

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



# Mémoire de fin d'étude

*En Vue d'Obtention du Diplôme Master en Génie Civil*  
*Option : Structures*

## Thème :

Etude d'un bâtiment (R+ 8) à usage d'habitation contreventé par un système mixte (Voiles – Portiques)

Réalisé par :

Mr MENASRI Ahmed

Mr KHOUFECH Farid

Devant les jurys :

A.BOUKELLOUDA .....Encadreur

A.BOUZIANE .....Président

L.BOUSAA.....Examineur

Promotion 2022/2023

# *Remerciements*

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

*Nous remercions, en premier lieu notre Dieu pour nous avoir  
donné la force et la patience pour effectuer le présent travail.*

*A nos familles qui nous ont toujours encouragés et  
soutenus durant toutes nos études.*

*Aux membres du jury pour avoir accepté de juger  
notre modeste travail*

*A M<sup>me</sup> h .CHIKH amer et M<sup>R</sup>:A.Bouziane pour tout  
leur aide et soutien a réalisé ce travail*

*A Monsieur A.H. Boukellouda, notre promoteur, pour  
avoir accepté de nous guider sur le bon chemin du  
travail.*

*A tous ceux qui ont contribué de près ou de  
loin à la réalisation de ce mémoire.*

*Ahmed et Farid*

# *Dédicace*

Avec tous mes sentiments de respect, avec l'expérience de ma reconnaissance, je dédie ma remise de diplôme et ma joie à mon paradis, la source de ma joie et mon bonheur, ma lune qui allume mon chemin « maman »

A celui qui m'a fait un homme, ma source de vie « papa »

A mes deux chère sœur : Dounia et mima

A ma prunelle de mes yeux « ma grand-mère »

A mon oncle « Fatah »

A mes confrère et sœur « Riad, Nadjim »

Enfin à mon très chère confrère mon binôme « Farid » pour son soutien moral sa patience et sa compréhension tous au long de ce projet.

*Ahmed*

# *Dédicace*

Avec tous mes sentiments de respect, avec l'expérience de ma reconnaissance, je dédie ma remise de diplôme et ma joie à mon paradis, la source de ma joie et mon bonheur, ma lune qui allume mon chemin « maman »

A celui qui m'a fait un homme, ma source de vie « papa »

A mes deux chère sœur : Djaouida et Yasmina

A ma prunelle de mes yeux « ma grand-mère »

A mes confrère « Riad, Nadjim »

Finalement à mon très chère confrère mon binôme « Ahmed » pour son soutien moral sa patience et sa compréhension tous au long de ce projet.

*Farid*

## Liste des Figures

Figure I 1 Shéma d'un escalier Shéma d'acrotère.....	2
Figure I 2: Diagramme contrainte-déformation à L'ELU.....	5
Figure I 3Diagramme contrainte-déformation ( $\sigma - \epsilon$ ) .....	6
Figure I 4Diagramme des contraintes-déformations .....	7
Figure II 1 Disposition des poutrelles .....	10
Figure II 2Coupe transversale sur un plancher à corps creux.....	11
Figure II 3shéma d'une poutrelle .....	11
Figure II 4Schéma statique d'escaliers étages courant.....	13
Figure II 5 schéma l'acrotère .....	14
Figure II 6 coupe de voile en élévation.....	16
Figure II 7: poteaux P1 de la cage d'escalier .....	20
Figure II 8: poteaux P2 centrale .....	23
Figure III 1: Shéma statique de la poutrelle type 3 .....	30
Figure III 2: Shéma statique de la poutrelle type 5 .....	31
Figure III 3 Shéma de ferrailage des poutrelle étage courant et TI .....	37
Figure III 4 Schéma de ferrailage de la dalle de compression.....	38
Figure III 5 Dalle sur 4 appuis .....	39
Figure III 6 Schéma de ferrailage de la dalle d'ascenseur .....	42
Figure III 7: Shéma statique de la poutre de chaînage .....	43
Figure III 8: Schéma de ferrailage de la poutre chaînage .....	45
Figure III 9: Shéma statique de l'escalier .....	45

Figure III 10: Sollicitations sur l'escalier .....	46
Figure III 11: Schéma de ferrailage de l'escalier.....	49
Figure III 12: Schéma ferrailage de la poutre palière .....	52
Figure III 13 Shéma statique de l'acrotère .....	53
Figure III 14Schéma de ferailage de l'acrotère .....	56
Figure IV 1: Modélisation vue en 3D de la structure.....	59
Figure IV 2 Spectre de réponse.....	63
Figure IV 3: Disposition des voiles .....	64
Figure IV 4: 1 <sup>er</sup> mode de vibration (translation selon l'axe X) T = 0.817s .....	65
Figure IV 5: 2 <sup>ème</sup> mode de vibration (translation selon l'axe Y) T = 0.772s .....	65
Figure IV 6: 3 <sup>ème</sup> mode de vibration (rotation autour de l'axe Z) T = 0.716s.....	66
Figure V 1 Shéma de ferrailage de voile vx4 .....	104
Figure VI 1 présentation de la zone d'impact de la chaerge concentré .....	110
Figure VI 2 Shéma de rupture de la dalle du radier .....	112
Figure VI 3 Shéma de ferrailage du radier .....	114
Figure VI 4 Shéma statique du débord .....	115
Figure VI 5 Shéma de ferrailage du debord .....	115
Figure VI 6 Répartition des charge sur la nérveure la plus sollicité selon x-x .....	116
Figure VI 7 Shéma statique équivalent dans la nerveure selon x-x.....	117
Figure VI 8 Répartition des charge sur la nérveure la plus sollicité selon y-y .....	117
Figure VI 9 Shéma statique équivalent dans la nerveure selon y-y.....	117



## Liste des tableaux

Tableau II 1 prédimensionnement de l'épaisseur(e) des dalles pleines .....	12
Tableau II 2 Vue en plan des escaliers.....	13
Tableau II 3 section des poteaux .....	17
Tableau II 4 evaluation des charge de la terrasse inaccessible .....	17
Tableau II 5 evaluation des charges étages courant .....	18
Tableau II 6 evaluation de charge dalle plein .....	18
Tableau II 7 evaluation des charge de la dalle plein volée d'escalier .....	18
Tableau II 8 evaluation des charge palier d'escalier .....	19
Tableau II 9 evaluation des charge de mur extérieur .....	19
Tableau II 10 descente de charge sur le poteaux P1 .....	21
Tableau II 11 vérification à la compression simple .....	24
Tableau II 12 vérification du flambement (poteaux).....	25
Tableau III 1: différents types de poutrelles .....	29
Tableau III 2: charge revenant aux poutrelles.....	30
Tableau III 3: Sollicitations dans les poutrelles des différents planchers.....	32
Tableau III 4: Sollicitations maximales dans les poutrelles des différents planchers.....	33
Tableau III 5 Ferrailage des poutrelles .....	34
Tableau III 6: Calcul de la flèche .....	36
Tableau III 7: Calcul des armateur en travée et en appuis .....	40
Tableau III 8: Vérification aux états limites de compression du béton. ....	41
Tableau III 9: calcul des armatures poutre chainage .....	43
Tableau III 10: Vérification de la contrainte dans le béton .....	44
Tableau III 11: Calcul des sollicitation des escalier a L'ELU .....	46
Tableau III 12: Ferrailage d'escalier .....	46
Tableau III 13: Vérification de la contrainte dans le béton .....	48
Tableau III 14: Vérification de la flèche .....	48
Tableau III 15: Calcul du ferrailage de la poutre palière à la flexion simple .....	50
Tableau III 16: calcul et vérification des contrainte dans le béton (poutre palière ) .....	51

Tableau III 17: calcul des sollicitation .....	54
Tableau III 18: Résumer calcul d'armatures en FS .....	55
Tableau IV 1 Valeurs des pénalités. ....	60
Tableau IV 2 Période de vibration et taux de participation massique. ....	66
Tableau IV 3 Vérification de l'interaction sous charges verticales .....	67
Tableau IV 4 Vérification de l'interaction sous charges horizontales .....	68
Tableau IV 5 Vérification de l'effort tranchant à la base .....	69
Tableau IV 6 Vérification de l'effort normale réduit.....	69
Tableau IV 7 Vérification des déplacements .....	70
Tableau IV 8 Vérification vis-à-vis de L'effet P- $\Delta$ . ....	72
Tableau IV 9 Dimensions finales des éléments structuraux.....	72
Tableau V 1 Armatures longitudinales Min et Max dans les poutre . ....	75
Tableau V 2. Sollicitations les plus défavorables des poutre a .....	76
Tableau V 3: Ferrailage des poutres principales et secondaires .....	76
Tableau V 4: Ferrailage des poutres principale et secondaire .....	77
Tableau V 5 : Vérification de l'effort tranchant. ....	80
Tableau V 6: Vérification des armatures longitudinale au cisaillement . ....	81
Tableau V 7 : Vérification de la contrainte limite de béton a ELS .....	81
Tableau V 8: Vérification de flèche .....	82
Tableau V 9 : Shéma de ferrailage des poutres principales non associée au voiles. ....	82
Tableau V 10 : Shéma de ferrailage des poutre secondaire non associée au voile .....	83
Tableau V 11 : Shéma de ferrailage des poutres principales associée au voiles. ....	83
Tableau V 12 Shéma de ferrailage des poutres secondaires associée au voiles. ....	84
Tableau V 13 : Armateur longitudinales min et max dans les poteaux .....	85
Tableau V 14 : Sollicitation dans les poteaux .....	86
Tableau V 15 : Armatures dans les poteaux .....	88
Tableau V 16 : Armatures transversales dans les poteaux .....	88
Tableau V 17 : Vérification au flambement des poteaux des différent étage .....	89
Tableau V 18 : Vérification aux sollicitation tangentes pour les poteaux .....	90
Tableau V 19: vérification des contrainte dans les poteaux . ....	91
Tableau V 20 : Moment résistant dans les poteaux .....	93

Tableau V 21 :Moment résistants dans les poutres .....	94
Tableau V 22 :Vérification de la zone nodales dans les différent étages .....	95
Tableau V 23 : Schéma de ferrailage des poteaux .....	96
Tableau V 24 :Sollicitation max dans le voile $V_{x1,2,3}$ .....	98
Tableau V 25 : Sollicitation max dans le voile $V_x 4$ .....	98
Tableau V 26 : Sollicitation max dans le voile $V_{y1}$ .....	99
Tableau V 27: Sollicitation max dans le voile $V_{y2,3}$ .....	100
Tableau V 28 : Sollicitation max dans le voile $V_{y4}$ .....	100
Tableau V 29 : Sollicitation max dans le voile $V_{y5}$ .....	101
Tableau V 30: Sollicitation de calcul dans les voiles $V_{x1,2,3}$ .....	103
Tableau VI 1 Calcul des armature pour la dalle .....	113
Tableau VI 2 Vérification des contrainte .....	113
Tableau VI 3 Séction d'armature du radier a ELS.....	114
Tableau VI 4 Séction d'armature du débord .....	115
Tableau VI 5 Sollicitation sur la nervure dans le sens x-x.....	118
Tableau VI 6 Sollicitation max sur la nervure dans le sens x-x.....	118
Tableau VI 7 Sollicitation sur la nervure dans le sens y-y.....	118
Tableau VI 8 Sollicitation max sur la nervure dans le sens y-y.....	118
Tableau VI 9 Résumé des résultats de ferailage des nerveures de radier .....	119
Tableau VI 10 Vérification des contrainte à ELS .....	120
Tableau VI 11 Résultats de ferrailage à ELS.....	120
Tableau VI 12 Shémas de ferrailage de la nervure .....	121

# Table des matières

## Chapitre I Généralité

Introduction:	1
I.2. Caractéristiques géométriques :	1
I.3 Donnée de site	1
I.4: Conception de structure	1
I.4.1 Planchers:	1
I.4.2 Escaliers:	2
I.4.3 Acrotère:	2
I.4.4 Maçonnerie:	2
I.4.5 Voile:	2
I.4.6 Fondation	3
I.4.7 Système de coffrage:	3
I.4.8 Terrasse inaccessible:	3
I.5: Caractéristiques des matériaux:	3
I.5.1 Le Béton:	3
I.5.2. Acier :	3
Conclusion :	8

## Chapitre II Pré-dimensionnement des éléments

Introduction	10
II.1 Pré-dimensionnement des éléments secondaires	10
II.1.1 Planchers	10
II.1.2 Les Escaliers	12
II.1.3 L'acrotère:	14
II.2 Pré-dimensionnement des éléments principaux	15
II.2.1 Les poutres	15
II.2.2 Les voiles:	16
II.2.3 Les poteaux:	17
II.3 Evaluation des charges et surcharges :	17
II.4 Descente de charge :	19
Conclusion :	26

## Chapitre III Etude des éléments secondaires

Introduction :	28
III.1. Etude des planchers :	28
III.1.1. Plancher à corps creux :	28
III.1.2 Plancher à dalle plein	39
III.2 Etude des poutres de chainages :	43
III.3 Etude de l'escalier :	45
III.4 Etude de la poutre paliere	49
III.5 Etude de l'Acrotère :	53

## **Chapitre IV Etude dynamique**

Introduction:	58
IV.1 Méthode de calcul :	58
IV.2. Modélisation :	58
IV.3 Calcul des paramètres du modèle :	59
IV.4. Exigences du RPA99 pour les systèmes mixtes	63
IV.5 Modalisation et résultats	64
IV.5.1 Disposition des voiles	64
IV.5.2 Interprétation des résultats de l'analyse dynamique donnée par ETABS 2016:	66
Conclusion :	72

## **Chapitre V Etude des éléments structuraux**

Introduction :	74
V.1 Etude des poutres	74
V 1.1 Recommandation du RPA99/V2003	74
V.1.2 : Calcul du ferrailage :	76
V.2 Etude des poteaux:	84
V.1.1 Recommandation du RPA99/2003:	84
V.1.2 : Calcul du ferrailage :	87
V.3 Etude des voiles:	97
V.3.2 Ferrailage:	98
V.3.3 Schéma de ferrailage:	104
Conclusion:	105

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

Introduction	107
VI.1. Etude des fondations	107
VI.1.1. Choix du type des fondations	107
VI.1 Radier général	108
VI.2.1 Pré-Dimensionnement :	109
VI.2.2 Vérification	110
VI.2.3 ferrailage de radier	111
VI.2.4 Calcul les sollicitation	112
VI.3 Calcul ferrailage	112
VI.3.1 Vérification à ELS	113
VI.3.2 Shéma ferrailage de radier	114
VI.3.3 Ferrailage de débord	11
VI.3.4 Ferrailage de la nerveure	116
VI.4 Shéma de ferailage de la nerveure	121
Conclusion :	122

## **Conclusion générale**

## **Références Bibliographique**

## **Annexes**

## **Les plans**

## *Symboles et notations*

**Aser** : section d'acier calculer a l'ELS.

**At**: Section d'une cour d'armature transversale

**A**: Coefficient d'accélération de zone

**B**: Aire d'une section de béton

**Br**: section réduite

**B,b**: La largeur (m)

**C $\gamma$** : Coefficient fonction du système de contreventement et du type de remplissage

**Cu**: La cohésion du sol (KN/m<sup>2</sup>)

**D**: Facteur d'amplification dynamique moyen

**ELS**: Etat limite de service

**ELU**: Etat limite ultime

**E**: Module d'élasticité longitudinale

**Ei**: Module d'élasticité instantanée

**Es**: Module d'élasticité de l'acier

**ev**: épaisseur du voile

**F**: force ou action générale

**f<sub>c28</sub>**: Résistance caractéristique à la compression donnée en (MPa).

**F<sub>ji</sub>**: La flèche correspondant à j

**F<sub>gi</sub>**: La flèche correspondant à g

**F<sub>pi</sub>**: La flèche correspondant à p

**F<sub>gv</sub>**: La flèche correspondant à g

**$\Delta F_i$** : La flèche totale

**F**: La flèche admissible

**G**: Action permanente

**H**: Hauteur d'une section, hauteur d'ancrage d'une fondation (m)

**ht**: Hauteur totale du plancher

**h<sub>0</sub>**: Epaisseur de la dalle de

**he**: Hauteur libre d'étage

**I**: Moment d'inertie ( $m^4$ )

**Ifji**: Moment d'inertie correspondant à j

**Ifgi**: Moment d'inertie correspondant à g

**Ifpi**: Moment d'inertie correspondant à p

**Ifgv** : Moment d'inertie correspondant à v

**Q** : Charge variable

**qu** : Charge ultime

**qs** : Charge de service

**M** : Moment en général

**Ma** : Moment sur appui

**Mu** : Moment ultime

**Mser** : Moment de calcul a l'ELS

**Mt** : Moment en travée

**M0** : Moment isostatique

**Mi** : Moment à l'appui i

**Mg et Md** : Moment à gauche et à droite pris avec leurs signes

**Mj** : Moment correspondant à j

**Mg** : Moment correspondant à g

**Mq** : Moment correspondant à q

**Ns** : Effort normal de service

**Nu** : Effort normal ultime

**N** : Effort normal du aux charges verticales

**R** : Coefficient de comportement global

**S** : Section, surface

**St** : Espacement des armatures

**V** : Effort tranchant

**T<sub>2</sub>** : Période caractéristique

**W** : Poids propre de la structure

**W<sub>Qi</sub>** : Charges d'exploitation

**X, Y et Z** : Coordonnées en général

**b<sub>0</sub>** : Epaisseur brute de l'arme d'une section, largeur de la nervure

**d** : Hauteur utile

**e** : Excentricité, épaisseur

**f<sub>bu</sub>** : Contrainte de compression du béton à l'ELU

**f<sub>e</sub>** : Limite d'élasticité

**f** : Flèche

**f<sub>cj</sub>** : Résistance caractéristique à la compression du béton à « j » jours exprimée en (MPa)

**f<sub>ct</sub>** : Résistance caractéristique à la traction du béton à « j » jours exprimée en (MPa)

**h<sub>n</sub>** : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau

**σ<sub>b</sub>** : Contrainte de compression du béton

**σ<sub>s</sub>** : Contrainte de compression dans l'acier

**u** : Coefficient de poisson

**σ<sub>j</sub>** : Contrainte correspondant à j

**σ<sub>g</sub>** : Contrainte correspondant à g

**σ<sub>q</sub>** : Contrainte correspondant à q

**γ<sub>b</sub>** : Coefficient de sécurité

**γ<sub>s</sub>** : Coefficient de sécurité

**φ** : Angle de frottement interne du sol (en degrés)

**σ<sub>adm</sub>** : Contrainte admissible au niveau de la fondation (bar)

**q** : Chargement KN/ml

**τ<sub>adm</sub>** : Valeur de cisaillement limite donnée par le BAEL (MPa)

**τ<sub>u</sub>** : Contrainte de cisaillement (MPa)

**η** : Facteur d'amortissement

**β** : Coefficient de pondération en fonction de la nature et la durée d'application de la charge d'exploitation

**λ<sub>i</sub>** : Coefficient instantané

**λ<sub>v</sub>** : Coefficient différé

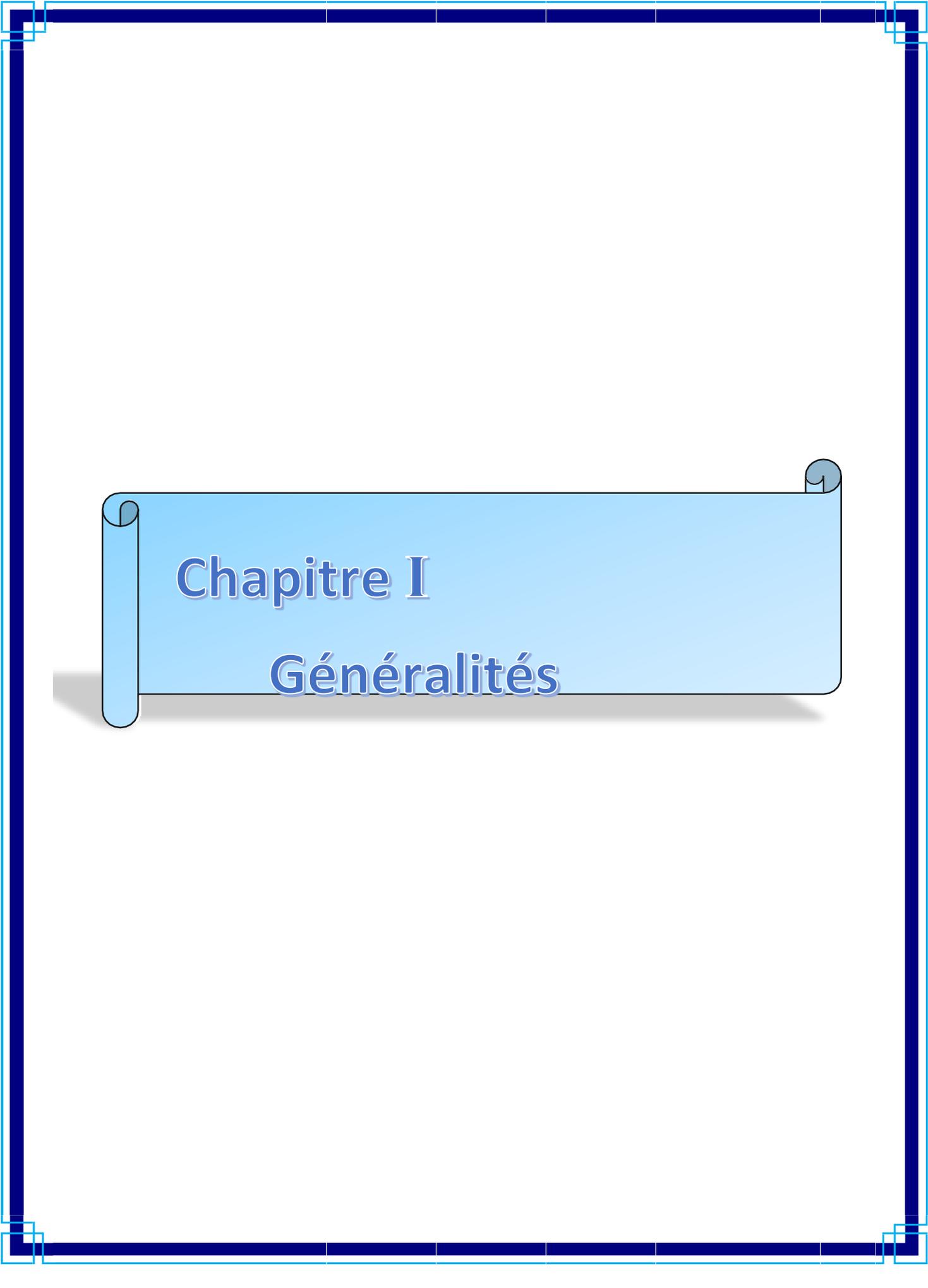


### Introduction général

Construire a toujours été l'une des principales préoccupations de l'homme et l'homme et l'une de ses activités favorites. La construction a connue un grand boom mondial jusqu'à présent et de nombreux professionnels sont engagés dans la construction. Ainsi, L'industrie de la construction est l'un des secteurs les plus touchés par les enjeux du développement durable, et ce dernier est le premier élément touché par les catastrophes naturelles telles que le tremblement de terre. Afin de protéger la vie humaine et les biens, les ingénieurs structures sont appelés à concevoir des ouvrages rigides et suffisamment résistants à l'activité sismique, en tenant compte des aspects structurels, fonctionnels et déterminants du comportement dynamique. Afin d'appliquer les connaissances acquise lors de la formation, nous avons commencé à enquêter sur le bâtiment, qui se compose de huit (08) étage résidentiels, et qui est situé dans la zone moyenne sismique. Notre calcul conforme au règlement parasismique algérien (**RPA99V2003**) et les règles de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant les méthodes des états limites (**BAEL91 modifié en 99**) afin d'assurer au mieux la stabilité de la structure ainsi de la sécurité des usagers, empêcher la rupture brutale et l'effondrement de la structure.

Compte tenu de toutes ces exigences de règlementations et respectant les plans d'architecture de la structure, les différents chapitres montrent les procédures à suivre pour le calcul de chaque élément de structure ainsi les solutions adopté face aux différentes difficultés.





# Chapitre I

## Généralités

### I-1- Introduction :

Dans le cadre de ce projet de fin d'étude, nous avons procédé au calcul d'une structure en R+8 à usage d'habitation. Le bâtiment sera implanté à Ibachirene commune ouedghir Wilaya « Bejaia », classée d'après le règlement parasismique Algérien "RPA 99 version 2003" comme une zone de moyenne sismicité « zone II a »

### I - 2 Caractéristique géométrique :

La bâtisse a une largeur en plan de 11.20m et une longueur de 18.90m, sa hauteur totale à partir de la base jusqu'aux derniers niveaux y compris de l'acrotère est de 29.09m, il a été adopté que la hauteur de RDC est de 4.08m et les étages courants de 3.06m.

### I.3 Données du site :

Le site objet de notre étude est destiné pour recevoir la réalisation d'un bloc en R+8 à usage d'habitation à Ibachirene wilaya de Bejaia, D'après le rapport de sol, notre sol est classé en étant un site ferme (S2), au vu des essais in-situ l'encreage minimal de la fondation est  $D=1,5m$  de profondeur par rapport à la cote du terrain naturel actuel (bas-talus) et prendre une contrainte admissible qui égale à 1,4 bars.

#### Actions et sollicitations :

**Action :** Ce sont tous les efforts et moments dus aux charges sur la structure, ainsi que le résultat de l'électricité statique ou du changement d'état qui y conduit à la déformation structurelle.

- Charge permanentes (G).
- Charge d'exploitation (Q).
- Action accidentelles (E).

**Sollicitations :** Le contact est un effort fait à tous égards. Une section de la structure avec des actions effectuées sur celle-ci est représentée sous la forme Force, effort (régulier ou aigu), moment (flexion, torsion).

**Combinaison des actions :** La combinaison est utilisée pour déterminer la tension nominale de l'élément ce qui suit:

Situation courante : - **ELU** :  $1,35G+1,5Q$

- **ELS** :  $G+Q$

Situation accidentelle : -  $G+Q\pm E$

-  $0,8G\pm E$

### I.4 Conception de structure :

**Système porteur :** La structure est composée d'une ossature en béton armé pour la quelle on propose pour son contreventement les variantes différentes :

- Portique (poteau- poutre)
- Contreventement par des voiles en béton armé

#### I.4.1 Les planchers:

**Dans notre structure il existe deux type de plancher :**

- Plancher à corps creux.
- Plancher à dalle pleine.

### I.4.2 Les escaliers et les ascenseurs:

L'accès aux étages supérieurs s'effectue par :

→ Types d'escaliers : à paillasse adjacentes

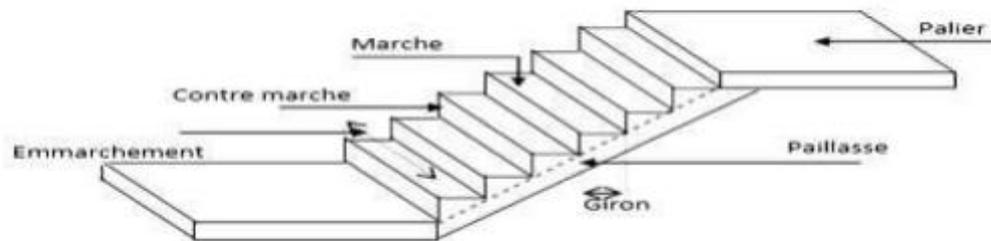


Figure I-1: Schéma d'un escalier

→ Un ascenseur

### I.4.3 Acrotère:

C'est un élément en béton armé réalisé sur la périphérie du plancher terrasse. Il joue un rôle de sécurité et de garde de corps, il a pour but d'éviter l'infiltration des eaux pluviales.

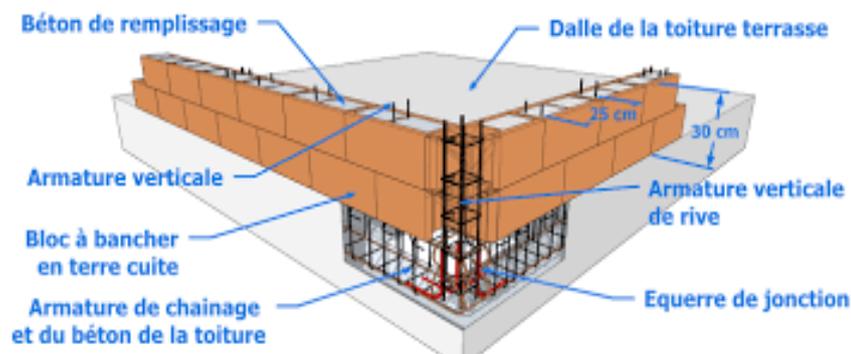


Figure I 1: Schéma d'acrotère

### I.4.4 La Maçonneries :

Pour les murs intérieurs une cloison simple de 10 cm d'épaisseur est les murs extérieurs de 15 cm.

### I.4 5 Voile:

Les voiles seront réalisés en béton armé, et pour le choix du nombre, dimensions et l'emplacement ils seront étudiés ultérieurement.

#### I.4.6 Fondation :

Le système de fondation doit former un ensemble résistant et rigide cet ensemble devra être capable de transmettre les charges sismiques horizontales en plus des charges verticales délimiter les tassements différentiels le système de fondation doit être homogène.

#### I.4.7 Type de coffrage:

les éléments structuraux sont réalisés par un coffrage métallique ou coffrage en bois.

#### I.4.8 Terrasse inaccessible:

Notre bâtiment sera muni d'une terrasse inaccessible compose de :

- Forme de pente pour faciliter l'écoulement des eaux.
- Revêtement d'étanchéité.
- Protection lourde (gravier roulé).

### I.5 Caractéristiques des matériaux :

Le calcul des ouvrages en béton armé est effectué à partir d'hypothèse des études qui tiennent compte des caractéristiques physiques, chimiques et mécaniques des matériaux (béton et acier)

#### I.5.1 Le béton et ses propriétés:

##### Définition :

Le béton est une pierre artificielle obtenu grasse au durcissement d'un mélange de ciment, d'eau, et des granulats gros ou fins (sable et pierre concassé ou gravier) et d'adjuvants qui peuvent varier en fonction de ses utilisations.

↳ **Ciment:** Les ciments sont des liants hydrauliques constitués de poudre fines qui on leur ajoute de l'eau, forment une pate capable par hydratation de faire prise et duras en un temps plus ou moins long. Pour faire du béton ou du mortier, on utilise du ciment gris ordinaire dit de Portland

↳ **Granulats :** Le granulat est constitué d'un ensemble de grains minéraux qui selon sa dimension (comprise entre 0 et 125 mm) désigné à confectionné le béton et mortier.

↳ **L'eau de gâchage:** c'est un constituant du béton intervient à toutes les étapes de la vie du matériau par ces propriété physique et chimique.

↳ **Les adjuvants :** sont des matériaux actifs ajoutés en très petite quantité dans le but d'influencer certaines propriétés par une action chimique ou physique. Ils ne doivent pas modifier défavorablement la durabilité du béton ou toute autre propriété du béton armé.

##### Composition du béton:

Le béton utilisé est un béton courant doser à 350 Kg/m<sup>3</sup> de ciment. Sa composition courante pour 1 m<sup>3</sup> est comme suit:

- ✓ Ciment : 350kg de CPA325.

✓ Gravier : 800 litres de 15/25 mm

✓ Sable : 400 litres de 0/5mm.

✓ Eau : 175 litres d'eau de gâchage.

### Caractéristiques physiques :

#### Masse volumique :

La masse volumique du béton est comprise entre 2,2 et 2,5 t/m<sup>3</sup>. Cette masse volumique peut augmenter avec la modalité de mise en œuvre, en particulier avec la vibration.

#### Retrait:

C'est un phénomène de raccourcissement qui accompagne la prise du ciment, on peut l'assimiler à l'effet d'un abaissement de température entraînant un raccourcissement. Le durcissement sous l'eau diminue beaucoup les effets de retrait. On peut déduire que le retrait est une fonction de la quantité de ciment, d'eau et des Conditions climatiques.

#### Fluage:

Pour la plupart des matériaux, la relation entre la contrainte et la déformation varie en fonction du temps : l'augmentation graduelle de la déformation sous la charge maintenue constante avec le temps est due au fluage. Le fluage peut donc être défini comme une augmentation de la déformation sous une contrainte constante. Comme cette augmentation de la déformation peut être plusieurs fois supérieure à la déformation sous l'application d'une charge, la prise en compte du fluage est d'une importance considérable lors du calcul des structures en béton.

### Caractéristiques mécaniques:

#### Résistance à la compression:

Un béton est défini par une valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours  $f_{c28}$  Exprimée en MPA. La résistance caractéristique à la compression  $f_{cj}$  est:

$$\text{Pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPA} \quad f_{cj} = [j / (4,76 + 0,83j)] f_{c28} \quad (\text{ART A.2.1.11 BAEL91/99})$$

$$\text{Pour } f_{c28} \geq 40 \text{ MPA} \quad f_{cj} = [j / (1,40 + 0,95j)] f_{c28} \quad (\text{ART A.2.1.11 BAEL91/99})$$

On prévoit une résistance du béton à 28 jours de 25MPa facilement atteinte dans Les chantiers régulièrement contrôlés.

D'où :  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

#### Résistance à la traction :

La résistance caractéristique à la traction du béton à l'âge de  $j$  jours est défini par la Relation suivante :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{c28} \quad \text{CBA93 (Article A.1.2.1.2).}$$

Alors en aura :

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$$

### Déformation longitudinale du béton :

→ Déformation instantanée :

Pour des charges d'une durée d'application inférieure à 24 heures

$$E_{ij} = 32164,2 \text{ MPA}$$

Déduite de la formule :  $E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ MPA}$  *CBA93 (Article A.2.1.2.1).*

→ Déformation différées :

Pour des charges d'une durée d'application on a :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ MPA}$$
 *CBA93 (Article A.2.1.2.2).*

dans notre cas  $E_{vj} = 1,08 \times 10^4 \text{ MPA}$

→ Coefficient de poisson : *CBA93 (Article A.2.1.3).*

$\nu = 0$  béton fissuré à l'ELU

$\nu = 0,2$  béton non fissuré à l'ELS

**Contraintes limites:**

**Etat limite ultime:**

**Notation:**

$$\theta_b = 1 \text{ Durée} > 24 \text{ h}$$

$$\theta_b = 0,9 \text{ } 1\text{h} < \text{durée} < 24 \text{ h}$$

$$\theta_b = 0,85 \text{ Durée} < 1\text{h}$$

$$\gamma_b = 1,5 \text{ Combinaisons courants}$$

$$\gamma_b = 1,15 \text{ Combinaisons accidentelles}$$

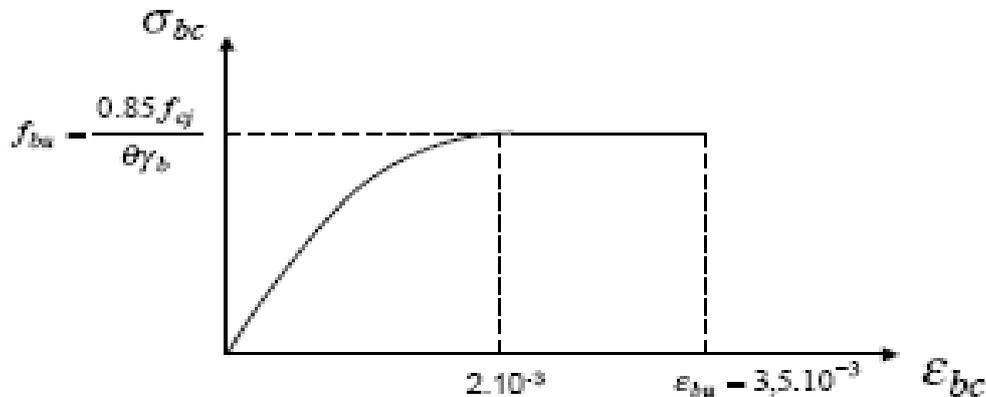


Figure I 2 Diagramme contrainte-déformation à l'ELU

### 11.5.2L'acier:

Le matériau acier est un alliage de fer et de carbone en faible pourcentage. C'est un matériau homogène qui résiste bien en traction qu'en compression.

les type d'aciers utilisée généralement dans le domaine du bâtiment sont :

★ **Les ronds lisses (RL) :**

Ce sont fabriquées à partir d'acier naturelle. Les nuances utilisées sont les Fe E 215 et Fe E

235.

★ **Les armatures à haute adhérence (HA)** : Pour augmenter l'adhérence entre le béton et l'acier, on utilise des armatures de forme spéciales qui la plupart du temps ont subi des traitements mécaniques pour augmenter le domaine d'élasticité. On utilise les nuances FeE 400 et FeE 500.

★ **Les treillis soudés (TS)**:

Les treillis soudés sont constitués par des fils se croisant perpendiculairement et soudés électriquement à leurs croisements. On distingue les treillis soudés à fils tréfilés lisses Dits TSL des treillis soudés à fils à haute adhérence dits TSHA.

