup>	45*45	0.202	651.992	25	0.12	Vérifie
6 <sup>ème</sup>	40*40	0.16	443.194	25	0.11	Vérifie
7 <sup>ème</sup>	40*40	0.16	253.397	25	0.06	Vérifie

On remarque que l'effort normal réduit ne dépasse pas la valeur de 0.3. Donc les sections des poteaux choisies sont suffisantes.

### 6) Justification vis-à-vis des déformations :

Le déplacement horizontal à chaque niveau  $K$  de la structure est calculé par :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek} \quad \text{RPA99 (Article 4.4.3)}$$

$$\text{Avec : } \delta_{kx} = R \times \delta_{ekx} \quad \delta_{ky} = R \times \delta_{eky}$$

$\delta_{ek}$  : Déplacement dû aux forces  $F_i$  (y compris l'effet de torsion).

$R$  : Coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau  $K$  par rapport au niveau  $K-1$  est égal à :  $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$

Avec :  $\Delta_k < 1\% \times h_e$

**Tableaux .IV.7.** Vérification des déplacements (sens x-x)

		Sens xx				
Niveau	$h_K$ (m)	$\delta_{ek}$ (m)	$\delta_k$ (m)	$\delta_{k-1}$ (m)	$\Delta_k$ (m)	$\frac{\Delta_k}{h_K}$ (%)
RDC	4.08	0.0022	0.011	0	0.011	0.00269608
1 <sup>er</sup>	3.06	0.0056	0.028	0.011	0.017	0.00555556
2 <sup>ème</sup>	3.06	0.0098	0.049	0.028	0.021	0.00686275
3 <sup>ème</sup>	3.06	0.0144	0.072	0.049	0.023	0.00751634
4 <sup>ème</sup>	3.06	0.0192	0.096	0.072	0.024	0.00784314
5 <sup>ème</sup>	3.06	0.024	0.12	0.096	0.024	0.00784314
6 <sup>ème</sup>	3.06	0.0283	0.1415	0.12	0.0215	0.00702614
7 <sup>ème</sup>	3.06	0.0323	0.1615	0.1415	0.02	0.00653595

**Tableaux .IV.8.** Vérification des déplacements (sens y-y)

		Sens y-y				
Niveau	$h_k$ (m)	$\delta_{ek}$ (m)	$\delta_k$ (m)	$\delta_{k-1}$ (m)	$\Delta_k$ (m)	$\frac{\Delta_k}{h_k}$ (%)
RDC	4.08	0.0032	0.016	0	0.016	0.00392157
1 <sup>er</sup>	3.06	0.0078	0.039	0.016	0.023	0.00751634
2 <sup>ème</sup>	3.06	0.0133	0.0665	0.039	0.0275	0.00898693
3 <sup>ème</sup>	3.06	0.0192	0.096	0.0665	0.0295	0.00964052
4 <sup>ème</sup>	3.06	0.0251	0.1255	0.096	0.0295	0.00964052
5 <sup>ème</sup>	3.06	0.0308	0.154	0.1255	0.0285	0.00931373
6 <sup>ème</sup>	3.06	0.0359	0.1795	0.154	0.0255	0.00833333
7 <sup>ème</sup>	3.06	0.0405	0.2025	0.1795	0.023	0.00751634

D'après le tableau ci-dessus nous constatons que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage.

### 7) Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ :

Les effets de second ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \cdot \Delta_k}{V_k \cdot h_k} \leq 0.10 \text{ RPA99 (Article 5.9)}$$

$P_k$  : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau (k).

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + W_{Qi})$$

$V_k$  : Effort tranchant d'étage au niveau k

$\Delta_k$  : déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau k-1

$h_k$  : hauteur d'étage (k)

Si  $0.10 < \theta_k < 0.20$  : Les effets P- $\Delta$  peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1<sup>o</sup> ordre par le facteur  $\frac{1}{(1-\theta_k)}$ .

Si  $\theta_k > 0.20$  : La structure est potentiellement instable et doit être redimensionner

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau ci-après :

**Tableaux. IV.9.** Vérification de l'effet P-  $\Delta$ .

Niveau	h <sub>k</sub> (m)	P <sub>k</sub> (KN)	Sens xx			Sens yy		
			$\Delta_k$ (m)	V <sub>k</sub> (KN)	$\theta_k$	$\Delta_k$ (m)	V <sub>k</sub> (KN)	$\theta_k$
<b>RDC</b>	4.08	14125.388	0.011	3427.884	0.01110 981	0.016	12811.28 6	0.004323 82
<b>1<sup>er</sup></b>	3.06	11882.543	0.017	5736.515	0.01150 771	0.023	11062.78 4	0.008073 31
<b>2<sup>ème</sup></b>	3.06	9814.73	0.021	5184.078	0.01299 286	0.0275	9772.603	0.009025 67
<b>3<sup>ème</sup></b>	3.06	7710.688	0.023	5798.981	0.00999 42	0.0295	6340.218	0.011724 37
<b>4<sup>ème</sup></b>	3.06	6114.178	0.024	4637.042	0.01034 158	0.0295	7349.95	0.008019 63
<b>5<sup>ème</sup></b>	3.06	3827.121	0.024	5185.026	0.00578 91	0.0285	5985.837	0.005954 85
<b>6<sup>ème</sup></b>	3.06	1963.224	0.0215	3224.488	0.00427 786	0.0255	4132.011	0.003959 38
<b>7<sup>ème</sup></b>	3.06	0	0.02	3617.956	0	0.023	2219.126	0

La condition  $\theta \leq 0.1$  est satisfaite, d'où les effets de second ordre ou effet P- $\Delta$  peuvent être négligés.

### Conclusion

Lors de la modélisation l'exigence qui a conditionnel les dimensions des poteaux, poutres et même la disposition des voiles a été la condition de l'interaction voile-portique. En vérifiant cette interaction ; les autres conditions du RPA se retrouvent vérifiées d'elles même (période de vibration, taux de participation massique, effet P-  $\Delta$  et effort normale réduit).

Les section des poteaux et des poutres déjà définies par le pré dimensionnement ont été augmentées pour vérifier l'interaction voile-portique et ont les nouvelles sections suivant :

Les poteaux :

- RDC, 1<sup>er</sup> étage : (b\*h)= (55\*55)
- 2<sup>ème</sup> et 3<sup>ème</sup> étage : (b\*h)= (50\*50)
- 4<sup>ème</sup> et 5<sup>ème</sup> étage : (b\*h)= (45\*45)
- 6<sup>ème</sup> et 7<sup>ème</sup> étage : (b\*h)= (40\*40)

### Introduction

Une construction parasismique en béton armé doit être réalisée de façon à résister avant le séisme et s'attarder après un violent tremblement de terre, et cela grâce à ces éléments destinés au contreventement (voiles, poteaux, poutres).

### V.1. Etude des poteaux

Les poteaux sont des éléments verticaux destinés à reprendre et transmettre les sollicitations (efforts normaux et moments fléchissant) à la base de la structure. Leur ferrailage se fait à la flexion composée selon les combinaisons de sollicitations les plus défavorables introduites dans le logiciel SAP2000 dans l'ordre suivant :

$$\begin{array}{l} 1) -1.35G + 1.5Q \\ 2) -G + Q \\ 3) -G + Q + E_x \\ 4) -G + Q + E_y \\ 5) -0,8G + E_x \\ 6) -0,8G + E_y \end{array} \quad \left. \vphantom{\begin{array}{l} 1) \\ 2) \\ 3) \\ 4) \\ 5) \\ 6) \end{array}} \right\} \text{RPA99(Art5.2)}$$

Les sections d'armatures sont déterminées selon les sollicitations suivantes :

- Le moment maximal ( $M_{\max}$ ) et l'effort normal correspondant ( $N_{\text{corr}}$ ).
- L'effort normal maximal ( $N_{\max}$ ) et le moment correspondant ( $M_{\text{corr}}$ ).
- L'effort normal minimal ( $N_{\min}$ ) et le moment correspondant ( $M_{\text{corr}}$ ).

#### V.1.1. Recommandations des RPA99 (version 2003) :

##### ❖ Les armatures longitudinales : RPA99/2003(Art7.4.2.1)

Les armatures longitudinales doivent être de haute adhérence, droites et sans crochets :

- Le pourcentage minimal sera de : 0,8 % de la section du poteau en zone II<sub>a</sub>.
- Le pourcentage maximal sera de :
  - ✓ 4 % de la section du poteau en zones courantes.
  - ✓ 6% de la section du poteau en zone de recouvrement.

-Le diamètre minimum des armatures longitudinales est de 12 mm

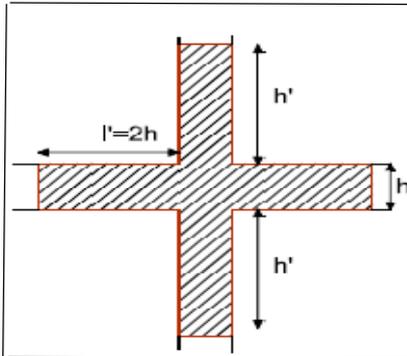
-La longueur minimale des recouvrements est de :  $40 \times \phi$  en zone II<sub>a</sub>.

-La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser

25 m en zone II<sub>a</sub>.

-Les jonctions par recouvrement doivent être faites à l'extérieur des zones nodales.

La zone nodale est constituée par le nœud poutres-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent, les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure V.I :



**Figure V.I :** Schémas de la zone nodale

$$l' = 2h$$

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{b} ; b_1 ; h_1 ; 60\text{cm}\right)$$

$h_e$  : est la hauteur de l'étage ;

$b_1, h_1$  : Dimensions de la section transversale du poteau.

### ❖ Les armatures transversales : RPA99 (Article 7.4.2.2)

Les armatures transversales dans les poteaux servent à reprendre, les efforts tranchants et évitent le flambement des barres verticales. Les armatures transversales des poteaux sont

Calculées à l'aide de la formule suivante :  $\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 \cdot f_e}$  ..... **RPA99** (Art 7.4.2.2)

Où :  $V_u$ : effort tranchant de calcul.

$h_1$  : hauteur total de la section brute.

$f_e$  : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversales.

$t$  : espacement entre les armatures transversales telle que :

-Dans la zone nodale :  $t \leq \text{Min}(10\phi_l, 15\text{ cm})$

-Dans la zone courante :  $t' \leq 15\phi_l$  en zone IIa ..... **RPA99** (Art 7.4.2.2)

Où :  $\phi_l$  est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- La quantité d'armatures transversales minimales :  $\frac{A_t}{t.b_1}$  en % est donnée comme suit :

✓  $A_t^{\min} = 0,3\%(t \times b_1)$  si  $\lambda_g \geq 5$

✓  $A_t^{\min} = 0,8\%(t \times b_1)$  si  $\lambda_g \geq 3$

Si :  $3 < \lambda_g < 5$ : Interpoler entre les valeurs limites précédentes.

$\lambda_g$ : est l'élanement géométrique du poteau.

$\lambda_g = \left( \frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$ ; Avec a et b, dimensions de la section droite du poteau dans la direction de la

déformation considérée, et  $l_f$  : longueur de flambement du poteau.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de  $10\phi_l$  minimum ; ..... (Art 7.4.2.2)

Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants ( $\phi$  cheminées > 12 cm) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.....**RPA99** (Art 7.4.2.2)

### V.1.2. Sollicitations de calcul :

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites du logiciel SAP2000. Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Avec :

**N>0** : effort de traction.

**N<0** : effort de compression.

**Tableau V.1.** Les sollicitations maximales dans les poteaux.

Niveau	Section	N <sub>max</sub> et M <sub>corres</sub>		M <sub>max</sub> et N <sub>cores</sub>		N <sub>min</sub> et M <sub>corres</sub>		V (KN)
		N (KN.m)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)	N (KN)	M (KN.m)	
RDC, 1 <sup>er</sup>	55*55	- 1747.605	4.853	56.747	-1229.65	-271.380	2.660	53.964
2 <sup>ème</sup> , 3 <sup>ème</sup>	50*50	- 1300.138	-7.310	-26.758	-763.861	-194.045	-0.065	32.295
4 <sup>ème</sup> , 5 <sup>ème</sup>	45*45	-856.451	6.425	-24.200	-418.851	-107.693	3.712	28.219
6 <sup>ème</sup> , 7 <sup>ème</sup>	40*40	-443.194	5.864	-19.822	-355.359	-31.702	-355.359	23.822

### V.1.3. Calcul du ferrailage

Le ferrailage des poteaux est donné par la sollicitation la plus défavorable

#### ❖ Ferrailage longitudinal

Le calcul du ferrailage se fera pour un seul poteau comme exemple de calcul et les autres seront résumés dans un tableau.

#### ➤ Exemple de calcul

Soit les poteaux du RDC:

$$\left\{ \begin{array}{l} N_{\max} = -1747.605 \rightarrow M_{\text{cor}} = 4.853 \text{ KN.m} \\ N_{\min} = -271.380 \text{ KN} \rightarrow M_{\text{cor}} = 2.660 \text{ KN} \Rightarrow V = 53.964 \text{ KN} \\ M_{\max} = 56.7872 \text{ KN} \rightarrow N_{\text{core}} = -1229.659 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

#### ❖ Calcul sous N<sub>max</sub> et M<sub>cores</sub>

$$d = 0.5 \text{ m}; d' = 0.05 \text{ m}$$

$$N = -1747.605 \text{ KN}$$

$$M = 4.853 \text{ KN.m} \Rightarrow e_g = M/N = 0.002 \text{ m}$$

$e_g < h/2 = 0.55/2 = 0.225 \text{ m} \Rightarrow$  le centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures (AA').

Il faut vérifier la condition suivante :

$$N(d-d') - MA \leq (0.337h - 0.81d') b \times h \times f_{bu} \dots\dots\dots (I)$$

$$MA = M + N \times (d-h/2) = 4.853 + (-1747.605 \times (0.50 - 0.275)) = 407.938 \text{ KN.m}$$

$$(I) \Rightarrow 1747.605 \times 10^3 \times (0.50 - 0.05) - 407.938 \times 10^3 \leq (0.337 \times 0.55 - 0.81 \times 0.05) \times 0.55 \times 0.55 \times 14.2$$

$390.17\text{KN.m} < 622.20\text{KN.m} \Rightarrow$  la section est partiellement comprimée.

Le calcul se fait par assimilation à la flexion simple :

$$\mu_{bu} = \frac{M_A}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{407.938 \times 10^{-3}}{0.55 \times 0.50^2 \times 14.2} = 0.208$$

$$\mu_{bu} = 0.208 < \mu_l = 0.3916 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.296$$

$$z = d (1 - 0.4\alpha) = 0.440\text{m} \Rightarrow A_1 = \frac{M_A}{z \cdot f_{st}} = \frac{407.938 \times 10^{-3}}{0.440 \times 348} = 26.64\text{cm}^2$$

$$A = A_1 - \frac{N}{f_{st}} = 26.64 \times 10^{-4} - \frac{1747.605 \times 10^{-3}}{348} = -24.82\text{cm}^2 \leq 0 \Rightarrow A = 0\text{cm}^2$$

### -Calcul sous $N_{\min}$ et $M_{\text{cor}}$ :

$N = -271.38 \text{ KN.m}$ ,  $M = 2.660\text{KN} \Rightarrow e_G = 0.005\text{m} < h/2$  (C intérieur de la section)

$M_A = M + N \times (d-h/2) = 3.660 + 271.38 \times (0.50 - 0.275) = 65.019\text{KN.m}$

(I)  $56.88\text{KN.m} \leq 797.47\text{KN.m}$ .....Vérifier.

$\Rightarrow$  Calcul d'une section partiellement comprimée.

$M_A = 65.019 \text{ KN.m} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.025 < \mu_l \Rightarrow A' = 0$

$\alpha = 0.032 \Rightarrow z = 0.493\text{m} \Rightarrow A_1 = 3.29\text{cm}^2 \Rightarrow A = -3.37\text{cm}^2 \Rightarrow A = 0$

### - Calcul sous $M_{\max}$ et $N_{\text{cor}}$ :

$N = -1229.659 \text{ KN}$ ;  $M = 56.747\text{NK.m} \Rightarrow e_G = 0.045\text{m} < h/2 = 0.275$  (C intérieur de la section)

$M_A = 297.181\text{KN.m}$

(I)  $222.40\text{KN.m} \leq 797.47\text{KN.m} \Rightarrow$  calcul d'une section partiellement comprimée.

$\mu_{bu} = 0.0116 < \mu_l \Rightarrow A' = 0$

$\alpha = 0.155 \Rightarrow z = 0.468\text{m} \Rightarrow A_1 = 15.87\text{cm}^2 \Rightarrow A = -10.59\text{cm}^2 \Rightarrow A = 0$

Vu que le RPA exige une section minimale d'armature longitudinale de 0.8% de la section totale du béton ; ce qui donne  $A_{\min} = 24.2\text{cm}^2$ , le ferrailage se fera avec  $A_{\min}$ , soit  $6\text{HA}20 + 4\text{HA}14 = 25.01\text{cm}^2$ .