❖ **Relation contrainte- déformation ( $\sigma - \epsilon$ )**:

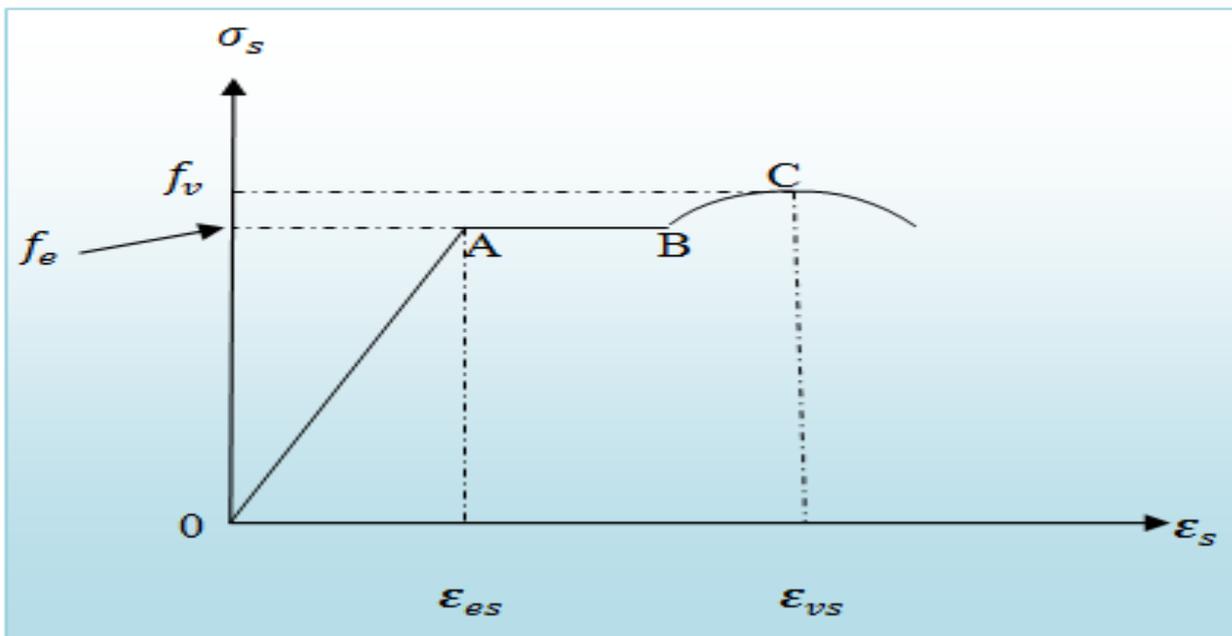


Figure I 3: contrainte- déformation ( $\sigma - \epsilon$ )

Entre 0-A (domaine élastique et linéaire):

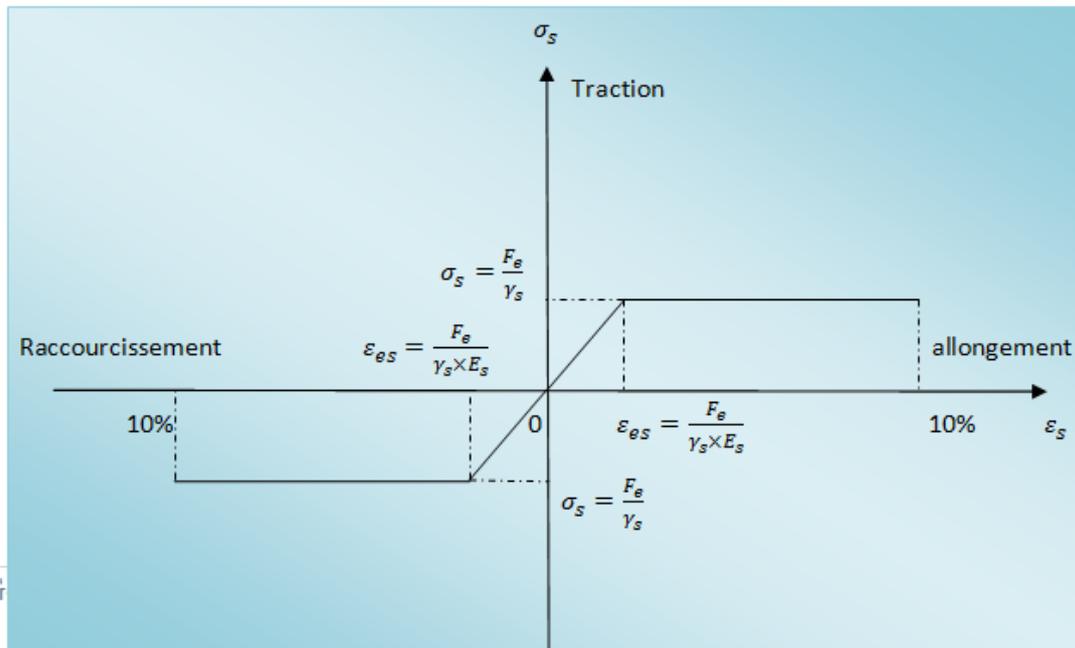
$$\sigma_s = E_s \times \epsilon_s \rightarrow \text{loi de hook}$$

$$E_s = 200000 \text{ MPa (module de young)} \quad (\text{ArtA.2.2, 1 BAEL 91})$$

- Entre A-B (domaine plastique) :L'éprouvette s'allonge à un effort constant, il subsiste un allongement permanent  $> \epsilon_{es}$
- Entre B-C (zone de raffermissement) :L'éprouvette contenue de sa longueur.la contrainte atteint un maximum c'est la contrainte de Ruptures.

**Contrainte limite de l'acier :**

Etat limite ultime (ELU): Il correspond à la valeur maximale de la capacité portante au de la de cette limite. On a les diagrammes contraintes- déformations



**Figure I 4 : diagramme contraintes-déformation**

Avec :

$\gamma_s$ : coefficient de sécurité de l'acier = 1,15 cas d'action courante

1,0 cas d'action accidentelles

$\epsilon_s$ : allongement relatif de l'acier  $\epsilon_s = \Delta l / l$

$E_s = 2 \times 10^5 \text{ MPa}$  (module de Young)

**Etat limite de service (ELS):**

La contrainte de l'acier est limitée lorsqu'il y a un état d'ouverture des fissures:

→ Fissuration peu nuisible: pas de limitation

→ Fissuration préjudiciable  $\bar{\sigma}_s \leq \sigma_s = \min \{ 2/3 F_e ; 110 \sqrt{\eta f_{ti}} \}$  **BAEL91 (article A.4.5, 32).**

→ Fissuration très préjudiciable :  $\bar{\sigma}_s \leq \sigma_s = \min \{ 1/2 F_e ; 90 \sqrt{\eta f_{ti}} \}$  **BAEL91 (article A.4.5, 32).**

**Protection Des Armatures :**

Afin d'éviter des problèmes de corrosion des aciers ; il est nécessaire de les enrober par une épaisseur de béton suffisante qui dépend des conditions d'exploitations de l'ouvrage.

On doit donc respecter les prescriptions suivantes :

- C = 5 cm pour des ouvrages exposés à la mer, aux embruns ou aux tout autre atmosphères très agressives tel les industries chimiques ;

- C = 3cm pour des parois soumises à des actions agressives ; des intempéries ou à des condensations ;

- C= 1cm pour les parois situées dans un local couvert et clos et qui ne sont pas exposées aux condensations.

**Conclusion :**

Les caractéristiques du béton et de l'acier utilisé sont données comme suit :

**Béton :**

◆ Résistance caractéristique :  $f_{c28}=25\text{MPa}$

◆ Résistance à la traction :  $f_{t28}=2.1\text{MPa}$

▶ Contrainte limite à L'ELU :

◆ Situation durable :  $14.2\text{MPa}$

◆ Situation accidentelle :  $18.48\text{MPa}$

▶ Contrainte limite à L'ELS :  $15\text{MPa}$

▶ Contrainte de cisaillement :

◆ FPN  $\sigma_{adm}=3.33\text{MPa}$

◆ FN :  $\sigma_{adm}=2.5\text{MPa}$

**Acier :**

▶ Limite d'élasticité  $f_e=400\text{MPa}$

▶ Module d'élasticité  $E=2*10^5\text{MPa}$

▶ Contrainte limite à L'ELU :

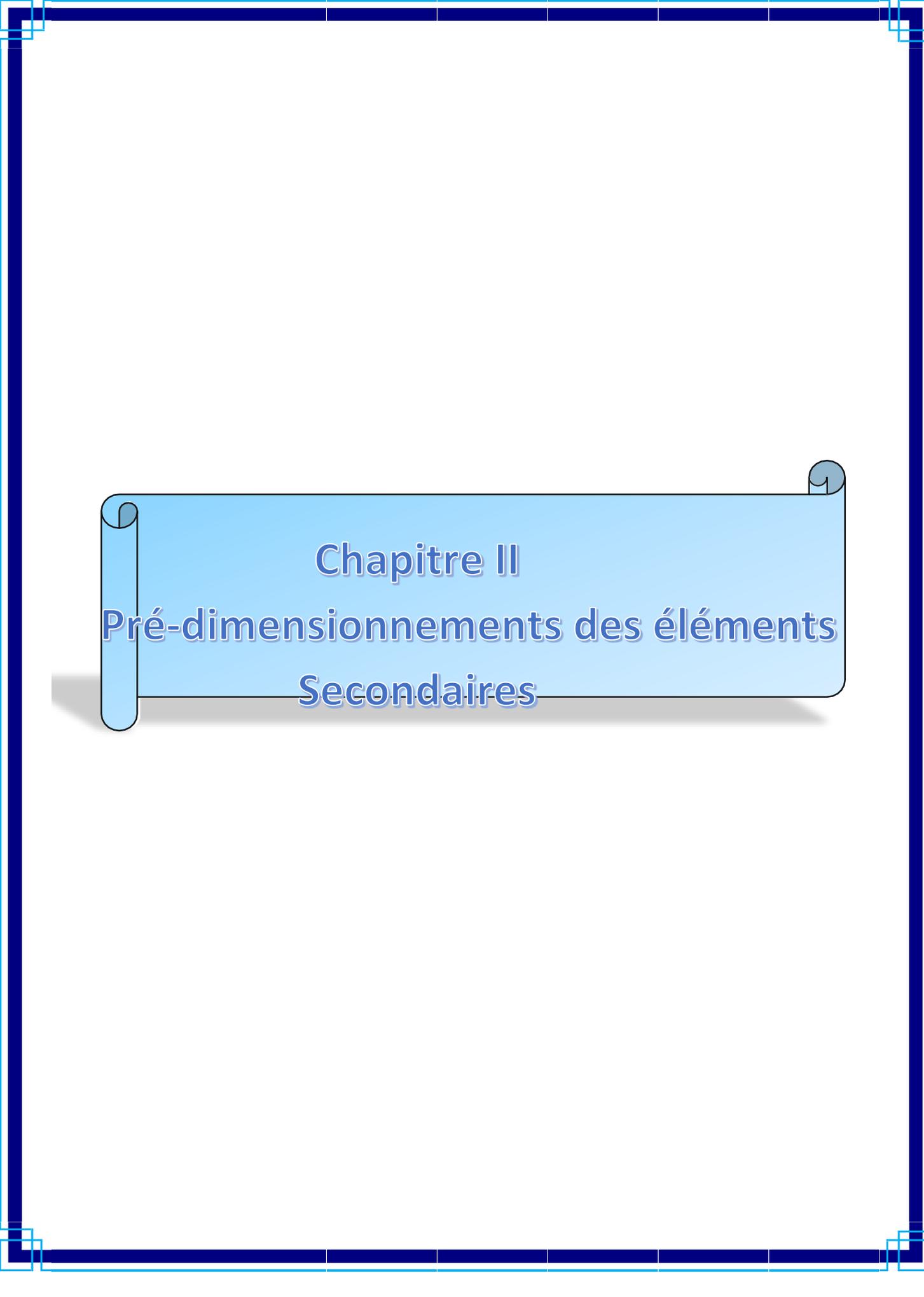
◆ Situation courante :  $348\text{MPa}$

◆ Situation accidentelle  $400\text{MPa}$

▶ Contrainte limite à L'ELS :

◆ FN :  $201.63\text{MPa}$

◆ FTN :  $164.97\text{MPa}$



Chapitre II  
Pré-dimensionnements des éléments  
Secondaires

**II-pré dimensionnement des éléments :**

**Introduction :** Le but du pré dimensionnement est de définir les dimensions des différents éléments de la structure .ces dimensions sont choisies selon les préconisations du R.P.A 99 V2003 et du B.A.E.L 99V2003, Les résultats obtenus ne sont pas définitifs. Ils peuvent être augmentés après vérifications dans la phase du dimensionnement.

**II.1 Prédimensionnement des éléments secondaires :**

Les éléments secondaires sont les éléments qui ne participent pas au contreventement de la structure ou ceux qui y participent indirectement.

**II.1.1 Planchers :**

**Plancher à corps creux :**

On a opté pour des planchers à corps creux et ceci pour les raisons suivantes :

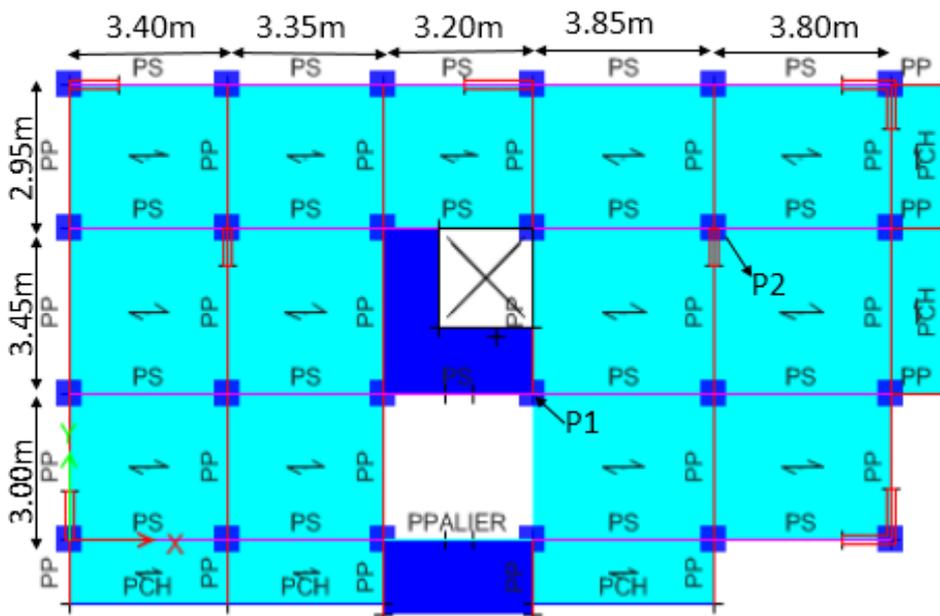
- ✓ la facilité de réalisation.
- ✓ Les portées de l'ouvrage sont importantes (max 3.85 m).
- ✓ Diminuer le poids de la structure et par conséquent la valeur de la force sismique.

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

La disposition des poutrelles se fait selon deux critères :

- ✓ Le critère de la petite portée.
- ✓ Le critère de continuité (le sens où il y a plus d'appuis).

Pour notre projet la disposition des poutrelles est effectuée selon les deux critères et cela pour tous les planchers comme indiqué sur les figures ci-dessous :



**Fig. II.1.Disposition des poutrelles étage courant**

Les planchers sont constitués de poutrelles préfabriquées associées aux corps creux. Pour le

Pré dimensionnement de la hauteur des poutrelles en utilisera la formule empirique suivante :

$$L_{max}-30 = 385-30 = 355\text{cm.}$$

$$ht \geq L_{max}/22,5 \rightarrow 355/22,5=16,13\text{cm}$$

Avec : ht : Hauteur total du plancher.

Lmax : Distance maximale entre nus de deux poutres (selon le sens de disposition des poutrelles).

Donc : ht =20 cm (4 cm de la dalle de compression et 16 cm de corps creux).

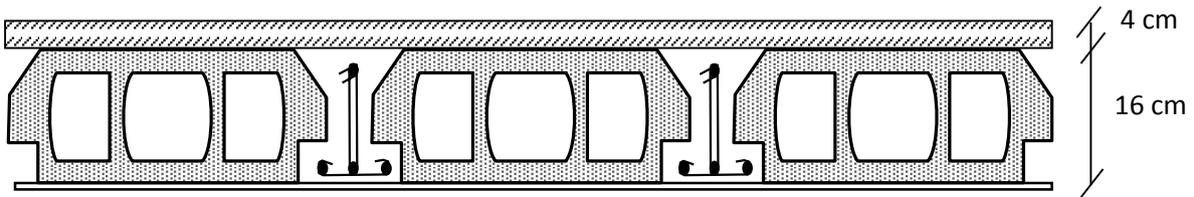


Fig. II.2. Coupe transversale sur un plancher à corps creux.

**Pré dimensionnement des poutrelles :**

Les poutrelles sont des sections en T, en béton armé servant à transmettre les charges vers les poutres principales.

D’après les règles BAEL91 ; la largeur de la nervure est estimée par relation suivante :

**Détermination de la largeur de la table de compression :**

$$b_0 = (0.4 \text{ à } 0.6) h \Rightarrow b_0 = (8 \text{ à } 12\text{cm}) \quad \text{D’où : } b_0 = 10\text{cm}$$

Selon le [CBA93 (art4.1.3)] :

$$\frac{b-b_0}{2} \leq \text{Min} \left( \frac{Lx}{2} ; \frac{Ly_{min}}{10} \right)$$

$$b_0 = 10\text{cm largeur de la nervure.} \quad b_1 \leq \text{min} \left( \frac{Lx}{2} ; \frac{Ly}{10} \right)$$

Avec :

Lx : distance entre nus des deux poutrelles.

Ly : la longueur minimale d’une travée dans le sens parallèle aux poutrelles.

b: Largeur de la table de compression.

$$Lx=65-10=55\text{cm}$$

$$Ly=300-30=270\text{cm}$$

Donc Lx=55cm et Ly=270cm

$$b_1 = \text{min} \left( \frac{55}{2} ; \frac{270}{10} \right)$$

$$b_1 = (27,5 ; 27)$$

Soit : b<sub>1</sub>=27cm

$$b \leq 2*b_1 + b_0 = 2*27 + 10 = 64$$

Donc : b=60cm

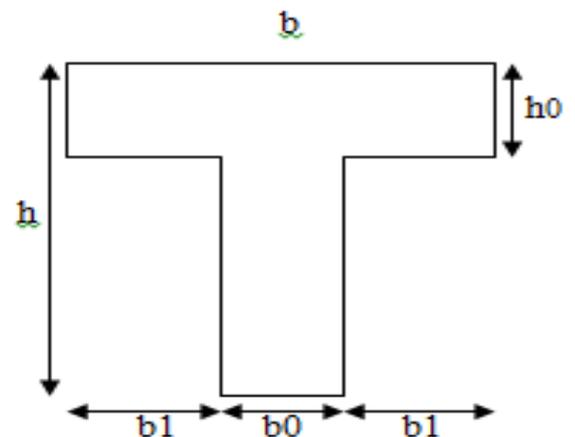


Figure .II .3. schéma d’une poutrelle

**Plancher à dalle pleine :**

Ce sont des planchers totalement en béton armé coulés sur place. Ils reposent avec ou sans Continuité sur 1, 2,3ou 4 appuis constitués par des poutres en béton armé .Le dimensionnement de ce type de plancher dépend de deux critères :

**Critère de résistance :**

- $e \geq \frac{Lx}{20}$  Pour une dalle sur un seul ou deux appuis.
- $\frac{Lx}{35} \leq e \leq \frac{Lx}{30}$  Pour une dalle sur quatre appuis avec  $<0.4$
- $\frac{Lx}{45} \leq e \leq \frac{Lx}{40}$  Pour une dalle sur trois appuis ou 4 appuis avec  $\geq 0.4$

$Lx$  : est la plus petite portée du panneau.

$Ly$  : la plus grande portée (entre nus d'appuis) du panneau de dalle.

Avec  $\rho = \frac{Lx}{Ly}$

**Coupe-feu :**

$e > 7cm$  Pour une heure de coupe-feu.

$e > 11cm$  Pour deux heures de coupe-feu.

$e \geq 14cm$  Pour trois heures de coupe-feux

Les dalles plein utilisé dans notre structure sont comme suit :

Tableau II.1 : Prédimensionnement de la dalle plein

	Type des dalles	$\rho = Lx/Ly$	e (cm) Critère de résistance	e (cm) Critère de coupe-feu
Dalle plein repose sur 4 appuis		$\frac{2.90}{3.15} = 0.92$ $> 0.4$	$\frac{Lx}{45} \leq e$ $\leq \frac{Lx}{40}$ $e=7cm$	$e \geq 14cm$ Pour trois heures de coupe-feu.

Alors on opte  $e=15cm$

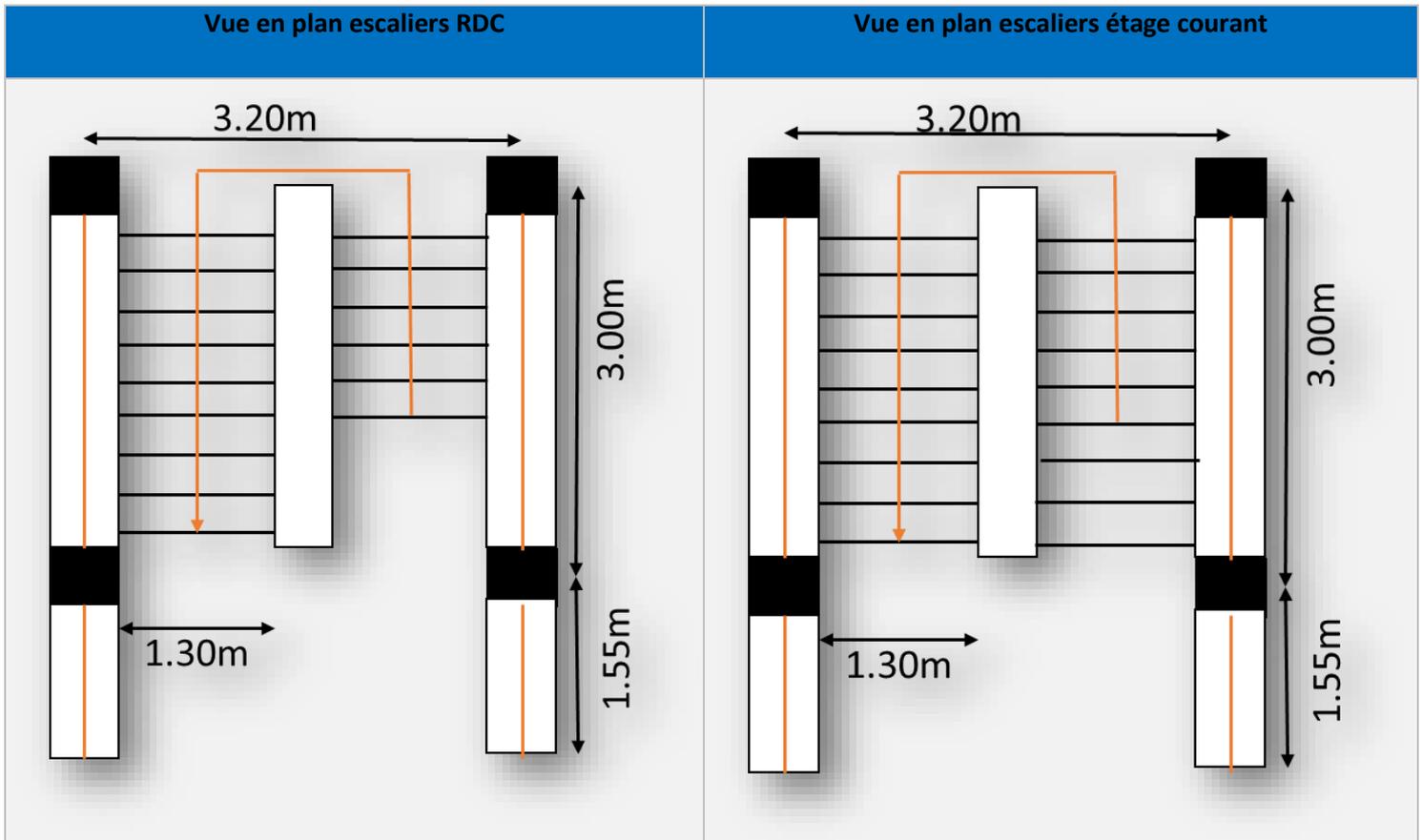
**II.1.2 Les escaliers :** Dans une construction, la circulation entre les étages se fait par l'intermédiaire des escaliers.

Un escalier est constitué d'une suite de marches et de paliers permettant le passage d'un niveau à un autre, Les marches seront en béton armé ou métallique ou en bois. Dans notre cas, ils sont réalisés en béton coulé sur place.

Le choix de ce type d'escalier a été retenu pour les avantages suivants :

- Rapidité d'exécution.
- Utilisation immédiate de l'escalier

Tableau II.2 vue en plan des escaliers



Pré dimensionnement des escaliers :

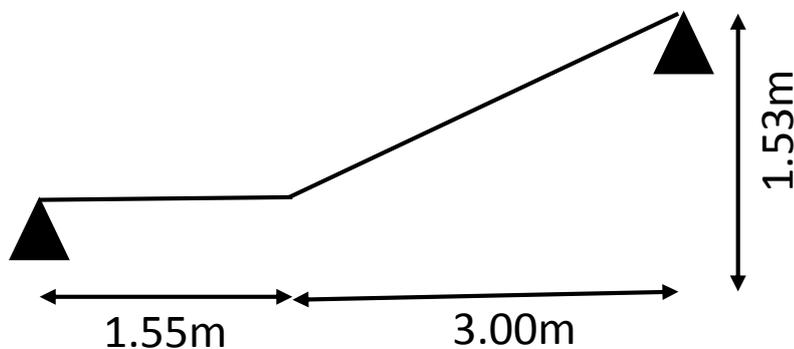


Figure .II .4: Schéma statique d'escaliers

Pour qu'un escalier garantisse sa fonction dans les meilleures conditions de confort, on

Doit vérifier les conditions suivantes :

- la hauteur  $h$  des contremarches entre 14 et 18 cm.
- la largeur  $g$  (giron) entre 25 et 32 cm.
- La formule empirique de **BLONDEL**:  $60 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 65 \text{ cm}$ .

$$-g = \frac{L_0}{n-1} \text{ et } h = \frac{H}{n}$$

$H$  : hauteur de la volée. ;  $L_0$  : longueur projetée de la volée.

Avec :  $n$  : Nombre de marche ;  $L$  : longueur de la volée ;  $n$  : nombre de contre marche.

L'escalier est assimilé à une dalle simplement appuyée, et sollicitée à la flexion simple.

Pour dimensionner les marches et les contre marches, on utilise la relation de « **BLONDEL** ».

- La hauteur d'étage  $H = 3.06 \text{ m}$
- Le giron  $g = 30 \text{ cm}$
- La hauteur de la contre marche  $h = 17 \text{ cm}$

### 1. Calcul du nombre de contre marches :

$$n = (H/2) * 1/h ; n = (306/2) * 1/17 ; n = 9$$

### 2. Calcul du nombre de marche :

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

### 3. Calcul de l'angle $\alpha$ :

$$\tan(\alpha) = \frac{1,53}{3} * \alpha = 30.02^\circ$$

### 4. Calcul de la longueur inclinée :

$$L_p = \left( \frac{3}{\cos(32,51)} \right) = 3.36 \text{ cm}$$

### Vérification de la relation de blondel :

$$60 \leq g + 2h < 65 \text{ cm} ; 60 \leq 30 + 2 * 17 < 65 \text{ cm} ; 60 \leq 64 < 65 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

### Epaisseur de la paillasse :

$$\frac{L}{30} \leq e < \frac{L}{20} \text{ avec } L : \text{longueur développée.}$$

$e \geq 11 \text{ cm}$  pour deux heures de coupe-feu.

$$L = L' + L_p \text{ avec } L_p : \text{longueur du palier. ; } L = 3.36 + 0.3 + 0.3 = 3.96 \text{ m}$$

$$\frac{396}{30} \leq e \leq \frac{396}{20} \text{ en adopte : } e = 15 \text{ cm}$$

### II.1.3 L'acrotère:

L'acrotère est considéré comme une console encastree dans le plancher soumise à son

Poids propre ( $G$ ), à une force latérale due à l'effet sismique.

Et à une surcharge horizontale ( $Q$ ) due à la main courante.

➤ Poids propre de l'acrotère :

$G$  : Poids propre de l'acrotère par ml.  $S$  : surface de l'acrotère.

$$G = \gamma b \times S_{\text{Acrotère}}$$

$$S_{\text{acrotère}} = (0,65 * 0,1) + (0,05 * 0,1) + (0,05 * 0,1) / 2 = 0,0725 \text{ m}^2 \rightarrow G = 25 * 0,0725 = 1,8125 \text{ KN/m}$$

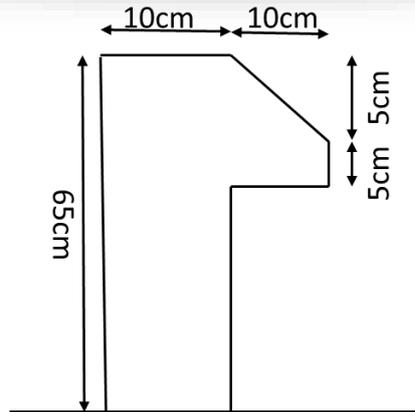


Figure .II .5 : schéma l'acrotère

**Pré dimensionnement de la poutre de chaînage :** Selon le BAEL 91. Le dimensionnement se fait à partir de la condition de flèche suivant :

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10}$$

Avec :  $L_{max}=355 \rightarrow 23,66cm \leq h \leq 35,5cm$

Soit  $h= 30\text{ cm}$  et  $b = 25\text{cm}$

Vérification des exigences du RPA (ART 9.3.3 RPA 99V2003):

$h \geq 15\text{cm} \rightarrow h= 30\text{cm} > 15\text{cm} \rightarrow$  la condition est vérifiée

$b \geq \frac{2}{3}$  de l'épaisseur de mur  $\rightarrow \frac{2}{3} * 30 = 20\text{ cm}$

$b = 30\text{ cm} > 20\text{ cm} \rightarrow$  la condition est vérifiée

On opte  $(b*h) = (30*30)\text{ cm}^2$

## II .2 Prédimensionnement des éléments principaux :

**II .2.1 Les poutres:** Le Prédimensionnement des poutres revient à déterminer les dimensions de SA section droite (hauteur  $h$  et largeur de la base  $b$ ). Ceci peut se faire grâce à la formule (4) donnée par le BAEL91 modifiée en 99:

**Poutres principales :**

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10}$$

Avec :  $L_{max}$  : longueur max entre nus d'appuis.

Ce sont des poutres porteuses jouant le rôle d'appuis aux poutrelles.

Avec :

$L_{max}= 315\text{cm}$  on adopte :  $21\text{cm} \leq h_{pp} \leq 31,5\text{cm}$

Alors :  $h=30\text{cm}$  et  $b=30\text{cm}$

Vérifier les dimensions adoptées aux exigences de RPA99V2003 qui sont les suivants :

$h=30 \geq 30\text{cm}$  ..... Vérifiée

$b=30 \geq 20\text{cm}$ ..... Vérifiée

$\frac{h}{b} = \frac{30}{30} = 1 \leq 4\text{cm}$ .....Vérifiée

Les conditions de RPA sont vérifier alors en adopte les dimensions des poutres principale suivant :

$(b*h) = (30*30)\text{cm}^2$

**Poutre secondaire :**

Ce sont des poutres disposées parallèlement aux poutrelles. Elles sont près dimensionnées selon la condition de flèche du CBA93.

Avec :  $L_{max} = 355\text{cm} \rightarrow 23,66 \leq h_{ps} \leq 35,5$

Alors :  $h_{ps} = 30\text{cm}$  et  $b = 30\text{cm}$

Vérifier les dimensions adoptées aux exigences de RPA99V2003 qui sont les suivants :

$h_{ps} = 30\text{cm} \geq 30\text{cm}$ .....Vérifiée

$b = 30\text{cm} \geq 20\text{cm}$ ..... Vérifiée

$\frac{h}{b} = \frac{30}{30} = 1 \leq 4\text{cm}$ .....Vérifiée

Les conditions de RPA sont vérifier alors adopte les dimensions de poutre secondaire suivant :  $(b \cdot h) = (30 \cdot 30)\text{cm}^2$

**II.2.2 Les voiles:** Pré dimensionnement des murs en béton armé justifie par l'article 7.7 de R.P.A 99 des voiles servent, d'une part, à contreventement le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et, ou vent), et d'autre part, à reprendre les efforts verticaux (poids propre et autres) qu'ils transmettent aux fondations

➤ Les charges verticales: charges permanentes et surcharges.

➤ Les actions horizontales: efforts de séisme et ou du vent.

➤ Les voiles assurant le contreventement sont supposés pleins.

D'après le R P A article 7.7.1 sont considérés comme voiles les éléments satisfaisants à la condition  $L > 4e$

Dans le cas contraire, les éléments sont considérés comme des éléments linéaires

Avec : L: longueur de voile / e : épaisseur du voile L'épaisseur minimale est de 15 cm, de plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la Hauteur libre d'étage  $H_e$  et des conditions de rigidité aux extrémités comme indiquées à la figure suivante:

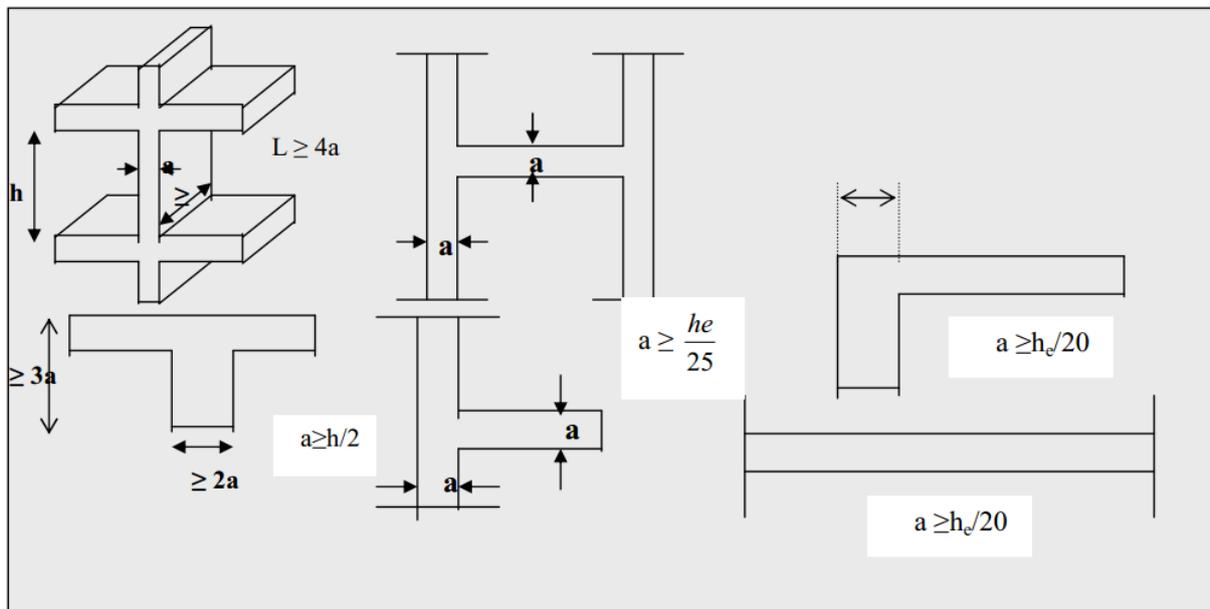


Figure II.6: Coupe de voile en élévation.

**Pour le RDC :**

$h_e = h_{RDC} - h_{plancher}$

$h_{eRDC} = 408 - 30 = 378\text{cm}$

$e \geq \frac{h_{eRDC}}{20} = \frac{378}{20} = 18.9\text{ cm}$

$e \geq 18.9 \text{ cm}$

On opte une épaisseur des voiles :  $e = 20 \text{ cm}$

**Pour l'étage courant :**

$h_e = \text{hétage} - \text{hplancher}$

$h_{éc} = 306 - 30 = 276 \text{ cm}$

$e \geq \frac{h_{éc}}{20} = \frac{276}{20} = 13.8 \text{ cm} \rightarrow e \geq 13.8 \text{ cm}$

On opte une épaisseur des voiles :  $e = 15 \text{ cm}$

Les voiles satisfaisant à la condition suivante sont considérés comme voiles de contreventement

Longueur minimale des voiles :  $L_{min} \geq 4 \times e$  (ART 7.7.1 RPA 99 VERSION 2003)

**RDC :**

Epaisseur des voiles :  $e = 20 \text{ cm} \rightarrow L_{min} \geq 4 \times 20$

Longueur minimale des voiles :  $L_{min} \geq 80 \text{ cm}$

**Les étages courant du 1<sup>er</sup> au 8<sup>ème</sup> :**

Epaisseur des voiles :  $e = 15 \text{ cm} \rightarrow L_{min} \geq 4 \times 15$

Longueur minimale des voiles :  $L_{min} \geq 60 \text{ cm}$

**II.2.3 Les poteaux:**

Les poteaux sont des éléments porteurs verticaux en béton armé, ils constituent les points d'appuis, pour transmettre les charges aux fondations, dont la forme est généralement carrée, rectangulaire ou circulaire.

**Dimensions des poteaux :**

Les dimensions de la section transversale des poteaux rectangulaire doivent répondre aux Conditions du RPA 99 / version 2003 :  $\text{Min} (a, b) \geq 30 \text{ cm}$  en zone IIa.

$-\text{min} (b ; h) \geq 25 \text{ cm}$

$-\text{min} (b ; h) \geq \frac{h_e}{20} \text{ cm}$

$-0.25 < \frac{b}{h} < 4$

Les dimensions des poteaux supposer Sant comme suit :

**Tableau II. 3: section des poteaux**

Niveaux	RDC	1 <sup>ere</sup> et 2 <sup>eme</sup> étage	3 <sup>eme</sup> et 4 <sup>eme</sup> étage	5 <sup>eme</sup> et 6 <sup>eme</sup> Étage	7 <sup>eme</sup> et 8 <sup>eme</sup> étage
Section	(40*40)	(40*35) cm <sup>2</sup>	(35*35) cm <sup>2</sup>	(35*30) cm <sup>2</sup>	30*30) cm <sup>2</sup>

**II.3 Evaluation des charges et surcharges :**

Les charges permanentes ( $G$ ) se calcul d'après le volume des matériaux et leurs densité La plus grande dans les conditions d'emplois. Les surcharges d'exploitations sont données par le DTR charge et surcharge.

**Evaluation des charges et des surcharges sur les planchers a corps creux :**

**Plancher terrasse inaccessible :** Le plancher terrasse inaccessible est constitué de corps creux, dalle de compression et protégé par un procédé d'étanchéité et isolation thermique.

**Charges permanentes du plancher terrasse inaccessible.**

**Tableau II.4.Evaluation des charges de la terrasse inaccessible**

Désignation des éléments	Epaisseurs (m)	(KN/m <sup>3</sup> )	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
<b>Gravier roulé de protection</b>	0.05	20	<b>1</b>
<b>Etanchéité multicouche</b>	0.02	6	<b>0.12</b>
<b>Forme de pente</b>	0.1	22	<b>2.2</b>
<b>Isolation thermique en liège</b>	0.04	4	<b>0.16</b>
<b>Plancher à corps creux</b>	(16+4)	/	<b>2.85</b>
<b>Enduit en plâtre</b>	0.02	10	<b>0.2</b>
Charge permanente totale			G = 6.53
Charge d'exploitation			Q=1

**Etage courant (plancher corps - creux 16+4) :**

**Tableau II .5.Evaluation des charges de l'étage courant**

Désignation des éléments	Epaisseurs (m)	Densité (KN/m <sup>3</sup> )	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
<b>Revêtement en carrelage</b>	0.02	20	<b>0.40</b>
<b>Mortier de pose</b>	0.02	20	<b>0.40</b>
<b>Lit de sable</b>	0.02	18	<b>0.36</b>
<b>Plancher à corps creux</b>	(16+4)	/	<b>2.85</b>
<b>Enduit de plâtre</b>	0.02	10	<b>0.2</b>
<b>Cloison de séparation</b>	0.1	9	<b>0.9</b>
Charge permanente totale			G = 5.11
Charge d'exploitation			Q=1.5

**- Dalle pleine (e = 15 cm) :**

**Tableau II.6.Evaluation des charges dalle plein**

Désignation des éléments	Epaisseurs (cm)	Densité (KN/m <sup>3</sup> )	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
<b>Revêtement en carrelage</b>	2	20	<b>0.40</b>
<b>Mortier de pose</b>	2	20	<b>0.40</b>
<b>Lit de sable</b>	2	18	<b>0.36</b>
<b>Dalle pleine</b>	15	25	<b>3.75</b>
<b>Enduit en plâtre</b>	1.5	10	<b>0.15</b>
Charge permanente totale			G = 5.06
Charge à introduire			Q=2,5

**- Dalle pleine volée d'escalier (e = 15 cm) :**

Tableau II. 7. Evaluation des charges De la dalle plein volée d'escalier

Désignation des éléments	Epaisseurs (cm)	Densité (KN/m <sup>3</sup> )	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
<i>Revêtement en carrelage</i>	2	20	<b>0.40</b>
<i>Mortier de pose</i>	2	20	<b>0.40</b>
<i>Lit de sable</i>	2	18	<b>0.36</b>
<i>Volée</i>	$15/\cos \alpha$	25	<b>4.33</b>
<i>Enduit en plâtre</i>	1.5	10	<b>0.15</b>
<i>Marche d'escalier</i>	17/2	22	<b>1.87</b>
<i>Charge permanente totale</i>			<b>G = 7.51</b>
<i>Charge à introduire</i>			<b>Q=2.5</b>

- Dalle pleine palier d'escalier (e = 15 cm) :

Tableau II .8.Evaluation des charges de dalle plein palier d'escalier

Désignation des éléments	Epaisseurs (cm)	Densité (KN/m <sup>3</sup> )	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
<i>Revêtement en carrelage</i>	2	20	<b>0.40</b>
<i>Mortier de pose</i>	2	20	<b>0.40</b>
<i>Lit de sable</i>	2	18	<b>0.36</b>
<i>Dalle pleine</i>	15	25	<b>3.75</b>
<i>Enduit en ciment</i>	1.5	10	<b>0.15</b>
<i>Charge permanente totale</i>			<b>G = 5.06</b>
<i>Charge à introduire</i>			<b>Q=2.5</b>

- Murs Extérieurs :

Tableau II.9 Evaluation des charges des murs extérieurs

Désignation des éléments	Epaisseurs (m)	Densité (KN/m <sup>3</sup> )	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
<b>Enduit de plâtre</b>	0.02	10	<b>0.2</b>
<b>Briques creuses</b>	0.15	1.30	<b>1.30</b>
<b>Lame d'air</b>	0.05		<b>0</b>
<b>Briques creuses</b>	0.1		<b>0.9</b>
<b>Enduit en ciment</b>	0.02	18	<b>0.36</b>
Charge permanente totale			<b>G = 2.76</b>

**II.4 Descente de charge :** La descente de charge est le chemin suivi par les différentes actions (charges et surcharges) du niveau le plus haut de la structure jusqu'au niveau le plus bas avant sa transmission au sol, on effectuera la descente de charges pour le poteau le plus sollicité. La loi de dégression des charges d'exploitation : Soit  $Q_0$  la surcharge d'exploitation sur la terrasse couvrant le bâtiment  $Q_1, Q_2, \dots, Q_n$  les charges d'exploitations respectives des planchers des étages 1, 2 numérotés à partir du sommet du bâtiment.  $Q$  à chaque niveau est déterminé comme suit :

Sous la terrasse :  $Q_0$

Sous le dernier étage :  $Q_0+Q_1$

Sous l'étage immédiatement inférieur :  $Q_0+0.95 (Q_1+Q_2)$

Sous l'étage immédiatement inférieur :  $Q_0+0.90 (Q_1+Q_2+Q_3)$

Pour  $n \geq 5$  :  $Q_0+(3+n/2n) (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+\dots+Q_n)$

**Poteaux P1 de la cage d'escalier :**

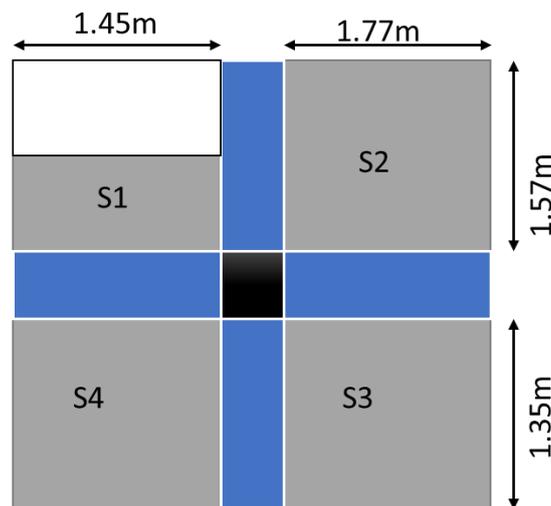


Figure II.7: Poteaux P1 de la cage d'escalier

**Calcul des surface afférente :**

**terrasse inaccessible :**

$$S_1=1,25*1,45=1,81m^2 \quad ; \quad S_2=1,57*1,77=2,79m^2$$

$$S_3=1,35*1,77=2,39m^2 \quad ; \quad S_4=1,45*1,35=1,95m^2$$

Surface afférente sous G :

$$S_{affG}=S_1+S_2+S_3+S_4=8,94m^2$$

**Surface afférente sous Q :**

$$S_{affQ}=S_{affG}+(b_{poutre} * L_{poutre}) \quad \text{avec } L_{poutre}=6,15m$$

$$S_{affQ}=8,94+(0,3*6,15)=10,78m^2$$

**b)étage courant :**

$S_2$  et  $S_3$  sont des CC ;  $S_1$  et DP ascenseur

$S_4$  sont des DP vole

$$\text{Surface afférente sous G : } S_{affG \text{ CC}}=S_2+S_3=2,79+2,39=5,18m^2$$

$$S_{affG \text{ DP}}=1,81m^2$$

$$S_{affG \text{ volée}}=1,95m^2$$

Surface afférente sous Q:

$$S_{\text{affQCC}}=5,18+(0,3*6,15)=7,02\text{m}^2$$

$$S_{\text{affQ DP}}=1,81\text{m}^2$$

$$S_{\text{affQ Volée}}=1,95\text{m}^2$$

**Les poids (chargement):**

$$N_{G\text{plancher}}=G*S_{\text{affG}} , N_{Q\text{plancher}}=Q*S_{\text{aff Q}}$$

**Terrasse inaccessible:**

$$N_{G\text{ti}}=6,22*8,94=55,60\text{m}^2$$

$$N_{Q\text{ti}}=1*10,78=10,78\text{m}^2$$

**Étage courant:**

$$N_{G\text{cc}}=5,16*5,18=26,73\text{KN} \quad ; \quad N_{Q\text{cc}}=7,02*1,5=10,54\text{KN}$$

$$N_{G\text{volée}}=7,51*1,95=14,64\text{KN} \quad ; \quad N_{Q\text{volée}}=1,95*2,5=4,87\text{KN}$$

$$N_{G\text{DP}}=1,81*6,06=10,96\text{KN} \quad ; \quad N_{Q\text{dp}}=1,81*2,5=4,52\text{KN}$$

$$N_{G\text{Ec}}=52,33\text{KN} \quad ; \quad N_{Q\text{Ec}}=19,93\text{KN}$$

**Descente de charge et loi dégression :**

$$Q_0=10,78\text{KN}$$

$$Q_0+Q_1=30,71\text{KN}$$

$$Q_0+0,95(Q_1+Q_2)=48,65\text{KN}$$

$$Q_0+0,9(Q_1+Q_2+Q_3)=64,59\text{KN}$$

$$Q_0+0,85(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)=78,54\text{KN}$$

$$Q_0+0,8(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)=90,50\text{KN}$$

$$Q_0+0,75(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6)=100,47\text{KN}$$

$$Q_0+0,71(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7)=109,84\text{KN}$$

$$Q_0+0,68(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8)=119,20\text{KN}$$

	$Q_0=10,78\text{KN}$
	$Q_1=19,93\text{kN}$
N9	$Q_2=19,93\text{KN}$
N8	$Q_3=19,93\text{KN}$
N7	$Q_4=19,93\text{KN}$
N6	$Q_5=19,93\text{KN}$
N5	$Q_6=19,93\text{KN}$
N4	$Q_7=19,93\text{KN}$
N3	$Q_8=19,93\text{KN}$
N2	
N1	

**Tableau récapitulatif des résultats de la descente de charge avec dégression de la charge d'exploitation de poteaux P1 :**

Tableau II.10. descente de charge sur le poteau p1

N	Eléments	G (KN)	Q (KN)
<b>N9</b>	-plancher T.I	55,60	
	-Poteau	6,88	10.78
	-poutres (Pp+Ps)	13,83	
	<b>Total</b>	<b>76.31</b>	<b>10.78</b>
<b>N8</b>	-N9	76.31	10.78+19.93
	-Plancher CC+ escaliers	52.33	
	-Poteau	6.88	
	-Poutre (Pp+Ps)	13,83	
	-murs double cloison	10.28	
<b>Total</b>	<b>159.63</b>	<b>30.71</b>	
<b>N7</b>	-N8	159.63	10.78+0.9(2*19/93)
	-Plancher CC+-escaliers	52.33	
	-Poteau	8.03	
	-Poutres (Pp+Ps+Pch)	13.83	
	- murs double cloison	10.28	
<b>Total</b>	<b>244.1</b>	<b>48.65</b>	
<b>N6</b>	-N7	244.1	10.78+0.9(3*19.93)
	-Plancher CC+ escaliers	52.33	
	-Poteau	8.03	
	- Poutres (Pp+Ps)	13.83	
	- murs double cloison	10.28	
<b>Total</b>	<b>328.57</b>	<b>64.59</b>	

<b>N5</b>	-N6	328.57	10.78+0.85(4*19.93)
	-Plancher CC+ escaliers	52.33	
	-Poteau	9.37	
	- Poutres (Pp+Ps)	13.83	
	- murs double cloison	10.28	
	Total	414.38	
<b>N4</b>	-N5	414.38	10.78+0.75(5*19.93)
	-Plancher CC+ escaliers	52.33	
	-Poteau	9.37	
	- Poutres (Pp+Ps)	13.83	
	- murs double cloison	10.28	
	Total	500.19	
<b>N3</b>	-N4	500.19	10.78+0.75(6*19.93)
	-Plancher CC+ escaliers	52.33	
	-Poteau	10.71	
	- Poutres (Pp+Ps)	13.83	
	- murs double cloison	10.28	
	Total	587.34	
<b>N2</b>	-N3	587.34	10.78+0.71(7*19.93)
	-Plancher CC+ escaliers	52.33	
	-Poteau	10.71	
	- Poutres (Pp+Ps)	13.83	
	- murs double cloison	10.28	
	Total	674.49	
<b>N1</b>	-N2	674.49	10.79+0.68(8*19.93)
	-Plancher CC+ escaliers	52.33	
	-Poteau	16.32	
	- Poutres (Pp+Ps)	13.83	
	- murs double cloison	14.08	
	Total	771.05	

**Calcul de l'effort de compression centrée sur le poteau P1 à L'ELU :**

$$N_u = 1.35G + 1.5Q$$

A la base du bâtiment  $N_u=(1.35*771.05)+(1.5*119.20)=1219.97\text{KN}$

Le poteau P1 étant poteau intermédiaire donc l'effort de compression ultime doit être majoré de 10% alors :

$$N_u^*=1.1*1219.97=1341.69\text{KN}$$

**Evaluation de la descente de charge sur le poteau central P2 :**

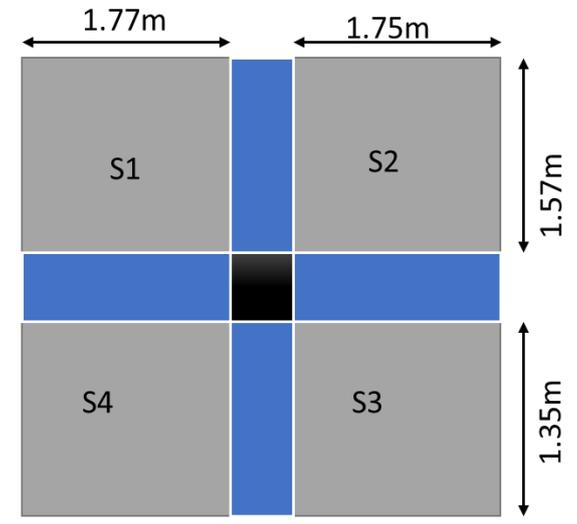


Figure II.8: Poteaux P2 central

**Calcul de la surface afférente sous le poteau P2 :**

$$S_{\text{aff G}}=S_1+S_2+S_3+S_4=9.30\text{m}^2$$

**Étage courant:** les surfaces S1 et S2 et S3 et S4 sont en corps creux :

$$S_{\text{aff G cc}}=S_1+S_2+S_3+S_4=9.30\text{m}^2$$

$$S_{\text{aff Q cc}}=9.3+(0.3*6.44)=11.32\text{m}^2$$

**Terrasse inaccessible :**

$$S_{\text{aff Q}}=9.3+(0.3*6.44)=11.23\text{m}^2$$

**Les poids (chargement) :**

$$N_{G\text{plancher}}=G*S_{\text{aff G}} , N_{Q\text{plancher}}=Q*S_{\text{aff Q}}$$

$$N_{G\text{ti}}=6.22*9.3=57.84\text{KN} \quad ; \quad N_{Q\text{TI}}=1*11.23=11.232\text{KN}$$

$$N_{G\text{cc}}=5.16*9.3=47.98\text{KN} \quad ; \quad N_{Q\text{cc}}=1.5*11.23=16.84\text{KN}$$

$$N_{G\text{EC}}=47.98\text{KN} \quad ; \quad N_{Q\text{EC}}=16.84\text{KN}$$

De la manière semblable au calcul précédent en trouve à la base :

$$G=652.59\text{KN} \quad ; \quad Q=102.88\text{KN}$$

$$N_U=(1.35*652.59)+(1.5*102.88)=1035.32\text{KN}$$

Le poteau P2 étant poteaux voisin de rive et appartenant à plus deux travée (portique E), donc l'effort de compression ultime doit être majoré de 10% alors :

$$N_u^*=1.10*1035.32=1138.85\text{KN}$$

**Alors :**

Après avoir évalué la descente de charge pour les poteaux P1 et P2 nous avons constaté que le poteau P1 est le poteau le plus sollicité avec  $N_U=1219.72\text{KN}$

**Vérifications :**

Les poteaux sont pré dimensionnés en satisfaisant ces trois critères :

-critère de résistance

- critère de stabilité de forme
- les exigences du RPA99 version 2003

**A) vérification du critère de résistance :**

On doit vérifier la condition suivante :  $\sigma_{bc} = Nu/B \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.85 \cdot f_{c28} / 1.5 = 14.2 \text{ MPa}$

**Tableau II.11. Vérification à la compression simple**

Niveau	Nu* (KN)	Sections	B (m <sup>2</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$
RDC	1341.69	40*40	0.16	8.38	14.2	Vérifiée
1 <sup>er</sup> étage	1182.85	40*35	0.14	8.45	14.2	Vérifiée
2 <sup>ème</sup> étage	1037.97	40*30	0.14	8.45	14.2	Vérifiée
3 <sup>ème</sup> étage	892.11	35*35	0.12	7.43	14.2	Vérifiée
4 <sup>ème</sup> étage	744.94	35*35	0.12	6.21	14.2	Vérifiée
5 <sup>ème</sup> étage	594.50	35*30	0.10	5.94	14.2	Vérifiée
6 <sup>ème</sup> étage	442.76	35*30	0.10	4.43	14.2	Vérifiée
7 <sup>ème</sup> étage	287.72	30*30	0.09	3.20	14.2	Vérifiée
8 <sup>ème</sup> étage	131.11	30*30	0.09	1.45	14.2	Vérifiée

**B) Vérification à la stabilité de forme (flambement) :**

D'après le CBA 93 (Article B.8.4.1), On doit faire la vérification suivante :

$$Nu \leq \alpha \left[ \frac{Br \cdot f_{c28}}{0.9 \cdot \gamma_b} + \frac{As \cdot f_e}{\gamma_s} \right] \Rightarrow Br_{cal} \geq \frac{Nu}{\alpha \left( \frac{f_{c28}}{0.9 \cdot \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \cdot \gamma_s} \right)}$$

Br : aire de la section réduite du poteau

$$Br_{adop} = (a - 0.02) \cdot (b - 0.02) \text{ (m}^2\text{)}$$

As : Section des armatures ;  $As = 1\% Br$

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

$\gamma_b$  : Coefficient de sécurité du béton  $\gamma_b = 1.5$   $\alpha$  = Coefficient en fonction de l'élanement  $\lambda$

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \cdot \left( \frac{\lambda}{85} \right)^2} \text{ pour } \lambda \leq 50$$

$$\alpha = 0.6 \left( \frac{\lambda}{50} \right)^2 \text{ pour } 50 < \lambda \leq 70$$

On calcul l'élanement:  $\lambda f = \frac{L_f}{i}$  ;  $i = \frac{I}{B}$  ;  $I = \frac{h \cdot b^3}{12}$

$L_f = 0.7L_0$

$L_0$  : hauteur libre du poteau ;

$f_{c28} = 25 \text{ MPA}$

$f_e = 400 \text{ MPA}$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

\*

Tableau II.12. Vérification du flambement (Poteaux)

Type de poteaux	B (m <sup>2</sup> )	L0 (m)	Lf (m)	$\lambda$	$\alpha$	Brcal (m <sup>2</sup> )	Nu* (KN)	Bradop (m <sup>2</sup> )
RDC (40*40)	0.16	3.78	2.65	22.95	0.78	0.08	1341.69	0.14
1 <sup>er</sup> étage (40*35)	0.14	2.76	1.93	19.10	0.80	0.07	1182.85	0.12
2 <sup>ème</sup> étage (40*35)	0.14	2.76	1.93	19.10	0.80	0.06	1037.85	0.12
3 <sup>ème</sup> étage (35*35)	0.12	2.76	1.93	18.91	0.80	0.005	892.11	0.11
4 <sup>ème</sup> étage (35*35)	0.12	2.76	1.93	18.91	0.80	0.0042	744.94	0.11
5 <sup>ème</sup> étage (35*30)	0.10	2.76	1.93	21.75	0.79	0.034	594.50	0.09
6 <sup>ème</sup> étage (35*30)	0.10	2.76	1.93	21.75	0.79	0.025	442.76	0.09
7 <sup>ème</sup> étage (30*30)	0.09	2.76	1.93	22.28	0.79	0.016	287.72	0.08
8 <sup>ème</sup> étage (30*30)	0.09	2.76	1.93	22.28	0.79	0.007	131.11	0.08

La condition :  $B_{radop} > B_{rcal}$  est vérifiée, donc y'a pas de risque de flambement pour tous les poteaux de la structure.

C) Les exigences du RPA99 version2003 : **Le projet est implanté à Ibachirene (Bejaia) zone IIa, la section des poteaux doit répondre aux exigences suivantes :**

$$\text{Min (b, h) = 30cm} > 25\text{cm} \quad \text{vérifiée}$$

$$\text{Min (b, h) = 30cm} > h_e / 20 = 18.9\text{cm} \quad \text{vérifiée}$$

$$0.25 \leq h / b \leq 4 \quad \text{vérifiée}$$

## II. Conclusion

Après avoir pré- dimensionner voir que les planchers, les poutres, les poteaux, les voiles .....  
Nous avons constaté les dimensions suivantes :

-Plancher corps creux (16+4)

-Plancher dalle plein e=15cm

-Escalier  $e=15\text{cm}$

-Voile RDC  $e=20\text{cm}$

-Voile EC  $e=15\text{cm}$

-PP et PS  $(30*30)\text{ cm}^2$

- poutre chaînage  $(30*30)\text{cm}^2$

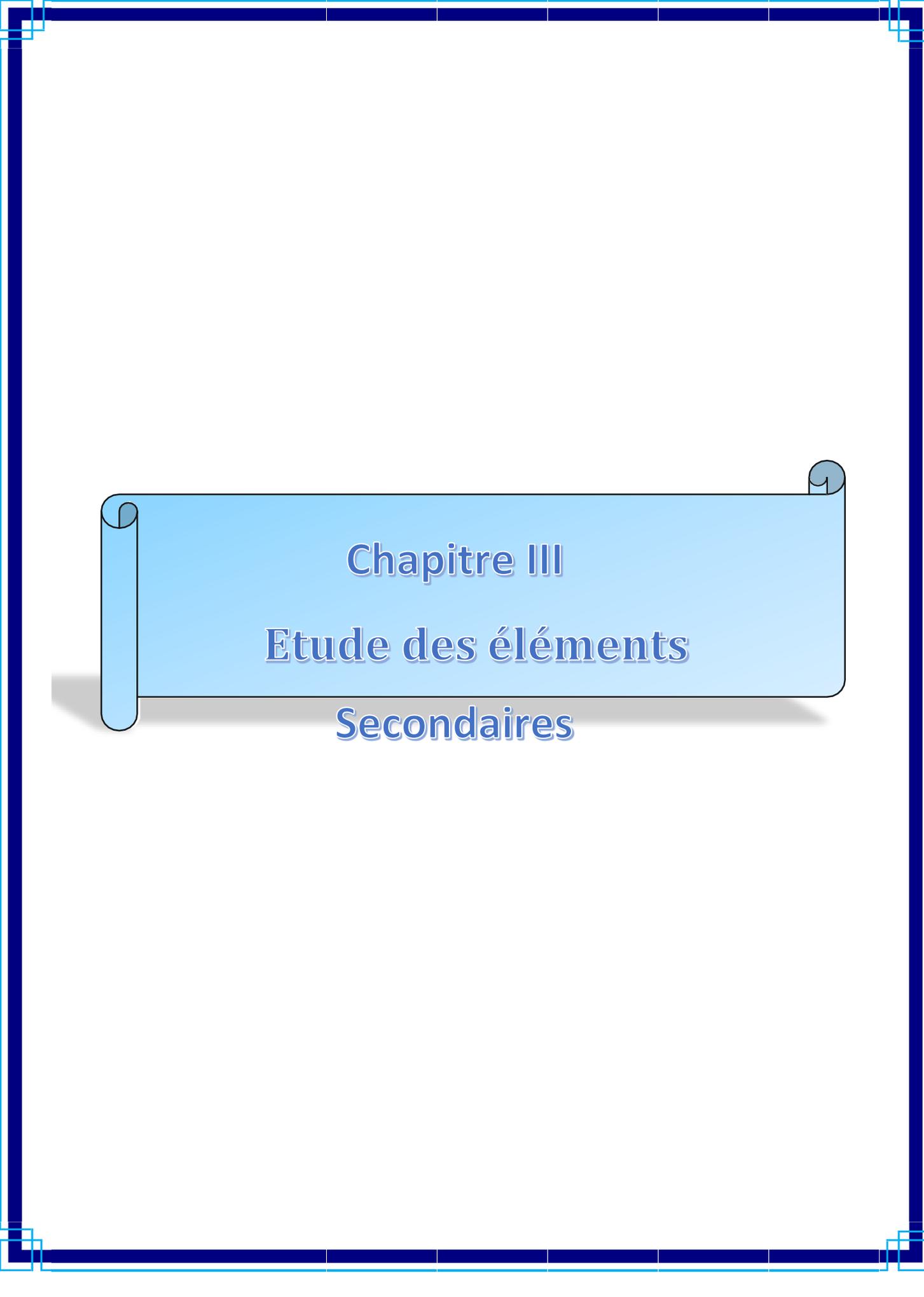
-RDC :  $(40*40)\text{ cm}^2$

-1<sup>ère</sup> et 2<sup>ème</sup> étage :  $(40*35)\text{ cm}^2$

-3<sup>ème</sup> et 4<sup>ème</sup> étage :  $(35*35)\text{ cm}^2$

-5<sup>ème</sup> et 6<sup>ème</sup> Étage  $(35*30)\text{ cm}^2$

-7<sup>ème</sup> et 8<sup>ème</sup> étage  $(30*30)\text{ cm}^2$



Chapitre III  
Etude des éléments  
Secondaires

**Introduction :** Dans une structure quelconque on distingue deux types d'éléments :

Les éléments porteurs principaux qui contribuent directement au contreventement. Les éléments secondaires qui ne contribuent pas directement au contreventement. Dans ce chapitre nous considérons l'étude des éléments que comporte notre bâtiment. Nous citons les escaliers, les planchers, l'acrotère, Leur calcul se fait généralement sous l'action des charges permanentes et des surcharges d'exploitations. L'étude de ces éléments est indépendante de l'action sismique, mais ils sont Considères comme dépendant de la géométrie de la structure. Le calcul de ces éléments s'effectue suivant le règlement **BAEL 91 modifié 99** en Respectant le règlement parasismique Algérien RPA 99 version 2003.

### III.1. Etude des planchers : III.1.1. Plancher à corps creux :

**Etude des poutrelles :** Les poutrelles sont calculées à la flexion simple sous charges permanentes ( $G$ ) et surcharges d'exploitation ( $Q$ ), comme des poutres sur plusieurs appuis. Le calcul des sollicitations dans les poutrelles revient à utiliser l'une des méthodes suivantes :

- ◆ Méthode forfaitaire. (Annexe E.1 du BAEL 91).
- ◆ Méthode de Caquot. (Annexe E.2 du BAEL 91).
- ◆ Méthode de la RDM.

#### Méthode forfaitaire :

Condition d'application de la méthode : Pour déterminer les moments aux appuis et en travées, il est possible d'utiliser la méthode

Forfaitaire si les quatre conditions sont vérifiées :

- plancher à surcharge modérée  $Q \leq \min(2G ; 5KN/m^2)$
- le rapport entre deux travées successives :  $0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25$ .
- le moment d'inertie constant sur toutes les travées.
- fissuration peu nuisible ( $F.P.N$ ).

Si l'un de ces conditions sont pas vérifiées alors on applique la méthode de Caquot **Evaluation des moments :**

#### Moment en appuis de rive :

Les moments sur les appuis de rive sont nuls seulement le BAEL91 préconise de mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment fictif égale à  $-0.15M_0$ . Tel que

$$M_0 = \max(M^1_0, M^n_0),$$

$$M_0 \text{ moment isostatique : } M_0 = \frac{q \times l_i^2}{8}$$

#### -Moment en appuis intermédiaires :

**La valeur absolue de chaque moment en appui intermédiaire doit être au moins égale à :**

0.6M<sub>0</sub> pour une poutre à deux travées.

0.5M<sub>0</sub> pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.

0.4M<sub>0</sub> pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.

#### -Moment en travée

$$(1) : M_t + \frac{|M_g| + |M_d|}{2} \geq \max \{ (1 + 0.3 * \alpha) * M_0 ; (1.05 * M_0) \}$$

$$(2) : \left\{ \begin{array}{l} M_t \geq \frac{(1.2 + 0.3\alpha) * M_0}{2} \text{ Si c'est une travée de rive} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq \frac{(1 + 0.3\alpha) * M_0}{2} \text{ Si c'est une travée intermédiaire} \end{array} \right.$$

$$M_t = \text{Max} (1 ; 2)$$

Avec :

$M_0$  : La valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de référence (travée isostatique) à gauche ou à droite de l'appui considéré, et  $\alpha = (Q / (G+Q))$  le rapporte des charges d'exploitions à la somme des charges non pondérées.

**Evaluation des efforts tranchants**

Les efforts tranchants sont évalués :

-Soit forfaitairement en supposant la discontinuité entre les travées, dans ce cas les efforts tranchants hyperstatiques sont confondus même avec les efforts tranchants isostatiques sauf pour les appuis voisins de rive.

L'effort tranchant isostatique doit être majoré de :

15 % s'il s'agit d'une poutre à deux travées ; 10 % s'il s'agit d'une poutre à plus de deux travées.

- Soit par la méthode RDM :

**Les différents types de poutrelles :**

Tableau III 1: différents types de poutrelles

Type	Schéma statique
<b>Etage courant et terrasse inaccessible</b>	
Type 1	
Type 2	
Type 3	
Type 4	

TYPE 5



Calcul des charges revenant aux poutrelles :

Tableau III 2: charge revenant aux poutrelles

Types de plancher	G [KN/m <sup>2</sup> ]	Q [KN/m <sup>2</sup> ]	l <sub>0</sub> [m]	ELU qu=[1.35G+1.5Q]*l <sub>0</sub> [KN/m]	ELS qs= [G+Q]*l <sub>0</sub> [KN/m]
Etage courant RDC	5.11	1.5	0.65	5.95	4.30
Terrasse inaccessible	6.53	1	0.65	6.70	4.89

Exemple d'application :

Type 3 :

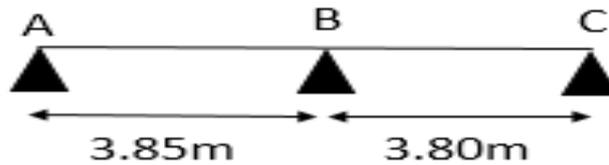


Figure III 1 schéma statique de la poutrelle type 3

Vérification les conditions de la méthode forfaitaire :

(1)  $Q = 1.5 \text{KN/m}^2 \leq \min [2G.5 \text{KN/m}^2] = 5 \text{KN/m}^2$ .....vérifiée

(2)  $0.8 \leq \frac{3.80}{3.85} \leq 1.25$ .....vérifiée

(3) La fissuration est peu nuisible.....vérifiée

(4) I = constant.....vérifiée

Les conditions de la méthode forfaitaire sont vérifiées donc cette dernière est applicable.

Calcul des moments isostatiques :  $M_0 = ql^2/8$

ELU :

Travée [AB] :  $M_0=11.02 \text{KN.m}$

Travée [BC] :  $M_0=12.09 \text{KN.m}$

ELS :

Travée [AB] :  $M_0=7.97 \text{KN.m}$

Travée [BC] :  $M_0=8.83 \text{KN.m}$

Calcul des moments aux appuis :

Appui de rive :

$M_A = M_C = 0$  (le **BAEL91** préconise de mettre les aciers de fissuration équilibrant un moment fictif le à  $0.15M_0$ )

$$M_A = M_C = -0.15 \max (M_{0AB} ; M_{0BC})$$

$$\text{ELU} : M_A = -1.81 \text{KN.m}$$

$$\text{ELS} : M_A = M_C = -1.32 \text{KN.m}$$

Appuis intermédiaire :

$$M_B = -0.6 \max (M_{0AB} ; M_{0BC}) = -0.6 M_{0AB}$$

$$\text{ELU} : M_B = -7.25 \text{kn.m}$$

$$\text{ELS} : M_B = -5.29 \text{kn.m}$$

**Calcul des moments en travées :**

$$\alpha = Q / (G + Q) = 1.5 / (5.11 + 1.5) = 0.227$$

**Travée [AB] :**

$$\text{ELU} : M_{tAB} = 7.81 \text{KN.m}$$

$$\text{ELS} : M_{tAB} = 5.64 \text{KN.m}$$

Travée [BC] :

$$\text{ELU} : M_{tBC} = 7.532 \text{KN.m}$$

$$\text{ELS} : M_{tBC} = 5.44 \text{KN.m}$$

**Calcul les efforts tranchant:**

Travée [AB] :

$$V_A = \frac{qu \cdot L_{AB}}{2} = 11.45 \text{KN} ; V_B = -1.15 \cdot \frac{qu \cdot L_{AB}}{2} = 13.17 \text{kn.m}$$

Travée [BC] :

$$V_B = -1.15 \cdot \frac{qu \cdot L_{BC}}{2} = -13.01 \text{KN.m} ; V_C = \frac{qu \cdot L_{bc}}{2} = 11.30 \text{kn.m}$$

**Type 3 :**



**Figure III 2 schéma statique de la poutrelle type 5**

**Calcul RDM :**

$$M_0 = \frac{q \times l_i^2}{8}$$

**Moment en travée :**

$$Q_u = 5.49 \text{KN/m} ; Q_s = 3.96 \text{KN/m}$$

$$\text{ELU} : M_0 = 5.49 \cdot (3.85)^2 / 8 \rightarrow M_0 = 11.02 \text{KN.m}$$

$$\text{ELS} : M_0 = 7.97 \text{KN.m}$$

**Terrasse inaccessible :**

$$Q_u = 6.18 \text{KN/m} \quad Q_s = 8.36 \text{KN.m}$$

$$\text{ELU} : M_0 = 11.45 \text{KN.m}$$

$$\text{ELS} : M_0 = 8.36 \text{KN.m}$$

**Moment aux appuis :**

$$M_A = M_B = 0$$

Sur les appuis de rive, les moments sont nul, mais il faut toujours mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment égl à  $-0.15M_0$

**Terrasse inaccessible :**

$$\text{ELU : } M_a^u = M_b^u = -0.15 * 11.45 = -1.86 \text{ KN.m}$$

$$\text{ELS : } M_a^s = M_b^s = -0.15 * 8.36 = -1.32 \text{ KN.m}$$

**Étage courant :**

$$\text{ELU : } M_a^u = M_b^u = -0.15 * 10.17 = -1.52 \text{ KN.m ; ELS : } M_a^s = M_b^s = -0.15 * 7.34 = 1.19 \text{ KN.m}$$

**Effort tranchant:**

$$V_A = \frac{qu * l}{2} ; V_B = \frac{-qu * L}{2}$$

**Terrasse inaccessible :**

$$V_A = 12.90 \text{ KN} ; V_B = -12.90 \text{ KN}$$

**Etage courant :**

$$V_A = 11.45 \text{ KN} ; V_B = -11.45 \text{ KN}$$

Les résultats de calcul de tous les type des poutrelles de plancher étage courant et terrasse inaccessible sont résumé sous forme de tableaux suivant :

**Tableau III 3: Sollicitations dans les poutrelles des différents planchers**

Type de poutrelle	ELU				ELS		
	$M_t$ (KN.m)	$M_{a.int}$ (KN.m)	$M_{a.rive}$ (KN.m)	V (KN)	$M_t$ (KN.m)	$M_{a.int}$ (KN.m)	$M_{a.rive}$ (KN.m)
Etage courant RDC							
01	8.04	-5.09	-1.52	11.62	5.81	-3.67	-1.10
02	6.093	-4,76	-1.155	10.73	4.40	-3,44	-0.86
03	7.81	-6.22	-1.51	12.14	5.44	-4.11	-1.10
04	6.27	-4.9	-1.22	10.89	4.53	-3,54	-0.89
05	10.17	-	1.52	10.56	7.34	-	1.10
Terrasse inaccessible							
01	8.86	-5.73	-1.72	13.11	6.47	-4.19	-1.24
02	6.70	-5.37	-1.34	12.10	4.90	-3.92	-0.73
03	8.6	-6.88	-1.72	13.70	6.28	-5.02	-1.25
04	6.91	-5.53	-1.38	12.28	5.04	-4,033	-1.01
05	11.45	-	1.72	11.90	8.36	-	1.25

**Ferraillage des poutrelles :**

Les armatures seront calculées sous les sollicitations les plus défavorables et le calcul est conduit pour une section en T soumise à la flexion simple .Le ferraillage de toutes les poutrelles se fera avec les sollicitations maximales à l'ELU.

Tableau III 4: Sollicitations maximales dans les poutrelles des différents

Type de plancher	$M_t^{max}$ [KN.m]		$M_a^{max.int}$ [KN.m]		$M_a^{max.rive}$ [KN.m]		$V^{max}$ [KN]
	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU
Terrasse inaccessible	11.45	8.36	6.88	5.02	1.72	1.25	13.70
Etages courants RDC	10.17	7.34	6.22	4.11	1.52	1.10	12.14

Les caractéristiques géométriques de la poutrelle sont :

$b=60\text{cm}$ ,  $h_0 = 4\text{cm}$ ,  $h = 20\text{cm}$ ,  $b_0 = 10\text{cm}$ ,  $d = 18\text{cm}$ .