**Tableaux V.2.** Les armatures longitudinales adoptées pour les poteaux.

Niveau	Sections	M (KN.m)	N (KN)	A (cm <sup>2</sup> )	A <sub>RPA</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adp</sub> (cm <sup>2</sup> )	barres
RDC et 1 <sup>er</sup>	55*55	4.853	-1747.605	0	24.2	25.13	8HA20
2 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup>	50*50	-7.310	-1300.138	0	20	24.13	12HA16
4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup>	45*45	6.425	-856.451	0	16.2	18.47	12HA14
6 <sup>ème</sup> et 7 <sup>ème</sup>	40*40	5.864	-443.154	1.23	12.80	13.57	12HA12

### ❖ Ferrailage transversales

#### ➤ Exemple de calcul

On prend pour exemple de calcul le poteau du RDC (55\*55) cm<sup>2</sup>:

✓ Soit :  $\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 \cdot f_e}$

$$\lambda_g = \left( \frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right) = \frac{0,7 \times 4,08}{0,55} = 5,19 \Rightarrow \rho_a = 2,5$$

$$A_t = \frac{2,5 \times 53,964 \times 10^{-3} \times 0,20}{0,55 \times 400} = 1,26 \text{ cm}^2$$

#### ✓ Longueur de recouvrement

$$L_r = 40\phi_{l_{\max}} \Rightarrow L_r = 80 \text{ cm}$$

#### ✓ Espacement

- Dans la zone nodale :  $t \leq \min(10\phi_{l_{\min}}, 15 \text{ cm}) = \min(16 ; 15) \Rightarrow t = 10 \text{ cm}$

- Dans la zone courante :  $t' \leq 15\phi_{l_{\min}} = 15 \times 1,6 = 24 \text{ cm} \Rightarrow t = 20 \text{ cm}$

#### ✓ Quantité d'armature minimale

On a :  $\lambda_g > 5 \Rightarrow A_{\min} = 0,3\% (t \cdot b) = 3,30 \text{ cm}^2$

Donc : on adopte pour **6HA10=4,71 cm<sup>2</sup>**

Les résultats de ferrailage des armatures transversales des différents types de poteaux sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau V.3** : Les Armatures transversales dans les poteaux.

Niveau	RDC et 1 <sup>er</sup>	2 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup>	4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup>	6 <sup>ème</sup> et 7 <sup>ème</sup>
Section (cm <sup>2</sup> )	55*55	50*50	45*45	40*40
$\phi_t^{\min}$ (cm)	1.6	1.6	1.4	1.4
$l_f$ (cm)	2.856	2.142	2.142	2.145
$\lambda g$	5.19	3.594	4.284	4.760
$V_u$ (KN)	53.964	32.295	29.219	23.822
$l_r$ (cm)	80	80	80	80
$t_{\text{zonenodale}}$ (cm)	10	10	10	10
$t_{\text{zone courante}}$ (cm)	20	20	20	20
$A_t$ (cm <sup>2</sup> )	1.26	1.52	1.10	0.98
$A_t^{\min}$ (cm <sup>2</sup> )	3.30	2.36	2.26	2.03
$A_{t \text{ adopté}}$ (cm <sup>2</sup> )	6HA10=4.71	6HA8=3.06	6HA8=3.06	6HA8=3.06

Conformément aux **RPA99 V2003** et au **BAEL 91V99**, le diamètre des armatures transversales doit vérifier la condition suivante :  $\phi_t \geq \frac{\phi_t^{\max}}{3} = \frac{20}{3} = 6,66 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$

### V.1.4.Vérifications :

#### ❖ Vérification à l'état limite ultime de stabilité de forme :

Selon le BAEL91 (Article 4. 4. 1), les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis-à-vis de l'état ultime de stabilité de forme (flambement).

L'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement.

## Chapitre V : Calcul des éléments structuraux

---

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau (puisque la section des poteaux et l'effort normal varient d'un étage à un autre) et le poteau le plus élancé (au niveau du **RDC**).

Tel que :

$$l_0 = 4.08m \text{ et } N_{\max} = -1747.605KN$$

$$N_U = \alpha \left[ \frac{B_r * f_{c28}}{0.9 * \gamma_b} + A_s * \frac{f_e}{\gamma_s} \right];$$

Avec :

$\alpha$ : Coefficient en fonction de l'élancement.

$B_r$ : Section réduite du béton

$A_s$ : Section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

$l_f$ : Longueur de flambement.

$N_{\max}$ : Effort normal maximal sollicitant la section du poteau considéré.

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \dots\dots\dots Si \lambda < 50 \\ 0.6 * \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 \dots\dots\dots Si \lambda > 50 \end{cases}$$

Tel que :  $\lambda = \frac{l_f}{i}$  avec  $i = \sqrt{\frac{I}{b \times h}}$

$I$ : Moment d'inertie.

Cas d'une section rectangulaire :  $I = \frac{b \times h^3}{12} \Rightarrow \lambda = 3.46 \times \frac{l_f}{h}$

Avec  $l_f$ : Longueur de flambement.

$$l_f = 0,7 \times l_0$$

$B_r = (a-2) \times (b-2)$  Pour le poteau rectangulaire.

Avec :  $\begin{cases} a : \text{Largeur de la section nette} \\ b : \text{Hauteur de la section nette} \\ \phi : \text{Diamètre de la section nette} \end{cases}$

## Chapitre V : Calcul des éléments structuraux

$A_s$  : Section d'armature.

$$\lambda = \frac{3.46 \times 0.7 \times 4.08}{0.55} = 17.96 < 50 \Rightarrow \alpha = 0.80$$

$$B_r = (55-2) \times (55-2) = 2809 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{ (Section réduite).}$$

$$N_u = 0.80 \left( \frac{0.2809 \times 25 \times 10^3}{0.9 \times 1.5} + 25.13 \times 10^{-4} \times \frac{400 \times 10^3}{1.15} \right) = 6072.76 \text{ KN} > N_{\max} = 1747.605 \text{ KN}$$

Les résultats de vérification des poteaux au flambement sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableaux V.4.** vérification des poteaux vis-à-vis de flambement.

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	L <sub>0</sub> (m)	I <sub>f</sub> (m)	λ	α	As (cm <sup>2</sup> )	B <sub>r</sub> (cm <sup>2</sup> )	N <sub>max</sub> (KN)	N <sub>ultime</sub> (KN)
RDC et 1 <sup>er</sup>	55*55	4.08	2.856	17.96	0.80	25.13	2809	6072.76	1747.605
2 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup>	55*55	3.06	2.142	13.96	0.82	24.13	2809	6081.46	1300.138
4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup>	50*50	3.06	2.142	14.82	0.82	18.47	2304	4235.18	856.451
6 <sup>ème</sup> et 7 <sup>ème</sup>	45*45	3.06	2.142	16.46	0.81	13.57	1849	4189.13	443.194

Du tableau ci-dessus ;  $N_{\max} > N_u$ , donc pas de risque de flambement.

❖ **Vérification des contraintes :**

Étant donné que la fissuration est peu nuisible, on va entamer la vérification des poteaux les plus sollicités à chaque niveau, à la contrainte de compression du béton seulement, et pour cela nous allons procéder comme suit :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} ; \sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{ser}}{I_{gg}} \times v \quad \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

$$I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A \times (d - v)^2 + 15 \times A' \times (v - d')^2$$

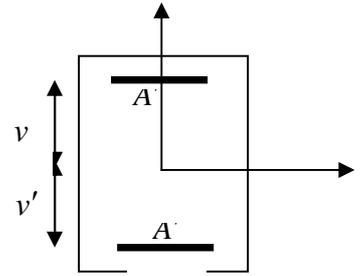
## Chapitre V : Calcul des éléments structuraux

$$v = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times (A \times d + A' \times d')}{b \times h + 15 \times (A + A')}$$

$$v' = h - v ; d = 0.9 \times h$$

$$A' = 0 \Rightarrow I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A \times (d - v)^2$$

$$v = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A \times d}{b \times h + 15 \times A}$$



**Fig.V.2.** Section d'un poteau

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

**TableauxV.5.** Vérification des contraintes de compression dans le béton.

Niveau	RDC et 1 <sup>er</sup>	2 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup>	4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup>	6 <sup>ème</sup> et 7 <sup>ème</sup>
Section (cm <sup>2</sup> )	55*55	50*50	45*45	40*40
d (cm)	50	50	45	40
A (cm <sup>2</sup> )	25.13	24.13	18.47	13.57
V (cm)	27.75	27.75	27.32	24.41
V' (cm)	27.25	27.25	22.68	20.59
I <sub>yy</sub> (cm <sup>4</sup> )	983578.23	984852.02	637418.46	407006.445
N <sub>ser</sub> (KN)	-1311.76	-986.701	-650.913	-334.695
M <sub>ser</sub> (KN.m)	3.447	-5.048	3.284	2.979
σ <sub>bc</sub> (MPa)	5.156	4.782	4.0255	2.89
τ <sub>bc</sub> (MPa)	15	15	15	15
observation	Vérifié	Vérifié	Vérifié	Vérifié

Du tableau ci- dessus on remarque que  $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \Rightarrow$  la contrainte de compression dans le béton est vérifiée.

❖ **Vérification aux sollicitations tangentielles :**

$$\bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28} \text{ Telle que :}$$

$$\rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{Si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 & \text{Si } \lambda_g < 5 \end{cases} \quad \text{RPA 99 (Article 7.4.3.2)}$$

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \times d}$$

Les résultats sont illustrés dans le tableau suivant :

Niveau	B (cm <sup>2</sup> )	$\lambda_g$	$\rho_d$	d (cm)	$V_u$ (KN)	$\tau$ MPa	$\bar{\tau}_{adm}$ MPa	observation
RDC et 1 <sup>er</sup>	55*55	5.19	0.075	50	53.964	0.19	1.87	vérifiée
2 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup>	50*50	3.89	0.04	50	32.295	0.16	1	vérifiée
4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup>	45*45	4.28	0.04	45	29.219	0.13	1	vérifiée
6 <sup>ème</sup> et 7 <sup>ème</sup>	40*40	4.76	0.04	40	23.822	0.13	1	vérifiée

**Tableau V.6.** Vérification des contraintes tangentielles dans les poteaux.

Du tableau ci-dessus on remarque que la condition exigée par le **RPA99/2003** sur les Sollicitations tangentielles est vérifiée pour tous les étages.

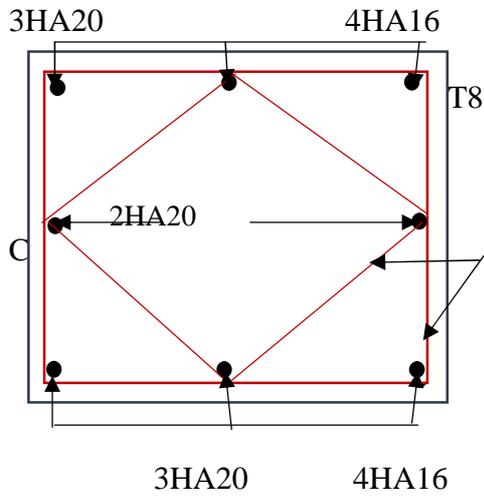
❖ **Vérification de l'effort normal réduit :**

Selon les **RPA** (article.7.1.3.3), il faut vérifier que:

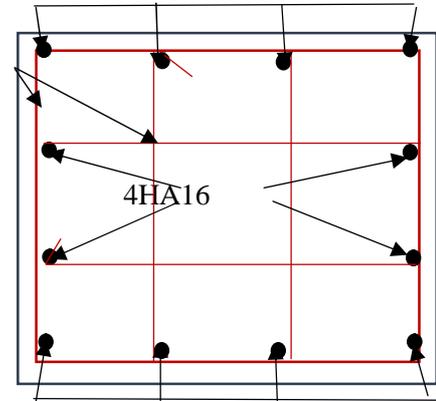
La condition est vérifiée (voir chapitre IV tableau IV.6).

**V.I.5.Schémas de ferrailage des poteaux :**

Les schémas de ferrailage des poteaux sont représentés sur les figures suivant :

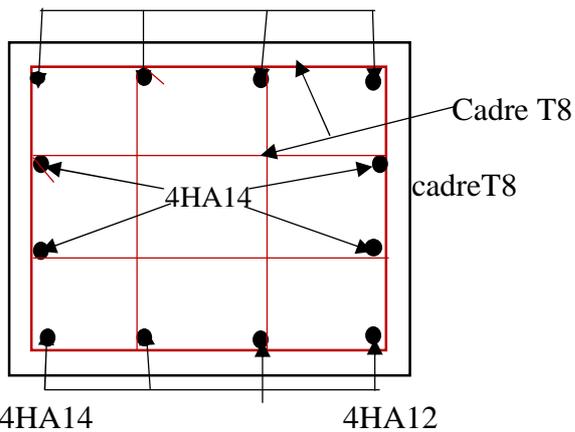


**POT (55\*55)**

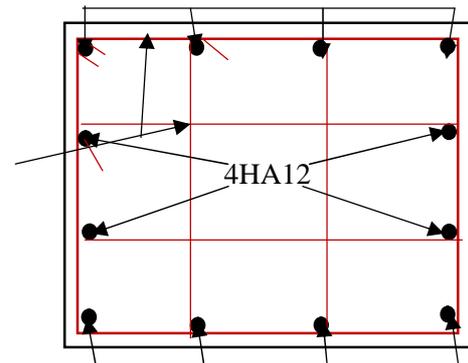


**POT (50\*50)**

4HA14 4HA12



**POT (45\*45)**



**POT (40\*40)**

**Fig. V.3.**Schémas de ferrailage des poteaux

### V.2. Etude des poutres

Les poutres sont étudiées en tenant compte des efforts (M, V), qui sont tirés des combinaisons les plus défavorables exigées par les RPA 99/03 qui sont :

1.35G+1.5Q	} <b>RPA99-2003</b> (Art 7.5.1)
G+Q	
G+Q+Ex	
G+Q+Ey	
0.8G+Ex	
0.8G+Ey	

Les poutres ont pour rôle de la transmission des charges apportées par les planchers aux poteaux. Les efforts normaux dans les poutres seront négligés, elles seront ainsi sollicitées uniquement par des moments fléchissant en travées et en appuis, et par des efforts tranchants, le calcul se fera alors en flexion simple.

On distingue les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles et les poutres secondaires qui assurent le chaînage (disposées parallèlement aux poutrelles).

Pour notre projet on a deux types de poutres à étudier :

- poutres principales (30×40), disposées selon l'axe x-x.
- poutres secondaires (30×35), disposées selon l'axe y-y.

#### V.2.1. Recommandation du RPA 99/V2003 :

##### ❖ Armatures longitudinales: RPA99-2003(Art 7.5.2.1)

-Le pourcentage total minimal des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.

-Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

\* 4% en zone courante.

\* 6% en zone de recouvrement.

-La longueur minimale de recouvrement est de  $40\Phi$  en zone IIa.

-L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué à 90°.

### ❖ Armatures transversales : RPA99/2003(Art 7.5.2.2)

- La quantité d'armatures transversales minimale est donnée par :  $A_t = 0.003 \times St \times b$

Avec :

b : largeur de la poutre.

St : espacement maximum entre les armatures transversales donné comme suit :

\* $St \leq \min (h/4; 12\Phi_{l_{\min}})$  en zone nodale.

\* $St \leq h/2$  en dehors de la zone nodale.

Avec : h : hauteur de la poutre

-  $\Phi_1$  : valeur du plus petit diamètre des armatures longitudinales utilisé et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

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

### V.2.2.Calcul ferrailage

#### -Exemple de calcul :

Prenons comme exemple de calcul, le ferrailage de la poutre principale (elle se calcule comme une section rectangulaire (b x h) car elle participe au contreventement) sollicitée à la flexion simple par :

$M_t = 27.022 \text{ KN.m}$ , telle que :  $M_t$  : moment maximal en travée de la poutre.

$M_a = -32.192 \text{ KN.m}$ , telle que :  $M_a$  : moment maximal aux appuis de la poutre.

#### ➤ Moment en travée

$$\mu_{bu} = \frac{M_A}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{27.022 \times 10^{-3}}{0.30 \times 0.35^2 \times 14.2} = 0.052$$

$$\mu_{bu} = 0.052 \quad \mu_1 < 0.3916 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.066$$

$$z = d (1 - 0.4\alpha) = 0.340 \text{ m} \Rightarrow A = 2.28 \text{ cm}^2$$

## Chapitre V : Calcul des éléments structuraux

$$A_{\min} = 0.5\% \times b \times h = 6 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{\min} > A$$

$$A_s = 3\text{HA}14 + 3\text{HA}10 = 6.98 \text{ cm}^2$$

➤ **Moment en appui**

$$\mu_{bu} = 0.061 \rightarrow \alpha = 0.079 \rightarrow z = 0.338 \text{ m} \rightarrow A = 2.73 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 8 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 3\text{HA}14 + 3\text{HA}10 = 6.98 \text{ cm}^2$$

Les tableaux suivants regroupent le calcul de ferrailage des différentes poutres.

**Tableau.V.7.** Les armatures longitudinales dans les poutres

Section (cm <sup>2</sup> )	V (KN)	M (KN.m)	Localisation	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adop</sub> (cm <sup>2</sup> )	Nombre de barres
PP (40*30)	61.302	-24.668	Appui	2.07	6	6.98	3HA14+3HA10
		19.983	Travée	1.67		6.98	3HA14+3HA10
PS (35*30)	34.913	-15.543	Appui	1.52	5.25	6.03	3HA16
		11.894	Travée	1.15		6.03	3HA16

### V.2.3. Vérifications :

#### À l'ELU

##### 1- Vérification de la contrainte tangentielle maximale :

On vérifie les poutres les plus défavorables de chaque type.