**Etage courant :**

**Armatures longitudinales :**

**En travée :**

On a:  $M_t=10.17\text{kn.m}$

$C = 2\text{cm}$ ;  $f_{c28} = 25\text{MPa}$ ;  $F_e = 400\text{MPa}$

$M_{tu} = f_{bu} * b * h_0 * (d-h_0/2) = 2380\text{KN.m} > M_t \dots \dots \dots$  calcul d'une section rectangulaire ( $b * h$ )

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{f_{bu} * b * d^2} = 0.036 < 0.186 \text{ Pivot A ; } A_t = \frac{M_t}{Z * f_{st}}$$

$$Z = d * (1 - 0.4\alpha) = 0.175\text{m}; \alpha = 1.25 * (1 - \sqrt{1 - 2 * \mu_{bu}}) = 0.045$$

$$A_t = 1.67\text{cm}^2$$

**Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{min} = (0.23 * b * d * f_{t28}) / F_e = 1.30 \text{ cm}^2 < A_t \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

**En appuis**

**Appuis intermédiaire :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_{a.int}}{f_{bu} * b_0 * d^2} = 0.135 < 0.186 \text{ Pivot A}$$

$$A_{a.int} = \frac{M_{a.int}}{Z * f_{st}}$$

$$Z = d * (1 - 0.4\alpha) = 0.167$$

$$\alpha = 1.25 * (1 - \sqrt{1 - 2 * \mu_{bu}}) = 0.181$$

$$A_{a.int} = 1.07\text{cm}^2$$

**Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{min} = (0.23 * b_0 * d * f_{t28}) / F_e = 0.217\text{cm}^2 < A_{a.int} \dots \dots \dots \text{Donc en ferraille avec } A_{a.int}$$

**Appuis de rive :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_{a.rive}}{f_{bu} * b_0 * d^2} = 0.033 ; A_{a.rive} = \frac{M_{a.rive}}{Z * f_{st}} ; Z = d * (1 - 0.4\alpha) = 0.142\text{m}$$

$$\alpha = 1.25 * (1 - \sqrt{1 - 2 * \mu_{bu}}) = 0.521$$

$$A_{a.rive} = 0.31\text{cm}^2$$

**Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{min} = (0.23 * b_0 * d * f_{t28}) / f_e = 0.217\text{cm}^2 < A_{a.rive} \dots \dots \dots \text{Donc en ferraille avec } A_{a.rive}$$

Dans le tableau suivant nous résumons les résultats obtenue pour le calcul relatif des poutrelles des étages courantes ainsi que la Terrasse inaccessible ce tableaux contient également les armatures choisissent pour chaque niveaux d'étude

**Tableau III 5 : Ferrailage des poutrelles**

	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z [m]	$A_{cal}$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_{min}$	$A_{choisis}$ [cm <sup>2</sup> ]
<b>Terrasse inaccessible</b>						
<b>En travée</b>	0.041	0.052	0.176	1.87	1.30	<b>3HA10=2.36</b>
<b>Appuis de rive</b>	0.037	0.047	0.176	0.31	0.217	<b>1HA10=0.79</b>
<b>Appuis intermédiaire</b>	0.149	0.203	0.165	1.2	0.217	<b>2HA10=1.57</b>
<b>Etage courant RDC</b>						
<b>En travée</b>	0.036	0.045	0.175	1.67	1.30	<b>3HA10=2.36</b>
<b>Appuis de rive</b>	0.033	0.521	0.142	0.28	0.217	<b>1HA10 = 0.79</b>
<b>Appuis intermédiaire</b>	0.135	0.181	0.167	1.07	0.217	<b>2HA10 = 1.57</b>

Avant d'adopté le choix des armatures choisit en doit d'abord vérifiée vis-à-vis les déférentes sollicitations à L'ELU et à L'ELS.

**Vérification des poutrelles à L'ELU :**

**Vérification des contraintes de cisaillement :**

On a :  $V_{max} = 12.14KN$

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b_0 \times d} = \frac{12.14 \times 10^{-3}}{0.10 \times 0.18} = 0.67MPa$$

La fissuration et peu nuisible donc  $\alpha = 90^\circ$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,13f_{c28}; 5MPa) = \min(0.13 \times 25; 5MPa)$$

$$\tau_u = 0.67MPa < \bar{\tau}_u = 3.33MPa \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Donc pas risque cisaillement.

**Armature transversale :**

$$\phi_t \leq \min\left(\phi_t^{min}; \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}\right) \quad \Phi_L : \text{diamètre minimale des armatures longitudinale } (\Phi_L=10mm).$$

$$\Phi_T \leq \min(200/35 ; 100/10 ; 10) = 5.71mm$$

On choisit un étrier  $\Phi_6$

$$A_t = 2\Phi_6 = 0.57cm^2$$

**Escapement:**

$$St \leq \min \left\{ \begin{array}{l} (0.9d, 40cm) = 16.2cm \\ \frac{At \times fe}{0.4 \times b_0} = 39.33cm \\ \frac{0.8fe(\sin\alpha + \cos\alpha)}{b_0(\tau_u - 0.3ftj \times k)} = 456cm \end{array} \right.$$

**Avec :**

$\alpha = 90^\circ$  : Flexion simple, armatures droites.

$K = 1$  : Pas de reprise de bétonnage, flexion simple et fissuration peu nuisible

$$St \leq 16.2cm$$

On prend:  $St = 15cm$ .

**Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant :**

**Vérification de la bielle :**

**CBA93 (Art A.5.1.3.1.2)**

$$V_u \leq 0.267 \cdot \alpha \cdot b \cdot f_{c28}$$

Avec :

$$\alpha = 0.9 \cdot d = 0.162$$

$$V_u \leq 0.267 \cdot 0.162 \cdot 0.1 \cdot 25 ; V_u = 12.14 \text{ KN} \leq 108 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

### Vérification des armatures longitudinales CBA93 (Art A.5.1.3.1.2)

Appuis de rive :

$$A_l \geq \frac{\gamma_s \cdot V_u}{f_e} = \frac{1.15 \cdot 12.14}{400 \cdot 10^3} = 0.349 \text{ cm}^2$$

$$A_l = A_{\text{travée}} + A_{\text{a rive}} = 3.93 \text{ cm}^2$$

$$A_l = 3.93 \text{ cm}^2 > 0.349 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Appuis intermédiaire :

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left( V_u - \frac{m_u}{0.9d} \right) = 1.15/400 \cdot 10^3 (12.14 - 6.22/0.162) = -0.75 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

### Vérification de la jonction table-nervure: BAEL91 (Art A.5.1.2.1.1)

$$\tau_u = \frac{v_u \cdot b_1}{0.9 \cdot d \cdot b \cdot h_0} \leq \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa}; \quad b_1 = \frac{b - b_0}{2} = 0.25 \text{ m}$$

$$\tau_u = 0.78 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Vérification à l'ELS :

On doit vérifier :

État limite d'ouverture des fissures

État limite de compression du béton

État limite de déformation (la flèche)

#### 1) État limite d'ouverture des fissures : CBA93 (Article B-6-3)

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

#### 2) Etat limite de compression du béton :

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

En travée :

Position de l'axe neutre :

$$H = \frac{b \cdot h_0^2}{2} - 15 A_t (d - h_0) ; H = \frac{0.60 \cdot 0.04^2}{2} - 15 \cdot 1.92 \cdot 10^{-4} \cdot (0.18 - 0.04) = 0.768 \cdot 10^{-4} \text{ m} > 0$$

$H > 0 \rightarrow$  l'axe neutre passe par la table de compression  $\rightarrow$  calcul d'une section rectangulaire.

Calcul y et I :

$$\frac{b}{2} y^2 + 15 A_t y - 15 A_d ; 5 y^2 + 33.9 y - 610.2 = 0 ; \text{Donc : } y = 8.17 \text{ cm}$$

Moment d'inertie:

$$I = \frac{10y^2}{3} + 15 A_t (d - y)^2 ; \quad I = 5093.514 \text{ cm}^2$$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{7.34 \cdot 10^{-3}}{5093.51 \cdot 10^{-8}} \cdot 8.17 \cdot 10^{-2} = 11.79 \text{ MPa} \leq \sigma_{bc} = 0.6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots\dots \text{Vérifiée}$$

Etat limite de déformation (vérification de la flèche) :

On a:  $L = 385 \text{ cm}$ ,  $h = 20 \text{ cm}$ ,  $M_{0S} = 7.34 \text{ KN.m}$ ,  $M_{tS} = 7.34 \text{ KN.m}$

**Condition à vérifier:**

- 1)  $h \geq \max\left[\frac{1}{16}, h \geq \frac{M_{st}}{10 \cdot M_{0s}}\right] * L$
- 2)  $\frac{At}{b_0 * d} \leq \frac{4.2}{f_e}$
- 3)  $L \leq 8m$   
 $\frac{16}{385} = 0.041 < \frac{1}{16}$

La première condition n'est pas vérifiée donc il est nécessaire de la vérification de la flèche

$$\Delta f \leq f$$

La flèche totale est définie d'après le BAEL9 (Art B.6.5.2) comme suit :

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

$f_{gv}$  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).

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

$$f_{adm} = \frac{l}{500} = 0.77 \text{ cm}$$

Les différents chargements sur la poutrelle :

G : charge permanente après mise en place des cloisons

P : charge totale (P = G+Q)

J : charge permanente avant la mise en place des cloisons.

Donc on a: G = 5.11KN/m<sup>2</sup> ; P = 6.61KN/m<sup>2</sup> ; J = 2.85KN/m<sup>2</sup> ; Pour b = 0.60m

$q_g = G * b = 3.066 \text{ KN/m}$ : La charge permanente qui revient à la poutrelle

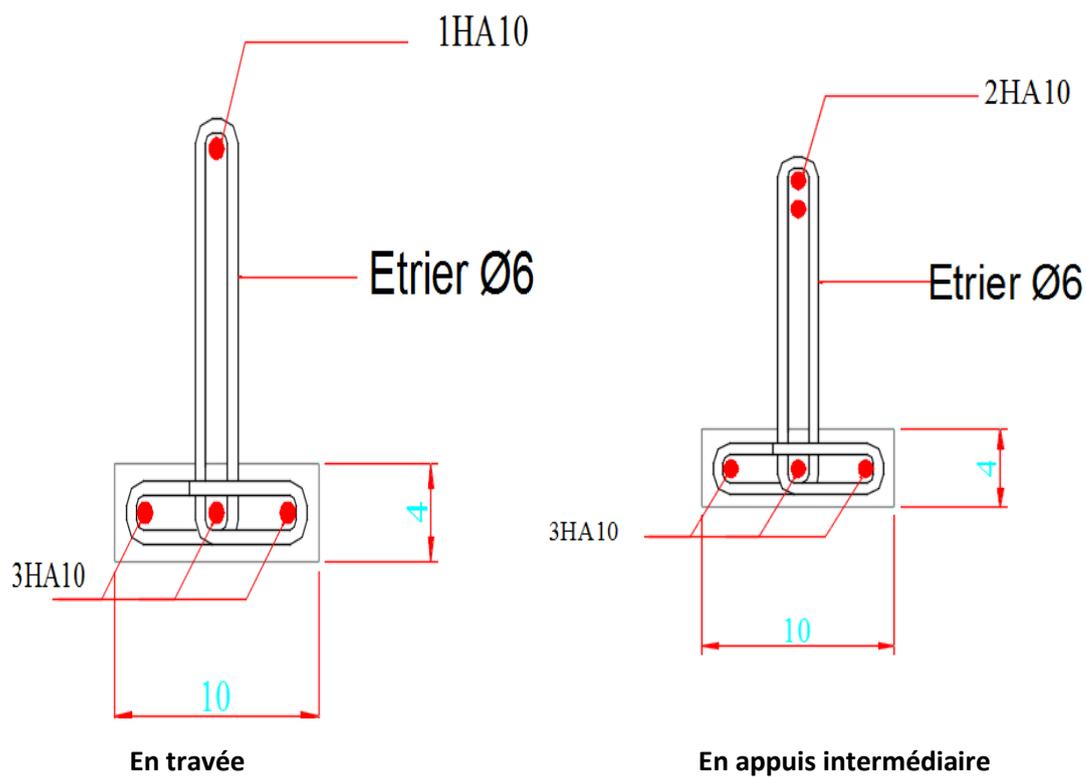
$q_p = P * b = 3.966 \text{ KN/m}$  : La charge permanente et la surcharge d'exploitation

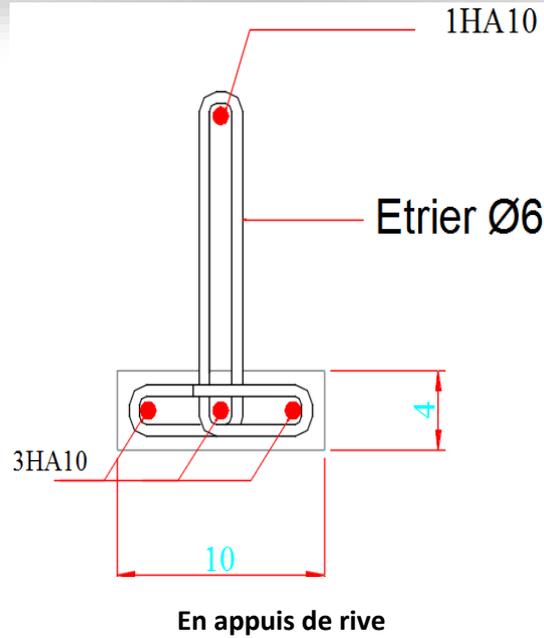
$q_j = J * b = 1.71 \text{ KN/m}$ : La charge permanente avant la mise en œuvre des cloison

**Calcul de la flèche :****Tableau III 6 : calcul de la flèche**

Plancher	Etage courant	Terrasse inaccessible
	Type 5	Type 5
$q_j$ (KN/m)	1.71	1.71
$q_g$ (KN/m)	3.066	3.91
$q_p$ (KN/m)	3.966	4.51
$M_j$ (KN.m)	3.16	3.16
$M_g$ (KN.m)	5.68	7.25
$M_p$ (KN.m)	7.33	8.37
$I_0$ (m <sup>4</sup> )	0,00019452	0,00020021
$\rho$	0.0131	0.0131

$\sigma_{sj}$ (MPa)	80,42	80,42
$\sigma_{sg}$ (MPa)	144,56	184,52
$\sigma_{sp}$ (MPa)	186,56	213,03
$\mu_j$	0,41	0,41
$\mu_G$	0,62	0,31
$\mu_P$	0,69	0,27
$F_{ji}$ (mm)	1,57	1,52
$F_{gi}$ (mm)	3,61	4,80
$F_{pi}$ (mm)	5,02	4,87
$F_{gv}$ (mm)	6,52	8,47
$\Delta f$ (mm)	6,36	7,01
$f_{adm}$ (mm)	7,7	7,7
<b>OBS</b>	Condition vérifiée	Condition vérifiée





**Figure III.3: Schéma de ferrailage des poutrelles étage courant est terrasse inaccessible**

**Ferrailage de la dalle de compression :**

On utilise des barres de type rond lisses de nuance  $F_e = 235 \text{ MPa} \Rightarrow \text{BAEL 91 (B.6.8, 423)}$

Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

$$A_{\perp} = \frac{4 \times b_0}{f_e} = 1,02 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \text{CBA93 (ART B.6.8.4.2.3)}$$

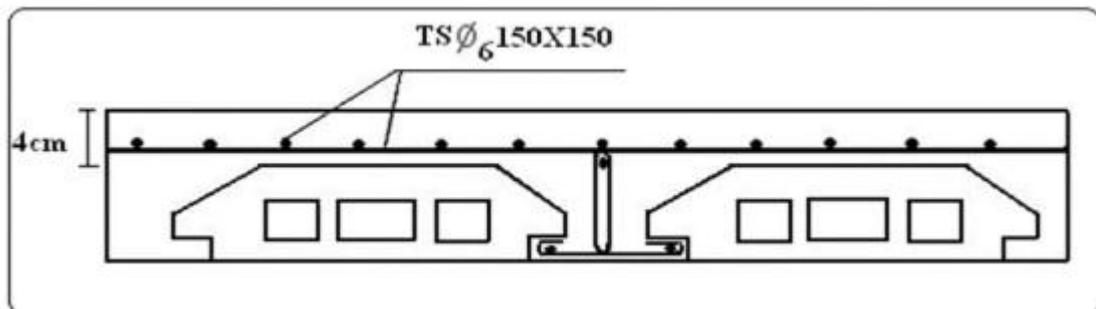
**Armatures parallèles aux poutrelles :**

$$A_{\parallel} = A_{\perp} / 2 = 0,51 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On choisit : treillis soudés à mailles carrées de  $150 \times 150 \text{ mm}$

$5\text{HA}6/\text{ml} = 1,41 \text{ cm}^2$  perpendiculaires aux poutrelles  $\rightarrow St = 20 \text{ cm} \leq 20 \text{ cm}$  vérifiée.

$4\text{HA}6/\text{ml} = 1,13 \text{ cm}^2$  parallèles aux poutrelles  $\rightarrow St = 30 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm}$  vérifiée.



**Figure III.4: Schéma de ferrailage de la dalle de compression.**

III.1.2 Plancher à dalle plein

Dalle plein repose sur 4 sens :

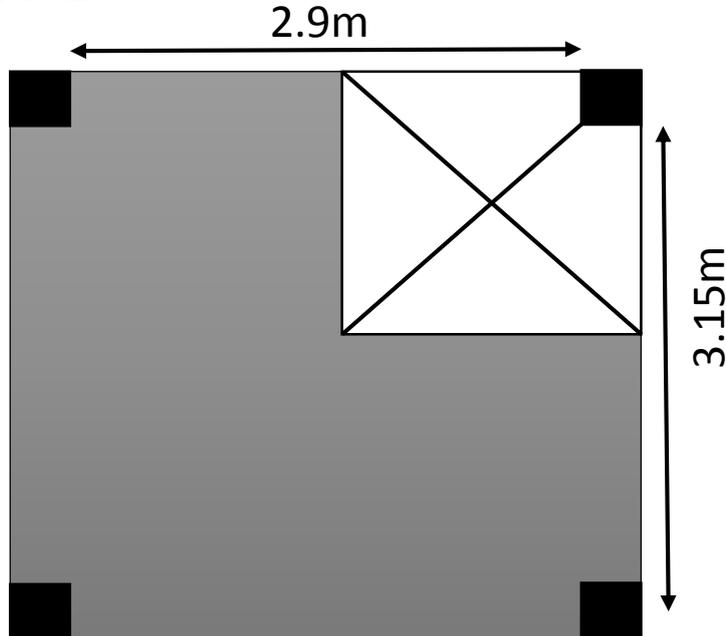


Figure III 5: Dalle sur 04 appuis

On a :  $G=5.06\text{kn.m}$  ;  $Q=2.5\text{kn.m}$

Charges sur la dalle :

ELU :  $P_u = 1.35G+1.5Q$  ;  $P_u = 10.58 \text{ KN/ml}$

ELS:  $P_s = G+Q$ ;  $P_s = 7.56 \text{ KN/ml}$

$\rho = \frac{290}{480315} = 0.92 > 0.4$  La dalle travaille sur les deux sens

**Les moments corrigés**

$$v = 0 \text{ et } \rho = 0.92 \begin{cases} \mu_x = 0.0437 \\ \mu_y = 0.8251 \end{cases} \dots\dots\dots [\text{ANNEXE II}]$$

$$M_{0x} = \mu_x * L_x^2 * P_u = 3.89 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = M_{0x} * \mu_y = 3.20 \text{ KN.m}$$

**Les moments en travée :**

$$M_{tx} = 0.75 * M_{0x} = 2.91 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.75 * M_{0y} = 2,40 \text{ KN.m}$$

**Les moments aux appuis :**

$$M_{ax} = M_{ay} = -0.5 * M_{0x} = 1,94 \text{ KN.m}$$

**Ferraillage**

Le ferraillage se fait à la flexion simple pour une bande de 1ml ( $b * e$ ) = (1\*0.15) m<sup>2</sup>.

Le tableau suivant résume le calcul des armatures en travées et en appuis avec :

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b * d^2 * f_{bu}} ; \alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}); Z = d (1 - 0.4\alpha); A = \frac{M}{Z * F_{st}}$$

Tableau III 7: Calcul des armatures en travées et en appuis

Localisation	$\mu$	$\alpha$	$z(m)$	Acal (cm <sup>2</sup> /ml)	Amin (cm <sup>2</sup> )	Adopt(cm <sup>2</sup> /ml)	St (cm)
<b>En Travée</b>							
<b>sensx</b>	0.0 12	0.015 3	0.01 29	0.64	1.24	3HA10 = 2.36	<b>33</b>
<b>sensy</b>	0.0 10	0.012 6	0.12 9	0.53	1.2	3HA8 = 1.51	<b>33</b>
<b>En appuis</b>							
<b>Sensx, y</b>	<b>0,0 08</b>	<b>0,010</b>	<b>0.12 9</b>	<b>0.43</b>	<b>1.24</b>	<b>3HA8 = 1.51</b>	<b>33</b>

**Espacement des armatures :**

$S_t = h/n = 33\text{cm} \leq \min(3e; 33\text{cm}) = 33 \text{ cm}$

Armatures de renforcement :

Sens-x

1 ml  3HA10 = 2.36 cm<sup>2</sup>

2.05m  4.838cm<sup>2</sup>

On adopte 5HA12 = 5.65 cm<sup>2</sup>

Sens-y

1 ml  3HA8 = 1.51 cm<sup>2</sup>

2.05 m  3.09 cm<sup>2</sup>

On adopte 4HA10 = 3.14 cm<sup>2</sup>

Longueur des barres de renforcement

Sens-x : [(a+b) + 2Ls] ; Sens-y : [(a+b) + 2Ls]

$$L_s = \begin{cases} 40\emptyset \text{ pour les HA} \\ 50\emptyset \text{ pour le RL} \end{cases}$$

Sens-x :  $L_x = [(2.05+2.05) + 2.05*40*12*10^{-3}] = 5.08 \text{ m}$

Sens-y :  $L_y = [(2.05+2.05) + 2.05*40*10*10^{-3}] = 4.92\text{m}$

**Vérifications :**

**A L'ELU :**

**Vérification à l'effort tranchant :**

$$\rho \geq 0.4 \Rightarrow \begin{cases} V_x = \frac{PL_x}{2} \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4} \\ V_y = \frac{PL_y}{2} \frac{L_x^4}{L_x^4 + L_y^4} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} V_x = 10.40 \text{ KN} \\ V_y = 9.31\text{KN} \end{cases}$$

$\tau_u^{\max} = \frac{V_{\max}}{b*d} = 0.08 \text{ MPa} \leq \tau_{\text{adm}} = (0.07 * F_{c28}) / \gamma_b = 1.25 \text{ MPa} \dots \dots \dots$  Condition vérifiée

➔ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

**A L'ELS :**

$$V = 0.2 \text{ et } \rho = 0.93 \begin{cases} \mu_x = 0.0509 \\ \mu_y = 0.8799 \end{cases} \dots\dots\dots \text{ [ANNEXE II]}$$

Les moments corrigés

$$M_{0x} = \mu_x * L_x^2 * P_s = 3.23 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = M_{0x} * \mu_y = 2.89 \text{ KN.m}$$

Les moments en travée

$$M_{tx} = 0.75 * M_{0x} = 2.42 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.75 * M_{0y} = 2.13 \text{ KN.m}$$

Les moments aux appuis

$$M_{ax} = M_{ay} = -0.5 * M_{0x} = -1.61 \text{ KN.m}$$

Etat limite de compression du béton

On doit vérifier  $\sigma_{bc} = (M_{ser} * y) / I \leq \sigma_{bc} = 0.6 F_{c28}$

**Tableau III 8 : vérification état limite de compression**

	Moment( KN.m)	Y(m)	I (m <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$	$\sigma_{bc}$	Observation
<b>En Travée</b>						
<b>Sens x</b>	2.42	0.045	0,000117074	0.93	15	<b>Vérifiée</b>
<b>Sens-y</b>	2.13	0.033	0.000067415	1.06	15	<b>Vérifiée</b>
<b>En appuis</b>						
<b>Sensx,y</b>	<b>1.16</b>	<b>0.037</b>	<b>0.00081746</b>	<b>0.73</b>	<b>15</b>	<b>Vérifiée</b>

**Etats limite d'ouverture des fissures**

Les fissurations sont peu nuisibles, la vérification n'est pas nécessaire.

Etat limite de déformation :

On doit vérifier les conditions suivantes

**Sens x-x**

$$h_t / l_x > \max [M_{tx} / (20 * M_{0x}) ; (3/80)] \longrightarrow 0.051 > 0.037 \dots \text{La condition est vérifiée.}$$

$$A_s / (b * d) \leq 2 / f_e \longrightarrow 0.0018 < 0.005 \dots \text{La condition est vérifiée}$$

Les conditions sont vérifiées alors la vérification de flèche n'est Pas nécessaire

Schéma de ferrailage :

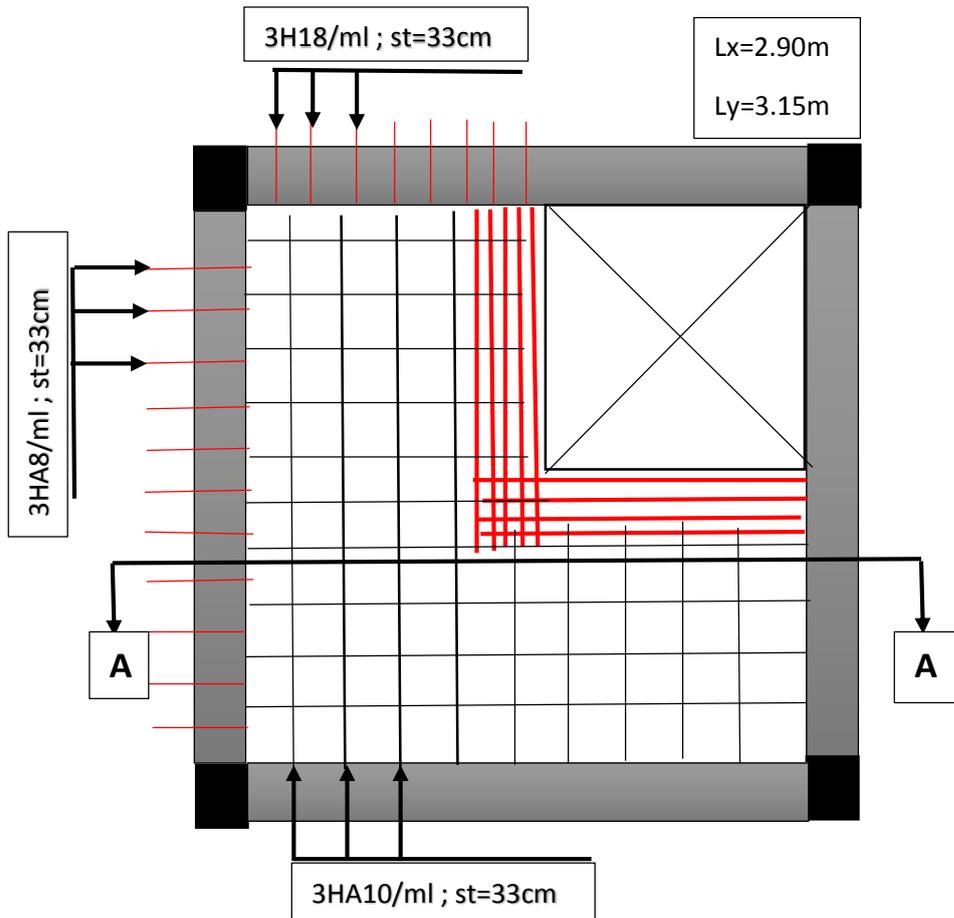
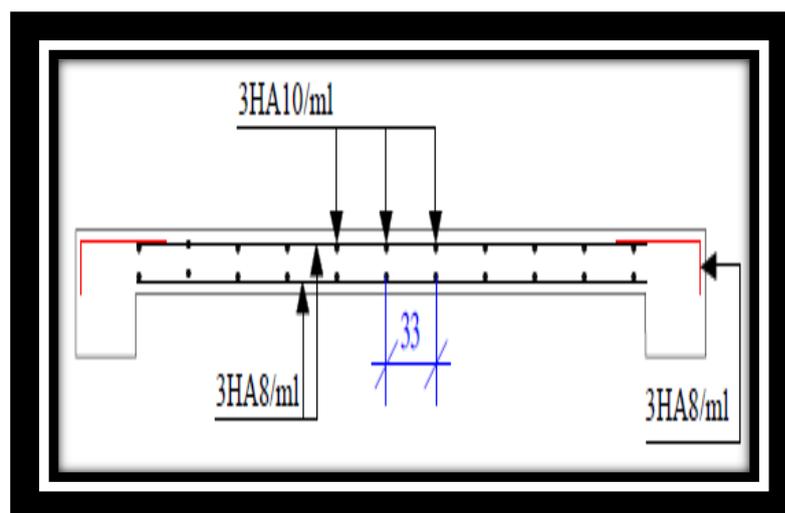


Figure III 6:Schéma de ferrailage de la dalle d'ascenseur



Coupe AA'

### III.2 Etude des poutres de chaînages :

Calcul des sollicitations :

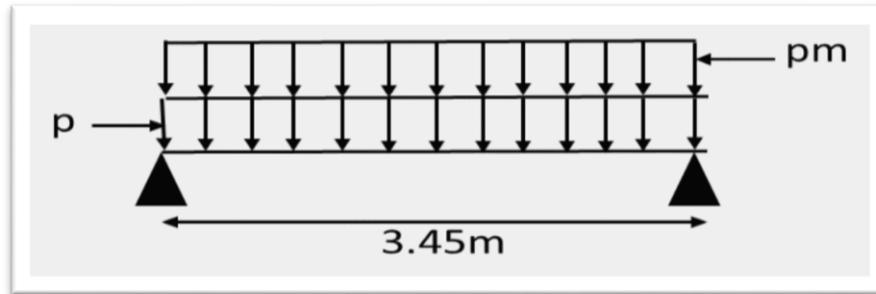


Figure III.7: Schéma statique de la Poutre de chaînage

**Poids propre :**  $P_p = 25 * b * h = 25 * 0.3 * 0.3 = 2.25 \text{ KN/m}$

**Poids des murs :**  $P_m = 2.76 * (3.06 - 0.3) = 7.62 \text{ KN/m}$

$P_U = 1.35 (2.25 + 7.62) = 13.32 \text{ KN/m}$

$P_S = 2.25 + 7.62 = 9.87 \text{ KN/m}$

$M_u = P_U \frac{L_{max}^2}{8} = 19.81 \text{ KN.m}$

**Calcul à l'ELU:**

$M_t = 0.75 M_u = 14.85 \text{ KN.m}$  ;  $M_a = -0.5 M_u = -9.91 \text{ KN.m}$

**Calcul L'ELS:**

On a  $p_s = 9.87 \text{ KN/m}$  ; Donc  $M_s = 14.68 \text{ KN.m}$

**Correction des moment:**

$M_{ts} = 0.75 M_s = 11.01 \text{ KN.m}$ ;  $M_{as} = -0.5 M_s = -7.34 \text{ KN.m}$

**Le ferrailage :**

**Armatures longitudinales :** Le calcul des armatures se fait à la flexion simple et les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.9: calcul des armatures poutre chaînage

	M [KN.m]	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z [m]	$A_{cal}$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_{min}$ [m <sup>2</sup> ]	Choix [cm <sup>2</sup> ]
En travée	14.85	0.044	0.056	0.273	1.55	1.01	3HA10 = 2.36
En appui	9.91	0.029	0.037	0.275	1.03	1.01	3HA10 = 2.36

**Vérifications à l'ELU**

**Vérification de l'effort tranchant**

$V_u = (P_u * L) / 2 = 22.98 \text{ KN}$

$\tau_u = \frac{V_u}{b * d} = 0.273 \text{ MPA} < \tau_u = \min \left( \frac{0.2}{1.5} f_{c28} ; 5 \text{ MPA} \right) = 3.33 \text{ MPA}$  La condition est vérifiée

**Calcul des armatures transversales :**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_t\right) \Rightarrow \phi_t \leq 8.57 \text{ mm}$$

Soit un cadre  $\phi 8$  plus un étrier  $\phi 8 \Rightarrow A_t = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$

**Les espacements :**

$$S_t \leq \min(0.9d; 40 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b} = 67 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \frac{0.9 f_e A_t (\sin \alpha + \cos \alpha)}{\gamma_s b (\tau_u - 0.3 f_t j^* K)} < 0$$

Le RPA99/ version 2003 exige un espacement  $S_t \leq \min(h; 25 \text{ cm})$

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

**À l'ELS :****Vérification de la contrainte dans le béton :****Tableau III.10: vérification de la contrainte dans le béton**

	$M_{ser}$ [KN.m]	Y [m]	I [m <sup>4</sup> ]	$\sigma_{bc}$ [MPa]	$\bar{\sigma}_{bc}$ [MPa]
En travée	11.01	0.070	0.000190411	4.06	15
En appui	7.34	0.058	0,000133354	1.63	15

**Evaluation de flèche**

Si l'une de ses conditions ci-dessous n'est pas satisfaite la vérification de la flèche devient nécessaire :

CBA93 (article B.6.5.1)

$$\frac{h}{l} = 0.086 > 0.0625 \dots\dots\dots \text{La condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{l} = 0.086 > \frac{M_t}{10 \cdot M_0} = 0.074 \dots\dots\dots \text{La condition vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{b \cdot d} = 0,0081 \leq \frac{4,2}{f_e} = 0.011 \dots\dots\dots \text{La condition vérifiée}$$

$$L \leq 8m$$

Donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire

## Schéma de ferrailage

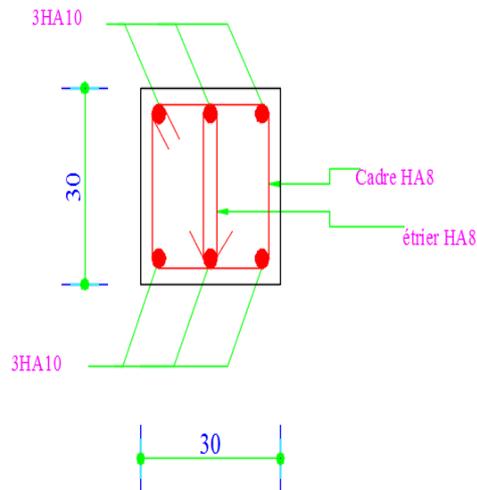


Figure III 8 : Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage

## III.3 Etude de l'escalier :

L'étude des escaliers consiste à déterminer les sollicitations et par la suite le ferrailage correspondant. Les escaliers travaillent à la flexion simple en considérant la dalle comme une poutre uniformément chargée et en tenant compte des types d'appuis sur lesquels elle repose.

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

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

Dans notre cas on s'intéresse à l'étude de l'escalier le plus défavorable (étage courant)

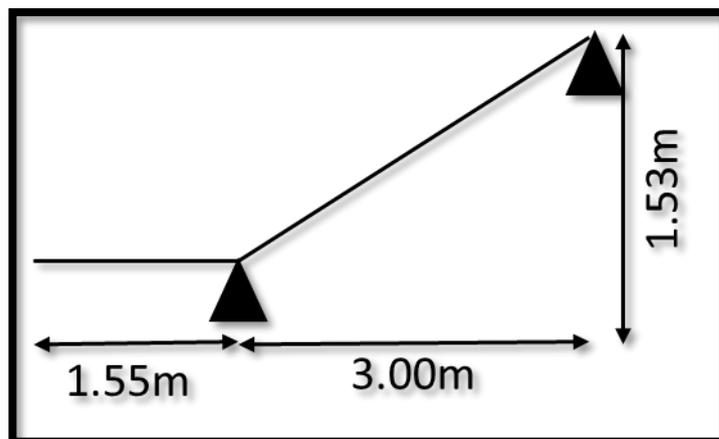


Figure III .9 : schéma statique de l'escalier

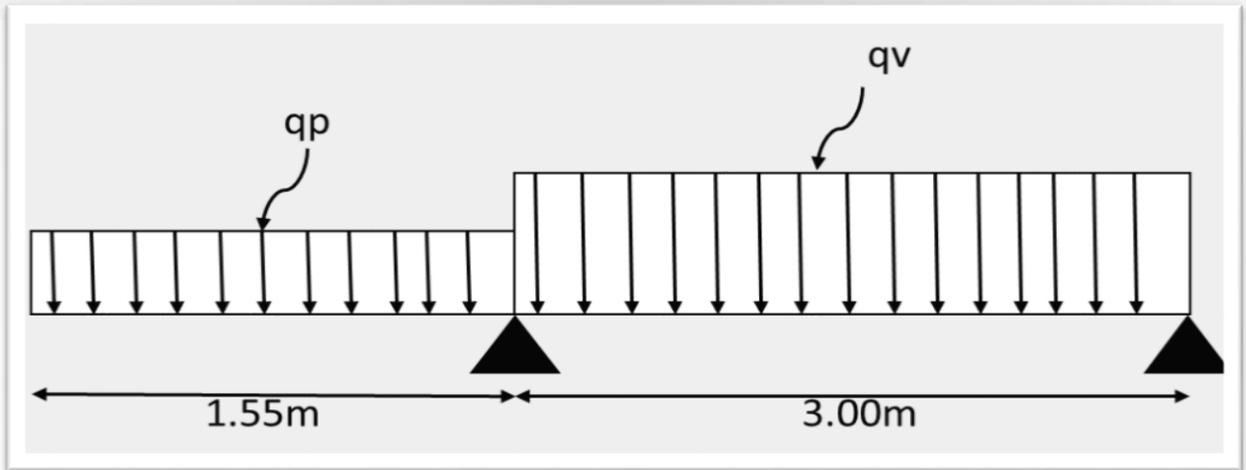


Fig. III .10 :Sollicitations sur l’escalier

On va résumer le calcul dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.11: calcul les sollicitations de l’escalier à L’ELU

Niveaux	Charge	qu (KN/ml)	
Etages courants	$G_v=7.51$ $G_p=5.06$ $Q=2,5$	$q_v=13.89 \text{ KN/m}$ $q_p=10.58 \text{ KN/m}$	<ul style="list-style-type: none"> <li>• <math>R_a=41.47 \text{ KN}</math></li> <li>• <math>R_b= 16.6 \text{ KN}</math></li> <li>• <math>V_{\max}=25.73 \text{ KN}</math></li> <li>• <math>M_{\max}=9.92 \text{ KN.m}</math></li> <li>• <math>M_t=9.92 \text{ KN.m}</math></li> <li>• <math>M_a=-11.93 \text{ KN.m}</math></li> </ul>

• **Ferraillage :**

Les résultats de ferraillage sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau III 12 : Ferraillage d’escalier

	Mu (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	Acalculée (cm <sup>2</sup> /ml)	Amin (cm <sup>2</sup> /ml)	Aadoptée (cm <sup>2</sup> /ml)	St
En travée	9.92	0.046	0.058	0.117	2.43	1.45	4HA12 = 4.52	25
En appui	11.93	0.055	0.074	0.116	2.95	1.45	4HA12 = 4.52	25

- **Vérification de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \frac{f_{t28}}{f_{Fe}} = 1.45 \text{cm}^2$$

**En travée :**

$$A_{\text{calculée}} > A_{\min} \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

Donc : on ferraille avec  $A_{\text{calculée}}$ .

En appui :

$$A_{\text{cal}} > A_{\min} \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

Vérification de l'effort tranchant :

$$T = 22.75 \text{KN}$$

$$\tau = \frac{T}{b \times d} = 0.19 \text{MPa} \quad . \quad \tau = 0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma b} = 1.16 \text{MPa} \quad ; \tau < \bar{\tau}$$

Armatures de répartition :

$$A_r^T = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Soit } A_r^T = 4\text{HA8} = 2.01 \text{cm}^2/\text{ml}$$

$$St = 25 \text{cm}$$

$$A_r^A = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Soit } A_r^A = 4\text{HA8} = 2.01 \text{cm}^2/\text{ml}$$

$$St = 25 \text{cm}$$

- **Vérification des espacements :**

Armatures principales :  $St = \min(3 \cdot e ; 33 \text{cm}) = 33 \text{cm} > 25 \text{cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$

Armatures secondaires :  $St = \min(4 \cdot e ; 45 \text{cm}) = 45 \text{cm} > 25 \text{cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$

**Calcul à l'ELS :**

Comme la fissuration est peu nuisible et  $A'$  est nulle, donc on vérifie que  $\sigma_{bc}$

La charge qui revient sur la volée et sur le palier

$$q_v = G + Q = 9.63 \text{KN/ml}$$

$$q_p = G + Q = 7.02 \text{KN/ml}$$

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau suivant :

Etat limite de compression du béton

On doit vérifier  $\sigma_{bc} = (M_{ser} * y) / I \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 F_{c28}$

**Tableau III 13: vérification de la contrainte dans le béton**

	R <sub>A</sub> (KN)	R <sub>B</sub> (KN)	M <sub>ser</sub> (KN.m)	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)
En travée	29.75	11.98	7.17	2.92	4713.13	2.78	15
En appui			9.08	3.14	6324.56	4.51	15

**Etat limite de déformation :**

**Vérification de la flèche :**

$$\frac{e}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{0.15}{3} = 0.05 < \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \dots \dots \text{condition non vérifiée}$$

$$\frac{e}{l_x} \geq \max \left[ \frac{3}{80}; \frac{M_t^x}{20M_0^x} \right] \Rightarrow 0.05 \geq 0.0375 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{A}{bd} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow 3.77 \times 10^{-3} \leq 5 \times 10^{-3} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

La premier condition n'est pas vérifiée, alors il faut calculer la flèche totale est définie d'après le BAEL91 comme suit :

$$f_{adm} = \frac{l}{500} \rightarrow f_{adm} = \frac{455}{500} = 0.91cm = 9.1mm$$

$$\text{Les sollicitations : } \begin{cases} M_j = 0.923KN/m \\ M_g = 1.5292KN/m \\ M_p = 2.4519KN/m \end{cases}$$

**Tableau III 14: Vérification de la flèche**

f <sub>gi</sub> (mm)	f <sub>gv</sub> (mm)	f <sub>ji</sub> (mm)	f <sub>pi</sub> (mm)	f̄ ≥ Δf <sub>t</sub>	observation
1.4359	2.5666	0.61	0.61	9.1 > 3.84	vérifiée

$$\Delta f_t \leq \bar{f} \dots \dots \dots \text{la flèche est vérifiée}$$

Schéma de ferrailage :

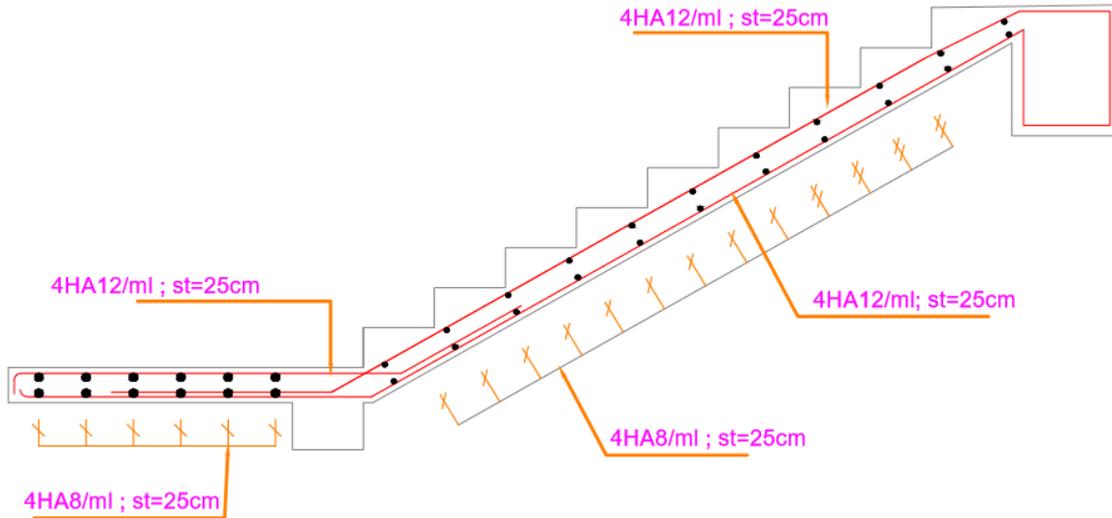


Figure. III.11 : Schéma de ferrailage de l'escalier

#### III.4. Etude de la poutre palière :

La poutre palière est soumise à :

- Son poids propre
- Réaction de palier

#### Prédimensionnement :

$$\text{On a : } \frac{L}{15} \leq h_p \leq \frac{L}{10} \quad ; \quad 0.4h \leq b \leq 0.7h$$

Avec :

$h_p$  : hauteur de la poutre palière

$b$  : largeur de la poutre

$L$  : longueur de la poutre On a :  $L=2.9\text{m}$

$$\text{Donc : } 19.33\text{cm} \leq h \leq 29\text{cm}$$

Par raison de l'effet sismique on prend :  $h=40\text{cm}$  et  $b=35\text{cm}$

#### Vérification l'exigence du RPA :

D'après l'article 7.5.1 RPA 99V2003

$b \geq 20\text{cm} \rightarrow b=35\text{..... Condition vérifiée}$

$h \geq 30\text{cm} \rightarrow h=40\text{..... Condition vérifiée}$

$\frac{h}{b} \leq 4 \rightarrow \frac{h}{b} = 1.14 < 4\text{..... condition vérifiée}$

**Evaluation de charge :**

Le poids propre de la poutre :  $25*0.4*0.35=3.5\text{KN/ml}$

Donc  $G=3.5\text{KN/ml}$

Réaction d'appuis venant de l'escalier :

Elu :  $R_a=41.47\text{KN}$

Els :  $R_s=29.\text{KN}$

**Calcul les sollicitations :**

$q_u=1.35G+R_a=1.35*3.5+16.6=21.32\text{KN/ml}$  ;  $q_s= G +R_a= 3.5+11.98=15.48\text{KN/ml}$

$$M_{\max}=\frac{q_l^2}{8}$$

À L'ELU :  $M_{\max}=27.29\text{KN.m}$

- **En travée :**  $M_{tu}=0.85M_{\max}=23.19\text{KN.m}$
- **En appuis :**  $M_{au}=-0.5M_{\max}=-13.64\text{KN.m}$

À L'ELS :  $M_{\max}=19.81\text{KN.m}$

- **En travée :**  $M_{ts}=0.85M_{\max}= 16.84\text{KN.m}$
- **En appuis :**  $M_{as}=-0.5M_{\max}=-9.90\text{KN.m}$

**Effort tranchant :**

$$V_u=\frac{qL}{2}=34.11\text{KN}$$

**Moment de torsion :**

$$M^{\text{tor}}=\frac{Ma_{\text{escalier}}*l}{2}=19.08\text{KN.m}$$
 Avec : Méscahier : moment en appuis lors de calcul des escaliers

**Ferraillage :**

- **Calcul a la flexion simple :**  
Le calcul se fait en flexion simple avec une section rectangulaire de  $(b*h)$   
Le calcul est résumé sous forme de tableau suivant :

**Tab.III.15. Calcul du ferraillage de la poutre palière à la flexion simple**

	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	$A_{\text{CAL}}$ ( $\text{cm}^2$ )	$A_{\text{min}}$ ( $\text{cm}^2$ )	$A_{\text{Adopté}}$	Condition de non fragilité
En Travée	0,003	0,41	0,373	1.78	1,60	3HA12 = 3.39 $\text{cm}^2$	Vérifier
En Appuis	0,001	0,01	0,377	0.84	1,60	3HA12 = 3.39 $\text{cm}^2$	Vérifier

**Vérification nécessaire :**

- **Contrainte de cisaillement à la flexion simple :**

$$\tau_u = \frac{vu}{b*d} = 0.25 < 3.33 \text{ MPa} \rightarrow \text{alors pas risque de rupture par cisaillement}$$

- **Les armatures transversales :**

$$\Phi_t \leq \left( \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \phi \right) \rightarrow \phi < 10 \text{ mm}$$

Soit un cadre HA8+ étrier HA8

- **Calcul a la torsion :**

$$\text{On a } M^{\text{tor}} = 19.08 \text{ KN.m}$$

D'après le BAEL 91 dans le cas de la torsion, la section (b×h) est remplacée par une section creuse équivalente  $\Omega$  d'épaisseur ( $e = \emptyset/6$ ), car le noyau d'une section pleine ne joue aucun rôle dans l'état limite ultime de torsion.

$\emptyset = \min(b, h) = 35 \text{ cm}$  qui est le diamètre du cercle pouvant être inclus dans la section (b×h).  $e = 35/6 = 6 \text{ cm}$  □  $\Omega = (b-e) \times (h-e) = 986 \text{ cm}^2$

$U = 2 \times (b+h) = 150 \text{ cm}$  qui est le périmètre de la section de la poutre palière.

**Contrainte de cisaillement :**

$$\tau = \frac{M^{\text{tor}}}{2 * \Omega * e} = 1.61 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa} \rightarrow \text{pas de risque de cisaillement}$$

**Armature longitudinale :**

$$A_l = \frac{M^{\text{tor}} * U * \gamma_s}{2 * \Omega * f_e} = 4.17 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \frac{M^{\text{tor}} * s_t * \gamma_s}{2 * \Omega * f_e} \quad \text{on fixe } s_t = 20 \text{ cm} \rightarrow A_t = 0.55 \text{ cm}^2$$

**Ferrailage final de la poutre palière :**

- **Armature longitudinale :**  $A = A_{\text{flexion}} + \frac{A^{\text{tor}}}{2}$ 
  - **En travée :**  $A = 3.39 + 4.17/2 = 5.45 \text{ cm}^2$

On opte donc pour  $A_t = 3 \text{ HA}16 = 6.03 \text{ cm}^2$

- **En appuis :**  $A = 0.83 + 4.17/2 = 2.91 \text{ cm}^2$  On opte donc pour  $A_a = 3 \text{ HA}12 = 3.39 \text{ cm}^2$

**A L'ELS : Vérification les contrainte dans le béton :** Les résultats sont résumer dans le tableau suivant :

**Tab.III.16 : Calcul et vérification des contraintes dans le béton (poutre palière).**

	Y (cm)	I ( cm <sup>4</sup> )	$\sigma$ (MPa)	$\sigma_{\text{adm}}$ (MPa)	Observation
En Travée	9.15	51261	2.98	15	Vérifier
En appuis	9.15	51261	1.40	15	Vérifier

Vérification de la flèche :

$$\frac{ht}{l} = 0.125 > \max\left(\frac{M_t}{10M_0} ; \frac{1}{16}\right) = 0.062 \dots \dots \dots \text{Vérifier}$$

$$\frac{A_s}{b \cdot d} = 0.0025 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \dots \dots \dots \text{Vérifier}$$

$$L_x = 3.2\text{m} < 8\text{m} \dots \dots \dots \text{vérifier}$$

Les conditions sont vérifiées alors la vérification de la flèche n'est pas nécessaire

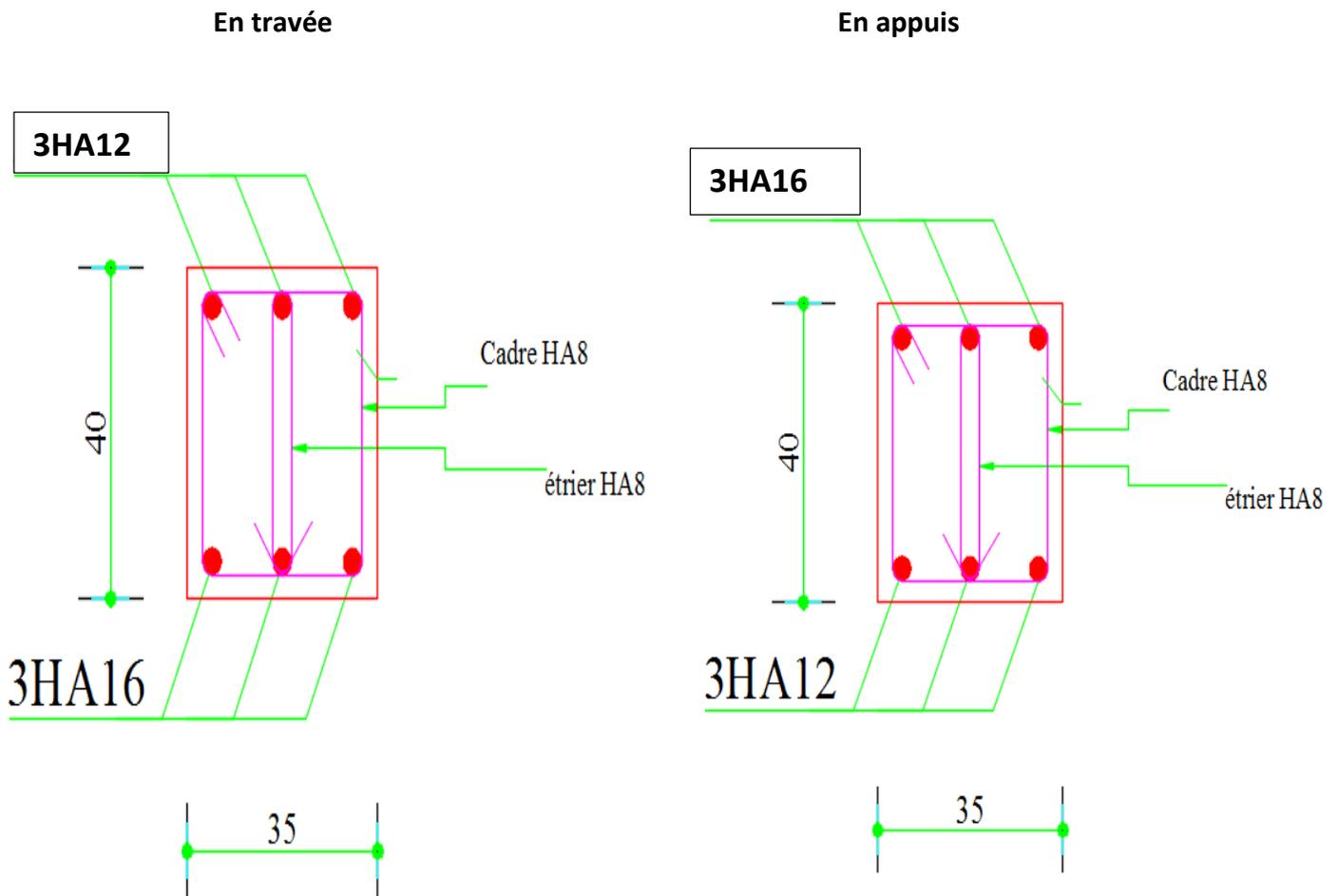
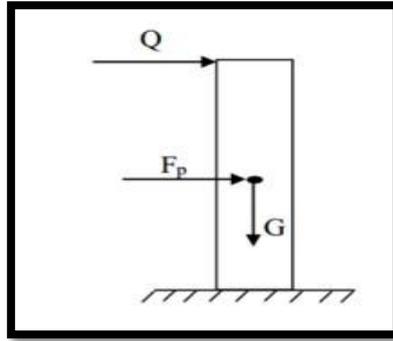


Figure III.12: schéma ferrailage poutre palière

**III.5:Etude de l'Acrotère :****Figure III.13 : schéma statique de l'acrotère****Méthode de calcul :**

L'acrotère est assimilé à une console encastrée dans la poutre du plancher terrasse. Ce dernier est sollicité en plus de la force sismique ( $F_p$ ) par deux efforts importants :

- Effort vertical dû à son poids propre.
- Effort horizontal dû à la main courante créant un moment fléchissant à l'encastrement.

Le calcul se fera au niveau de la section dangereuse, celle de l'encastrement. Il se fera à la flexion composée pour un mètre linéaire de l'arguer

**Evaluation des charges et Surcharges :****Poids propre de l'acrotère :**

$$G = 181\text{kg/ml}$$

$$\text{Revêtement en enduit de ciment} = 0.02 \times 2000 [0.65 + 0.2 + 0.08 + 0.1 + 0.5] = 61.2\text{kg/ml}$$

$$G = 181 + 61.2 = 246.2 \text{ Kg/ml}$$

$$G = 246.2 \text{ Kg/ml}$$

**Surcharge d'exploitation :**

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

**Calcul de l'effort sismique :**

L'acrotère est soumis à une charge horizontale  $F_p$  donnée par RPA99/version2003 :

$$F_p = 4 A C_p W_p$$

**RPA99 (article 6.2.3)**

$A = 0.15$  : coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4.1) page 26, pour la zone et groupe d'usage appropriés : zone II<sub>a</sub> et groupe d'usage 2.

$C_p = 0.8$  : facteur de force horizontale variant entre 0,3 et 0,8 tableau (6.1) page 43 (RPA99/V2003)

WP : poids de l'élément considéré  $WP = G_1 + G_2 = 2.462 \text{ KN/ml}$

$$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 1.82$$

$$F_p = 0,87 \text{ KN/ml}$$

**Calcul des Sollicitations :**

**Tableau III 16: calcul des sollicitations.**

	ELU	ELS	ELA(RPA99V2003)
$N_u$	$N_u = 1.35G + 1.5Q = 2.46 \text{ KN/ml}$	$N_{ser} = G + Q = 1,82 \text{ KN/ml}$	$N_a = G + Q + E = 1,82$
$M_u$	$M_u = 1.5Q \cdot h = 0.98 \text{ KN.ml}$	$M_{ser} = Q \cdot h = 0.65 \text{ KN.ml}$	$M_a = 0,96 \text{ KN.ml}$
$A$	$V = 1.5Q = 1.5 \text{ KN/ml}$	$V_{ser} = Q = 1 \text{ KN/ml}$	

**Calcul de la section d'armatures :**

- **Ferraillage de l'acrotère (E.L.U) :**

$b = 100 \text{ cm}$ ;  $C = 2 \text{ cm}$ ;  $d = 8 \text{ cm}$ ;  $h = 10 \text{ cm}$

L'élément est exposé aux intempéries donc la fissuration est préjudiciable (FN).

- **Calcul de l'excentricité :**

Elle est définie par la relation selon les documents basés sur les règles BAEL91 :

$$e = e_1 + e_a + e_2$$

$e_1$ : excentricité (dite du premier ordre), de la résultante des contraintes normales

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} = 0.396 \text{ m}$$

$e_2$  : excentricité due aux effets de second ordre, liés à la déformation de la structure

$$e_2 = 3 \cdot L_f^2 / 10000h \cdot (2 + \alpha\varphi) \quad \text{(BAEL91 article A.4.3.5)}$$

$$L_f = 2l_0 = 2 + 0.65 = 1.3 \text{ m}$$

$\varphi = 2$  : Le rapport de déformation finale dû au fluage de la déformation instantanée.

$h = 10 \text{ cm}$  : La hauteur totale de la section dans la direction du flambement

$$\alpha = MG / (MG + MQ) = 0$$

$$\text{Donc : } e_2 = 3 \cdot 1.3^2 / (10000 \times 0.1) \cdot 2$$

$$e_2 = 0.41 \text{ m}$$

$e_a$  : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométrique initiales (après exécution).

$$e_a = \max [2\text{cm}; 1/250], e_a = 0.02\text{m}$$

$$e = 0.396 + 0.02 + 0.0039 = 0.42\text{m}$$

Centre de pression :

$$\text{On a : } h/6 = 0.1/6 = 0.016\text{m}$$

Donc le centre de pression est à l'extérieur de l'intervalle  $[-h/6 ; h/6]$ , la section donc est partiellement comprimée et son ferrailage se fera par assimilation à la flexion simple sous l'effet d'un moment fictif  $M_{UF}$

- **Sollicitations majorées :**

Les sollicitations deviennent :

$$N_u = 2.46 \text{ KN}$$

$$M_u = N_u \times e = 1.05 \text{ KN.M}$$

- **Calcul de Ferrailage :**

Le travail consiste à étudier une section rectangulaire avec :

$$h = 10 \text{ cm}; b = 100 \text{ cm}; d = 8 \text{ cm}; d' = 2 \text{ cm}$$

La section se ramènera à un calcul FS sous l'effet d'un moment fictif  $M_{uf}$  rapportée au centre de gravité des armatures tendues.

$$M_{uf} = M_u + N_u (d - h/2)$$

$$M_{uf} = 1.041 \text{ KN.m}$$

Les calculs sont résumés dans le tableau suivant :

**Tab.III.18 : Résumé calcul d'armatures en F.S**

$\mu$	$\alpha$	Z (m)	A (cm <sup>2</sup> /ml)
0,0130	0,0164	0,074	0,33

**Calcul réel des armatures en flexion composée :**

$$A_s = 0.037 \text{ cm}^2$$

⇒ **Vérification nécessaire :**

**A L'ELU :**

⇒ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times F_{t28} / F_e = 0,90 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} > A_s \text{ On adopte donc } 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

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

✓ **Armatures de répartition :**

$$A_r = A_s/4 = 2.01/4 = 0.5025 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_r = 3 \text{ } \emptyset 8 = 1.13 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

▪ **Vérification au cisaillement :**

L'acrotère est exposé aux intempéries (fissuration préjudiciable).

$$V_u = F_p + Q = 1,181 + 1 = 2,281 \text{ KN}$$

D'après : BAEL91 page 108

$$\tau_u = \min \left[ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right]$$

$$\tau_u = \min (2.5 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa})$$

Donc :  $\tau_u = 0.028 \text{ MPa} < \tau_u = 2.5 \text{ MPa}$ .....vérifier

▪ **Vérification à l'ELS :**

La fissuration est préjudiciable.

$$d = 0.08 \text{ m}, N_{ser} = 1.82 \text{ KN}, M_{ser} = 0.65 \text{ KN.m}$$

D'après le BAEL 91 la vérification des contraintes se fait de façon suivante :

▪ **Position axe neutre :**  $C = d - e_1$

Tel que  $e_1$  : distance du centre de pression  $c$  à la fibre la plus comprimée de la section.

$$e_1 = 0.33 \text{ m} ; e_1 > d \text{ et } C \text{ à l'extérieur de section } c = 0,08 - 0,33 = -0,25 \text{ m}$$

$$y_{ser} = y_c + c y_c^3 + p y_c + q = 0$$

$$p = -3c^2 + 90 A_s * (c - d') / b ; \text{ donc } p = -0.39 \text{ m}$$

$$q = -2 * c^3 + 90 A_s * (d - c)^2 / b ; \text{ q} = -0.09 \text{ Km}$$

On aura donc :

$$Y_c = -0.35 \text{ m} ; Y_{ser} = -0.306 \text{ m}$$

$$\mu_t = (b * y^2) / 2 - 15 * A * (d - y) \Rightarrow \mu_t = 0.0045 \text{ m}$$

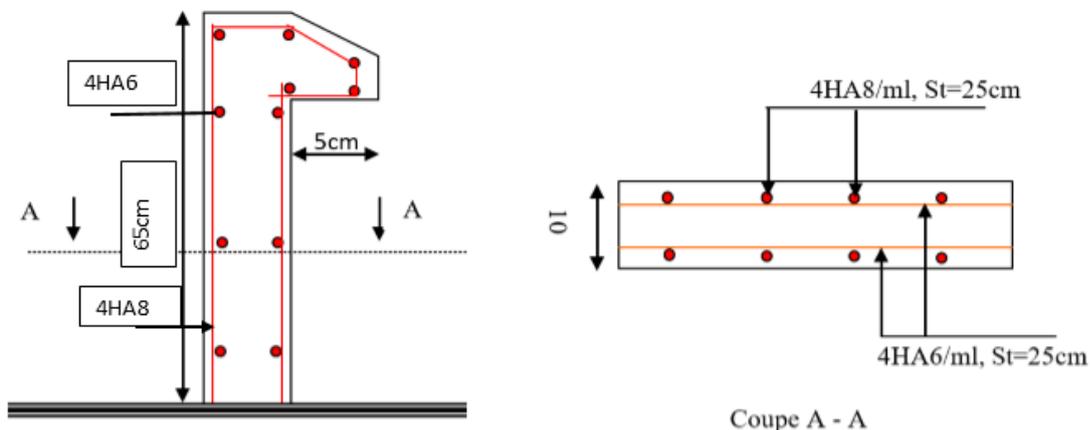
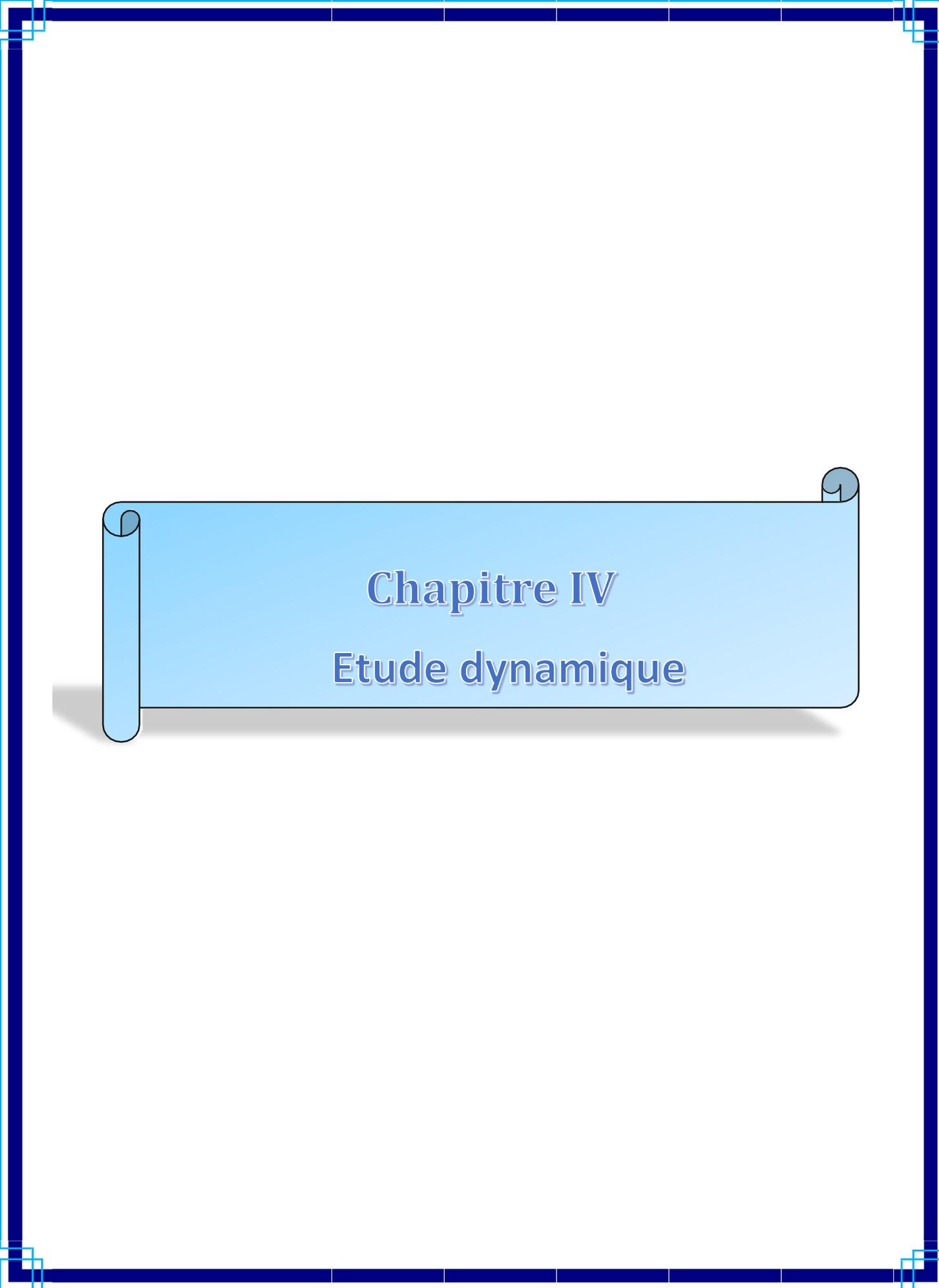


Fig.III.14 : Schéma de ferrailage de l'acrotère.



**Chapitre IV**  
**Etude dynamique**

**Introduction:**

- La réalisation d'une structure pouvant résister à une secousse Sismique doit être fait à la base d'une étude, cette étude permis la détermination d'un model et de choix de la méthode assurant de reproduire aux mieux le comportement réel de l'ouvrage.

D'après le RPA99V2003 (3.4.A.1.a) tout ouvrage situé en zone II a et dépassant une hauteur de 14m doit contreventé par un système de voile .

**IV.1 Méthode de calcul :**

Le RPA propose des méthodes de calcul des sollicitations :

- Méthode statique équivalente.
- Méthodes dynamiques :
  - La méthode d'analyse modale spectrale.
  - La méthode d'analyse par Accélérogramme.

Pour notre cas, les conditions d'application de la méthode statique équivalente de l'article 4.1.2 du RPA99/2003 ne sont pas réunies pour cause de sa hauteur qui dépasse les 23m à côté du fait qu'elle soit irrégulière en plan, se situe en zone II a et appartient au groupe d'usage2.Selon les exigences du RPA99/version2003, la méthode à utiliser dans ce cas est celle de l'analyse modale spectrale.

**IV.1. Modélisation :**

Pour rappel l'ouvrage étudié est un bâtiment en R+8 en béton armé, à usage d'habitations. Le système structurel qu'on a privilégié pour la structure est le système contreventement mixte assuré par des Voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques-voiles.

La modélisation numérique de la structure est faite en élément finis à l'aide du logiciel ETABS 2016, qui permet à la fois l'analyse statique et l'analyse dynamique (analyse des vibrations libres, analyse modale spectrale...etc.).

Pour ce système structural qu'on a opté voie ces les vérifications à faire : L'effort tranchant dynamique calculé par la méthode spectrale modale doit être supérieure ou égal à 80% de l'effort tranchant statique à la base du bâtiment.

- L'interaction horizontale.
- L'interaction verticale.
- L'effort normal réduit.
- Justification vis-à-vis des déplacements.
- Justification vis-à-vis de l'effort P- $\Delta$ .

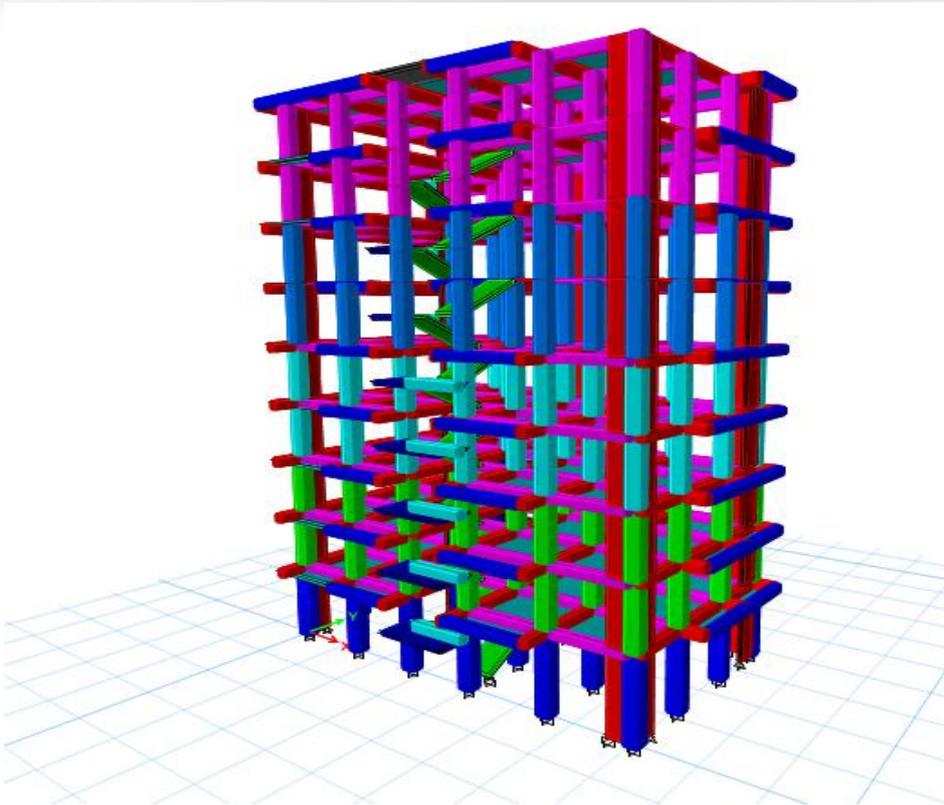


Figure IV 1: Modélisation vue en 3D de la structure.

#### IV.2. Calcul des paramètres du modèle :

##### Calcul de l'effort tranchant statique :

$$V_{st} = \frac{A \times D \times Q \times W}{R}$$

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone .Les paramètres cités au-dessus dépendent des caractéristiques de notre structure :

$$\left[ \begin{array}{l} \text{Groupe d'usage (2)} \\ \text{Zone sismique (II}_a\text{)} \end{array} \right. \longrightarrow \boxed{A = 0.15}$$

W : poids total de la structure.

R : coefficient de comportement de la structure.

Dans le cas de notre projet, on adopte pour un système de contreventement mixte portique-voiles avec justification de l'interaction.  $R = 5$ .

Q : facteur de qualité.

$$Q = 1 + \sum_1^6 Pq \quad \text{RPA99/2003 (relation 4-4)}$$

$Pq$  : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité  $q$  est observé ou non.

Les valeurs à retenir sont dans le tableau suivant :

**Tableau IV 1 Valeurs des pénalités.**

N	Critère q	Observation		Pénalités	
		x-x	y-y	x-x	y-y
1	Conditions minimales sur les files de contreventement	Oui	Oui	0	0
2	Redondance en plan	Non	Non	0,05	0,05
3	Régularité en plan	Non	Non	0,05	0,05
4	Régularité en élévation	Oui	Oui	0	0
5	Contrôle de qualité des matériaux	Oui	Oui	0	0
6	Contrôle d'exécution	Oui	Oui	0	0

Donc :  $q_x = 1.1$ ;  $q_y = 1.1$

$D$  : Facteur d'amortissement ( $\eta$ ) et de la période fondamentale de la structure ( $T$ ).

Le facteur d'amplification dynamique  $D$ , est donné par l'expression suivante :

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3s \end{cases}$$

$\eta$  : Facteur de correction de l'amortissement, donnée par la formule  $\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0.7$

$\xi$  : Pourcentage d'amortissement critique (Tableau 4.2 RPA99/2003)  $\xi = 7\%$

$$\Rightarrow \eta = \sqrt{\frac{7}{2+7}} = 0.88$$

T1 et T2 : période caractéristique relative au sol, et donnée par le tableau 4.7 du (RPA99/versio2003)

$$\text{On a site (S2) donc } \begin{cases} T1 = 0.15s \\ T2 = 0.4s \end{cases}$$

### Estimation de la période fondamentale de la structure T

Pour une structure contreventée partiellement par des voiles en béton armé, la période fondamentale est donnée par le minimum des deux expressions du RPA99 /2003 suivantes :

$$\begin{cases} T = C_T \times h_t^{\frac{3}{4}} \\ T = \frac{0.09 \times h_t}{\sqrt{L}} \end{cases}$$

**Avec :**

$h_t$  : Hauteur mesurée à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.  $h_t = 28.56m$

$C_T$  : Coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage donnée par le tableau 4.6 du RPA99 addenda 2003.

Le contreventement étant assuré partiellement par des voiles en béton armé,  $C_T = 0,05$ .

$$T = 0.05 \times (28.56)^{\frac{3}{4}} = 0.62s \dots \dots \dots (I)$$

$$\text{On peut également utiliser aussi la formule suivante : } T_{x,y} = \frac{0.09 \times h_t}{\sqrt{L_{x,y}}}$$

$L_{X,Y}$  : Distance du bâtiment mesuré à la base dans les deux directions.

$L_x = 18.15m$  ; étant la dimension du bâtiment selon le sens x.

$L_y = 9.8m$  ; étant la dimension du bâtiment selon le sens y.

- **Calcul de la période suivant l'axe longitudinal :**

$$T_x = \frac{0.09 \times 28.56}{\sqrt{18.15}} = 0.603s \dots \dots \dots (II)$$

Entre (I) et (II) on prend le minimum défavorable :  $T_x = 0.603s$

- **Calcul de la période suivant l'axe transversal :**

$$T_y = \frac{0.09 \times 28.56}{\sqrt{9.95}} = 0.815s \dots \dots \dots (III)$$

Entre (I) et (III) on prend le minimum défavorable :  $T_Y=0.62s$

$$T_2 = 0.4s \leq T_{sx} \leq 3s \quad d'ou \quad 2.5 \times n \times \left(\frac{T_2}{T_x}\right)^{\frac{2}{3}} = 2.5 \times 0.881 \times \left(\frac{0.4}{0.606}\right)^{\frac{2}{3}} \quad donc : D_x = 1.677$$

$$T_2 = 0.4s \leq T_{sy} \leq 3s \quad d'ou \quad 2.5 \times n \times \left(\frac{T_2}{T_y}\right)^{\frac{2}{3}} = 2.5 \times 0.881 \times \left(\frac{0.4}{0.62}\right)^{\frac{2}{3}} \quad donc : D_y = 1.65$$

### Calcul du poids de la structure

Les masses dynamiques de la structure sont évaluées en utilisant la relation ci-après, prescrite dans les règles parasismiques algériennes **RPA99/2003** (relation 4.5 du RPA).

Avec :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad ; \quad avec \quad W_i = W_{Gi} + \beta \times W_{Qi}$$

$W_{Gi}$  : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.