**a-** Pour les poutres principales :

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{\tau}_u = \min(0.13 f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa} \\ \Rightarrow \tau_u \leq \bar{\tau}_u \quad \dots\dots\dots \text{Vérifier} \\ \tau_u = \frac{V_u}{d \times b_0} = \frac{61.302 \times 10^{-3}}{0.35 \times 0.3} = 0.58 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

**b-Pour les poutres secondaires :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{\tau}_u = \min (0.13 f_{c28}; 4\text{MPa}) = 3.25\text{MPa} \\ \Rightarrow \tau_u \leq \bar{\tau}_u \quad \dots\dots\dots \text{Vérifier} \\ \tau_u = \frac{V_u}{d \times b_0} = \frac{34.513 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.3} = 0.38\text{MPa} \end{array} \right.$$

### 2 -Les armatures transversales

#### 2.1-Diamètres des barres :

**a-Poutres principales**

$$\phi \leq \min \left( 1.2; \frac{40}{30}; \frac{30}{10} \right) = \min(1.2; 1.33; 3)$$

Donc on prend  $\phi_t = 10\text{mm} \Rightarrow A_t = 4\text{HA}10 = 3,14\text{cm}^2$  (un cadre et un étrier)

**b-Poutres secondaires**

$$\phi \leq \min \left( 1.2; \frac{35}{30}; \frac{30}{10} \right) = \min(1.2; 1.16; 3)$$

Donc on prend  $\phi_t = 10\text{mm} \Rightarrow A_t = 4\text{HA}10 = 3,14\text{cm}^2$  (un cadre et un étrier)

#### 2.2-Espacement des barres

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

Avec :

$$S_{t1} \leq \min (0.9d ; 40\text{cm})$$

$$S_{t2} \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0}$$

$$S_{t3} \leq A_t \frac{0.8 \times f_e \times A_t}{b_0 (\tau_u - 0.3 f_{t28})}$$

Selon le RPA99/version 2003 :

**Zone nodale :**  $S_t \leq \min \left( \frac{h}{4}; 12\phi_t \right),$

**Zone courante :**  $S_t \leq \frac{h}{2}$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau.V.8.L'**espacement dans les barres

Espacement	Poutres principale	Poutres secondaire
$S_{t1}$ (cm)	30	30
$S_{t2}$ (cm)	78	78
$S_{t3}$ (cm)	125	147
$S_t$	30	30
En zone nodale (cm)	10	10
En zone courant (cm)	20	20

### 3.3- Vérification de la section minimale d'At:

On vérifie que :  $A_{min} = 0.003 \times S_t \times b < A_t$  (calculée)

**a-Poutres principales**

$A_{min} = 0.003 \times 10 \times 30 = 1.8 \text{ cm}^2 < A_t = 6.98 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Vérifier}$

**b-Poutres secondaires**

$A_{min} = 0.003 \times 10 \times 30 = 1.8 \text{ cm}^2 < A_t = 6.03 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Vérifier}$

### 3- Vérification des armatures longitudinales :

#### 3.1-Longueur de recouvrement :

$l_r > 40 \times \phi$

$\phi = 16 \text{ mm} \Rightarrow l_r > 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm}$ , on adopte :  $l_r = 70 \text{ cm}$

$\phi = 14 \text{ mm} \Rightarrow l_r > 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm}$ , on adopte :  $l_r = 60 \text{ cm}$

$\phi = 12 \text{ mm} \Rightarrow l_r > 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm}$ , on adopte :  $l_r = 50 \text{ cm}$

#### 3.2-Cisaillement :

- **Appuis de rive**

$$A_l \geq \frac{1,15 \times V_u}{f_e} \dots \dots \dots (1)$$

- **Appui intermédiaires**

$$A_l \geq \frac{1,15}{f_e} \times [V_u + \frac{M_a}{0,9 \times d}] \dots \dots \dots (2)$$

## Chapitre V : Calcul des éléments structuraux

$$\sigma_s = 1.15, f_e = 400\text{MPa}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau V.9.** Vérification des armatures longitudinales au cisaillement.

Les poutres	$A_l$ (cm <sup>2</sup> )	$M_a$ (KN.m)	V(KN)	$A_p$ interm (cm <sup>2</sup> )	$A_{p\text{rive}}$ (cm <sup>2</sup> )
P.P	6.98	-24.668	61.302	-0.58	2.37
P.S	6.03	-15.543	34.913	-3.44	1.41

**Rq :**  $A_l \geq \frac{1,15}{f_e} \times [V_u + \frac{M_a}{0,9 \times d}] < 0 \Rightarrow$  aucune vérification pour les armatures longitudinales à l'effort tranchant

### À L'ÉL :

#### 1- État limite d'ouverture des fissures :

La fissuration est peu nuisible, donc aucune vérification à faire.

#### 2- État limite de compression du béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15\text{MPa}$$

$$\text{Calcul de } y : \frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A'_s) \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0$$

$$\text{Calcul de } I : I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau. V.10.** Vérification de l'état limite de compression du béton

Les poutres	$M_{ser}$ (KN.m)	Localisation	$I$ (m <sup>4</sup> )	Y(m)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	Vérification
P.P	-24.668	Appui	$7.266 \times 10^{-4}$	0.12	3.85	Vérifier
	19.983	Travée	$7.266 \times 10^{-4}$	0.12	3.24	Vérifier
P.S	-15.543	Appui	$4.618 \times 10^{-4}$	0.10	2.97	Vérifier
	11.854	Travée	$4.618 \times 10^{-4}$	0.10	2.58	Vérifier

**3- État limite de déformation (flèche) :**

Selon le BAEL99, la vérification de la flèche n'est pas indispensable si les trois conditions suivantes sont vérifiées

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right.$$

❖ **Poutre principale (L=4.5m)**

(1):  $\frac{h}{L} = \frac{0.40}{4.5} = 0.088 > \frac{1}{16} = 0,0625 \dots\dots\dots$ condition vérifiée

(2):  $\frac{h}{L} = 0,088 \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{0.75}{10} = 0.075 \dots\dots\dots$ condition vérifiée

(3):  $\frac{A}{b_0 \times d} = \frac{6.98}{30 \times 35} = 0.006 < \frac{4.2}{f_e} = 0,0105 \dots\dots\dots$ condition vérifiée

❖ **Poutres secondaires (L=4.2m)**

, (1):  $\frac{h}{L} = \frac{0.40}{4.2} = 0.09 > \frac{1}{16} = 0,0625 \dots\dots\dots$ condition vérifiée

(2):  $\frac{h}{L} = 0,09 \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{0.75}{10} = 0.075 \dots\dots\dots$ condition vérifiée

(3):  $\frac{A}{b_0 \times d} = \frac{6.03}{30 \times 30} = 0.0061 < \frac{4.2}{f_e} = 0,0105 \dots\dots\dots$ condition vérifiée

❖ **Vérification des zones nodales**

La vérification des zones nodales est l'une des exigences du **RPA 99/03**(Article 7.6.2). Dans le but de permettre la formation des rotules plastiques dans les poutres et non dans les poteaux, la somme des moments résistant ultimes des extrémités des poteaux aboutissant au nœuds est au moins égale, en valeur absolue, à la somme des valeurs absolues

## Chapitre V : Calcul des éléments structuraux

des moments résistants ultimes des extrémités des poutres affectés d'un coefficient de majoration de 1.25.

Ça consiste à vérifier la condition suivante, pour chaque sens d'orientation de l'action sismique.

$$|M_n| + |M_s| \geq 1.25 \times (|M_w| + |M_e|)$$

### - Détermination du moment résistant dans les poteaux :

Le moment résistant  $M_r$  d'une section de béton dépend :

- 1)- Des dimensions de la section du béton.
- 2)- De la quantité d'acier dans la section du béton.
- 3)- De la contrainte limite élastique des aciers.

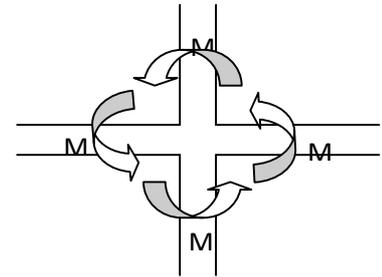
$$\text{Telle que : } M_r = Z \times A_s \times F_{st}$$

$Z=0.9h$  (h : la hauteur totale de la section de béton)

Les résultats de calcul des moments résistance dans les poteaux sont donnés dans les tableaux suivants :

**Tableau. V.11.** Les moment résistance dans les poteaux

Niveau	Section (cm)	Z(m)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$M_R$ (KN.m)
RDC et 1 <sup>er</sup>	55*55	0.50	25.13	502.4
				502.4
2 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup>	50*50	0.45	24.13	434.34
				434.34
4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup>	45*45	0.40	18.47	295.52
				295.52
6 <sup>ème</sup> et 7 <sup>ème</sup>	40*40	0.35	13.57	189.98
				189.98



**Fig.V.4-**Schéma de la Zonenodale

### -Détermination du moment résistance dans les poutres :

## Chapitre V : Calcul des éléments structuraux

Les résultats obtenus sont données dans le tableau ci-dessous :

**Tableau.V.12.**Les moment résistance dans les poutres

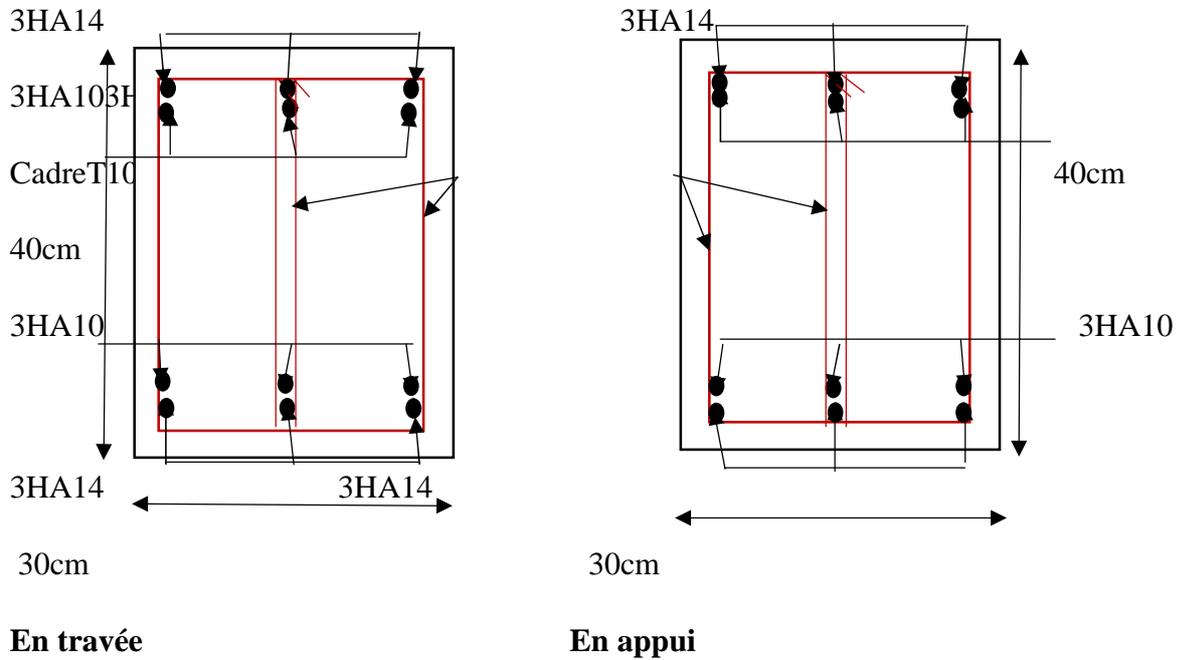
Niveau	Section (cm <sup>2</sup> )	Plan	Z(m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	M <sub>r</sub> (KN.m)
P.P	40*40	X-X	0.36	9.42	118.01
		Y-Y	0.36		118.01
P.S	40*40	X-X	0.36	9.42	118.01
		Y-Y	0.36		118.01

**Tableau V.13.**Vérification des zones nodales à la formation des rotules plastiques.

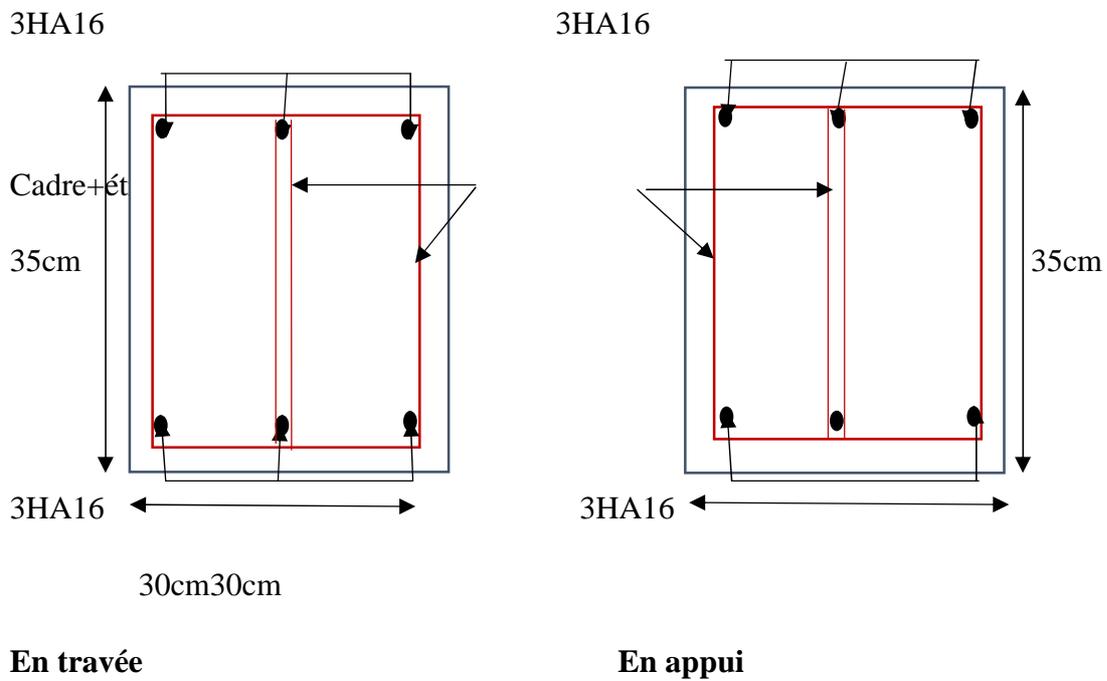
Type	Section (cm <sup>2</sup> )	A (cm <sup>2</sup> )	M <sub>w</sub>	M <sub>e</sub>	1.25 (M <sub>w</sub> +M <sub>e</sub> )
P.P	40*40	9.42	118.01	118.01	295.025
P.S	40*40	9.42	251.44	251.444	628.605

On voit bien que presque tous les moments résistants dans les poteaux sont supérieurs aux moments résistant dans les poutres dans les deux sens donc la formation des rotules plastique sera dans les poutres et non pas dans les poteaux.

**V.I.5. Schémas de ferrailage des poutres :**



**Fig.IV.5.** Schéma de ferrailage des poutres principales (40\*30)



**Fig.IV.6.** Schéma de ferrailage des poutres secondaire (35\*30)

**V.3. Etude des voiles :**

Selon le RPA99/version 2003, chaque structure en béton armé dépassant 4 Niveaux ou 14m de hauteur dans la zone (IIa) doit être contreventée par voile. La solution de contreventement avec voile en béton armé est actuellement très répandue.

### V.3.1. Recommandation des RPA99 V2003 : RPA99/version 2003 (Art7.7.4)

Trois modes d'armatures sont nécessaires pour qu'un voile puisse reprendre tous les efforts qui lui sont appliqués :

armatures verticales ; armatures horizontales ; armatures transversales.

#### ❖ Armatures verticales : RPA99/version 2003 (Art7.7.4.1) »

Elles sont destinées à reprendre les effets de flexion, elles sont disposées en deux nappes parallèles aux faces des voiles. Ces armatures doivent respecter les prescriptions suivantes :

$$A_{\min} = 0.2\% \times L_t \times e$$

$L_t$  : longueur de la zone tendue.

$e$  : épaisseur du voile

-Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile

-A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur  $\frac{l}{10}$

de la longueur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15cm.

Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure.

#### ❖ Les armatures horizontales :

Elles sont destinées à reprendre les efforts tranchants, disposées en deux nappes vers l'extrémité des armatures verticales pour empêcher le flambement et elles doivent être munies de crochets à 135° avec une longueur  $10 \times \phi$

#### ❖ Les armatures transversales :

Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement, elles sont en nombre de quatre épingle par  $1m^2$  au moins.

- ❖ **Les armatures de coutures :** Le long des joints de reprises de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{vj} = 1,1 \times \frac{V}{f_e}; \text{ avec } : V = 1,4V_u$$

- ❖ **Règles communes (armatures verticales et horizontales) : RPA99/version 2003**

(Art7.7.4.3)

- Le pourcentage minimum d'armatures (verticales et horizontales) :

$A_{min} = 0.15\% \times h$ .....dans la section globale de voile.

$A_{min} = 0.10\% \times h$ .....dans la zone courante.

$-\phi_1 \leq \frac{1}{10} \times e$  (Exception faite pour les zones d'about).

- L'espaceur :  $St = \min (1.5e ; 30)$  cm.

- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre épingles par m<sup>2</sup>.

Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

- Longueurs de recouvrement :

\*40φ: Pour les barres situées dans les zones où le renversement de signe des efforts est possible.

\*20φ: Pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge.

### V.3.2. Les sollicitations et ferraillements dans les voiles

#### ➤ Les sollicitations de calcul

Les sollicitations de calcul sont extraites directement du logiciel SAP2000, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

**Vx1 avec L=1m**

**Tableaux. V.14.** Récapitulation des efforts dans le voile Vx1

Niveau	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$		V(KN)
	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N (KN.)	N (KN)	M(KN.m)	
RDC, 1 <sup>er</sup> étage	1601.588	-453.732	-453.732	-1601.588	805.875	-228.811	-16.82
2 <sup>ème</sup> , 3 <sup>ème</sup> étage	1123.99	-808.835	-808.835	1123.99	564.511	-400.033	12.512
4 <sup>ème</sup> , 5 <sup>ème</sup> étage	697.435	-479.600	-479.600	697.435	350.775	-236.956	13.167

## Chapitre V : Calcul des éléments structuraux

étage							
6 <sup>ème</sup> , 7 <sup>ème</sup> étage	299.467	-838.163	-838.163	299.467	-425.096	-838.163	13.766

### Vx2 avec L=1.5m

**Tableau.V.15.** Récapitulation des efforts dans le voile Vx2

Niveau	N <sub>max</sub> → M <sub>cor</sub>		M <sub>max</sub> → N <sub>cor</sub>		N <sub>min</sub> → M <sub>cor</sub>		V(KN)
	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN.m)	M(KN.m)	
RDC, 1 <sup>er</sup> étage	1209.53	1023.77	1023.77	1209.53	721.35	233.23	123.12
2 <sup>ème</sup> , 3 <sup>ème</sup> étage	1056.31	986.66	986.66	1056.31	655.17	24.26	73.54
4 <sup>ème</sup> , 5 <sup>ème</sup> étage	989.36	785.25	785.25	989.36	94.35	785.25	57.42
6 <sup>ème</sup> , 7 <sup>ème</sup> étage	524	12.02	54.64	313.72	54.64	54.64	45.22

### Vx3 avec L=3.2m

**Tableau.V.16.** Récapitulation des efforts dans le voile Vx3

Niveau	N <sub>max</sub> → M <sub>cor</sub>		M <sub>max</sub> → N <sub>cor</sub>		N <sub>min</sub> → M <sub>cor</sub>		V(KN)
	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	N(KN.m)	
RDC, 1 <sup>er</sup> étage	1967.48	1141.78	1141.78	1967.48	-179.02	1102.70	614.90
2 <sup>ème</sup> , 3 <sup>ème</sup> étage	1615.15	940.38	1615.15	940.38	52.75	853.12	544.72
4 <sup>ème</sup> , 5 <sup>ème</sup>	1091.11	624.83	1091.11	624.83	64.69	587.35	415.41

## Chapitre V : Calcul des éléments structuraux

étage							
6 <sup>ème</sup> , 7 <sup>ème</sup> étage	599.60	331.40	331.40	599.60	304.63	331.40	291.88

### Vy1 avec L=1m

**Tableau.V.17.** Récapitulation des efforts dans le voile Vy1

Niveau	N <sub>max</sub> → M <sub>cor</sub>		M <sub>max</sub> → N <sub>cor</sub>		N <sub>min</sub> → M <sub>cor</sub>		V(KN)
	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
RDC, 1 <sup>er</sup> étage	1967.48	1141.78	1141.78	1967.48	-179.02	1102.70	614.90
2 <sup>ème</sup> , 3 <sup>ème</sup> étage	1615.15	940.38	1615.15	940.38	52.75	853.12	544.72
4 <sup>ème</sup> , 5 <sup>ème</sup> étage	1091.11	624.83	1091.11	624.83	64.69	587.35	415.41
6 <sup>ème</sup> , 7 <sup>ème</sup> étage	599.60	331.40	331.40	599.60	48.91	304.63	291.88

### Vy2 avec L=1.5m

**Tableau.V.18.** Récapitulation des efforts dans le voile Vy2

Niveau	N <sub>max</sub> → M <sub>cor</sub>		M <sub>max</sub> → N <sub>cor</sub>		N <sub>min</sub> → M <sub>cor</sub>		V(KN)
	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
RDC, 1 <sup>er</sup> étage	1887.74	1147.781	1147.781	1887.74	977.771	561.374	251.2
2 <sup>ème</sup> , 3 <sup>ème</sup> étage	1414.78	1008.736	1008.736	1414.78	-727.76	483.458	186.02
4 <sup>ème</sup> , 5 <sup>ème</sup> étage	1031.15	909.742	909.742	1031.15	527.165	428.398	106.66
6 <sup>ème</sup> , 7 <sup>ème</sup> étage	599.60	331.40	559.66	331.40	304.63	559.66	25.25

### Calcul du ferrailage

Les tableaux suivants illustrent les résultats de calcul des armatures verticales et horizontales de tous les voiles.

**Tableau. V.20.** Ferrailage du voile Vx1 dans tous les niveaux

Niveau	RDC, 1 <sup>er</sup>	2 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup>	4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup>	6 <sup>ème</sup> et 7 <sup>ème</sup>
Section (cm <sup>2</sup> )	20*100	20*100	20*100	20*100
M(KN.m)	453.732	808.835	479.60	838.1
N(KN)	1601.58	1123.99	697.435	295.467
V (KN)	16.82	12.512	13.167	13.760
$\tau$ (MPa)	1.80	0.39	0.33	0.31
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5
$A_v^{cal}$ /face (cm <sup>2</sup> )	14.74	11	9.60	7.97
$A_v^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	3.75	2.81	2.81	2.81
$A_v^{adop}$ (cm <sup>2</sup> )	16.08	12.32	12.32	9.04
$N^{bre}$ / face	8T16	8T14	8T14	8T12
$S_t$ (cm)	20	20	20	20
$A_h^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	1.53	1.43	0.69	0.44
$A_h^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	0.60	0.60	0.60	0.60
$A_h^{adop}$ (cm <sup>2</sup> )	1.57	1.57	1.57	1.57
$N^{bre}$	2T10	2T10	2T10	2T10
$S_t$ (cm)	20	20	20	20

$\tau \leq \bar{\tau} \Rightarrow$  C'est vérifié, pas de risque de cisaillement

**Tableau. V.21.**Ferrailage du voile Vx2 dans tous les niveaux

Niveau	RDC, 1 <sup>er</sup>	2 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup>	4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup>	6 <sup>ème</sup> et 7 <sup>ème</sup>
Section (cm <sup>2</sup> )	20*150	20*150	20*150	20*150
M(KN.m)	1023.77	986.66	785.25	12.02
N(KN)	1209.53	1056.31	989.36	524
V (KN)	123.12	73.54	57.42	45.22
$\tau$ (MPa)	1.06	0.93	1.02	0.81
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5
$A_v^{cal}$ /face (cm <sup>2</sup> )	28.91	23.85	19.97	14.95
$A_v^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	6.3	4.72	4.72	4.72
$A_v^{adop}$ (cm <sup>2</sup> )	30.32	24.64	21.36	15.36
$N^{bre}$ / face	16T16	16T14	8T14+8T12	8T12+8T10
$S_t$ (cm)	20	20	20	20
$A_h^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	1.56	1.48	1.26	1.26
$A_h^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	0.60	0.60	0.60	0.60
$A_h^{adop}$ (cm <sup>2</sup> )	1.57	1.57	1.57	1.57
$N^{bre}$	2T10	2T10	2T10	2T10
$S_t$ (cm)	20	20	20	20

$\tau \leq \bar{\tau} \Rightarrow$  C'est vérifié, pas de risque de cisaillement

**Tableau. V.22.** Ferrailage du voile Vx1 dans tous les niveaux

Niveau	RDC, 1 <sup>er</sup>	2 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup>	4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup>	6 <sup>ème</sup> et 7 <sup>ème</sup>
Section (cm <sup>2</sup> )	20*320	20*320	20*320	20*320
M(KN.m)	1141.78	940.38	624.83	331.40
N(KN)	1967.48	1615.15	1091.11	599.60
V (KN)	614.90	544.72	415.41	331.40
$\tau$ (MPa)	1.38	1.40	1.06	0.73
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5
$A_v^{cal}$ /face (cm <sup>2</sup> )	38.32	27.41	23.11	17.60
$A_v^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	9.60	9.60	9.60	9.60
$A_v^{adop}$ (cm <sup>2</sup> )	40.20	30.80	26.70	19.20
$N^{bre}$ / face	20T16	20T14	20T12	10T12+10T10
$S_t$ (cm)	20	20	20	20
$A_h^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	1.26	0.87	0.62	0.63
$A_h^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	0.60	0.60	0.60	0.60
$A_h^{adop}$ (cm <sup>2</sup> )	1.57	1.57	1.57	1.57
$N^{bre}$	2T10	2T10	2T10	2T10
$S_t$ (cm)	20	20	20	20

$\tau \leq \bar{\tau} \Rightarrow$  C'est vérifié, pas de risque de cisaillement

**Tableau. V.23.** Ferrailage du voile VY1 dans tous les niveaux

Niveau	RDC et 1 <sup>er</sup>	2 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup>	4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup>	6 <sup>ème</sup> et 7 <sup>ème</sup>
Section (cm <sup>2</sup> )	20*100	20*100	20*100	20*100
M(KN.m)	1141.78	940.38	624.83	331.40
N(KN)	1967.48	1615.15	1091.11	599.60
V (KN)	614.90	544.72	415.41	291.88
$\tau$ (MPa)	1.025	1.364	1.024	2.360
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5
$A_v^{cal}$ /face (cm <sup>2</sup> )	17.39	11.13	6.56	3.91
$A_v^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	3	3	3	3
$A_v^{adop}$ (cm <sup>2</sup> )	19.20	11.31	6.79	4.71
$N^{bre}$ / face	10T12+10T10	10T12	6T12	6T10
$S_t$ (cm)	20	20	20	20
$A_h^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	1.03	1.01	0.36	0.23
$A_h^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	0.60	0.60	0.60	0.60
$A_h^{adop}$ (cm <sup>2</sup> )	1.57	1.57	1.57	1.57
$N^{bre}$	2T10	2T10	2T10	2T10
$S_t$ (cm)	20	20	20	20

$\tau \leq \bar{\tau} \Rightarrow$  C'est vérifié, pas de risque de cisaillement

**Tableau. V.24.**Ferrailage du voile Vy2 dans tous les niveaux

Niveau	RDC, Etage 1	Etage2 et 3	Etage 4 et 5	Etage 6 et 7
Section (cm <sup>2</sup> )	20*150	20*150	20*150	20*150
M(KN.m)	1147.781	1008.736	909.742	331.40
N(KN)	1887.742	1414.78	1031.15	599.60
V (KN)	251.20	186.02	106.66	25.25
$\tau$ (MPa)	1.23	1.03	1.02	0.062
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5
$A_v^{cal}$ /face (cm <sup>2</sup> )	20.05	13.49	11.04	7.88
$A_v^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	4.5	4.5	4.5	4.5
$A_v^{adop}$ (cm <sup>2</sup> )	21.56	15.82	11.06	11.06
$N^{bre}$ / face	14T14	14T12	14T10	14T10
$S_t$ (cm)	20	20	20	20
$A_h^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	1.52	1.023	1.26	0.36
$A_h^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	0.60	0.60	0.60	0.60
$A_h^{adop}$ (cm <sup>2</sup> )	1.57	1.57	1.57	1.57
$N^{bre}$	2T10	2T10	2T10	2T10
$S_t$ (cm)	20	20	20	20

$\tau \leq \bar{\tau} \Rightarrow$  C'est vérifié, pas de risque de cisaillement.

### V.3.4. Schéma de ferrailage :

Exemple : Voile Vx1 : L=1m, e=0.20m (Voile en niveau RDC)

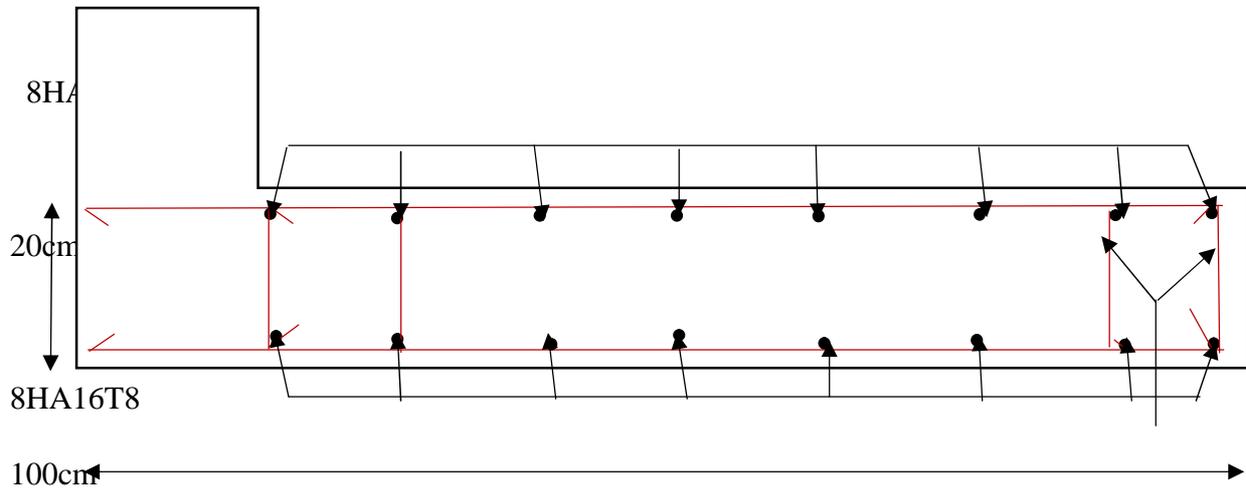


Fig.V.6. Schéma de ferrailage de voile Vx1 (RDC)

### Conclusion

Les éléments principaux jouent un rôle capital dans la résistance et la transmission des sollicitations. Ils doivent donc être correctement dimensionnés et bien armés.

Le ferrailage des éléments structuraux doit impérativement répondre aux exigences du **RPA** qui prend en considération la totalité de la charge d'exploitation ainsi que la charge sismique. Outre la résistance, l'économie est un facteur très important qu'on peut concrétiser en jouant sur le choix de la section du béton et l'acier dans les éléments de résistance de l'ouvrage, tout en respectant les sections minimales requises par le règlement en vigueur. Il est à noter que le ferrailage minimum du **RPA** est souvent plus important que celui obtenu par le calcul. On en déduit que le **RPA** est souvent plus important que celui obtenu par le calcul. On en déduit que le **RPA** favorise la sécurité avant l'économie.

### Introduction

L'infrastructure est l'ensemble des éléments, qui ont pour objectif le support des charges de la superstructure et les transmettre au sol, cette transmission peut être directe (semelles posées directement sur le sol  $\Rightarrow$  fondations superficielles) ou indirecte (semelles sur pieux  $\Rightarrow$  fondations profondes) et cela de façon à limiter les tassements différentiels et les déplacements sous l'action des forces horizontales.

Elle constitue donc la partie essentielle de l'ouvrage, puisque de sa bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

### VI.1 Choix de type des fondations :

Le choix de type des fondations dépend essentiellement des facteurs suivants :

- La capacité portante du sol d'assise.
- L'importance de l'ouvrage.
- La distance entre axes des poteaux.
- La profondeur de bon sol.

Selon le rapport du sol, le terrain présente une capacité moyenne dans les cinq premiers mètres. Le type de fondations suggéré est superficiel, ancrées à 1 m, du niveau de base, et un taux de travail de 2.342bars.

D'après le **RPA 99 (article 10.1.4.1)**, les fondations superficielles sont calculées selon les combinaisons d'action suivantes :

$$G+Q+E$$

$$0.8G+E$$

#### VI.2.1) Semelle isolée

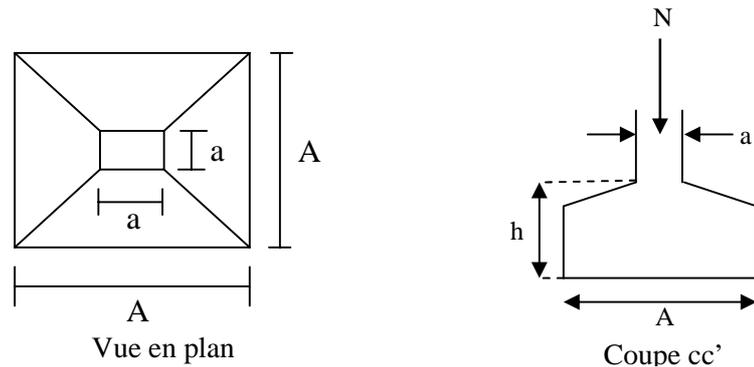
La vérification à faire est :  $\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol}$

Le poteau le plus sollicité est un poteau rectangulaire de section (a×b), pour cela on opte pour une semelle rectangulaire de section (A×B).

Soit :

N : effort normal transmis par la semelle au sol.

Le poteau le plus sollicité dans notre structure donne un effort normal de l'ordre : 22196.165KN



**Figure VII.1** : Schéma d'une semelle isolée

$$\Rightarrow \frac{N}{S} \leq \overline{\sigma_{sol}} \Rightarrow A * B \geq \frac{N}{\overline{\sigma_{sol}}}, \text{ on a : } \frac{a}{A} = \frac{b}{B} \text{ (Semelle et p\^oteau homodh\^etiques)} \Rightarrow B = \sqrt{\frac{b * N}{a * \overline{\sigma_{sol}}}}$$

$B \geq \sqrt{\frac{2451.81}{234.2}} = 3.23\text{m} \Rightarrow$  D'après le résultat on remarque qu'il y aura chevauchement entre les semelles, car la plus grande distance entre axes des poteaux dans le sens xx' est de 4.2m, donc le choix des semelles isolées dans ce cas est à exclure.

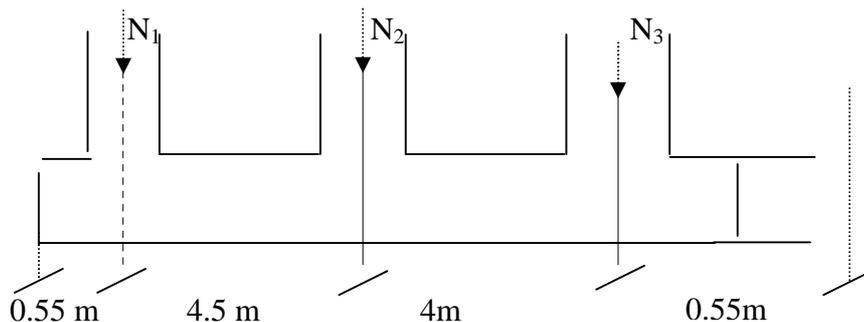
### VI.2.2. Semelles filantes :

#### VI.2.2.1 : Dimensionnement :

Choisissons une semelle filante, de largeur B de longueur L située sous un portique formé de trois poteaux (le portique le plus sollicité).