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

$$\beta = \{0.2 \quad pour \quad les \quad étages \quad à \quad usage \quad d'habitation. \quad (4-5 \text{ du RPA99/2003})$$

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

A partir du logiciel **ETABS2016** on trouve :  $W_{tot} = 22129,8916KN$

Après calcul de tous les paramètres on à la force sismique totale à la base de la structure est

$$\text{sens } X : V_x = \frac{A \times D_x \times Q_x}{R} \times W = \frac{0.15 \times 1.677 \times 1.1}{5} \times 22129,8916 \Rightarrow V_x = 1220,64KN.$$

$$\text{sens } Y : V_y = \frac{A \times D_y \times Q_y}{R} \times W = \frac{0.15 \times 1.65 \times 1.1}{5} \times 22129,8916 \Rightarrow V_y = 1205,15KN$$

### Spectre de réponse de calcul

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \times A \times \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1\right)\right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R}\right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R}\right) \times \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} \times \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} \times \left(\frac{Q}{R}\right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases}$$

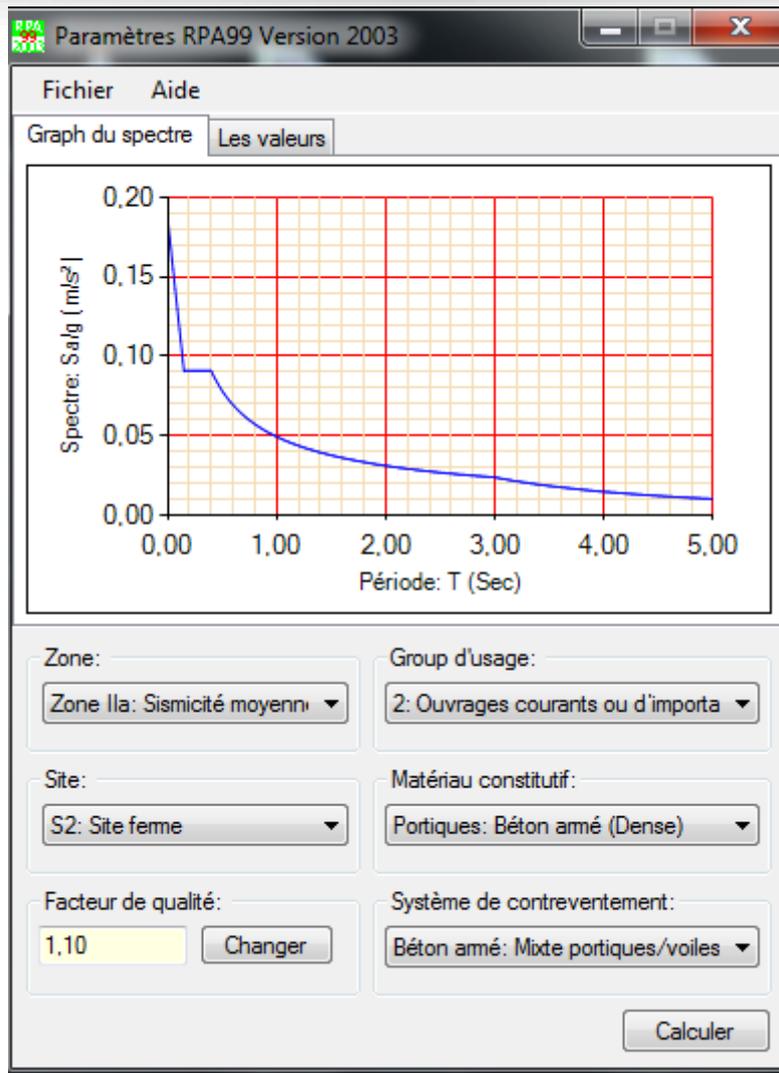


Figure IV 2 Spectre de réponse

### IV.3. Exigences du 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 résultant 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 4.3.4 de **RPA99V2003**, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

– la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure ; 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.

#### IV.4 Modalisation et résultats

##### IV.4.1 Disposition des voiles :

Après plusieurs essais de disposition des voiles (voir annexe ), et de modification des sections des poteaux et des poutres ainsi que d'épaisseurs des voiles, afin d'aboutir à un meilleur comportement de la construction en satisfaisant à la fois les contraintes architecturales et l'interaction (voiles – portiques), on a retenu la disposition représentée ci-dessous.

Cette disposition nous a permis d'éviter un mode de torsion au premier mode et répondre favorablement aux conditions du RPA99 /2003.

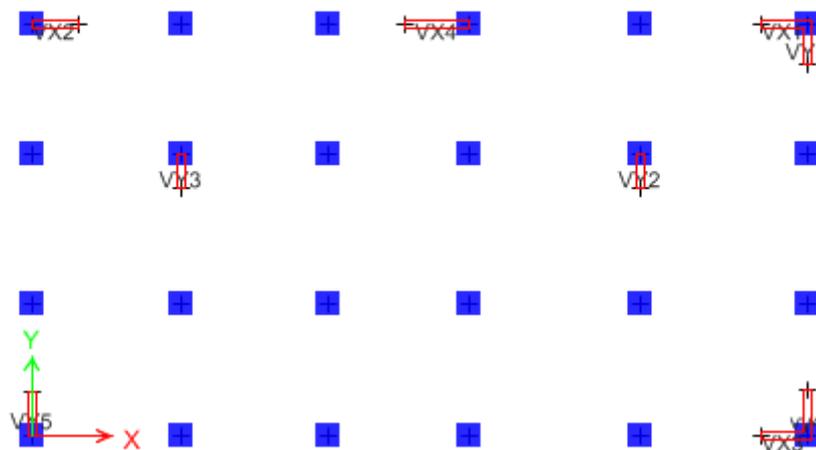
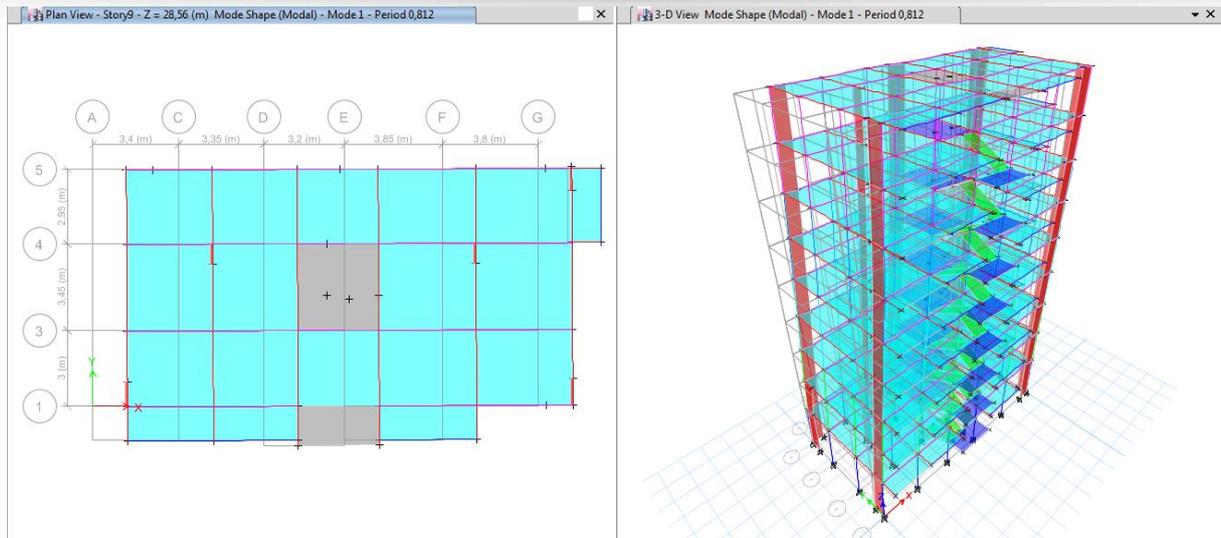


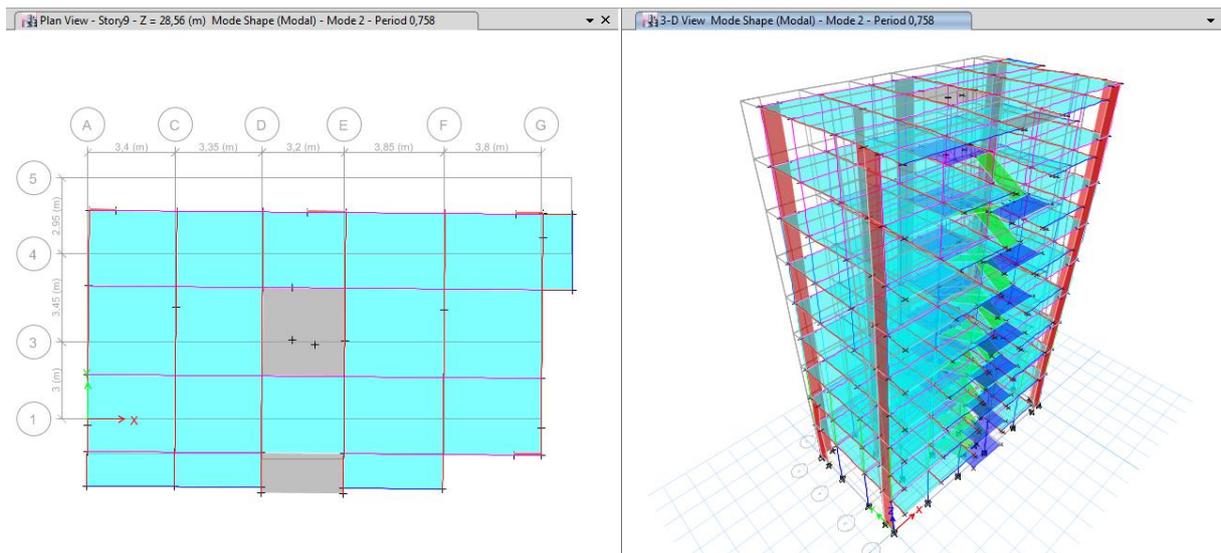
Figure IV 3: Disposition des voiles

##### IV.4.2 Interprétation des résultats de l'analyse dynamique donnée par ETABS 2016:

Représentation des trois modes de déformations :



**Figure IV 4: 1<sup>er</sup> mode de vibration (translation selon l'axe X) T = 0.817s**



**Figure IV 5: 2<sup>ème</sup> mode de vibration (translation selon l'axe Y) T = 0.772s**

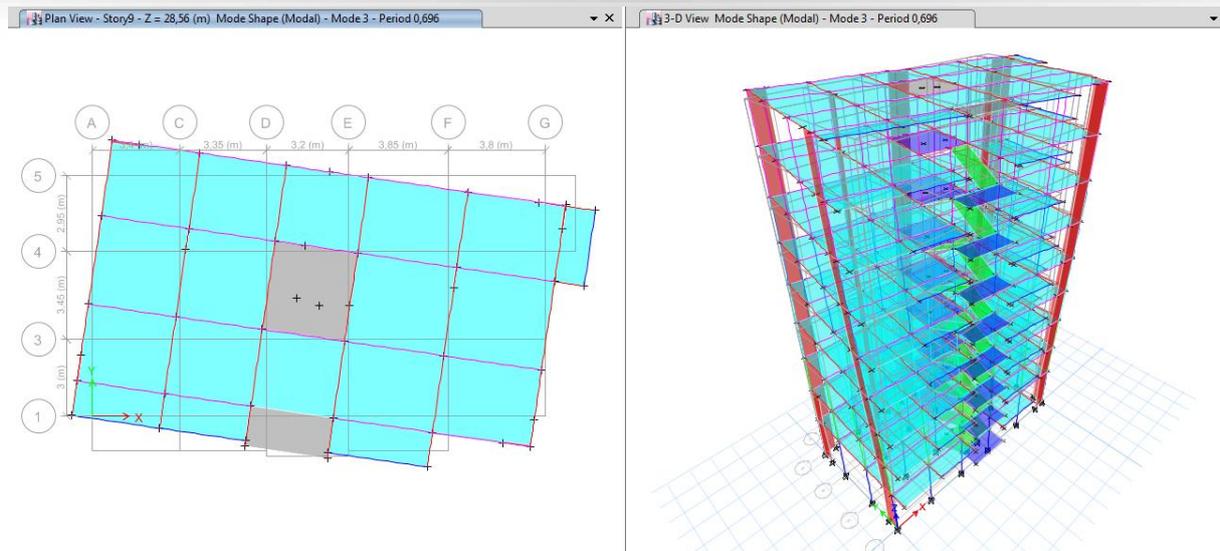


Figure IV 6: 3<sup>ème</sup> mode de vibration (rotation autour de l'axe Z) T = 0.716s

#### Périodes de vibration et taux de participation des masses modales :

Le taux de participation massique tel qu'il est exigé par le RPA99-2003 doit être supérieur à 90%. Le tableau suivant donne la participation massique pour chaque mode :

Tableau IV 2 : Période de vibration et taux de participation massique.

Modes	Période (s)	Masse modale		Masse modales cumulées	
		Ux	Uy	Ux	Uy
1	0,817	0.7674	0.0009	0.7674	0.0009
2	0.771	0.0008	0.7617	0.7682	0.7626
3	0.716	0.0002	0.0113	0.7684	0.7739
4	0.251	0.1303	0.003	0.8987	0.7742
5	0.24	0.0007	0.1275	0.8994	0.9017
6	0.221	0.0018	0.0064	0.9011	0.908

**Analyse des résultats :** D'après les résultats obtenus dans le tableau ci-dessus, on voit bien que les exigences du RPA (art4.3.4) sur le nombre de modes à retenir sont vérifiées pour les deux directions principales à partir du 6<sup>ème</sup> mode pour le sens x-y

### Vérification de l'interaction voiles portiques

Le RPA99/2003 (Art 3.4.a) exige pour les systèmes mixtes avec justification de l'interaction ce qui suit :

- **Sous charges verticales**

-  $\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 80\%$  Pourcentage des charges verticales reprises par les portiques.

-  $\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 20\%$  Pourcentage des charges verticales reprises par les voiles.

Les résultats sont regroupés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau IV 3 : Vérification de l'interaction sous charges verticales**

Niveau	Portique (KN)	Voiles (KN)	P (%)	V (%)
RDC	20556,765	3768,56	84,51	15,49
1 <sup>er</sup>	17856,25	3295,33	84,42	15,58
2 <sup>ème</sup>	15504,60	2903,65	84,23	15,77
3 <sup>ème</sup>	13091,16	2573,76	83,57	16,43
4 <sup>ème</sup>	10379,93	2144,61	82,88	17,12
5 <sup>ème</sup>	8116,22	1751,79	82,25	17,75
6 <sup>ème</sup>	6323,34	1283,23	83,13	16,87
7 <sup>ème</sup>	5227,45	809,11	86,60	13,40
8 <sup>ème</sup>	3783,84	361,84	91,28	8,72

**Commentaire :** d'après les résultats obtenue dans le tableaux ci-dessus , l'interaction sous charge verticale et l'exigence de RPA99V2003(art3.4.a) est vérifiée.

- **Sous charges horizontales**

$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 25\%$  Pourcentage des charges horizontales reprises par les portiques.

$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 75\%$  Pourcentage des charges horizontales reprises par les voiles.

Les résultats sont regroupés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau IV . 4 :Vérification de l'interaction sous charges horizontales**

Niveau	X-X				Y-Y			
	Portiques (KN)	Voiles (KN)	Portiques (%)	Voiles (%)	Portique s(KN)	Voiles (KN)	Portique s(%)	Voiles (%)
RDC	419,25	523.45	44.47	55.53	445,37	536.41	35.36	54.64
1 <sup>er</sup>	568,71	178.49	76.11	23.89	512,92	181.13	93.90	26.10
2 <sup>ème</sup>	491,76	199.29	71.16	28.84	436,87	228.71	65.64	34.36
3 <sup>èm</sup>	467,68	183.78	71.16	28.21	403,61	235.82	63.12	36.88
4 <sup>ème</sup>	448,97	144.68	79.56	24.37	394,74	196.04	66.82	33.18
5 <sup>ème</sup>	357,90	165.47	77.99	30.57	307,40	192.91	63.63	36.37
6 <sup>ème</sup>	321,25	115.37	86,69	26.42	307,40	142.26	59.31	40.69
7 <sup>ème</sup>	225,18	106.11	70.30	29.70	203,06	145.77	58.21	41.79
8 <sup>ème</sup>	211,91	49,33	81,12	18,88	181,09	46,01	79,66	20,34

**Commentaire :** d'après les résultats résumé dans le tableaux ci-dessus, on opte bien que l'exigence de RPA99V2003 (art3.4.a) et l'interaction horizontales sont vérifiée.

#### **Vérification de la résultante des forces sismiques :**

En se référant à l'article 4-3-6 du RPA99/Version2003, la résultante des forces sismiques à la base  $V_{dyn}$  obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente  $V_{st.}$ , nous avons :

**Tableau IV . 5: Vérification de l'effort tranchant à la base**

Sens	0.8*Vst	Vdyn	Observation
X-X	976,50	980,21	vérifiée
Y-Y	964,12	1024.93	vérifiée

**Commentaire :** d'après les résultats obtenue dans le tableaux ci-dessus l'exigence de l'article 4.3.6 du RPA99/Version2003 sont vérifiées .

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

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble due au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} < 0.30 \quad \text{RPA99/2003(Art : 7.4.3.1)}$$

Avec :

$N_d$  : désigne l'effort normale de calcul s'exerçant sur une section de béton.

$B_r$  : section brute du poteau.

$f_{cj}$  : Est la résistance caractéristique du béton à 28 jours.

Il est à noter que les sections des poteaux ont été augmentées pour tous les niveaux. Ceci a été fait dans le but de vérifier l'interaction voile-portique exigée par le RPA91/2003.

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau IV . 6: Vérification de l'effort normale réduit**

Niveau	Type de poteau	Br (m <sup>2</sup> )	Nd (KN)	v	Observation
RDC	55*55	0.3025	2197,9665	0,291	Vérifiée
1 <sup>er</sup>	50*55	0.2750	1908,0843	0,278	Vérifiée
2 <sup>ème</sup>	50*55	0.2750	1555,3366	0,226	Vérifiée

3 <sup>ème</sup>	<b>50*50</b>	0.2500	1239,7665	0,198	Vérifiée
4 <sup>ème</sup>	<b>50*50</b>	0.2500	961,6495	0,154	Vérifiée
5 <sup>ème</sup>	<b>45*50</b>	0.2250	715,0918	0,127	Vérifiée
6 <sup>ème</sup>	<b>45*50</b>	0.2250	501,5731	0,080	Vérifiée
7 <sup>ème</sup>	<b>45*45</b>	0.2025	320,1582	0,063	Vérifiée
8 <sup>ème</sup>	<b>45*45</b>	0.2025	146,2052	0,029	Vérifiée

**Commentaire :** d'après les résultats obtenue dans le tableaux ci-dessus l'effort normal réduit est vérifiée sur toutes les niveaux .

#### Justifications vis-à-vis des déformations :

Selon le **RPA 99/2003(Art5.10)**, les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage. Le déplacement relatif au niveau (K) par rapport au niveau (K-1) est égale a :

$$\Delta K = \delta_K - \delta_{K-1} \quad \text{Avec} \quad \delta_K = R * \delta_{Ek}$$

$\delta_K$  : Déplacement horizontal à chaque niveau (K) de la structure donne par **RPA99/2003 (art 4.43)**

$\delta_{ek}$  : Déplacement du aux forces sismiques  $F_i$

R : coefficient de comportement (R = 5)

Tous les résultats sont regroupés dans le tableau (IV.7)

**Tableau IV . 7: Vérification des déplacements**

Niveau	Sens x-x					
	$\delta_{ek}$ (m)	$\delta_k$ (m)	$\delta_{k-1}$ (m)	$\Delta K$ (m)	Hk (m)	$\Delta K/Hk$ (%)
1	0,001139	0,005695	0	0,005695	4,08	0,00139583
2	0,002705	0,013525	0,005695	0,00783	3,06	0,00255882
3	0,004395	0,021975	0,013525	0,00845	3,06	0,00276144
4	0,00612	0,0306	0,021975	0,008625	3,06	0,00281863
5	0,007798	0,03899	0,0306	0,00839	3,06	0,00274183
6	0,009387	0,046935	0,03899	0,007945	3,06	0,00259641
7	0,010803	0,054015	0,046935	0,00708	3,06	0,00231373
8	0,011995	0,059975	0,054015	0,00596	3,06	0,00194771
9	0,012943	0,064715	0,059975	0,00474	3,06	0,00154901
Niveau	Sens y-y					

	$\delta_{ek}$ (m)	$\delta_k$ (m)	$\delta_{k-1}$ (m)	$\Delta K$ (m)	HK (m)	$\Delta K/HK$ (%)
1	0,001172	0,00586	0	0,00586	4,08	0,00143627
2	0,002737	0,013685	0,00586	0,007825	3,06	0,00255719
3	0,004372	0,02186	0,013685	0,008175	3,06	0,00267157
4	0,006048	0,03024	0,02186	0,008380	3,06	0,00273856
5	0,007668	0,03834	0,03024	0,00810	3,06	0,00264706
6	0,009178	0,04589	0,03834	0,00755	3,06	0,00246732
7	0,010521	0,052605	0,04589	0,006715	3,06	0,00219444
8	0,011649	0,058245	0,052605	0,00564	3,06	0,00184314
9	0,012528	0,06264	0,058245	0,004395	3,06	0,00143627

**Analyse des résultats :** On constate d'après les résultats exposés dans les deux tableaux ci-dessus que les déplacements inter étages sont inférieurs à un centième de la hauteur d'étage suivant les directions orthogonales ce qui signifie d'après les règlements en vigueur que la structure est stable et elle ne risque pas d'instabilité.

#### Justification vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$ :

L'effet P- $\Delta$  (effet de second ordre) est l'effet dû aux charges verticales après déplacement. Il peut être négligé si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0,1 \quad \text{RPA99/ 2003(Article 5.9)}$$

Avec :  $p_k$  : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au-dessus du niveau (K).  $p_k = \sum_{i=1}^n (W_{Gi} + \beta \times W_{Qi})$  .  $v_k$  : Effort tranchant d'étage de niveau (K).

$\Delta_k$  : Déplacement relatif du niveau (K) par rapport au niveau (k-1).  $h_k$  : Hauteur de l'étage (k).

Si  $0,1 < \theta_k < 0,2$  l'effet P- $\Delta$  peut être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculée au moyen d'une analyse élastique du premier ordre par le facteur  $\frac{1}{1-\theta}$ . Si  $\theta_k > 0,2$  la structure est partiellement instable elle doit être redimensionnée. Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau IV . 8: Vérification vis-à-vis de L'effet P- $\Delta$ .**

Niveau	$h_K$ (m)	$P_K$ (KN)	Sens x-x			Sens y-y		
			$\Delta K$	$V_K$ (KN)	$\theta_K$	$\Delta K$	$V_K$ (KN)	$\theta_K$

1	4,08	22129,8916	0,00586	980,2109	0,03151327	0,00586	1024,9329	0,03101141
2	3,06	19368,2535	0,00783	947,6139	0,05229723	0,007825	990,5916	0,04999884
3	3,06	16885,0559	0,00845	892,2284	0,05225943	0,008175	932,5643	0,04837168
4	3,06	14401,8584	0,008625	820,5921	0,04946873	0,008380	857,7674	0,04598095
5	3,06	11961,4858	0,00839	733,16	0,04473282	0,00810	765,9696	0,04133683
6	3,06	9521,1133	0,007945	633,8562	0,03900044	0,00755	660,6693	0,03555733
7	3,06	7123,922	0,006735	516,127	0,03193555	0,006715	535,633	0,02918612
8	3,06	4726,7307	0,00708	374,9203	0,02455538	0,00564	386,8422	0,02252085
9	3,06	2367,7744	0,00474	208,359	0,0163192	0,00439 5	212,3605	0,01601415

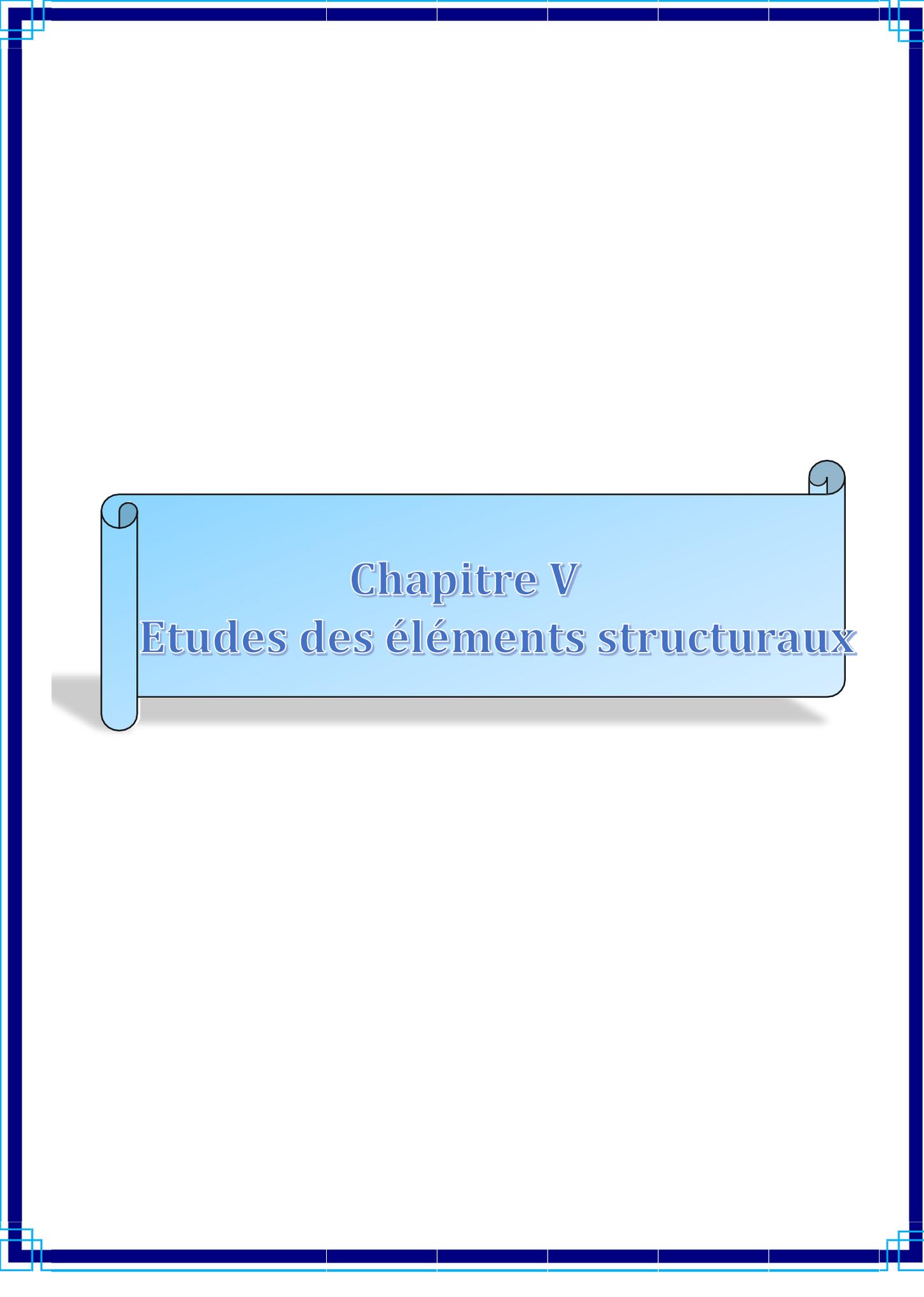
**Analyse des résultats :** on voit bien que la condition  $\theta \leq 0,1$  est satisfaite, d'où les effets du 2<sup>ème</sup> ordre peuvent être négligés

### Conclusion :

Lors de la modélisation de ce bâtiment plusieurs type de disposition de voile on était essayé pour obtenir un comportement optimal tout en veillant à ce que les vérifications exigé par le RPA99/2003 soient satisfaites. Les sections des poteaux et poutres déjà définies par le pré dimensionnement ont été augmentées et on a les nouvelles sections suivantes :

**Tableau IV . 9. Dimensions finales des éléments structuraux**

Niveaux	Poteaux (cm)	Voiles (cm)	poutre princip	poutre second
RDC	55*55	20	30*40	30*35
1 <sup>er</sup> et 2 <sup>ème</sup>	50*55			
3 <sup>ème</sup> et 4 <sup>ème</sup>	50*50			
5 <sup>ème</sup> et 6 <sup>ème</sup>	45*50			
7 <sup>ème</sup> et 8 <sup>ème</sup>	45*45			



Chapitre V  
Etudes des éléments structuraux

**Introduction :**

Les éléments principaux sont les éléments qui interviennent dans la résistance à l'action sismique d'ensemble ou dans la distribution de ces actions au sien de l'ouvrage.

L'objet de ce chapitre est l'étude de ces éléments principaux à savoir : les poutres, les poteaux et les voiles.

**V.1 Etude des poutres :** L'étude des poutres sera menée en tenant compte des sollicitations les plus défavorables (donnés par le logiciel ETABS 16) qui résultent des combinaisons du RPA99 (version 2003) et du BAEL91 qui sont :

- $1,35G+1,5Q$
- $G+Q$
- $G+Q\pm E$
- $0,8G\pm E$

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous un moment fléchissant et un effort tranchant, le moment fléchissant permet la détermination des dimensions des armatures longitudinales, et leurs longueurs d'arrêt. L'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales.

On distingue deux types de poutres, les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles, et les poutres secondaires.

**V 1.1 Recommandation du RPA99/V2003 :****Armatures longitudinales (Art 7.5.2.1) :**

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% de la section total du béton, c'est à dire  $A_t^{\min} = 0.5\% \times b \times h$

Le pourcentage totale maximum des aciers longitudinaux est de :

4 % de la section de béton en zone courante ; 6% de la section de béton en zone de recouvrement.

La longueur minimale de recouvrement est de  $40 \times \phi$  en Zone IIa. L'ancrage des armatures longitudinales supérieurs et inférieurs dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué à 90%.

**Les armatures transversales (Art 7.5.2.2) :**

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :  $0.3\% s_t \times b$

Avec  $s_t$  espacement maximum entre les armatures transversales déterminé comme suit:

$$s_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right) \quad \text{En zone nodale}$$

$$s_t \leq \frac{h}{2} \quad \text{En dehors de la zone nodale}$$

Avec :  $h$  : La hauteur de la poutre

La valeur du diamètre  $\phi_l$  des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées. C'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

- Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement.

**Les sections minimales et maximales préconisés par le RPA99/V2003**

Les résultats sont illustrés dans le tableau (V 1) ci-dessous

**Tableau V. 1: Armatures longitudinales min et max dans les poutres**

Poutres	Section (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>max</sub> (cm <sup>2</sup> )	
			Zone courante	zone de recouvrement
Principale	30*40	6	48	72
secondaire	30* 35	5,25	42	63

**Sollicitations de calculs :** Les résultats de calcul des sollicitations sont résumés dans le tableau ci-dessous.

**Tableau V .2 : les sollicitations les plus défavorables poutres**

Niveaux	Poutre principale associé au voile			Poutre secondaire associé au voile		
	M <sub>travée</sub> (KN.m)	M <sub>appui</sub> (KN.m)	V (KN)	M <sub>travée</sub> (KN.m)	M <sub>appui</sub> (KN.m)	V (KN)
RDC	61.0376	-90.7516	99,5948	60,8573	-64,9301	74,352
1 <sup>er</sup> étage	60.0014	-98.3702	112,0591	68,1366	-74,7478	86,4083
2 <sup>ème</sup> étage	58.0748	-101.97	114,3963	66,8161	-74,3501	85,5536
3 <sup>ème</sup> étage	57.9411	-102.7634	114,2386	60,8289	-70,592	81,0882
4 <sup>ème</sup> étage	55.4404	-99.5335	110,8644	52,8274	-64,5593	72,52
5 <sup>ème</sup> étage	51.8234	-94.8723	105,9968	44,6298	-62,6545	62,0869
6 <sup>ème</sup> étage	44.6842	-86.1403	96,6559	41,2152	-58,3749	50,2044
7 <sup>ème</sup> étage	39.8641	-77.4186	88,0215	38,434	-53,8858	39,8763
8 <sup>ème</sup> étage	20.9752	-59.109	68,9356	25,347	-44,9976	33,4591

**Ferraillage des poutres**

**Las armatures longitudinales**

Tableau V .4 : Ferrailage des poutres principales et secondaires

Niveaux	Type de poutre	Section (cm <sup>2</sup> )	Localisation	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adoée</sub> (cm <sup>2</sup> )
RDC	Principales	30*40	Appuis	6.4	6	6HA12=6.79cm <sup>2</sup>
			Travées	4.2		3HA14=4.62cm <sup>2</sup>
	secondaires	30*35	Appuis	5.2	5.25	5HA12=5.65cm <sup>2</sup>
			Travées	4.9		5HA12=5.65cm <sup>2</sup>
1 <sup>er</sup> étage	Principales	30*40	Appuis	6.9	6	6HA12=6.79cm <sup>2</sup>
			Travées	4.1		3HA14=4.62cm <sup>2</sup>
	Secondaires	30*35	Appuis	6.1	5.25	6HA12=6.79cm <sup>2</sup>
			Travées	5.5		6HA12=6.79cm <sup>2</sup>
2 <sup>ème</sup> étage	Principales	30*40	Appuis	7.2	6	3HA12+3HA14=8.01cm <sup>2</sup>
			Travées	4		3HA14=4.62cm <sup>2</sup>
	Secondaires	30*35	Appuis	6	5.25	6HA12=6.79cm <sup>2</sup>
			Travées	5.4		6HA12=6.79cm <sup>2</sup>
3 <sup>ème</sup> étage	Principales	30*40	Appuis	7.3	6	3HA12+3HA14=8.01cm <sup>2</sup>
			Travées	4		3HA14=4.62cm <sup>2</sup>
	Secondaires	30*35	Appuis	5.7	5.25	6HA12=6.79cm <sup>2</sup>
			Travées	4.9		6HA12=6.79cm <sup>2</sup>
4 <sup>ème</sup> étage	Principales	30*40	Appuis	7	6	3HA12+3HA14=8.01cm <sup>2</sup>
			Travées	3.8		3HA14=4.62cm <sup>2</sup>
	Secondaires	30*35	Appuis	5.2	5.25	5HA12=5.65cm <sup>2</sup>
			Travées	4.2		5HA12=5.65cm <sup>2</sup>
5 <sup>ème</sup> étage	Principales	30*40	Appuis	6.7	6	6HA12=6.79cm <sup>2</sup>
			Travées	3.5		3HA12=3.39cm <sup>2</sup>
	Secondaires	30*35	Appuis	5	5.25	5HA12=5.65cm <sup>2</sup>
			Travées	3.5		5HA12=5.65cm <sup>2</sup>
6 <sup>ème</sup> étage	Principales	30*40	Appuis	6	6	6HA12=6.79cm <sup>2</sup>
			Travées	3		3HA12=3.39cm <sup>2</sup>
	Secondaires	30*35	Appuis	4.7	5.25	3HA14=4.62cm <sup>2</sup>
			Travées	3.2		3HA14=4.62cm <sup>2</sup>
7 <sup>ème</sup> étage	Principales	30*40	Appuis	5.4	6	5HA12=5.65cm <sup>2</sup>
			Travées	2.7		3HA12=3.39cm <sup>2</sup>

	secondaires	30*35	Appuis	4.3	5.25	3HA14=4.62cm <sup>2</sup>
			Travées	3		3HA14=4.62cm <sup>2</sup>
8 <sup>ème</sup> étage	Principales	30*40	Appuis	4	6	3HA14=4.62cm <sup>2</sup>
			Travées	1.4		3HA12=3.39cm <sup>2</sup>
	secondaires	30*35	Appuis	3.5	5.25	3HA12=3.39cm <sup>2</sup>
			Travées	2		3HA12=3.39cm <sup>2</sup>

**Longueur de recouvrement**

Soit  $L_r$  la longueur de recouvrement Telle que :  $L_r \geq 40 \times \phi$  en zone II

$\phi = 16 \text{ mm} \Rightarrow L_r > 40 \times 16 = 64\text{cm}$  on adopte  $L_r = 65\text{cm}$

$\phi = 14 \text{ mm} \Rightarrow L_r > 40 \times 14 = 56\text{cm}$  on adopte  $L_r = 60\text{cm}$

$\phi = 12 \text{ mm} \Rightarrow L_r > 40 \times 12 = 48\text{cm}$  on adopte  $L_r = 50\text{cm}$

**Les armatures transversales :**

**Calcul des armatures transversales**

Soit  $\phi_t$  le diamètre des armatures transversales avec :

$$\phi_t \leq \min\left(\phi_l; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right) \dots \dots \dots \text{BAEL91( Art.H.III.3)}$$

**Poutre principale :**

$$\phi_t \leq \min\left(12; \frac{400}{35}; \frac{300}{10}\right) = \min(12; 11.42; 30) \text{ Donc on prend } = 8\text{mm}$$

**Poutre secondaire :**

$$\phi_t \leq \min\left(12; \frac{350}{35}; \frac{300}{10}\right) = \min(12; 10; 30) \text{ Donc on prend } \phi_t = 8\text{mm}$$

Donc on opte pour :  $A_t = 4\text{HA}8 = 2.01\text{cm}^2$

Soit : 1 cadre + 1 étrier de Ø8 pour toutes les poutres.

**Calcul des espacements des armatures transversales :**

Selon le **RPA99/version2003 (art 7.5.2.2)**.