On doit vérifier :

$$\overline{\sigma_{sol}} \geq \frac{N}{S} = \frac{N}{B * L} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\overline{\sigma_{sol}} * L}$$



**Fig. VII.2.** Longueur des semelles filantes.

**A) Calcul de la largeur de la semelle :**

$$N_1=1556.1\text{KN} ; N_2=1747.605\text{KN} ; N_3=2451.814\text{KN}$$

$$R=\Sigma N_i=5755.514\text{KN}$$

$$L=0.55+0.55+8.8=9.9\text{m}$$

$$B \geq \frac{N}{\sigma_{sol} \times L} = \frac{5755.514}{234.2 \times 9.9} = 2.48\text{m} \Rightarrow B=3\text{m}$$

**B) Calcul de la hauteur de la semelle**

$$h \geq \frac{B-b}{4} + 5\text{cm} \Rightarrow h \geq \frac{2.5-0.55}{4} + 5\text{cm} \Rightarrow h \geq 61.25\text{cm}$$

On opte pour  $h=62\text{cm}$

**VI.2.2.2. Vérification**

**A) Vérification au poinçonnement :**

$$N \leq Q = 0.045 \times \mu_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{CB (article A.5.2.4.2)}$$

$$\mu_c = [a + b + 2 \times h] \times 2 \Rightarrow \mu_c = [0.55 + 0.55 + 2 \times 0.62] \times 2 \Rightarrow \mu_c = 4.7\text{m}$$

$$N \leq 0.045 \times 4.7 \times 0.62 \times \frac{25}{1.5} = 2185.5\text{KN} \Rightarrow N=2451.814\text{KN} > Q=2185.5\text{KN}$$

$\Rightarrow$  Donc on doit augmenter la hauteur de la semelle.

$$h=70\text{cm} \text{ donc } \Rightarrow Q=0.045 \times 5 \times 0.70 \times 16.66 \Rightarrow Q=2623.95\text{KN}$$

$N=2451.814 < Q=2623.95\text{KN}$ .....La condition est vérifiée

**B) Vérification de la contrainte du sol :**

Cette vérification consiste à satisfaire la condition suivante dans le sens longitudinal et transversal.

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} < \sigma_{sol}$$

$$\sigma_{x,y} = \frac{N}{S} \pm \frac{M_{x,y}}{I_{x,y}} (x_G, y_G)$$

$$I_x = 1141.5\text{m}^4, \text{ et } X_G = 10.05\text{m}.$$

$$I_y = 5955.1\text{m}^4, \text{ et } Y_G = 4.4\text{m}.$$

Avec :

$\sigma_{max}$  et  $\sigma_{min}$  : contrainte maximal et minimal dans les deux extrémités du radier.

N : l'effort normal dû aux charges verticales.

$M_{x,y}$  : Moments sismiques à la base.

➤ Sens X-X :

$$N=5755.514\text{KN} ; M_x=2165.851\text{KN.m}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{N_u}{S} + \frac{M_y}{I_y} \times X_g = \frac{5755.514}{29.7} + \frac{2165.851}{1141.5} \times 4.4 = 0.202\text{MPa.}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N_u}{S} - \frac{M_y}{I_y} \times X_g = \frac{5755.514}{29.7} - \frac{2165.851}{1141.5} \times 4.4 = 0.185\text{MPa.}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 0.197\text{MPa} < \sigma_{\text{sol}} = 0.234\text{MPa} \dots\dots\dots\text{Vérifiée}$$

➤ Sens Y-Y :

$$N=5755.51\text{KN} ; M_y=3114.649\text{KN.m}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{N_u}{S} + \frac{M_y}{I_y} \times X_g = \frac{5755.51}{29.7} + \frac{3114.649}{5955.120} \times 10.05 = 0.199\text{MPa.}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N_u}{S} - \frac{M_y}{I_y} \times X_g = \frac{5755.51}{29.7} - \frac{3114.649}{5955.120} \times 10.05 = 0.188\text{MPa.}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 0.196\text{MPa} < \sigma_{\text{sol}} = 0.234\text{MPa} \dots\dots\dots\text{Vérifié}$$

### C) Vérification de la stabilité au renversement :

Selon le **RPA99/2003 (article 10.1.5)** on doit vérifier que :  $e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$

Dans le sens X-X  $e = \frac{2165.851}{5755.51} \leq \frac{3}{4} \Rightarrow 0.37\text{m} < 0.750\text{m} \dots\dots\text{Vérifiée.}$

Dans le sens Y-Y  $e = \frac{3114.649}{5755.51} \leq \frac{9.9}{4} \Rightarrow 0.541\text{m} < 2.475\text{m} \dots\dots\text{Vérifiée.}$

Donc il n'y a pas risque de renversement

#### VI.2.2.3. Ferrailage :

**a-** Les armateurs principales:

$$A_{s/B} = \frac{N \times (B-b)}{8 \times d \times \sigma_s} = \frac{5.755 \times (3-0.55)}{8 \times 0.67 \times 400} = 65.76\text{cm}^2$$

**b-** Les armateurs secondaires :

Puisque il existe une poutre de rigidité dans ce sens qui reprend les différents  $N_i$  donc on met seulement des aciers de construction.

$$A_r = \frac{A_s}{3} = 21.92\text{cm}^2$$

Soit  $\left\{ \begin{array}{l} S_{//B} : 14HA20+14HA16=72.13\text{cm}^2 \Rightarrow e=25\text{cm} \\ S_{//L} : 12HA16=24.13\text{cm}^2 \Rightarrow e=20\text{cm} \end{array} \right.$

### VI.2.2.4. Calcul de la poutre de rigidité :

#### A) Dimensionnement :

$$L=4.5\text{m} \Rightarrow \frac{L}{9} \leq h_{\text{poutre}} \leq \frac{L}{6} \Rightarrow 50\text{cm} \leq h_{\text{poutre}} \leq 75\text{cm}$$

Avec : L : entre-axe max entre deux poteaux on prend **h=65cm**

Donc on a **h=65cm ; b=60cm**

#### B) Calcul de chargement sur la poutre de rigidité :

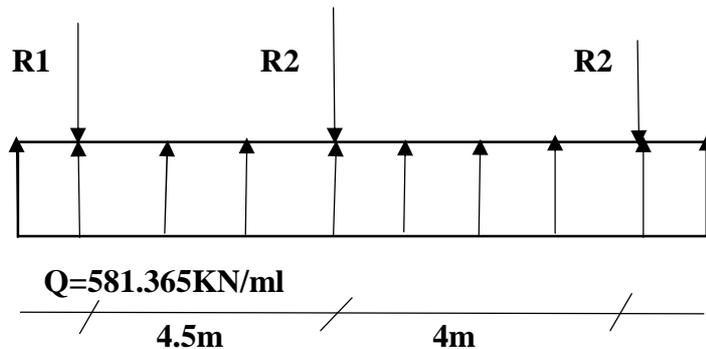


Fig. VI.3 : Schéma statique de la poutre de rigidité.

$$q_u = \frac{\sum N_u}{9.9} = \frac{5755.514}{9.9} = 581.365 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = \frac{\sum N_s}{9.9} = \frac{4208.766}{9.9} = 425.127 \text{ KN/ml}$$

La poutre de rigidité est calculée comme une poutre continue renversée. Les sollicitations maximales sont calculées par la méthode de Caquot. Le ferrailage se fait à la flexion simple. Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau. VI.1. Ferrailage de la poutre de rigidité.

		M(KN.m)	$A_{\text{calc}}(\text{cm}^2)$	$A_{\text{min}}(\text{cm}^2)$	$A_{\text{adop}}(\text{cm}^2)$
Sens X-X	Travée	368.036	36.430	4.34	3HA32+3HA25=38.86
	Appui	-289.002	29.06	4.34	6HA25=29.45

### C) Vérification :

#### ❖ Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier que:  $\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{96.564 \times 10^{-3}}{0.6 \times 0.6} = 0.268 MPa \leq \bar{\tau}_u = 2.5 MPa \dots \dots \dots \text{Vérifier}$$

#### ❖ Vérification des contraintes :

- Etat limite de compression du béton

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_{adm} = 0.6 \times f_{c28} = 15 MPa.$$

- Les contraintes dans l'acier

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min(2/3 f_e, 110 \sqrt{\eta f_{tj}}) = 201.6 MPa$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant:

**Tbleau.VI.2.** Vérification des contraintes dans l'acier et dans le béton.

Sens	M <sub>ser</sub> (KN.m)	Y(m)	I (m <sup>4</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>bc</sub> <sup>-</sup> (MPa)	σ <sub>s</sub> (MPa)	σ <sub>s</sub> <sup>-</sup> (MPa)
Travée	278.023	0.24	9.213 × 10 <sup>-3</sup>	7.24	15	162.957	201.6
Appui	-223.452	0.26	15.50 × 10 <sup>-3</sup>	3.74	15	73.52	201.6

#### VI.2.2.4.1. Armatures transversales :

$$\phi \leq \min\left(\frac{h}{30}; \frac{b}{10}; \phi_t\right)$$

$$\Rightarrow \phi_t \leq 16mm ; \text{ soit } \phi_t = 8mm$$

#### VI.2.2.4.2. Espacement des aciers transversaux :

Soit  $A_t = 4HA10 = 3,14 \text{ cm}^2$

$$1) S_t \leq \min(0.9d; 40cm) \Rightarrow S_t \leq \min(0.54 ; 40) \Rightarrow S_t \leq 40cm$$

$$2) S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b} = \frac{3,14 \times 10^{-4} \times 400}{0.4 \times 0.6} = 52.33cm$$

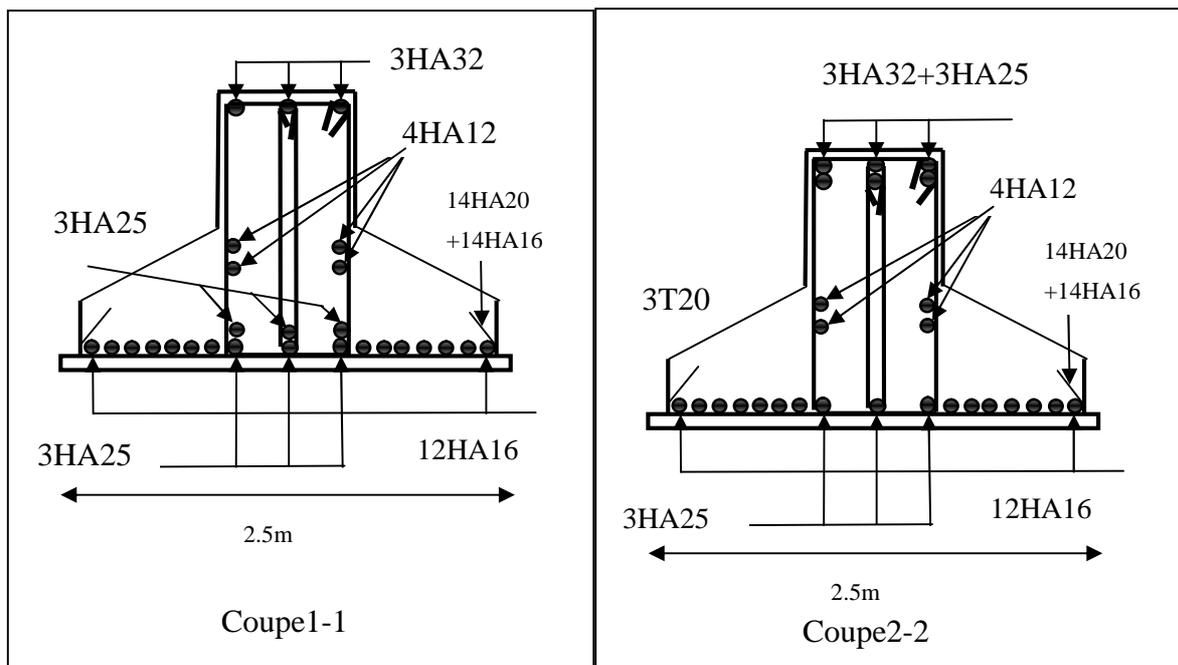
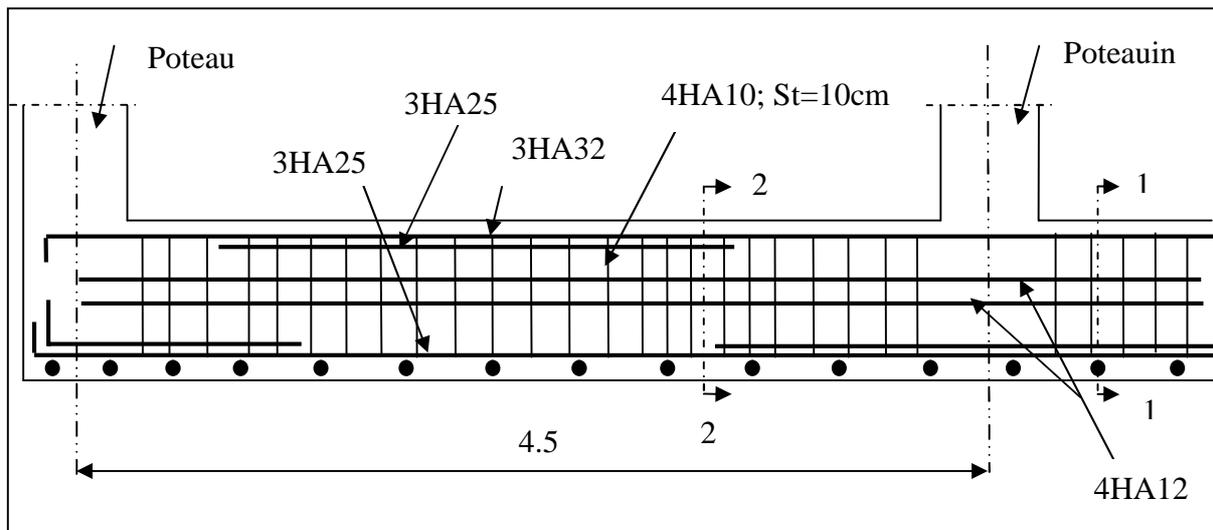
$$3) S_t \leq \frac{0.8 \times A_t \times f_e}{b \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})} = \frac{0.8 \times 3.14 \times 10^{-4} \times 400}{0.5 \times (0.24 - 0.3 \times 2.1)} = 15.02 \text{ cm}$$

Soit  $S_t = 10 \text{ cm}$

### VI.2.2.5. Armature de peau :

Comme la poutre a une hauteur de 65cm le **BAEL** préconise de mettre des armatures de peau de section  $A_p = 3 \text{ cm}^2/\text{ml}$  de hauteur, comme  $h = 65 \text{ cm}$  donc :  $A_p = 3 \times 0.65 = 1.95 \text{ cm}^2/\text{fac}$

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



**Figure VI.4.** Schémas de ferrailage de la semelle filante.

## Conclusion Générale

Dans le cadre de ce modeste travail, on a pu prendre connaissances des principales étapes à mener lors de l'étude d'un projet de construction, et on a pu aussi débiter avec le logiciel SAP2000version 14

Cette étude nous a permis d'enrichir les connaissances requises le long de notre cursus, et d'en faire un certain nombre de conclusions. Parmi celles-ci, on a pu retenir ce qui suit :

1. La modélisation doit, autant que possible englober tous les éléments de la structure secondaires ou structuraux, ceci permet d'avoir un comportement proche du réel ;
2. La bonne disposition des voiles, joue un rôle important sur la vérification de la période, ainsi que sur la justification de l'interaction "voiles-portiques" ;
3. Si la justification de l'interaction et de la période de vibration de la structure simultanément sont satisfaites, donc le facteur économique est respecté ;
4. Dans le cas ultime où la période de vibration n'est pas vérifiée, on peut remédier à ce problème par la disposition des voiles au niveau des façades ;
5. L'existence des voiles dans la structure a permis la réduction des efforts internes de flexion et de cisaillement au niveau des poteaux des portiques, ceci a donné lieu à des sections de poteaux soumises à des moments relativement faibles, donc le ferrailage avec le minimum du RPA s'est imposé.

## ***Bibliographie***

- ✓ Règles de conception et de calcul des structures en béton armé(CBA93).
- ✓ Règles technique de conception et de calcul des ouvrages et construction en béton suivant la méthode des états limites (B.A.E.L 91)
- ✓ Règles Parasismiques Algériennes (RPA99/version 2003).
- ✓ Document technique réglementaire (D. T. R) charges et surcharges d'exploitations

Autres document consultés :

- Cahier de cours de cursus.
- Mémoires de fin d'études.

**Logiciel utilisés :**

- SAP2000
- SOCOTEC
- AUTOCAD

## ANNEXE II

### DALLES RECTANGULAIRES UNIFORMÉMENT CHARGÉES ARTICULÉES SUR LEUR CONTOUR

$\alpha = \frac{l_x}{l_y}$	ELU $v = 0$		ELS $v = 0.2$		$\alpha = \frac{l_x}{l_y}$	ELU $v = 0$		ELS $v = 0.2$	
	$\mu_x$	$\mu_y$	$\mu_x$	$\mu_y$		$\mu_x$	$\mu_y$	$\mu_x$	$\mu_y$
0.40	0.1101	0.2500	0.1121	0.2854	0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924	0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000	0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077	0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155	0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6647
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234	0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319	0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402	0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491	0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580	0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671	0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758	0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853	0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949	0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050	0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150	0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7933
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254	0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357	0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4462	0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565	0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672	0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781	0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892	0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004	0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117	0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235	0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351	0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469	0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584	0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704	1.00	0.0368	1.0000	0.0441	1.0000
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817					

## ANNEXE III

TAB. 6.4 – Valeurs de  $M_1$  ( $M_2$ ) pour  $\rho = 1$

$U/l_x$	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
$V/l_y$											
0.0	/	0.224	0.169	0.14	0.119	0.105	0.093	0.083	0.074	0.067	0.059
0.1	0.3	0.21	0.167	0.138	0.118	0.103	0.092	0.082	0.074	0.066	0.059
0.2	0.245	0.197	0.16	0.135	0.116	0.102	0.09	0.081	0.073	0.064	0.058
0.3	0.213	0.179	0.151	0.129	0.112	0.098	0.088	0.078	0.071	0.063	0.057
0.4	0.192	0.165	0.141	0.123	0.107	0.095	0.085	0.076	0.068	0.061	0.056
0.5	0.175	0.152	0.131	0.115	0.1	0.09	0.081	0.073	0.066	0.058	0.053
0.6	0.16	0.14	0.122	0.107	0.094	0.085	0.076	0.068	0.062	0.054	0.049
0.7	0.147	0.128	0.113	0.099	0.088	0.079	0.072	0.064	0.057	0.051	0.047
0.8	0.133	0.117	0.103	0.092	0.082	0.074	0.066	0.059	0.053	0.047	0.044
0.9	0.121	0.107	0.094	0.084	0.075	0.068	0.061	0.055	0.049	0.044	0.04
1.0	0.11	0.097	0.085	0.077	0.069	0.063	0.057	0.05	0.047	0.041	0.03

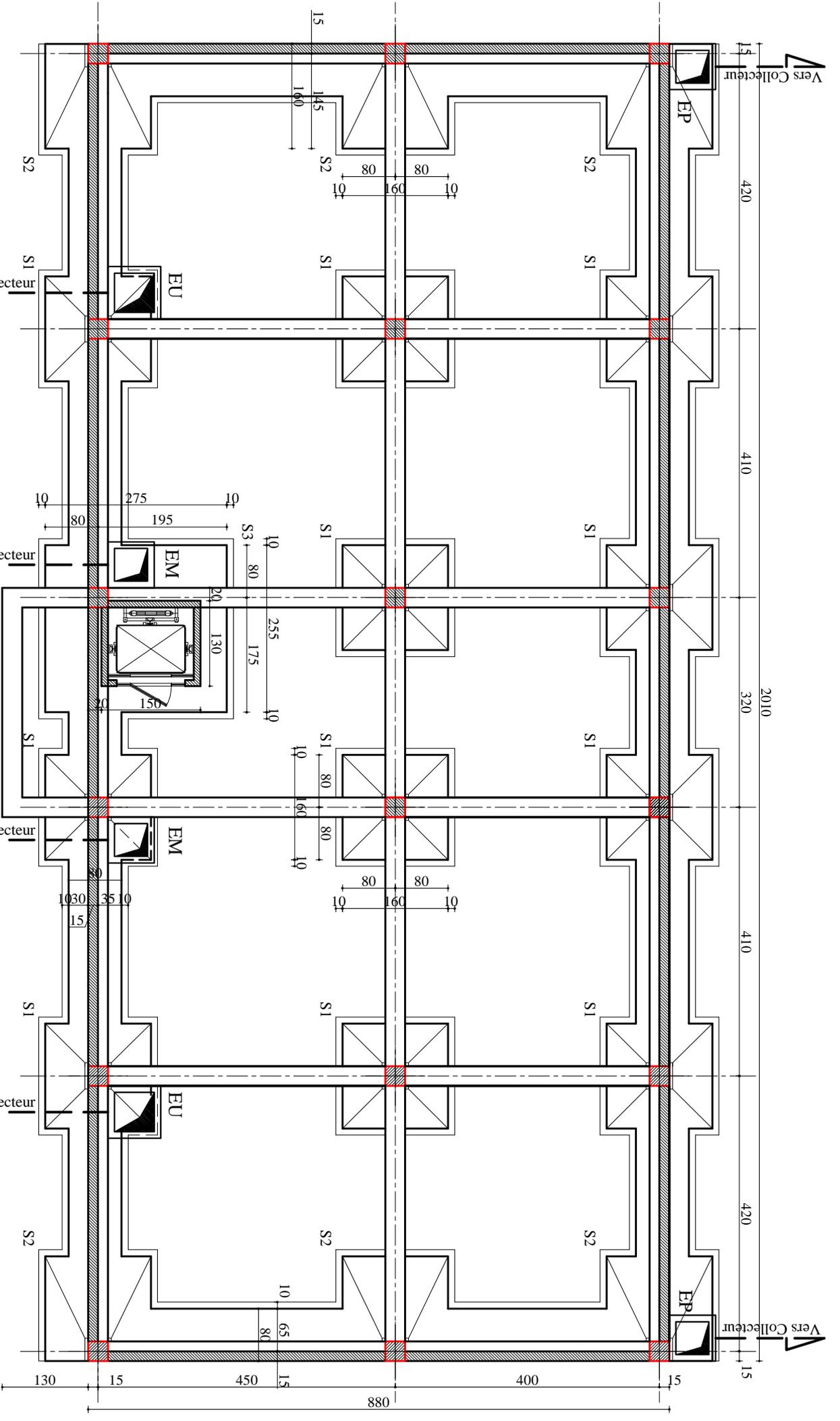
NOTA : Pour avoir les valeurs de  $M_2$  ; il suffit de permuter U et V.

## ANNEXEIV

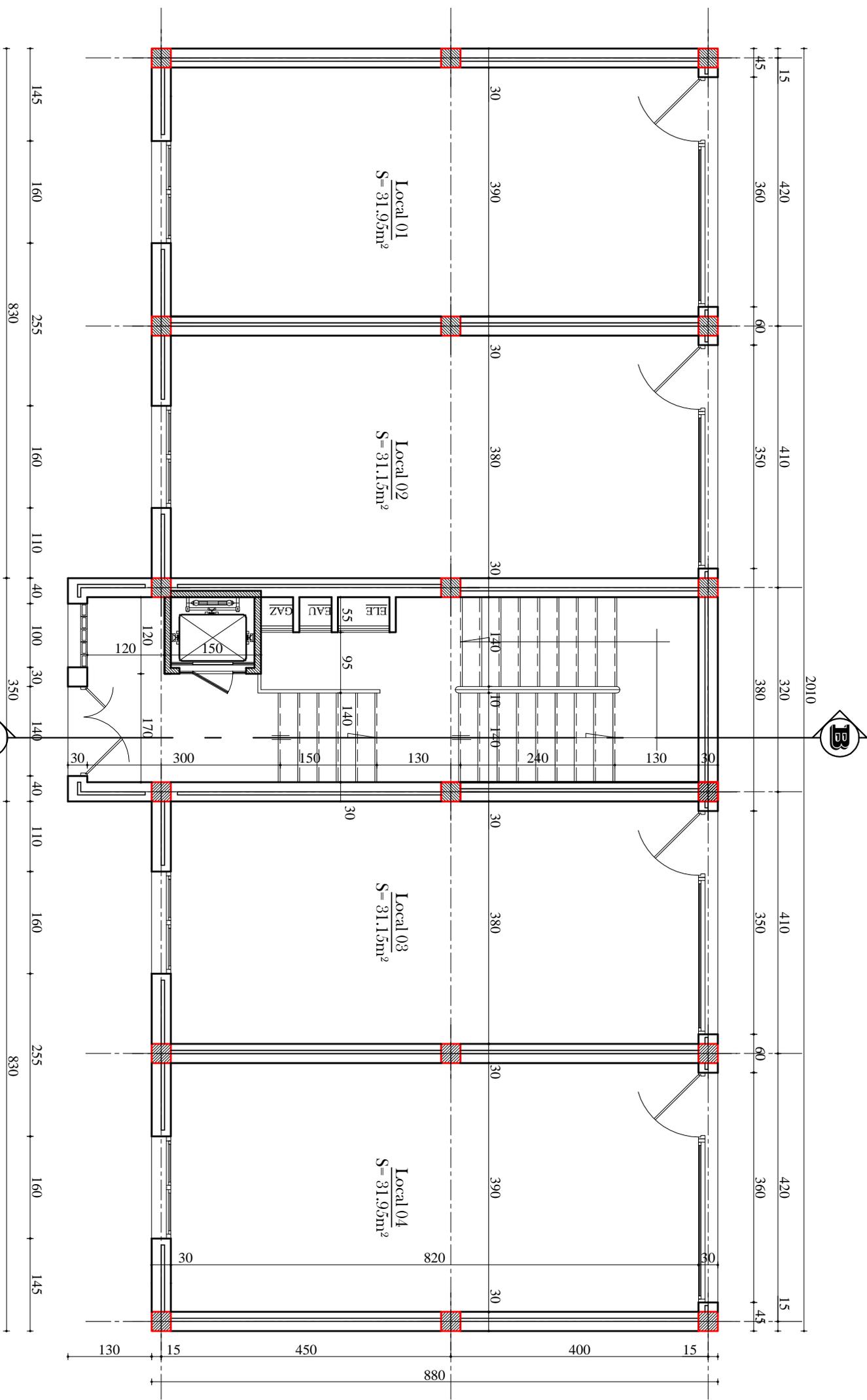
### SECTIONS RÉELLES D'ARMATURES

Section en  $cm^2$  de N armatures de diamètre  $\phi$  en mm.

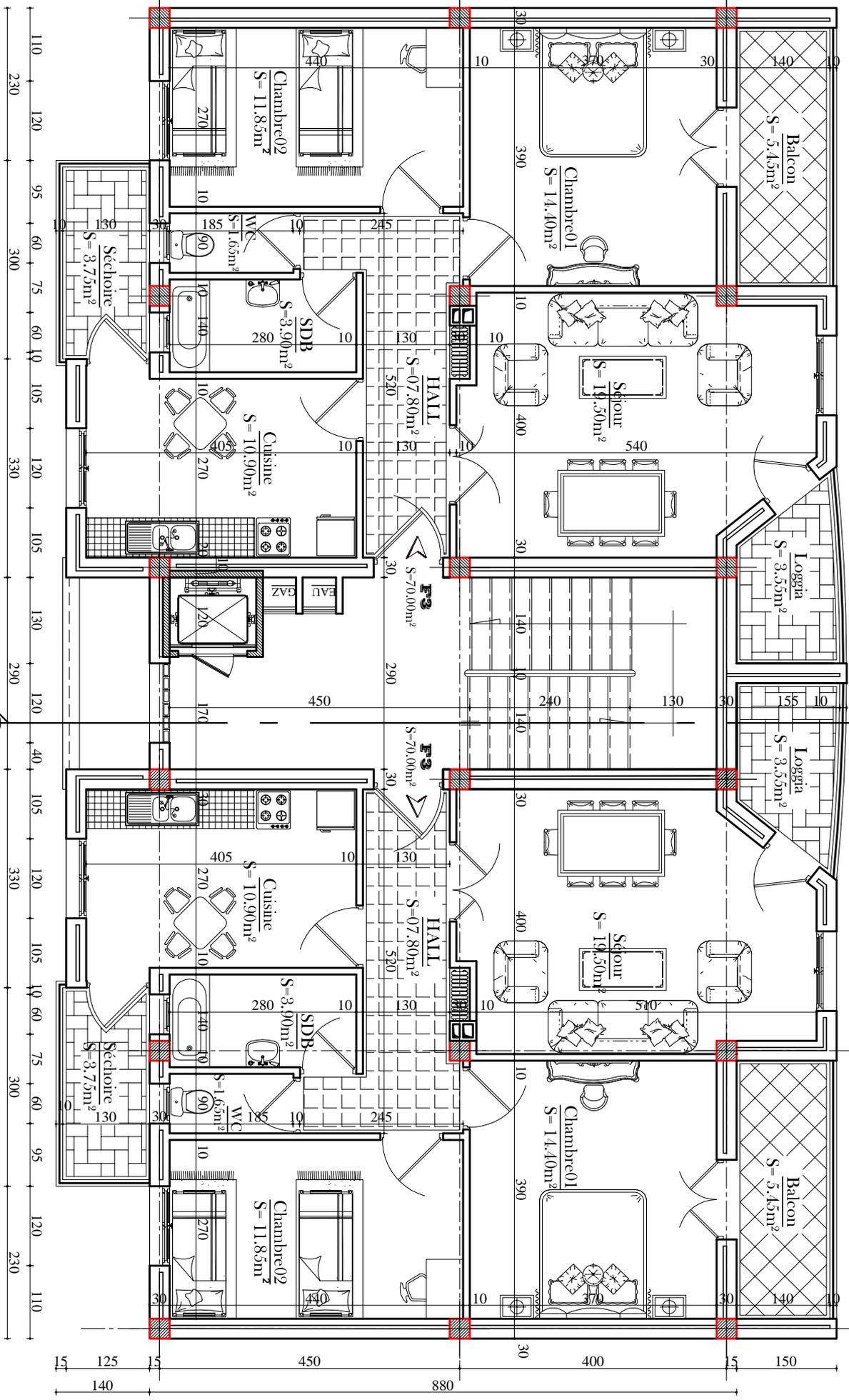
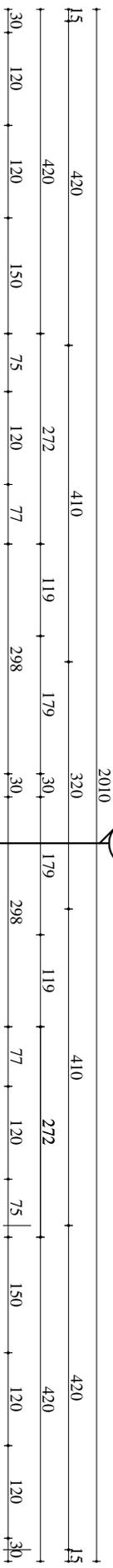
$\phi$ :	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.42	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.8
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.70	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.5
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.2
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33



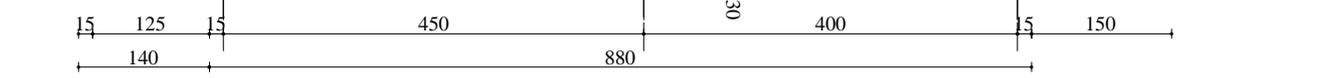
*Plan de Fondations*

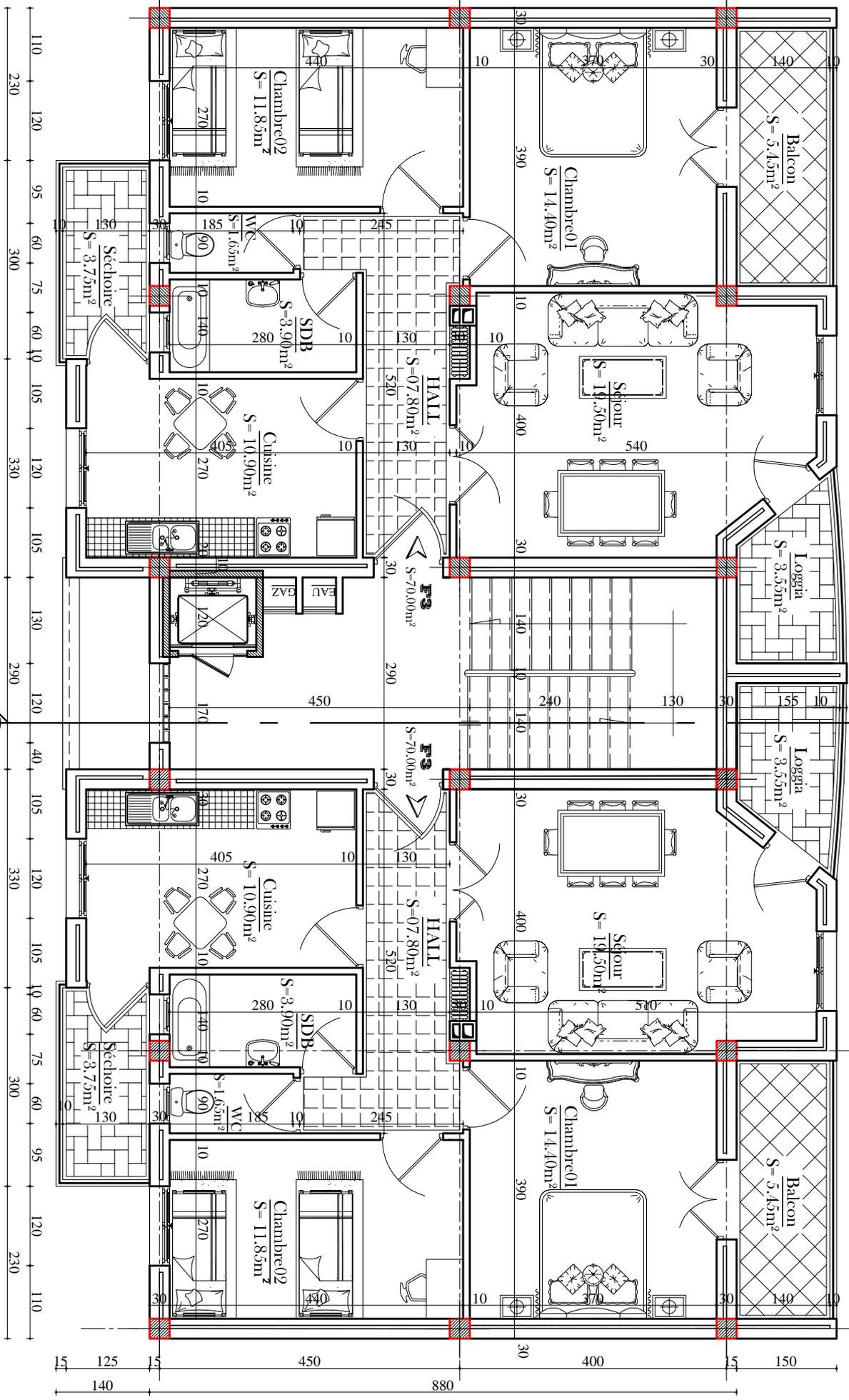
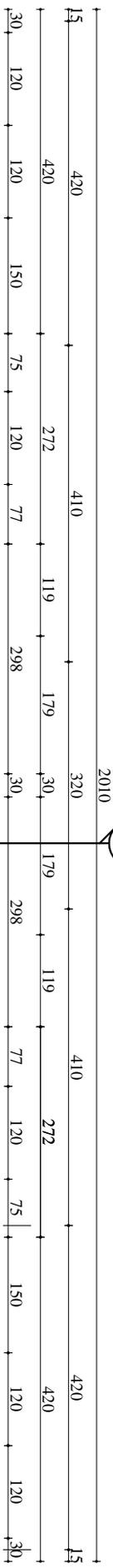