**Zone nodale :**  $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_{l\min}\right)$

**Poutres principales :**  $S_t \leq \min(11.25; 14.4) \Rightarrow$  Soit :  **$S_t = 10\text{cm}$**

**Poutres secondaires :**  $S_t \leq \min(10; 14.4) \Rightarrow$  Soit :  **$S_t = 10\text{cm}$**

**Zone courante :**  $S_t \leq h/2$

**Poutres principales :**  $S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20 \Rightarrow S_t \leq 20cm \Rightarrow$  Soit : **S<sub>t</sub>=15cm**

**Poutres secondaires :**  $S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{35}{2} = 17.5 \Rightarrow S_t \leq 17.5cm \Rightarrow$  Soit : **S<sub>t</sub>=15cm**

**Vérification des sections minimale d'armature transversale (RPA99.Article 7.5.2.2) :**

$$A_t^{\min} = 0.3\% \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35cm^2$$

$A_t > A_t^{\min}$  ..... **Condition vérifiée.**

**Vérification :**

**Vérification à l'ELU :**

**Condition de non fragilité : BAEL99 (Article F.IV.2)**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times f_{t28} / f_e$$

**Poutres principale :**  $A_{\min} = 1.37cm^2$

**Poutres secondaires :**  $A_{\min} = 1.19cm^2$

Donc la condition de non fragilité est **vérifiée**

**Vérifications des contraintes tangentielles maximales :**

**Vérification de l'effort tranchant BAEL91 (Article H.III.2)**

Il faut que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \quad ; \quad \text{Tel que : } \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \quad ; \quad \text{Fissuration peu nuisible :}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left( \frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b} ; 5MPa \right)$$

Les résultats sont donnés dans le tableau V 6 ci-dessous :

**Tableau V .6 : Vérification de l'effort tranchant**

Poutres	V <sub>u</sub> (KN)	τ <sub>u</sub> (MPa)	τ̄ <sub>u</sub> (MPa)	Observation
Principales	114.39	0.889	3.33	Vérifiée
Secondaires	170,41	1.72	3.33	Vérifiée

Donc pas de risque de cisaillement et cela pour tout type de poutre.μ

**Vérification des armatures longitudinales au cisaillement :**

**En appui de rive :**

$$A_l > \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e} \dots (1)$$

**En appui intermédiaire :**

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times \left( V_u - \frac{M_a}{0.9 \times d} \right) \dots (2)$$

Les résultats sont résumés dans le tableau (V 7) suivant :

**Tableau V. 7: Vérification des armatures longitudinales au cisaillement.**

Poutres	$A_l$ (cm <sup>2</sup> )	$V_u$ (KN)	$M_a$ (KN.m)	(1)	(2)	Observation
Principales	8.01	114.39	-102.7634	3.28	-4.34	Vérifiée
Secondaires	6.65	170,41	-74,7478	4.89	-2.33	Vérifiée

**Vérification a L'ELS :**

**L'Etat limite d'ouvertures des fissures :**

Aucune vérification à faire car la fissuration est peu préjudiciable

**Etat limite de compression de béton :** La fissuration est peu nuisible donc la vérification de la contrainte de compression du béton est nécessaire

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y \quad \frac{b}{2} \times y^2 + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0$$

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

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_c = 15 \text{ MPa}$$

**Tableau V. 8 : Vérification de la contrainte limite de béton à L'ELS.**

Poutres	Localisation	$M_{ser}$ (.KN)	$I$ (cm <sup>4</sup> )	$Y$ (cm)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
Principales	Appui	51.34	127947	14.98	6.01	15	Vérifiée
	Travée	25.07	113095	14.03	3.11	15	Vérifiée
Secondaires	Appui	-26.82	543230	11.12	5.49	15	Vérifiée
	Travée	18.52	543230	11.12	3.79	15	Vérifiée

**Etat limite de déformation (évaluation de la flèche) :**

Le calcul des déformations, est effectué pour évaluer les flèches dans l'intention de fixer les contre-flèches à la construction ou de limiter les déformations de service.

Nous allons évaluer la flèche selon les règles du **BAEL 91**(Article B.6.5) et du **CBA 93**.

Si l'une des conditions ci-dessous n'est pas satisfaite la vérification de la flèche devient

nécessaire : **BAEL99 (Art B. 6. 5)**

$$1) h \geq \max \left[ \frac{1}{16}, h \geq \frac{M_{st}}{10 \cdot M_{0s}} \right] * L ; 2) \frac{A_t}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e} ; 3) L \leq 8m$$

**Tableau V. 9 : Vérification de la flèche pour les poutres.**

Poutre	h <sub>t</sub> (cm)	b (cm)	L (cm)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	h <sub>t</sub> /L	M <sub>t</sub> /(10M <sub>0</sub> )	A <sub>s</sub> /(b <sub>0</sub> *d)	4.2/f <sub>e</sub>	(1)	(2)	(3)
PP	40	30	345	8.01	0.115	0.075	0.0062	0.0105	vérifier	vérifier	vérifier
PS	35	30	385	6.65	0.09	0.075	0.0057	0.0105	vérifier	vérifier	vérifier

**Analyses des résultats :** Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire car toutes les conditions sont vérifiées.

**Tableau V. 12 : Schéma de ferrailage des poutres Principales**

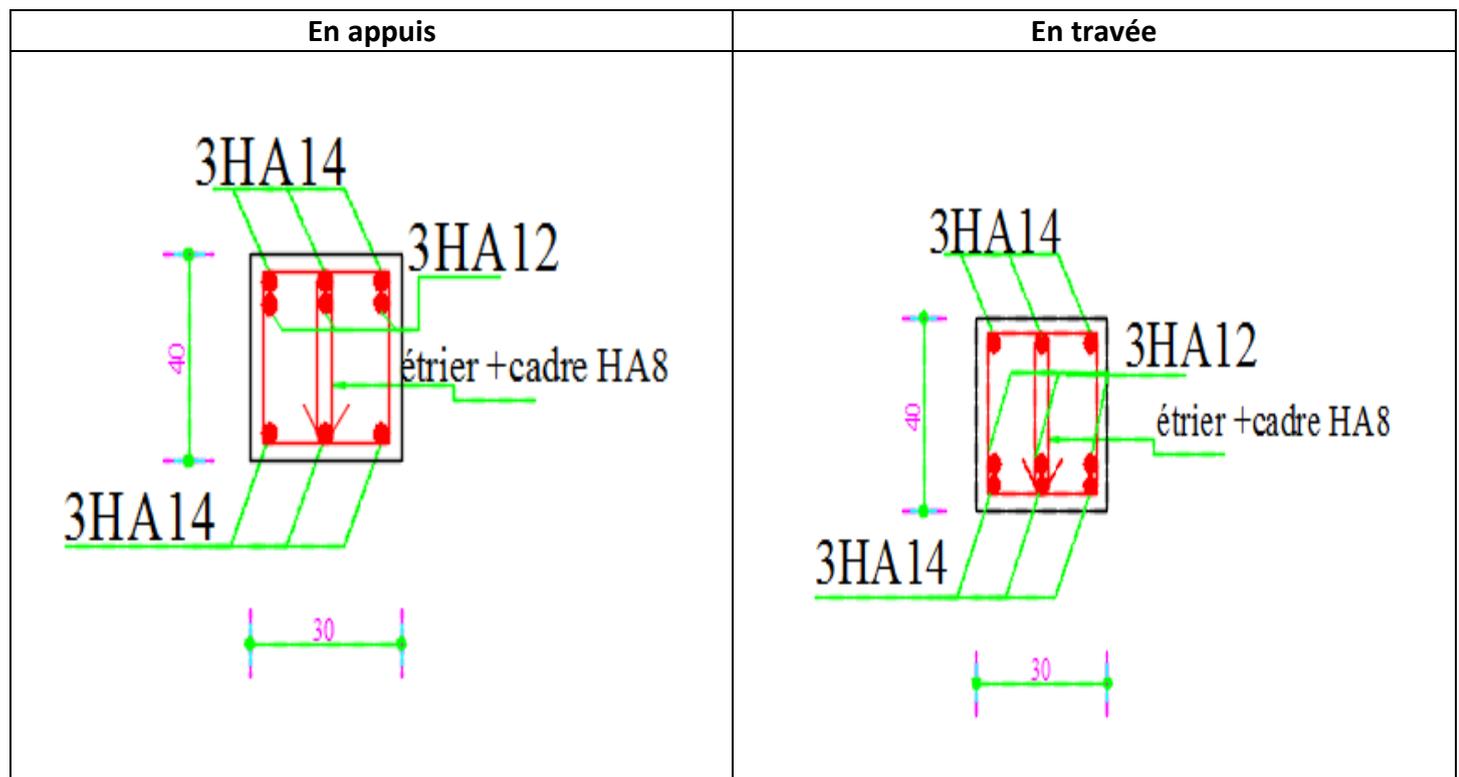
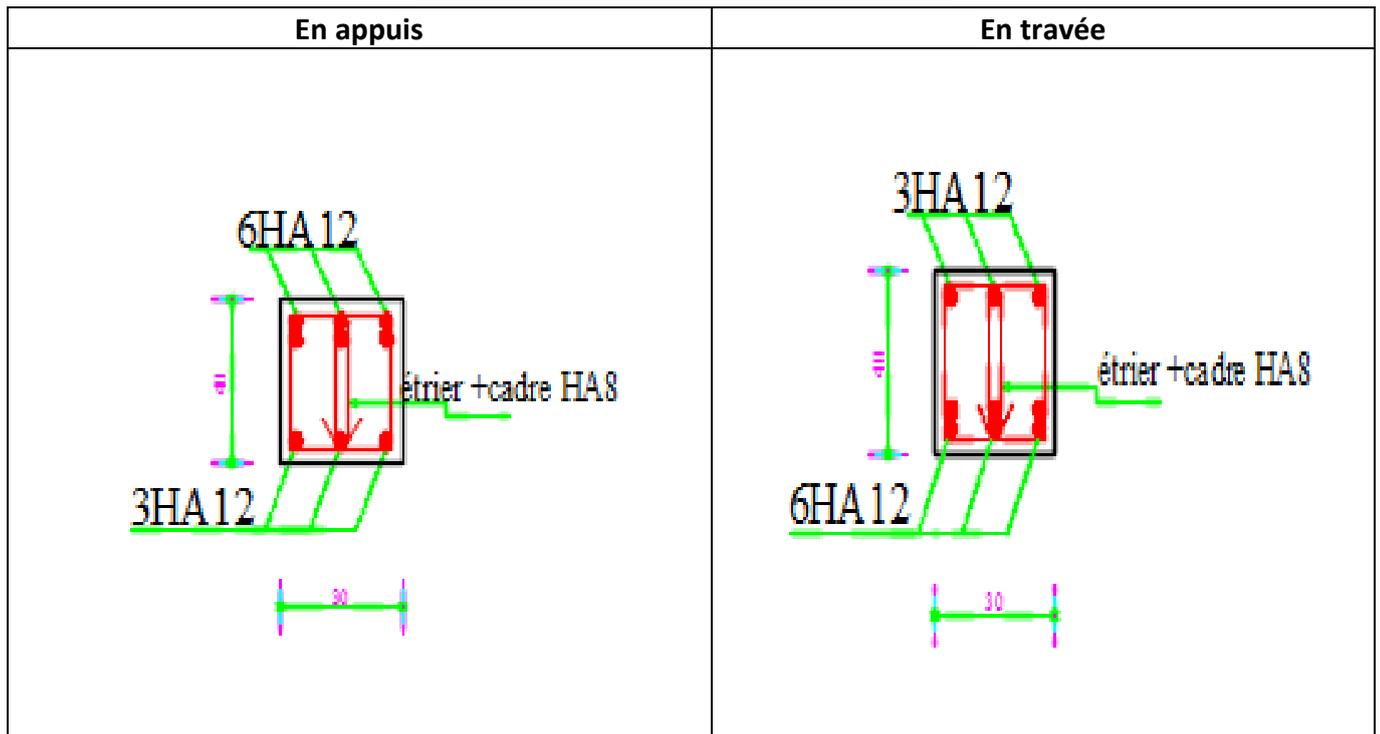


Tableau V. 13 : Schéma de ferrailage des poutres secondaires associées aux voiles



## V.2 Études des poteaux

Les poteaux sont des éléments verticaux destinés à reprendre et transmettre les charges à la base de la structure. Leurs ferrillages se fait à la flexion composée selon les combinaisons de sollicitations les plus défavorables introduites dans le logiciel ETABS2016 dans l'ordre suivant :

- $1,35G+1,5Q$
- $G+Q$
- $G+Q\pm E$
- $0.8G\pm E$

Les armatures sont déterminées suivant les couples des sollicitations :

- Moment maximal avec son effort normal correspondant :  $M_{max} \Rightarrow N_{corespondant}$  (A1)
- Effort normal maximal avec son moment correspondant :  $N_{max} \Rightarrow M_{corespondant}$  (A2)
- Effort normal minimal avec son moment correspondant :  $N_{min} \Rightarrow M_{corespondant}$  (A3)

### V.1.1. Recommandations du RPA99/Version 2003

#### a) Armatures longitudinales

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Leurs pourcentage minimal sera de : 0.8 % de la section du poteau en zone **(IIa)**.
- Leurs pourcentage maximal sera de :  
- 4 % de la section du poteau en zone courante.

- 6 % de la section du poteau en zone de recouvrement.

- $\Phi_{\min} = 12\text{mm}$  (diamètre minimal utilisé pour les barres longitudinales)
- La longueur minimale de recouvrement est de  $40\Phi$  en zone IIa.
- La distance ou espacement ( $St$ ) entre deux barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser 25cm (zone IIa).
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, en dehors des zones nodales (zone critique). La zone nodale est définie par  $l'$  et  $h'$  tel que :

$$l' = 2 \times h$$

$$h' = \max ( h/6 ; b_1 ; h_1 ; 60h_e : \text{hauteur d'étage} )$$

### Les armatures longitudinales minimales et maximales

Les valeurs numériques des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du **RPA99/version2003** sont illustrées dans le tableau V.10 ci-dessous :

**Tableau V.14. Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux exigés par le RPA99/2003**

Niveaux	Section du poteaux	$A_{\min} \text{ RPA}$ ( $\text{cm}^2$ )	$A_{\min} \text{ RPA}$ ( $\text{cm}^2$ )	
			Zone courante	Zone de recouvrement
RDC	55×55	24.2	121	181.5
1 <sup>ème</sup> + 2 <sup>ème</sup> étages	50×55	22	110	165
3 <sup>ème</sup> + 4 <sup>ème</sup> étages	50×50	20	100	150
5 <sup>ème</sup> + 6 <sup>ème</sup> étages	45×50	18	90	135
7 <sup>ème</sup> + 8 <sup>ème</sup> étages	45×45	16.2	81	121.5

### Armatures transversales :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivant :

$$\frac{At}{t} = \frac{\rho_a \times Vu}{h_1 \times f_e} \quad (\text{RPA99/2003 Art 7.4.2.2})$$

**Avec :**

$V_u$  : Effort tranchant de calcul

$h_1$  : Hauteur totale de la section brute.

$f_e$  : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

$\rho_a$  : Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture fragile par effort tranchant.

D'où :

$\rho_a=2.5$  si  $\lambda_g \geq 5$  ;  $\rho_a=3.75$  si  $\lambda_g < 5$

Avec :  $\lambda_g$  : l'élanement géométrique.  $\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b}\right)$

a et b : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée

$l_f$ : longueur de flambement du poteau.

t : L'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminée dans la formule précédente.

Par ailleurs la valeur max de cet espacement est fixée comme suit pour la zone II a :

- Dans la zone nodale :  $t \leq \text{Min}(10 \phi_l, 15 \text{ cm})$ .
- Dans la zone courante :  $t' \leq 15 \phi_l$ .

Avec :  $\phi_l$  est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

**La quantité d'armatures transversale minimale :**

$A_t^{\text{min}}$  en % est donnée comme suit :

- $A_t^{\text{min}} = 0.3 \% (t*b_1)$  si  $\lambda_g \geq 5$ .
- $A_t^{\text{min}} = 0.8 \% (t*b_1)$  si  $\lambda_g \leq 3$ .

Et si :  $3 < \lambda_g < 5$  On interpole entre les valeurs limites précédentes.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de  $10\phi$  (au minimum).

**Sollicitations dans les poteaux**

Les sollicitations dans les poteaux sont extraites du logiciel Etabs2016 qui a été utilisé dans la Modélisation au chapitre étude dynamique

**Tableau V.15.Sollicitation dans les poteaux**

Niveaux	$N_{\text{max}} \rightarrow M_{\text{corspd}}$		$M_{\text{max}} \rightarrow N_{\text{corspd}}$		$N_{\text{min}} \rightarrow M_{\text{corspd}}$	
	N (KN)	M(KN.M)	M (KN)	N(KN.M)	N(KN.M)	M(KN)
RDC	-2197.9665	-13.9438	-103.2943	-2159.2439	172.3048	16.057
	G+Q+E <sub>ymin</sub>		0.8G+EX <sub>min</sub>		0.8G+EX <sub>MAX</sub>	
1 <sup>er</sup> étage+2 <sup>ème</sup> étage	-1908,0843	-13,3996	93,3061	-752,9879	-57,9904	3,6514
	G+Q-EY Min		G+Q+EX Max		0,8G-EX Max	
3 <sup>ème</sup> étage+4 <sup>ème</sup> étage	-1306,6282	-9,8421	66,7302	-682,6772	-70,7041	3,6081
	ELU		G+Q+EX Max		0,8G-EX Max	
5 <sup>ème</sup> étage+6 <sup>ème</sup> étage	-838,1694	-11,5135	-53,9571	-313,2233	-30,725	4,1809

étage	ELU		G+Q-EX MiN		0,8G+EX Max	
	7 <sup>ème</sup> étage+8 <sup>ème</sup> étage	-387,3184	-12,5764	52,321	-87,697	22,534
	ELU		G+Q+EX Max		0,8G+EX Max	

Remarque : dans ce tableau le signe (+) : Traction ; (-) : Compression

V.1.2. Calcul du ferrailage :

a) Les armatures longitudinales :

Le ferrailage des poteaux se fait à la flexion composée avec les sollicitations les plus défavorables.

➤ Exemple de calcul (poteau 55×55) :

- $b=55\text{cm}$ ,  $h=55\text{cm}$
- $d=52.5\text{ cm}$ ,  $d'=2,5\text{ cm}$
- $f_{c28} = 25\text{ MPa}$   $f_{bu} = 14,2\text{ MPa} \Rightarrow$  Situation durable
- Acier Fe E400  $f_{bu}=18,48\text{ MPa} \Rightarrow$  Situation accidentelle

a) Calcul sous  $N_{max}$  et  $M_{cor}$  (ELA) :

$N_{max} = 2197.9665\text{ KN}$ ,  $M_{cor} = -13.9438\text{ KN.m}$

$e_G = M/N = 0,0063\text{m} \Rightarrow e_G = 0,0063 < h/2 = 0,55/2 = 0,275\text{ m}$

$\Rightarrow$  Le centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures (AA'). Il faut vérifier la condition suivante :

$N(d-d_0) - M_{ua} \geq (0.337h - 0.81d') b.h.f_{bu} \dots\dots\dots (I)$

$M_{ua} = M + N \times (d-h/2) = 563.43\text{KN.m}$

(I)  $\Rightarrow 0.535 < 0.762$  non vérifiée  $\Rightarrow$  Donc la section est partiellement comprimée. Le calcul se fait par assimilation à la flexion simple :  $\mu_{bu} = 0,201 \Rightarrow \mu_{bu} < \mu_l = 0,379 \Rightarrow A' = 0$   
 $\mu_{bu} > 0,186 \Rightarrow$  pivot B  $\Rightarrow \epsilon_s = 3,74 \times 10^{-3}$

$\alpha = 0,283$ ,  $Z = 0,465\text{m} \Rightarrow A_l = 30.29\text{cm}^2 \Rightarrow A = -24.65\text{ cm}^2$

Donc  $A < 0$  Pas nécessité d'armatures, le béton seul suffit

b) Calcul sous  $M_{max}$  et  $N_{cor}$  (0.8G+EX<sub>min</sub>):

$M = 103.2943\text{KN.m}$  ,  $N = 2159.2439\text{KN}$

$e_G = M/N = 0,047\text{m} \Rightarrow e_G = 0,047 < h/2 = 0,55/2 = 0,275\text{m}$

$e_G < h/2 \Rightarrow$  Donc le centre de pression se trouve entre la section des armatures.

$M_{ua} = M + N \times (d-h/2) = 643.1\text{ KN.m}$

$N(d-d_0) - M_{ua} \geq (0.337h - 0.81d_0) .b.h.f_{bu} \dots\dots\dots (I)$

(I)  $\Rightarrow 0,436 < 0.922$  non vérifiée  $\Rightarrow$  calcul d'une section partiellement comprimée.

$$\mu_{bu} = 0,229 \Rightarrow \mu_{bu} = 0,229 < \mu_l = 0,379 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} > 0,186 \Rightarrow \text{pivot B} \Rightarrow \varepsilon_s = 3,74 \times 10^{-3}$$

$$\alpha = 0,329, Z = 0,455 \text{ m} \Rightarrow A_l = 35,33 \text{ cm}^2 \Rightarrow A = -8,53 \text{ cm}^2$$

Donc  $A < 0$  Pas nécessité d'armatures, le béton seul suffit

**c) Calcul sous  $N_{min}$  et  $M_{cor}$  (0.8G+E<sub>X MAX</sub>):**

$$M = 16,057 \text{ KN.m}, N = 172,3048 \text{ KN}$$

$$e_G = M/N = 0,093 \text{ m} \Rightarrow e_G = 0,0932 < h/2 = 0,55/2 = 0,275 \text{ m}$$

$e_G < h/2 \Rightarrow$  Donc le centre de pression se trouve entre la section des armatures

$$M_{ua} = M + N \times (d-h/2) = 59,13 \text{ KN.m}$$

$$N(d-d_0) - MA \geq (0,337h - 0,81d_0) \cdot b \cdot h \cdot f_{bu} \dots \dots (I)$$

(I)  $\Rightarrow -0,027 < 0,94$  **non vérifiée**  $\Rightarrow$  calcul d'une section partiellement comprimée.

$$\mu_{bu} = 0,021 \Rightarrow \mu_{bu} = 0,021 < \mu_l = 0,379 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0,026, Z = 0,520 \text{ m} \Rightarrow A_l = 2,84 \text{ cm}^2 \Rightarrow A = -1,46 \text{ cm}^2$$

Donc  $A < 0$  Pas nécessité d'armatures, le béton seul suffit

$$A_{BAEL_{min}} = \frac{B \times f_{t28}}{f_e} = 15,88 \text{ cm}^2$$

**Tableau V.16. armatures dans les poteaux**

Niveau	Section du poteau (cm <sup>2</sup> )	A <sup>cal</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sup>min</sup> <sup>RPA</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sup>adop</sup> (cm <sup>2</sup> )	Choix des barres
RDC	55*55	15,88	24,2	24,88	4HA20+8HA14
1 <sup>er</sup> et 2 <sup>ème</sup> étage	50*55	14,43	22	24,13	12HA16
3 <sup>ème</sup> et 4 <sup>ème</sup> étage	50*50	13,12	20	20,36	8HA14+4HA16
5 <sup>ème</sup> et 6 <sup>ème</sup> étage	45*50	11,81	18	18,47	12HA14
7 <sup>ème</sup> étage et 8 <sup>ème</sup> étage	45*45	10,63	16,2	18,47	12HA14

**Armatures transversales :**

**Tableau V 17: Armatures transversales dans les poteaux.**

Niveau	$\beta$ (cm <sup>2</sup> )	$\Phi_{l_{min}}$ (cm)	l <sub>f</sub> (m)	$\lambda_g$	V <sub>u</sub> (KN)	S <sub>t</sub> zone nodale (cm)	S <sub>t</sub> zone courant (cm)	$\rho_a$	A <sub>t</sub> <sup>cal</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>t</sub> <sup>min</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sup>adop</sup> (cm <sup>2</sup> )
RDC	55*55	1.4	2.856	5.19	161,13	10	20	2.5	2.51	4.4	6HA10=4.71
1 <sup>er</sup> et 2 <sup>ème</sup> étage	50*55	1.2	2.142	3.89	117,93	10	15	3.75	2.76	2.85	8HA8= 4.02
3 <sup>ème</sup> et 4 <sup>ème</sup> étage	50*50	1.4	2.142	4.28	77,571	10	20	3.75	1.81	2.4	6HA8=3.02

5 <sup>ème</sup> et 6 <sup>ème</sup> étage	45*50	1.4	2.142	4.28	49,50	10	20	3.75	1.16	2.16	6HA8= 3.02
7 <sup>ème</sup> étage et 8 <sup>ème</sup> étage	45*45	1.2	2.142	4.76	44,31	10	15	3.75	1,03	1.62	6HA8 = 3.02

Conformément aux règles du RPA 99/2003, le diamètre des armatures transversales doit être supérieur au tiers (1/3) du maximum des diamètres des armatures longitudinales.

$$\Phi_l \geq \frac{\varphi_{lmax}}{3} = \frac{20}{3} = 6.67$$

**Vérification au flambement :**

Les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme (flambement). L'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial que peut supporter un poteau sans subir des instabilités de forme par flambement, et donné selon la formule suivante :

$$N_d \leq N_{ultime} = \left( \alpha * \frac{Br * f_{c28}}{0.9 * \gamma_b} + \frac{A_s * f_e}{\gamma_s} \right) \quad \text{CBA 93(Article B.8.4.1)}$$

Avec : Br : Section réduite du béton. , Br = (a - 2) (b - 2)

As : Section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

Lf : Longueur de flambement (0,7\**l*<sub>0</sub>)

λ : Élançement du poteau prise : λ = 3, 46 ×  $\frac{L_f}{b}$  .....cas d'un poteau rectangulaire.

**Tableau V 18: Vérification au flambement des poteaux des différents étages**

Niveau	Section (cm <sup>2</sup> )	Lf (m)	λ	α	Br (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	N <sup>max</sup> (KN)	N <sub>ultime</sub> (KN)	Obs
RDC	55*55	2.856	17.97	0.807	2809	24.88	2197.96	6278.64	vérifiée
1 <sup>er</sup> et 2 <sup>ème</sup>	50*55	2.142	19.76	0.799	2544	24.13	1908.84	5680.99	vérifiée
3 <sup>ème</sup> et 4 <sup>ème</sup>	50*50	2.142	19.76	0.799	2304	20.36	1306.62	5097.31	vérifiée
5 <sup>ème</sup> et 6 <sup>ème</sup>	45*50	2.142	21.95	0.788	2064	18.47	838.16	4510.75	vérifiée
7 <sup>ème</sup> et 8 <sup>ème</sup>	45*45	2.142	21.95	0.788	1849	18.47	387.31	4058.03	vérifiée

**Analyse de résultats :** La condition est vérifiée pour tous les niveaux donc il n'y pas risque de flambement.

**Vérification aux sollicitations tangentielle :**

Selon le RPA 99/2003 (art 7.4.3.2) :

$$\tau_{bu} \leq \bar{\tau}_{bu} \quad \text{Tel que : } \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}, \quad \text{Avec : } \rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{Si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 & \text{Si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \times d}$ : la contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique.

Tous les résultats de calculs effectués sont représentés dans le tableau V 14 suivant :

**Tableau V 19 : Vérification aux sollicitations tangentes pour les poteaux.**

Niveau	Section (cm <sup>2</sup> )	Lf (cm)	$\lambda$	$\rho_d$	d (cm)	$V_u$ (KN)	$\tau_{bu}$ (MPa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPa)	Observation
RDC	55*55	285.6	5.19	0.075	52,5	161.13	0.558	1.875	Vérifiée
1 <sup>er</sup> et 2 <sup>ème</sup>	50*55	214.2	3.89	0.04	52,5	117.93	0.449	1	Vérifiée
3 <sup>ème</sup> et 4 <sup>ème</sup>	50*50	214.2	4.28	0.04	47,5	77.57	0.327	1	Vérifiée
5 <sup>ème</sup> et 6 <sup>ème</sup>	45*50	214.2	4.28	0.04	47,5	49.50	0.231	1	Vérifiée
7 <sup>ème</sup> et 8 <sup>ème</sup>	45*45	214.2	4.76	0.04	42,5	44.31	0.231	1	Vérifiée

**Vérification des contraintes**

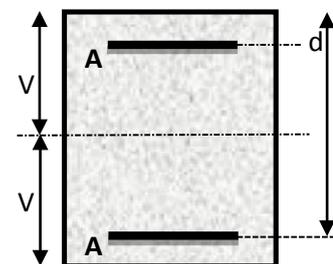
Étant donné que la fissuration est peu nuisible, on va entamer la vérification des poteaux les plus sollicités à chaque niveau, à la contrainte de compression du béton seulement, et pour cela nous allons procéder comme suit :

$$\sigma_{bc1,2} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_{bc1} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{MG_{ser} \times V}{I_{yy'}} \quad \dots \text{Béton fibre supérieur.}$$

$$\sigma_{bc2} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{MG_{ser} \times V}{I_{yy'}} \quad \dots \text{Béton fibre inférieur.}$$

$S = b \times h + 15(A + A')$  ...section homogène.



**Figure V 1 Section d'un poteau**

$$M_G^{ser} = M^{ser} - N^{ser} \left( \frac{h}{2} - v \right)$$

Avec :

$$V = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15(A' \times d' + A \times d)}{S}$$

$$V' = h - V \quad ; \quad I_{yy}' = \frac{b}{3} (v^3 + v'^3) + 15A' (v - d')^2 + 15A(d - v)^2$$

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

Tous les résultats de calcul sont résumés dans le tableau V 15 suivant :

**Tableau V 20: Vérification des contraintes dans le béton.**

Niveau	RDC	1 <sup>er</sup> et 2 <sup>ème</sup>	3 <sup>ème</sup> et 4 <sup>ème</sup>	5 <sup>ème</sup> et 6 <sup>ème</sup>	7 <sup>ème</sup> et 8 <sup>ème</sup>
Section (cm <sup>2</sup> )	55*55	50*55	50*50	45*50	45*45
d (cm)	52,5	52,5	47,5	47,5	42,5
A (cm <sup>2</sup> )	24.88	24.13	20.36	18.47	18.47
V (cm)	30.24	30.28	27.45	27.46	24.91
V'(cm)	24.76	19.72	22.55	22.54	20.09
I <sub>yy'</sub> (m <sup>4</sup> )	0.028	0.025	0.019	0.016	0.012
N <sup>ser</sup> (KN)	1494.57	1319.46	954.35	612.37	283.38
M <sup>ser</sup> (KN.m)	17.60	26.11	23.21	22.26	20.02
M <sub>G</sub> <sup>ser</sup> (KN.m)	54.69	59.09	46.11	34.50	13.19
σ <sub>bc1</sub> (MPa)	5.025	5.08	4.17	3.17	1.32
σ <sub>bc2</sub> (MPa)	4.68	4.51	3.56	2.51	1.20
σ <sub>bc</sub> (MPa)	15	15	15	15	15
Observation	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée

### Disposition constructive des poteaux

Selon le RPA99/2003(Art7.4.2.1) la longueur minimale de recouvrement est :

- Longueur des crochets  $L = 10 * \emptyset t = 10 * 1,2 = 12\text{cm}$
- Longueur de recouvrement  $L_r \geq 40\emptyset l$

$$\emptyset = 20\text{mm} \rightarrow L_r \geq 40 * 2 = 80\text{cm, On adopte } L_r = 80\text{cm}$$

$$\emptyset = 16\text{mm} \rightarrow L_r \geq 40 * 1,6 = 64\text{cm, On adopte } L_r = 65\text{cm}$$

$$\emptyset = 14\text{mm} \rightarrow L_r \geq 40 * 1,4 = 56\text{cm, On adopte } L_r = 60\text{cm}$$

$$\emptyset = 12\text{mm} \rightarrow L_r \geq 40 * 1,2 = 48\text{cm, On adopte } L_r = 50\text{cm}$$

**Vérification des zones nodales :**

RPA99/2003 (Article 7.6.2) exige de vérifier la relation suivant :

$$|M_n| + |M_s| \geq 1,25 \times |M_w| + |M_e|$$

Cette disposition tend à faire en sorte que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux. Néanmoins, cette vérification est facultative pour les deux (2) derniers niveaux des bâtiments supérieurs à R+2.  $M_s$  : Moment résistant dans le poteau inférieur.

$M_n$  : Moment résistant dans le poteau supérieur.

$M_w$  : Moment résistant gauche de la poutre.

$M_e$  : Moment résistant droite de la poutre.

- Détermination du moment résistant dans les poteaux et les poutres

Le moment résistant ( $M_R$ ) d'une section de béton dépend essentiellement

- Des dimensions de la section du béton
- De la quantité d'armatures dans la section du béton
- De la contrainte limite élastique des aciers

$$M_R = z \times A_S \times \sigma_S$$

Avec :  $z = 0,9 h$  ; et  $\sigma_S = \frac{f_e}{f_s}$  ( $h$  : La hauteur totale de la section du béton).

Les résultats sont illustrés dans les tableaux suivants :

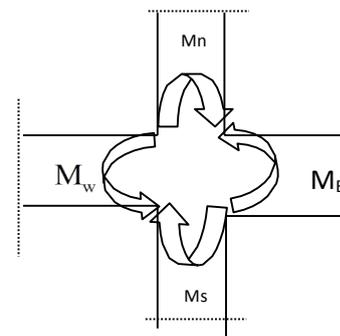


Tableau V.21 : Moment résistants dans les poteaux

Niveaux	<b><i>h</i></b> <b>(cm)</b>	<b><i>Z</i></b> <b>(cm)</b>	<b><i>As</i></b> <b>(cm<sup>2</sup>)</b>	<b><math>\sigma_s</math></b> <b>(MPa)</b>	<b><math>M_{RS}</math></b> <b>(KN.m)</b>
RDC	55	49.5	9.36	400	185.33
1 <sup>ère</sup>	55	49.5	8.04	400	149.19
2 <sup>ème</sup>	55	49.5	8.04	400	159.19
3 <sup>ème</sup>	50	45	7.10	400	127.80
4 <sup>ème</sup>	50	45	7.10	400	127.80
5 <sup>ème</sup>	50	45	6.16	400	110.88
6 <sup>ème</sup>	50	45	6.16	400	110.88
7 <sup>ème</sup>	45	40.5	6.16	400	99.79
8 <sup>ème</sup>	45	40.5	6.16	400	99.79

Tableau V.22 : Moment résistants dans les poutres.

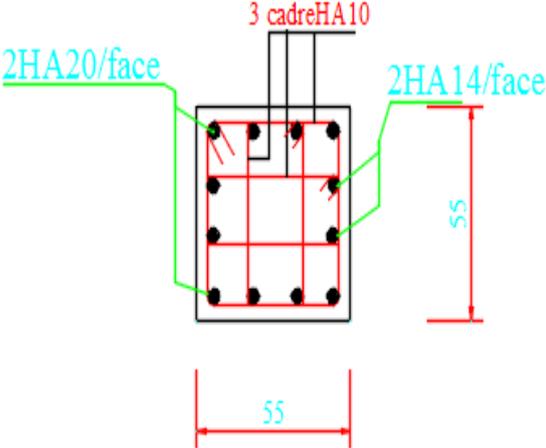
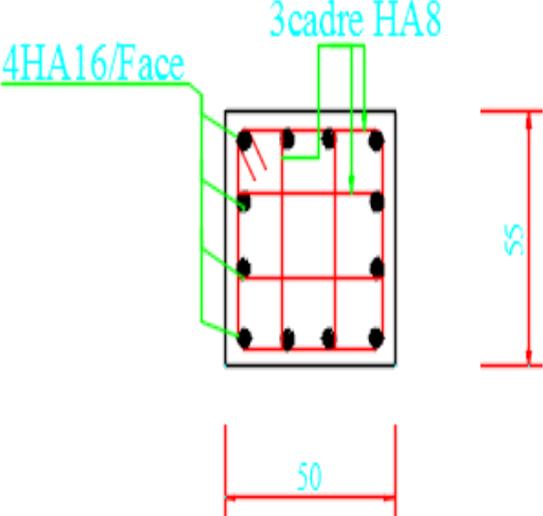
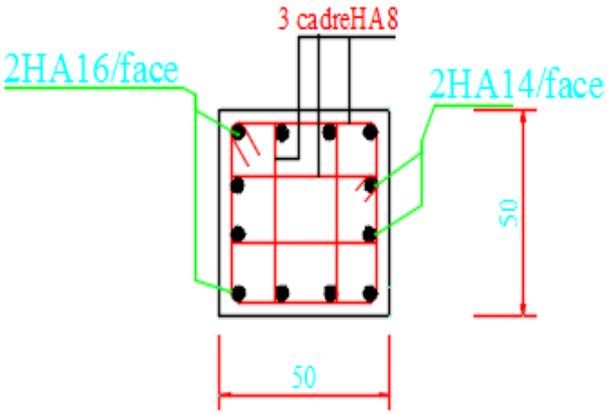
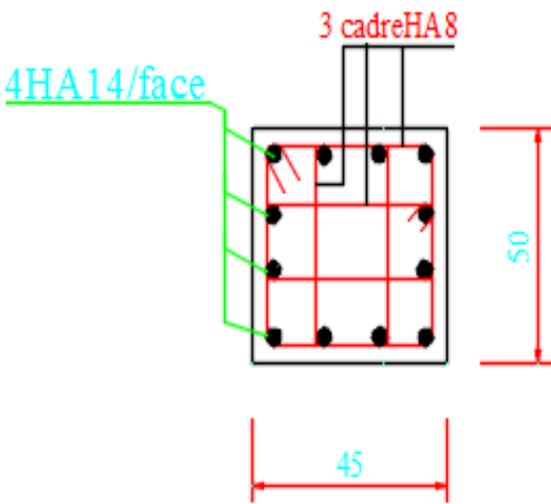
Niveaux	Type	Localisation	<b>h</b> ( <b>cm</b> )	<b>Z</b> ( <b>cm</b> )	<b>A</b> ( <b>cm<sup>2</sup></b> )	<b><math>\sigma_s</math>(MPa)</b>	<b><math>M_g</math> (KN.m)</b>
RDC	Principale	Appuis	40	36	6.79	400	97.78
		Travée			4.62	400	66.53
	Secondaire	Appuis	35	31.5	5.65	400	71.19
		Travée			5.65	400	71.19
1 <sup>ère</sup>	Principale	Appuis	40	36	6.79	400	97.78
		Travée			4.62	400	66.53
	Secondaire	Appuis	35	31.5	6.79	400	97.78
		Travée			6.79	400	95.55
2 <sup>ème</sup>	Principale	Appuis	40	36	8.01	400	115.34
		Travée			4.62	400	66.53
	Secondaire	Appuis	35	31.5	6.79	400	97.78
		Travée			6.79	400	97.78
3 <sup>ème</sup>	Principale	Appuis	40	36	8.01	400	115.43
		Travée			4.62	400	66.53
	Secondaire	Appuis	35	31.5	6.79	400	85.55
		Travée			6.79	400	85.55
4 <sup>ème</sup>	Principale	Appuis	40	36	8.01	400	115.34
		Travée			4.62	400	66.53
	Secondaire	Appuis	35	31.5	6.03	400	75.96
		Travée			6.03	400	75.96
5 <sup>ème</sup>	Principale	Appuis	40	36	6.79	400	97.78
		Travée			3.39	400	48.82
	Secondaire	Appuis	35	31.5	5.65	400	71.19
		Travée			5.65	400	71.19
6 <sup>ème</sup>	Principale	Appuis	40	36	6.79	400	97.78
		Travée			3.39	400	48.82
	Secondaire	Appuis	35	31.5	4.62	400	58.21
		Travée			4.62	400	58.21
7 <sup>ème</sup>	Principale	Appuis	40	36	5.65	400	81.36
		Travée			3.39	400	48.82
	Secondaire	Appuis	35	31.5	4.62	400	58.21
		Travée			4.62	400	58.21
8 <sup>ème</sup>	Principale	Appuis	40	36	4.62	400	66.53
		Travée			3.39	400	48.82
	Secondaire	Appuis	35	31.5	3.39	400	42.71
		Travée			3.39	400	42.71

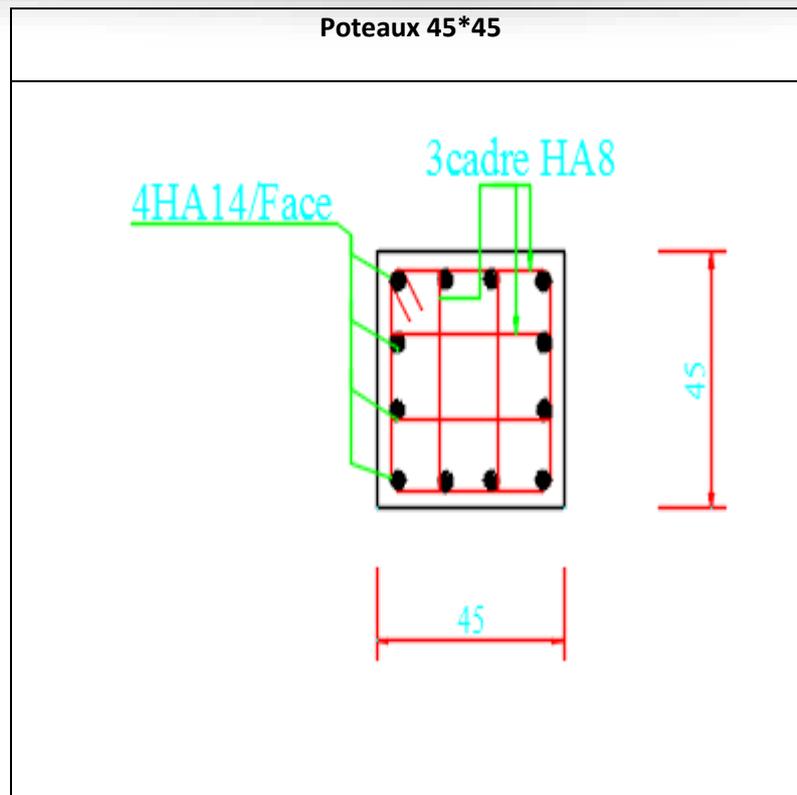
Tableau V.23 : Vérification de la zone nodale dans les différents étages.