*Plan Rez de Chaussée*

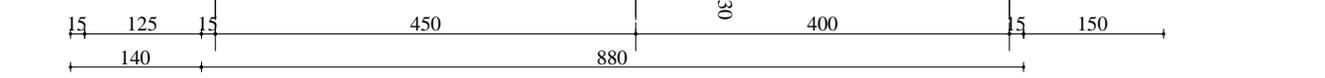


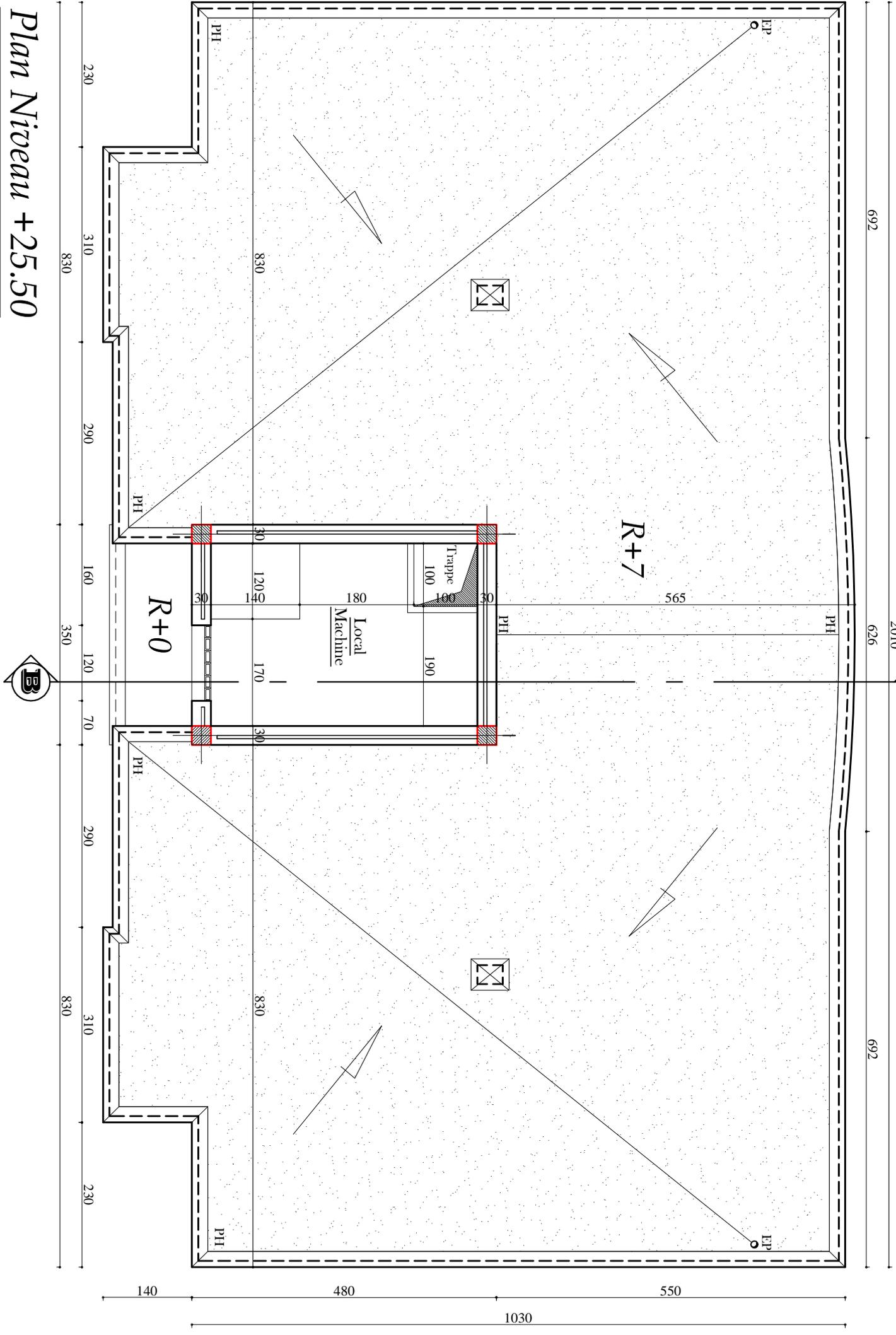
*Plan Etage Courant*





*Plan Etage Courant*

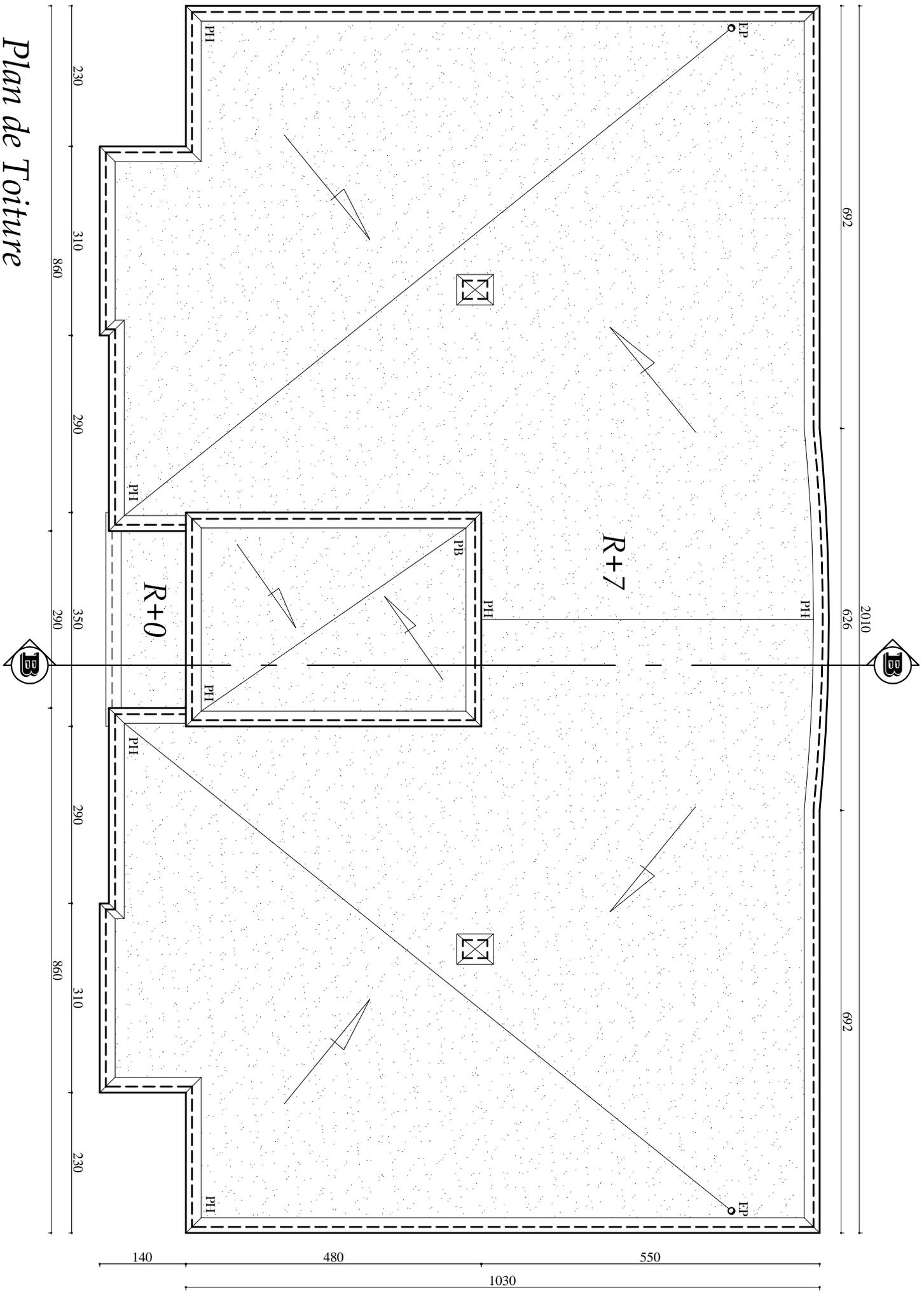




Plan Niveau +25.50



# Plan de Toiture

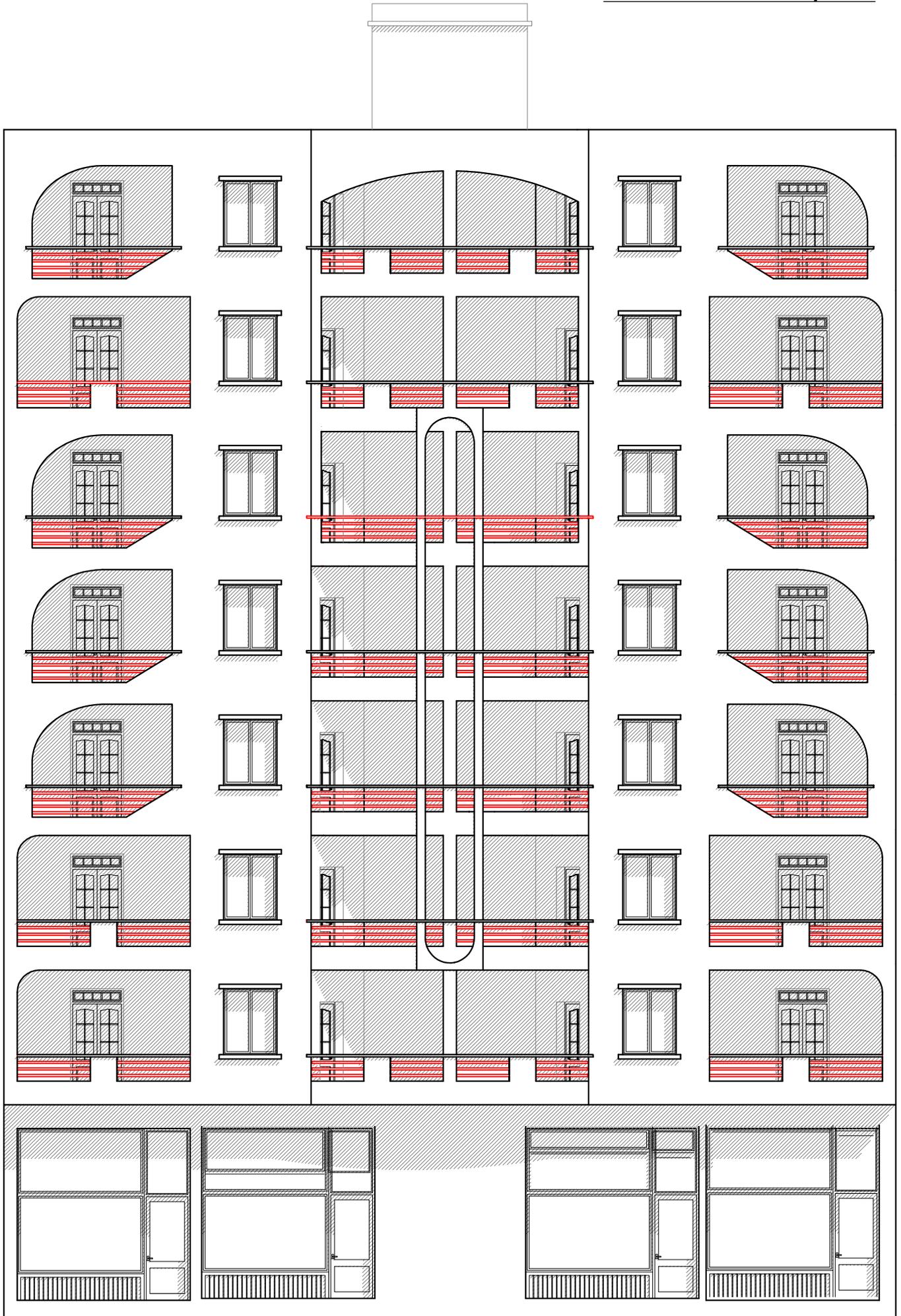


230 310 860 290 350 290 290 860 310 230

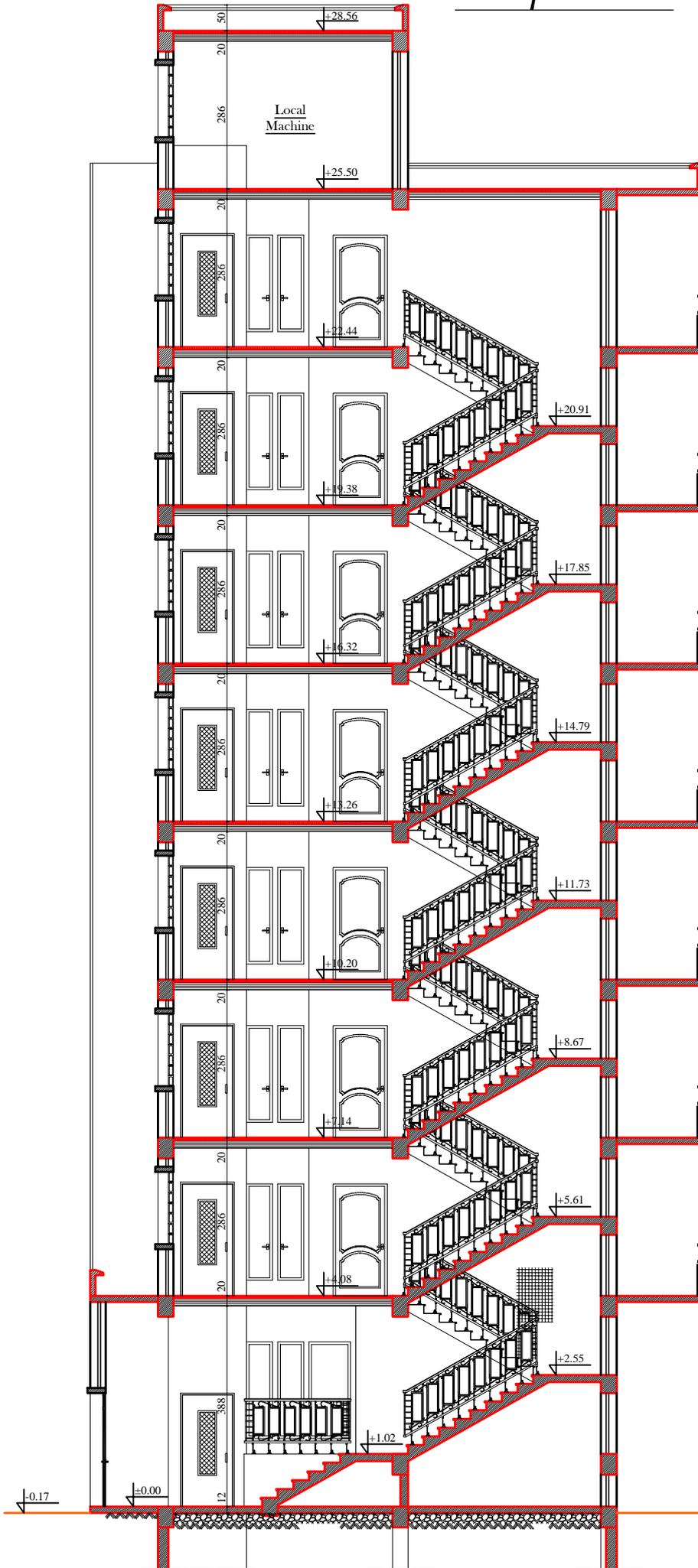
140 480 550 1030

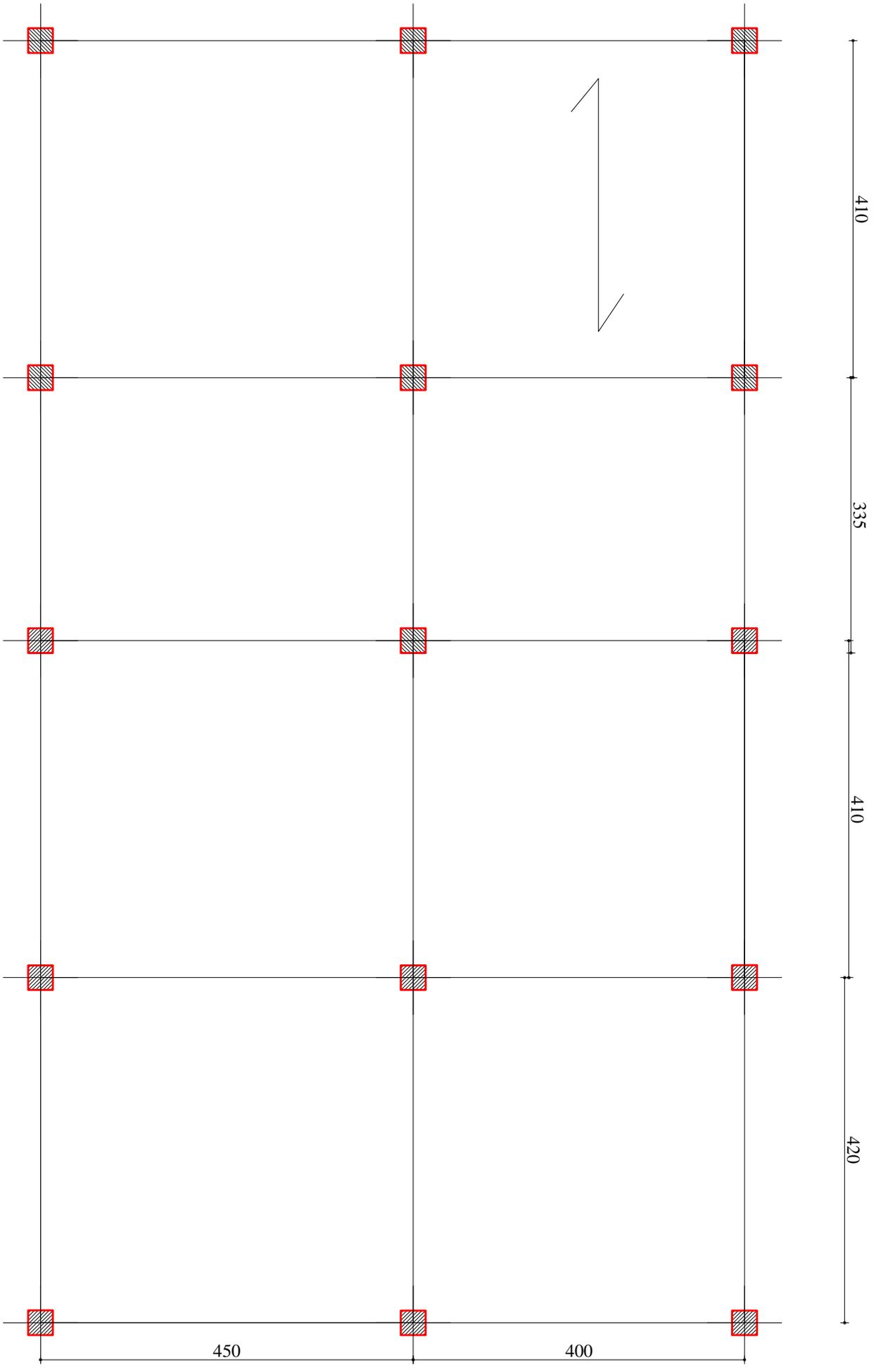
692 2010 626 692

# *Facade Principale*

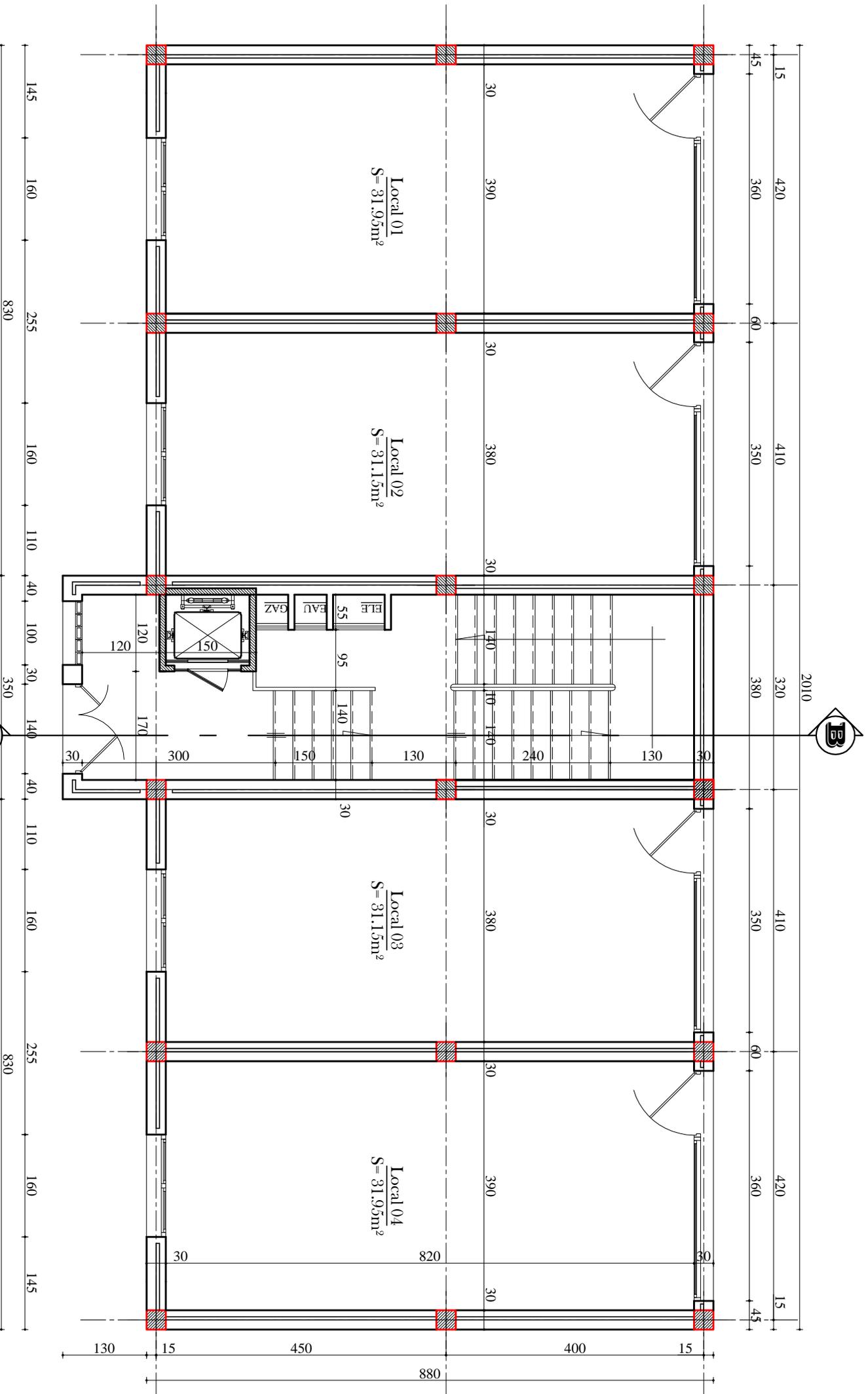


# Coupe B - B



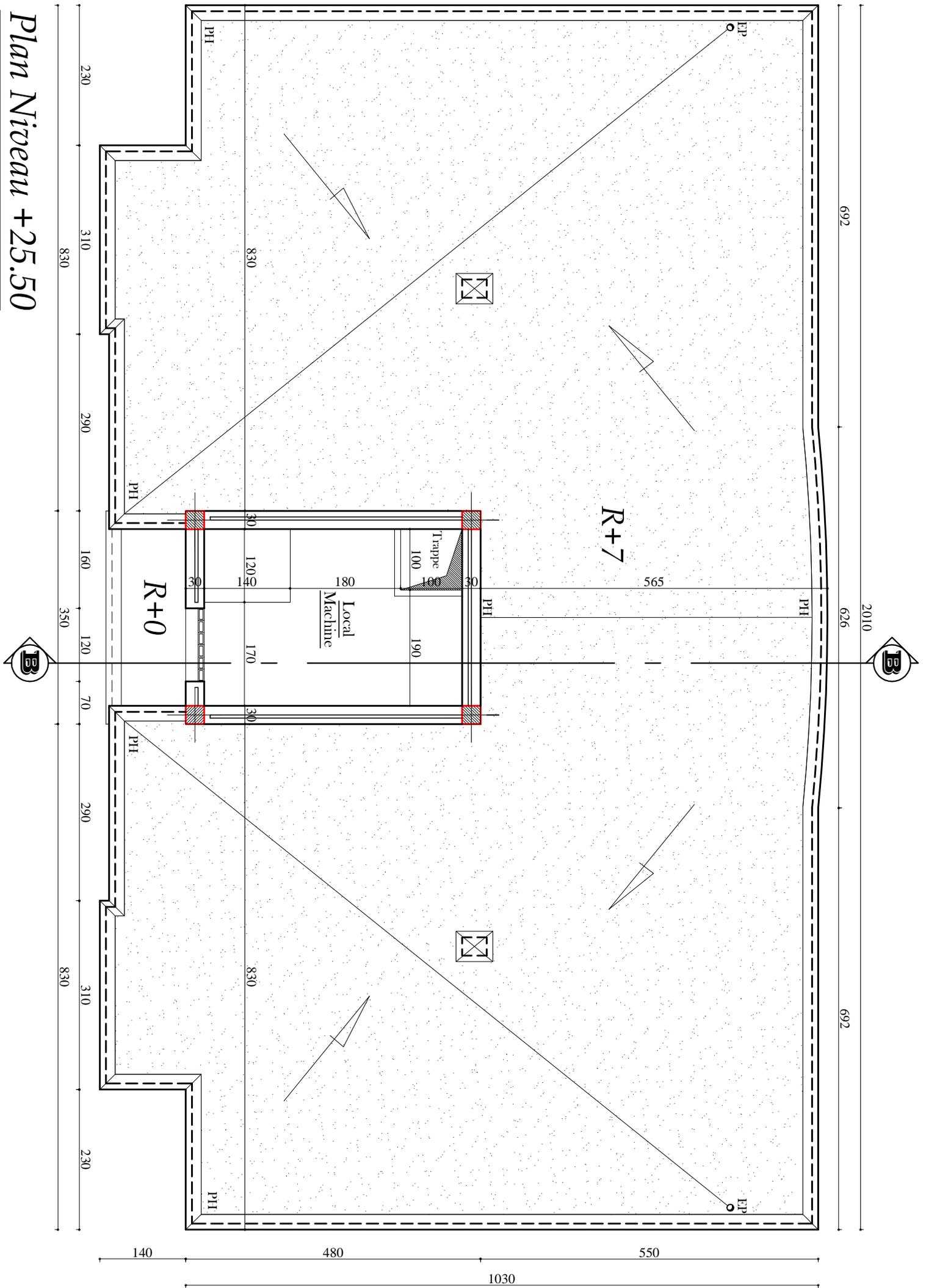




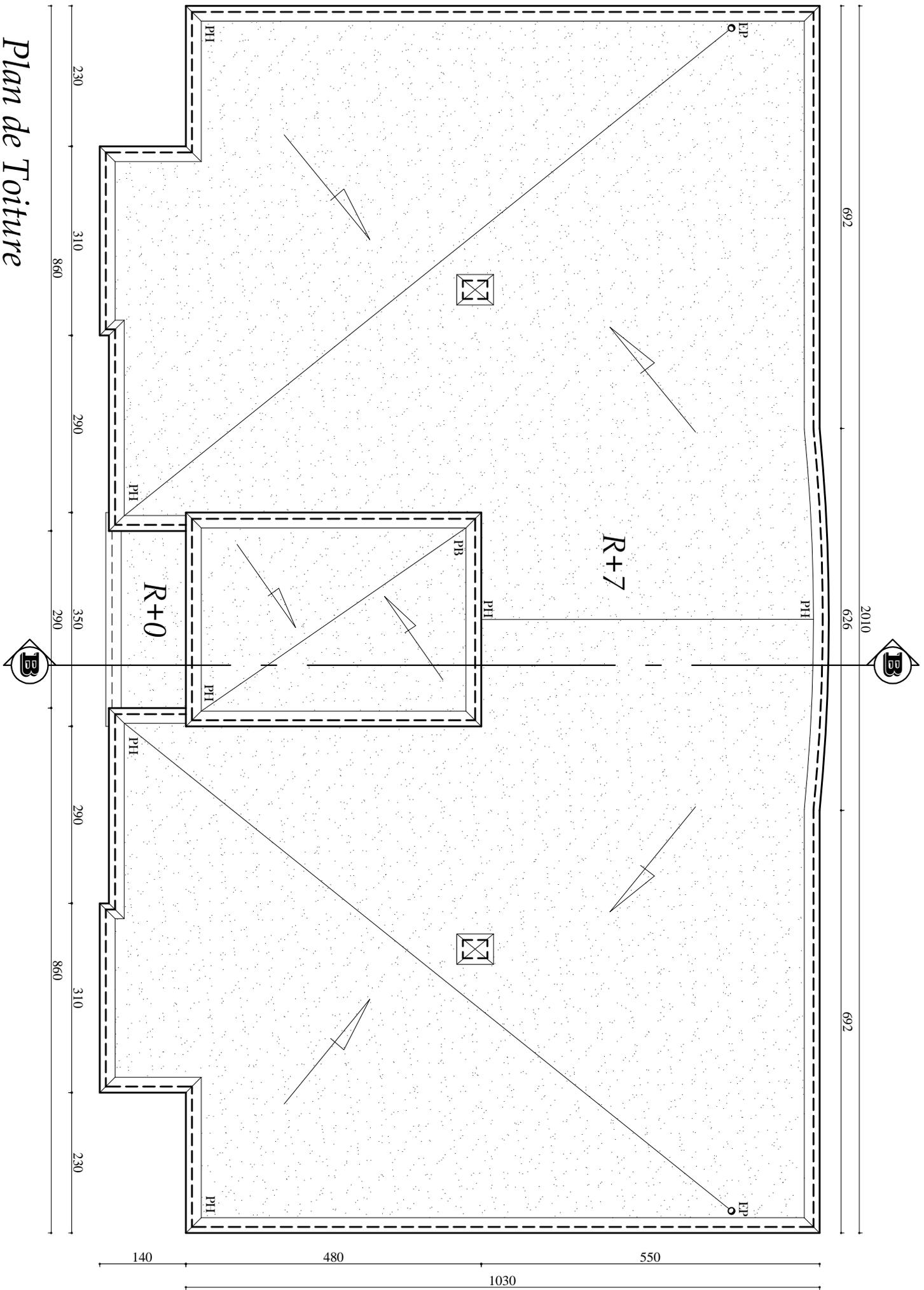


*Plan Rez de Chaussée*

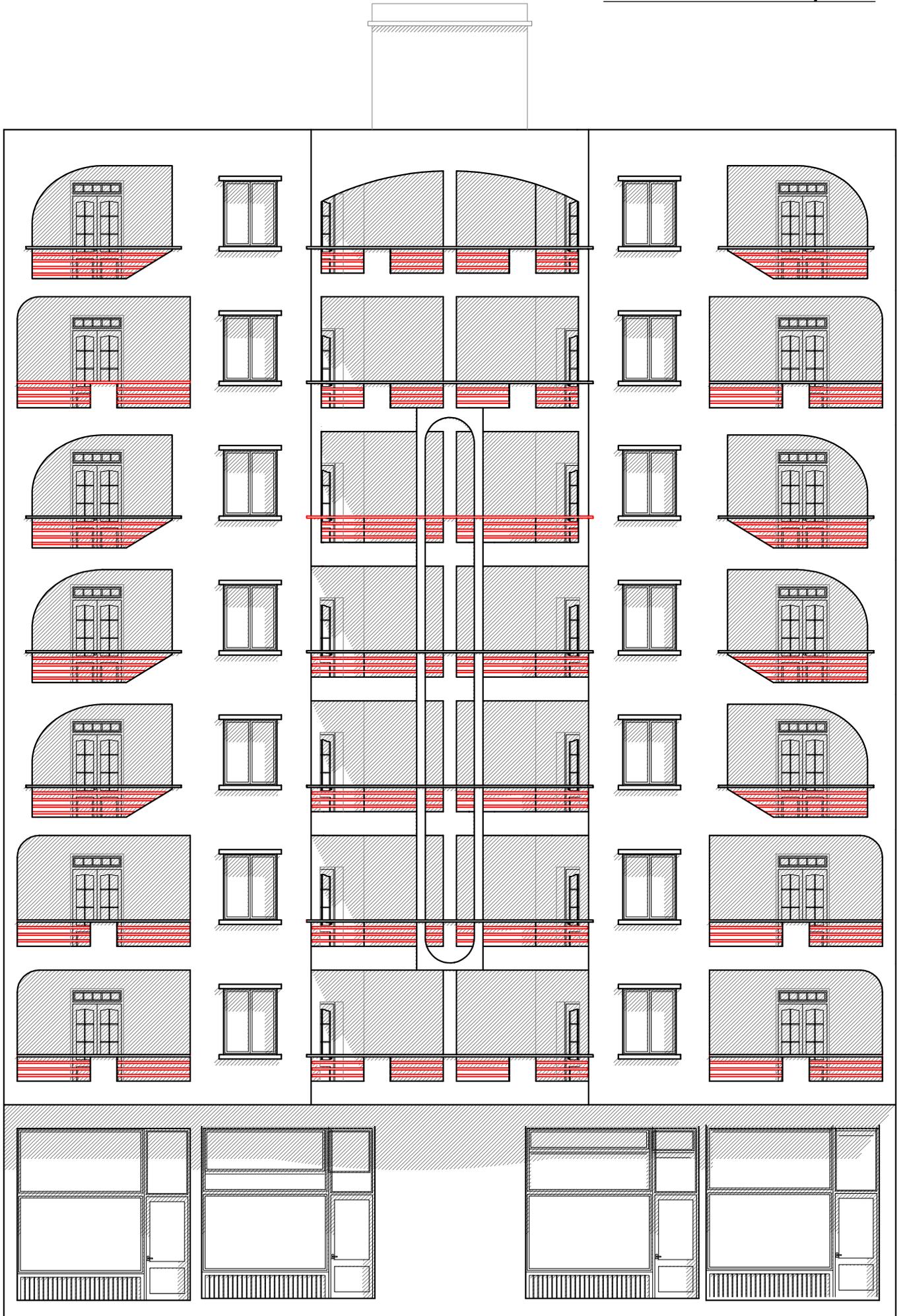
# Plan Niveau +25.50



# Plan de Toiture



# *Facade Principale*



# Coupe B - B