Niveaux	Type	$M_N$ (KN.m)	$M_S$ (KN.m)	$M_N + M_S$ (KN.m)	$M_g$ (KN.m)	$M_d$ (KN.m)	$1.25(M_N + M_S)$ (KN.m)	Observation
RDC	PP	344.52	185.33	529.99	66.53	115.34	227.34	Vérifiée
	PS				71.19	97.78	211.21	Vérifiée
1 <sup>ère</sup>	PP	318.38	159.19	477.57	66.53	115.34	227.24	Vérifiée
	PS				85.55	97.78	229.16	Vérifiée
2 <sup>ème</sup>	PP	272.14	144.34	416.48	66.53	115.34	227.34	Vérifiée
	PS				97.78	97.78	244.44	Vérifiée
3 <sup>ème</sup>	PP	255.60	127.8	383.4	66.53	115.34	227.34	Vérifiée
	PS				58.21	97.78	194.98	Vérifiée
4 <sup>ème</sup>	PP	238.68	127.8	366.48	66.53	115.34	227.34	Vérifiée
	PS				58.21	97.78	194.98	Vérifiée
5 <sup>ème</sup>	PP	221.76	110.88	332.64	48.82	115.34	205.20	Vérifiée
	PS				42.71	97.78	175.61	Vérifiée
6 <sup>ème</sup>	PP	210.67	110.88	321.55	48.82	115.34	205.20	Vérifiée
	PS				42.71	97.78	175.61	Vérifiée
7 <sup>ème</sup>	PP	199.58	99.79	299.37	48.82	115.34	205.20	Vérifiée
	PS				42.71	97.78	175.61	Vérifiée
8 <sup>ème</sup>	PP	199.58	99.79	299.37	48.82	115.34	205.20	Vérifiée
	PS				42.71	97.78	175.61	Vérifiée

**Commentaire :** On remarque que la condition de RPA99/V2003 (Dimensionnement du nœud vis-à-vis des moments fléchissant) est vérifiée.

Tableau V 24 : Schéma de ferrillage des poteaux

Poteaux 55*55	Poteaux 50*55
 <p>2HA20/face</p> <p>3 cadreHA10</p> <p>2HA14/face</p> <p>55</p> <p>55</p>	 <p>4HA16/Face</p> <p>3cadre HA8</p> <p>50</p> <p>55</p>
Poteaux 50*50	Poteaux 45*50
 <p>2HA16/face</p> <p>3 cadreHA8</p> <p>2HA14/face</p> <p>50</p> <p>50</p>	 <p>4HA14/face</p> <p>3 cadreHA8</p> <p>45</p> <p>50</p>



### V.3. Étude des voiles :

#### Introduction :

Le RPA99 version 2003 (3.4.A.1.a) exige de mettre des voiles de contreventement pour chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14 m de hauteur dans la zone IIa.

Les voiles sont considérés comme des consoles encastées à leur base, leurs modes de rupture sont :

- ✓ Rupture par flexion.
- ✓ Rupture en flexion par effort tranchant.
- ✓ Rupture par écrasement ou traction du béton.

D'où, les voiles seront calculés en flexion composée avec effort tranchant, avec les sollicitations issues des combinaisons suivantes :

- $1.35G+1.5Q$
- $G+Q\pm E$
- $0.8G\pm E$

#### V.3.2 Ferrailage:

L'ETABS, nous donne les sollicitations (M, N, V) dans chaque voile. Après avoir comparé les valeurs les plus défavorables des sollicitations selon les différentes combinaisons d'action citée auparavant, Les résultats de calcul sont récapitulés dans les tableaux qui suivent :

Sens x-x :

**Remarque** : dans ce tableau le signe (-) : Traction ; (+) : Compression**Tab.V.25. Sollicitations maximales dans le voile Vx1,2,3 =1.05m**

Etage	$N_{max} \rightarrow M^{cor}$		$M^{max} \rightarrow N^{cor}$		$N^{min} \rightarrow M^{cor}$		vu (KN)
	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
RDC	629.87	256.23	361.23	121.44	81.24	356.29	139.25
1ère	537.61	10.10	62.37	415.23	118.07	5.86	32.28
2ème	476.61	9.73	72.34	379.69	104.29	5.37	42.30
3ème	422.42	9.71	62.30	222.63	81.15	51.59	39.04
4ème	354.84	11.96	49.04	176.43	60.15	38.24	32.46
5ème	291.15	11.31	58.72	131.25	39.38	39.44	40.79
6ème	230.82	32.52	40.68	74.85	15.09	21.85	32.29
7ème	182.12	13.17	35.72	16.22	10.18	32.001	28.08
8ème	102.50	4.24	56.14	2.56	15.73	48.83	31.57

**Tab.V.26. Sollicitations maximales dans le voile Vx4 =1.5 m**

Etage	$N_{max} \rightarrow M^{cor}$		$M^{max} \rightarrow N^{cor}$		$N^{min} \rightarrow M^{cor}$		vu (KN)
	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
RDC	752.31	570.68	593.26	286.45	144.99	590.18	194.80
1ère	656.98	1.41	202.24	307.80	239.16	17.16	99.86
2ème	585.99	2.84	151.02	505.60	217.98	10.22	85.87
3ème	524.89	0.24	126.15	187.75	187.75	126.15	82.65

4 <sup>ème</sup>	443.06	4.37	92.67	413.67	146.17	87.21	65.65
5 <sup>ème</sup>	368.16	1.53	87.11	355.78	109.52	85.17	69.39
6 <sup>ème</sup>	292.16	55.39	55.39	292.16	60.25	47.48	51.73
7 <sup>ème</sup>	223.98	39.18	39.78	223.98	17.59	36.24	41.72
8 <sup>ème</sup>	116.25	62.18	62.18	116.25	1.77	54.94	25.47

Voiles sens  $yy'$  :

**Tab.V.27. Sollicitations maximales dans le voile  $Vy1=0.9$  m**

Etage	$N_{max} \rightarrow M^{cor}$		$M^{max} \rightarrow N^{cor}$		$N^{min} \rightarrow M^{cor}$		vu (KN)
	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
RDC	537.97	11.002	241.57	292.23	150.51	38.25	100.06
1 <sup>ère</sup>	486.16	13.23	65.52	228.13	164.09	35.58	41.44
2 <sup>ème</sup>	427.11	21.03	82.90	256.38	169.28	16.67	52.84
3 <sup>ème</sup>	379.04	25.52	82.94	216.83	141.12	76.66	54.67
4 <sup>ème</sup>	317.69	28.69	71.19	172.80	109.39	64.08	48.96
5 <sup>ème</sup>	260.79	32.23	70.33	134.55	82.63	62.48	49.007
6 <sup>ème</sup>	197.25	37.50	58.13	93.91	54.77	48.99	42.32
7 <sup>ème</sup>	145.74	7.03	51.47	42.22	17.15	44.06	38.76
8 <sup>ème</sup>	89.97	27.29	56.78	79.27	7.51	42.25	39.75

**Tab.V.28. Sollicitations maximales dans le voile Vy, 2,3=0.8 m**

Etage	$N_{max} \rightarrow M^{cor}$		$M^{max} \rightarrow N^{cor}$		$N^{min} \rightarrow M^{cor}$		vu (KN)
	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
RDC	633.42	10.04	233.63	294.17	163.36	233.36	100.55
1ère	583.11	5.35	53.82	406.59	243.70	46.84	34.79
2ème	513.96	7.32	79.26	325.83	221.31	78.27	51.007
3ème	462.16	7.79	76.15	281.52	187.88	75.03	50.42
4ème	390.56	5.59	65.26	212.21	151.06	64.003	44.40
5ème	328.96	7.75	63.24	211.64	121.62	62.61	44.26
6ème	252.42	5.42	49.43	154.93	85.39	47.06	35.74
7ème	179.17	6.12	44.92	84.24	49.45	43.86	34.02
8ème	101.02	19.38	27.07	43.17	14.32	19.41	22.19

**Tab.V.29. Sollicitations maximales dans le voile Vy4=1.05 m**

Etage	$N_{max} \rightarrow M^{cor}$		$M^{max} \rightarrow N^{cor}$		$N^{min} \rightarrow M^{cor}$		vu (KN)
	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
RDC	568.15	125.34	334.96	508.08	78.84	78.45	131.004
1ère	467.56	51.09	113.80	415.61	180.75	50.52	67.10
2ème	420.78	52.69	115.19	376.73	159.51	49.97	70.41
3ème	376.27	60.43	120.40	348.15	131.18	45.60	76.60
4ème	319.13	63.81	102.91	307.61	98.77	23.94	68.74
5ème	264.14	67.88	101.51	263.44	72.93	17.43	69.14

6ème	211.32	86.55	86.55	211.32	44.69	4.83	61.56
7ème	160.10	76.92	76.92	160.10	4.34	1.048	56.05
8ème	95.67	102.17	104.50	75.35	0.51	27.49	70.94

Tab.V.30. Sollicitations maximales dans le voile Vy5=1m

Etage	$N_{max} \rightarrow M^{cor}$		$M^{max} \rightarrow N^{cor}$		$N^{min} \rightarrow M^{cor}$		vu (KN)
	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
RDC	640.31	31.65	367.10	559.28	246.4	329.01	144.37
1ère	610.40	16.93	65.42	575.03	191.41	43.39	37.85
2ème	543.59	13.20	82.76	489.69	193.9	65.32	49.02
3ème	486.07	15.50	85.06	444.23	166.37	64.64	52.81
4ème	409.48	12.56	60.95	379.51	135.12	44.08	40.62
5ème	340.64	15.55	62.38	318.49	110.02	41.68	42.81
6ème	255.20	11.03	36.69	244.30	77.31	21.59	27.86
7ème	183.28	41.41	41.41	183.28	30.15	26.53	33.79
8ème	95.92	48.24	48.24	95.92	3.49	25.78	24.44

### Calcul de ferrailage des voiles sens xx' :

On expose un exemple de calcul  $V_{x1, 2,3}=1.05m$

### Calcul sous $N_{max}$ et $M_{cor}$ :

#### Armatures verticales :

Le calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous les sollicitations les plus défavorables (M, N) pour une section ( $e \times l$ ). La section trouvée (A) sera répartie sur toute la zone tendue de la section en respectant les recommandations du RPA99/2003.

$L = 1,05 \text{ m}$ ,  $d = 1,02m$ ,  $e = 0,20m$ .

$N_{max} = 629.87 \text{ KN} \rightarrow M_{cor} = 256.20 \text{ KN.m}$ . (Combinaison ELUA)

$$e_G = M/N = 0,40\text{m} \Rightarrow e_G = 0,40 < l/2 = 0,525 \text{ m}$$

⇒ (le centre de pression est à l'intérieur de la section d'armatures).

Il faut vérifier la condition suivante :  $Nu (d - d') - MUA \geq (0,337h - 0,81d') b.h.fbu \dots\dots\dots (I)$

$$MUA = M + N \times (d-h/2) = 567.98 \text{ KN.m}$$

0.055 < 1.27 **condition non vérifiée** Donc la section est partiellement comprimée. Le calcul se

fait par assimilation à la flexion simple :  $\mu_{bu} = 0,139 \Rightarrow \mu_{bu} < \mu_l \Rightarrow A' = 0$

$$\alpha = 0.187, Z = 0.94 \text{ m} \Rightarrow A_l = 15.10 \text{ cm}^2 \Rightarrow A = -0.646 \text{ cm}^2$$

Donc A= 0 Pas nécessité d'armature le béton seul suffit.

**Calcul sous Mmax et Ncor :**

$$M_{max} = 361.23 \text{ KN.m} \rightarrow N_{cor} = 121.44 \text{ KN. (Combinaison ELA)}$$

**Armatures verticales :**

$$e_G = 2.97 \text{ m} > (h/2) = 0,525 \text{ m}$$

Donc le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section. Il faut vérifier la condition suivante :

$Nu (d - d') - MUA \geq (0,337h - 0,81d') b.h.fbu \dots\dots\dots (I)$

$$MUA = M + N \times (d-h/2) = 421.34 \text{ KN.m}$$

-1.21 < 1.27 **condition non vérifiée**

Donc la section est partiellement comprimée. Le calcul se fait par assimilation

à la flexion simple :  $\mu_{bu} = 0,110 \Rightarrow \mu_{bu} < \mu_l \Rightarrow A' = 0$

$$\alpha = 0,146, Z = 0.96 \text{ m} \Rightarrow A_l = 11.02 \text{ cm}^2 \Rightarrow A = 7.98 \text{ cm}^2$$

**Calcul sous N min et M cor :**

$$N_{min} = 24.51 \text{ KN} \rightarrow M_{cor} = 356.29 \text{ KN.m. (Combinaison ELA)}$$

**Armatures verticales :**

$$e_G = 14.5 \text{ m} > (h/2) = 0,60 \text{ m}$$

Donc le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section. Il faut vérifier la condition suivante

$Nu (d - d') - MUA \geq (0,337h - 0,81d') b.h.fbu \dots\dots\dots (I)$

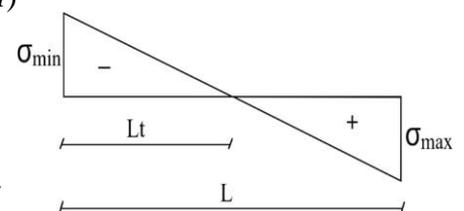
$$MUA = M + N \times (d-h/2) = 368.42 \text{ KN.m}$$

-0.34 < 0.523 **condition non vérifiée**

Donc la section est partiellement comprimée. Le calcul se fait par assimilation à la flexion simple :  $\mu_{bu} = 0,095 \Rightarrow \mu_{bu} < \mu_l \Rightarrow A' = 0$

$$\alpha = 0,125, Z = 0.961 \text{ m} \Rightarrow A_l = 9.59 \text{ cm}^2 \Rightarrow A = 8.98 \text{ cm}^2$$

A calculée est à mettre dans la zone tendue de voile ( car la section est partiellement comprimé et



en zone comprimé en met A')

**Calcul la longueur de la zone tendue :**

$$\sigma_{\max} = 9.81 \text{ (MPa)} \quad \sigma_{\min} = -9.57 \text{ (MPa)}$$

$$L_T = 0.51 \text{ m} \quad , \quad L_c = 0.03 \text{ m}$$

**Armatures horizontales :**

Leur section est calculée selon la formule suivant

$$V_{\max} = 139.25 \text{ KN}$$

$$\frac{A_h}{e \times St} \geq \frac{\tau}{0.8 \times f_e} \quad \text{Avec : } \tau = \frac{1.4 \times vu}{e \times d} \quad ; \quad A_h^{\min} = 0.15\% \times e \times St \quad ; \quad \text{Soit } Sh = 20 \text{ cm} \Rightarrow Ah = 1.18 \text{ cm}^2$$

**• Vérifications :**

$A_{\min}(ZT) = 0,2\% \times e \times L_t = 0,2\% \times 20 \times 0,51 = 2.04 \text{ cm}^2$ . ( $A_{\min}$  en zone tendue par le RPA99/2003).

$A_{\min}(\text{BAEL}) = 0,23 \times d \times e \times f_t / f_e = 0,23 \times 102 \times 20 \times 2,1 / 400 = 2,46 \text{ cm}^2$ . ( $A_{\min}$  dans le voile par le BAEL91/99)

$A_{\min}(ZC) = 0,1\% \times e \times (L - 2 L_t) = 0.06 \text{ cm}^2$ . ( $A_{\min}$  en zone comprimée par le RPA99/2003).

Les résultats de ferrailage seront récapitulés dans les tableaux ci-dessous :

$A^{\min}_H$  : Section d'armature horizontale minimale dans le voile complet.

$A^{\text{cal}}_H$  : Section d'armature horizontale pour 1 mètre linéaire.

$A^{\text{adop}}_H / \text{ml}$  : Section d'armature horizontale adaptée pour 1 mètre linéaire.

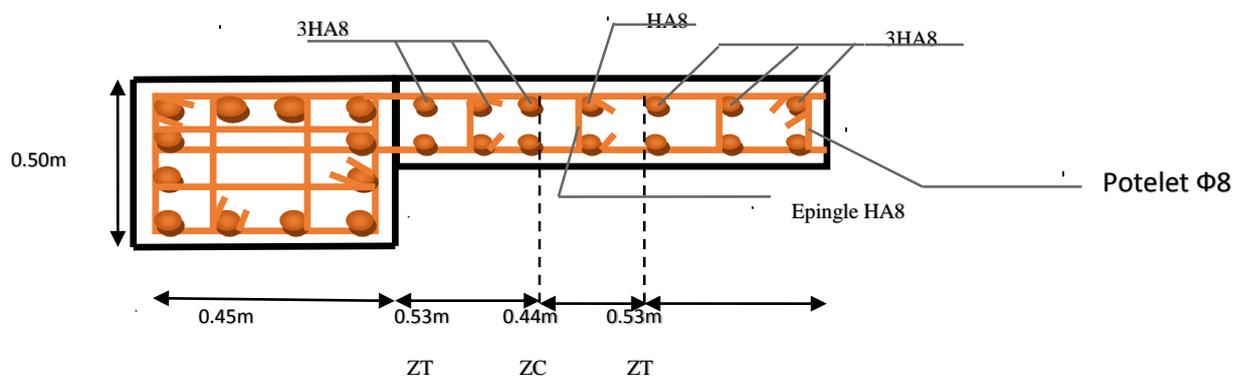
**Tableau V.31. Sollicitations de calcul dans le voile Vx1, 2,3 dans tous les niveaux**

Niveaux	RDC	1 <sup>ère</sup>	2 <sup>ème</sup>	3 <sup>ème</sup>	4 <sup>ème</sup>	5 <sup>ème</sup>	6 <sup>ème</sup>	7 <sup>ème</sup>	8 <sup>ème</sup>
section	1.05*0.2	1.05*0.2	1.05*0.2	1.05*0.2	1.05*0.2	1.05*0.2	1.05*0.2	1.05*0.2	1.05*0.2
M(KN.m)	356.29	10.10	9,73	51.59	11.96	39.44	21.85	35.72	48.83
N(KN)	81.51	537,61	476,21	81.15	345.84	39.38	15.09	16.22	15.73
V(KN)	139.25	32.28	42.30	39.04	32.46	40.79	32.29	28.08	31.57
Type de section	SPC	SPC	SPC	SPC	SEC	SPC	SPC	SPC	SPC
$\tau$ (MPa)	0.95	0.23	0.31	0.28	0.24	0.30	0.23	0.21	0.23
$\tau = 0.2 f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5	5	5	5	5	5
Lt (m)	0.51	0.49	0.43	0.36	0.42	0.43	0.46	0.49	0.49

Lc (m)	0.03	0.13	0.19	0.33	0.21	0.19	0.14	0.07	0.07
A <sub>vcal</sub> (cm <sup>2</sup> )	4.48	7.67	3.63	2.88	3.36	3.44	3.68	3.92	3.92
A <sub>vmin</sub> (cm <sup>2</sup> )	3.15	3.83	1.81	1.44	1.68	1.72	1.84	1.96	1.96
A <sub>v.adop</sub> (cm <sup>2</sup> )	4.71	4.71	3.02	3.02	3.02	3.02	3.02	3.02	3.02
N <sup>bre</sup> en zone tendue	6HA10	6HA10	6HA8	4HA8	4HA8	6HA8	6HA8	6HA8	6HA8
N <sup>bre</sup> en zone comprimée	/	/	/	2HA10	2HA10	/	/	/	/
S <sub>t</sub> (cm) Zone tendue	20	20	20	20	20	20	20	20	20
S <sub>t</sub> (cm) Zone comprimée	/	/	/	20	20	/	/	/	/
A <sub>Hmin</sub> (cm <sup>2</sup> )	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6
A <sub>H.adop</sub> (cm <sup>2</sup> )	1.57	1.57	1.57	1.57	1.57	1.57	1.57	1.57	1.57
N <sup>bre</sup> de barres	2HA10								

- ❖ Tableau V.27 ferrailage de voile Vx4 ⇒ Voir annexe 2
- ❖ Tableau V.28 ferrailage de voile Vy1 ⇒ Voir annexe 2
- ❖ Tableau V.29 ferrailage de voile VY2,3 ⇒ Voir annexe 2
- ❖ Tableau V.30 ferrailage de voile VY4 ⇒ Voir annexe 2
- ❖ Tableau V.31 ferrailage de voile VY5 ⇒ Voir annexe 2

Exemple schéma de ferrailage pour le voile Vx4 (6ème étage) :

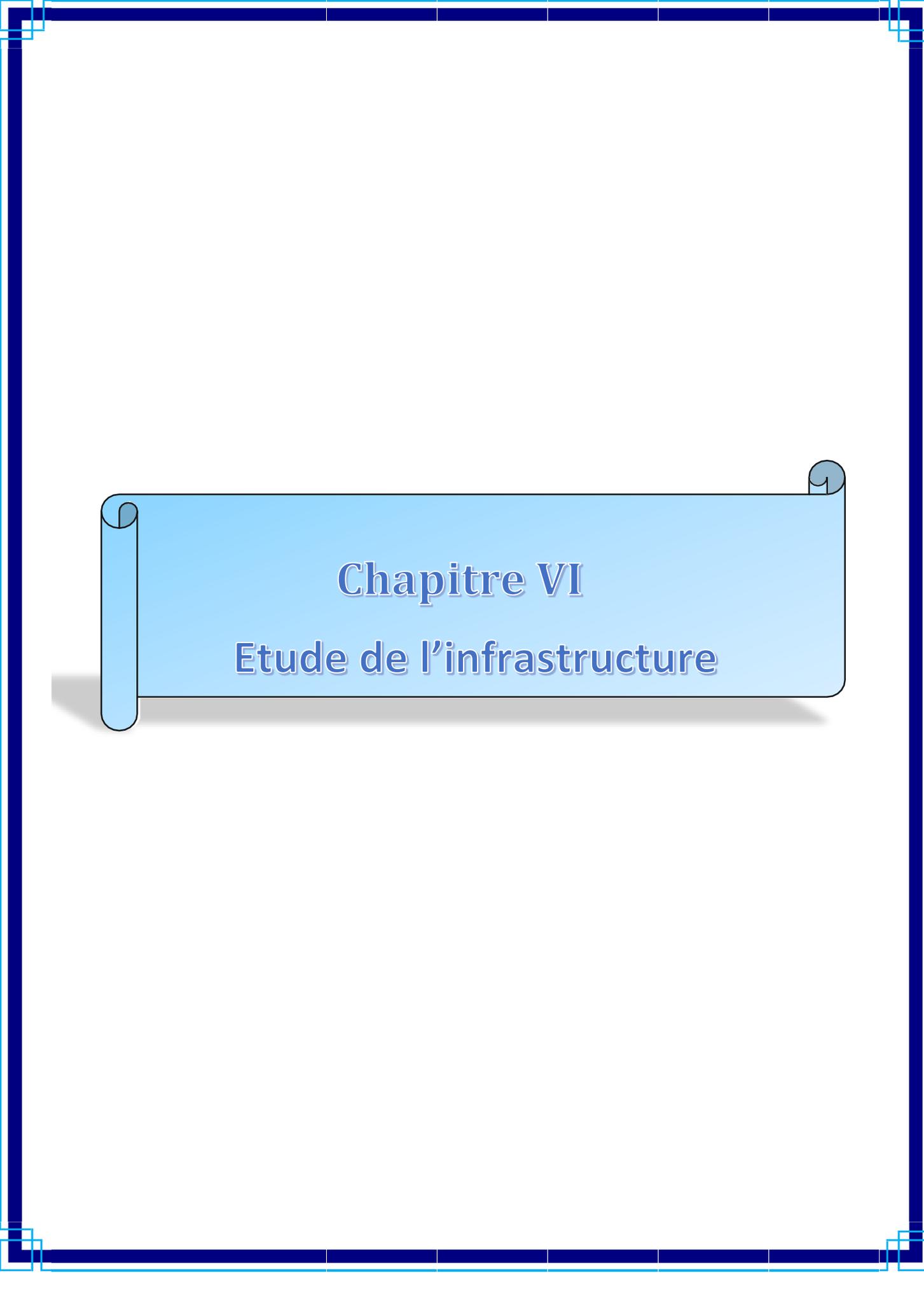


FigureV.1 schéma de ferrailage pour le voile Vx4

**Conclusion :**

Les éléments principaux jouent un rôle prépondérant dans la résistance et la transmission des sollicitations. Ils doivent donc être correctement dimensionnés et bien armés.

Dans la détermination des ferraillements des éléments principaux ; il a été tenu compte des ferraillements obtenus par le logiciel de calcul ainsi que le ferraillement minimum édicté par les règles parasismiques Algériennes. Les sections minimales exigées par le RPA99/version 2003 sont souvent importantes par rapport à celles données par le logiciel utilisé. Les règles du RPA 99V2003 Favorisent la sécurité avant l'économie.



# Chapitre VI

## Etude de l'infrastructure

**Introduction :**

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol auquel elles transmettent les charges de la super structure, elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage, puisque leurs bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble. Elles sont des ouvrages qui servent à transmettre au sol support les charges provenant de la superstructure.

**Choix de types des fondations :**

Le choix du type des fondations dépend essentiellement, des facteurs suivants :

- La capacité portante du sol
- Les charges transmises au sol
- La distance entre axes des poteaux
- La profondeur du bon sol et de la mise en œuvre

La contrainte admissible est de 1.4 bars à une profondeur de 1.5 m. D'après le **RPA99V2003** (article 10.1.4.1) les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes : G+Q E ; 0.8G+E ; Ainsi que : 1.35G+1.5Q ; G+Q.

**Etude de radier générale :**

Le radier, par simplification, est toujours considéré comme infiniment raide par rapport à sa Superstructure. En d'autres termes, il est plus ou moins déformable par rapport au sol de fondation. Le radier est une dalle plane, éventuellement nervurée, constituant l'ensemble des fondations d'un bâtiment. Il s'étend sur toute la surface de l'ouvrage ; il est choisi selon ces trois principales caractéristiques :

- Un mauvais sol.
- Charges transmises au sol sont importantes.
- Les poteaux rapprochés (petites trames).

$$\frac{N_s}{S_f} \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

Avec :

$N_s$  : l'effort total à la base du bâtiment.

$S_f$  : surface d'appui sur le sol

$\sigma_{sol}$  : La capacité portante du sol

D'après les résultats Etabs 2016 on a :  $N_s = 24374.26 \text{ KN}$

$S_{bat} = 165.44 \text{ m}^2$  et  $\bar{\sigma}_{sol} = 1.4 \text{ bar}$

$S_f = 174.10 \text{ m}^2 > S_{bat} = 165.44 \text{ m}^2$

Don on opte pour un radier général avec débord.

**Pré dimensionnement :**

On a :  $N_s = 24374.26 \text{ KN}$ . Sous la combinaison G+Q.

- **La condition du coffrage :**

- Nervure :  $h_t \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{3.85}{10} = 38.5 \text{ cm}$ , soit :  $h_t = 40 \text{ cm}$ .
- La dalle :  $h_r \geq \frac{L_{max}}{20} = \frac{3.85}{20} = 19.25 \text{ cm}$ , soit :  $h_r = 20 \text{ cm}$ .

Avec :  $L_{max} = 3.85 \text{ m}$  : La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs.

- **La condition de rigidité :**

Pour qu'un radier soit rigide il faut que :

$$l_{max} \leq \frac{\pi}{2} * l_e$$

$$l_e \geq \sqrt[4]{\frac{4EI}{Kb}}$$

Avec :

$l_e$  : est la longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible).

$E$  : Module d'élasticité du béton,  $E = E = 3.2 \times 10^7 \text{ KN/m}^2$

$b$  : La largeur de l'élément considéré (radier) de 1 ml.

$I$  : Inertie de la section du radier.

$$I = \frac{b \times h^3}{12}$$

On a d'après la bibliographie (A. GREKOW et al1964 ; A. FUENTES 1983)

$K$  : Raideur élastique de sol  $K = 4 \times 10^4 \text{ KN/m}^3$

Donc :

$$L_e \geq \sqrt[4]{\frac{4 * 3.216 \times 10^7 \times (0.4)^3}{12 \times 4 \times 10^4}} = 1.43 * \frac{\pi}{2} = 2.26 < 3.85m \text{ La condition n'est pas vérifiée}$$

Alors on recalcule avec la formule suivant :

$$h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 L_{max}^4 K}{\pi^4 E}} = \sqrt[3]{\frac{48 \times (3.85)^4 \times 4 \times 10^4}{\pi^4 \times 3.2 \times 10^7}} = 51.34cm$$

Alors on prend  $h_t = 55cm$  et  $h_r = 25cm$

La largeur de la nervure :

$$0.3h_t < b < 0.7h_t ; 16.5 < b < 38.5$$

Alors :  $b = 35cm$

**Condition de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{V_d}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28}$$

$$V_d = \frac{N_d \times L_{max}}{2S_{rad}} = \frac{33326.07 \times 3.85}{2 \times 174.1} = 368.48KN$$

$$d \geq \frac{V_d}{b \times \bar{\tau}_u} \Rightarrow d \geq \frac{368.48 \times 10^3}{1.75} = 0.29m$$

On prend :  $d = 30cm$

**Les vérifications :**

**Vérification au poinçonnement :**

Selon le **BAEL99 (Art A5.2.4.2)** il faut vérifier la résistance au poinçonnement par effort tranchant, cette vérification s'effectue comme suit :

$$N_d \leq 0.045 \times U_c \times h_t \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

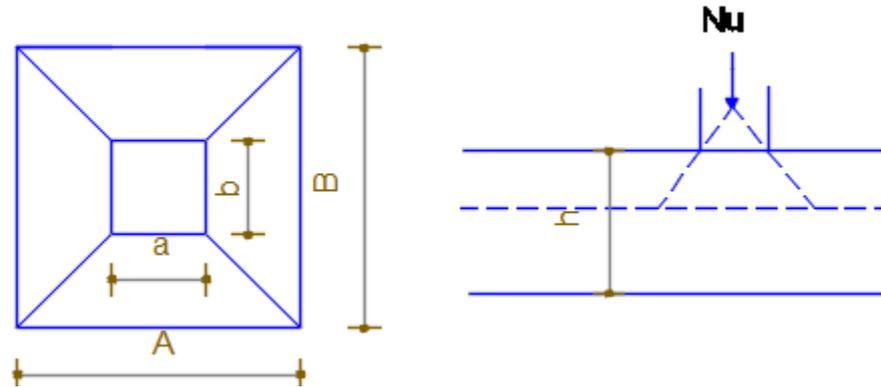


Figure VI.1. Présentation de la zone d'impact de la charge concentré

$N_u$ : L'effort normal sur le poteau le plus sollicité.

$\mu_c$  : Périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier.  $h$  : Hauteur de radier.

Cette vérification se fera pour le poteau le plus sollicité

Le poteaux le plus sollicité est d'une section carrée (55\*55)cm<sup>2</sup> , le périmètre d'impact  $\mu_c$  est donnée par la formule :

$$A = a + ht = 0.55 + 0.55 = 1.2m$$

$$B = b + ht = 0.55 + 0.55 = 1.2m$$

$$\text{Donc : } \mu_c = 2 * (A + B) = 4.8m$$

$$N_u = 2.77759 MN < Q_u = 0.045 \times 4.8 \times 0.55 \times \frac{25}{1.5} = 1.98 MN \text{ Condition vérifiée}$$

Donc pas de risque de poinçonnement

**Vérification des contraintes dans le sol :**

Il faut vérifier que :  $\sigma_{ref} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \bar{\sigma}_{sol}$

D'après le programme **ETABS** on a les caractéristiques suivantes :

$$I_x = 4270.55 m^4 \quad . \quad I_y = 1218.18 m^4$$

$$X_g = 8.8m \quad . \quad Y_g = 4.8m$$

$N$  : L'effort normal du aux charges verticales.  $M_{y,x}$  : Moments à la base qui sont extrait directement à partir de l'ETABS2016.

$M_x = 13384.45 KN m$  (Sous la combinaison G+Q).

$M_y = 10850.14 KN m$ . (Sous la combinaison G+Q).

$$\text{sens xx : } \sigma_x = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M_x \times y_g}{I_x}$$

$$\sigma_1 = \frac{24.734210}{174.10} + \frac{1.085014 \times 8.8}{1218.18} = 0.15 MPa \quad ; \quad \sigma_2 = \frac{24.734210}{174.10} - \frac{1.085014 \times 8.8}{1218.18} = 0.13 MPa$$

$$\sigma_{ref} = \frac{3 \times 0.15 + 0.13}{4} = 0.145 MPa > \bar{\sigma}_{sol} = 0.14 MPa \rightarrow \text{c'est pas vérifiée dans sens (xx)}$$

$$\text{sens y-y: } \sigma_y = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M_y \times X_g}{I_y}$$

$$\sigma_1 = \frac{24.73421}{174.1} + \frac{13.3485 \times 4.7}{4270.55} = 0.16 MPa \quad ; \quad \sigma_2 = \frac{24.73421}{174.1} - \frac{13.3485 \times 4.7}{4270.55} = 0.13 MPa$$

$$\sigma_{ref} = \frac{3 \times 0.16 + 0.13}{4} = 0.15 MPa > \bar{\sigma}_{sol} = 0.14 MPa \rightarrow \text{c'est pas vérifiée dans sens (yy)}$$

Donc : La contrainte n'est pas vérifiée dans le sens x-x et y-y.

On voit que la contrainte moyenne selon les deux sens est supérieure à la contrainte admissible de sol. Donc on doit augmenter la surface du radier jusqu'à  $S_{rad}=185m^2$

Avec  $D=1.06m$

On aura les résultats suivants :

**Sens x-x :**

$$\tau_u = Vu/bxd = 0.69 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 0,07 \times fc28/\gamma_b = 1,167 \text{ MPa} \dots \text{Condition vérifiée}$$

**Sens y-y:**

$$\tau_u = Vu/bxd = 0,94 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 0,07 \times fc28/\gamma_b = 1,167 \text{ MPa} \dots \text{Condition vérifiée}$$

**Vérification de la poussée hydrostatique :**

La condition a vérifiée :  $N \geq fs \cdot H \cdot S_{rad} \cdot \gamma_w$

Avec :

$fs = 1.15$  (coefficient de sécurité).

$\gamma_w = 10 \text{ KN/m}^3$  (poids volumique de l'eau).

$S_{rad} = 185 \text{ m}^2$  (surface du radier).

$H = 1.5 \text{ m}$  (hauteur de la partie enterrée du bâtiment).

$$N = 24374.26 \text{ KN} > 1.15 \times 10 \times 1.5 \times 185 = 3191.25 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée.}$$

**Vérification de la stabilité au renversement :**

Selon le RPA99/V2003 (Art 10.1.5), on doit vérifier que  $e = \frac{M}{N} < \frac{B}{4}$

**Sens x-x :**

$$e = \frac{13384.45}{24374.26} = 0.54 \text{ m} < \frac{17.6}{4} = 4.4 \text{ m} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

**sens y-y :**

$$e = \frac{10850.14}{24374.26} = 0.44 \text{ m} < \frac{9.4}{4} = 2.35 \text{ m} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Les conditions sont vérifiées, pas de renversement.

**Ferraillage du radier :**

Le radier se calcule comme un plancher renversé, sollicité à la flexion simple causée par la réaction du sol. On calculera le panneau le plus défavorable soit le panneau P (A) de la **figure VI.4** et on optera le même ferraillage pour tout le radier. On fait le calcul pour une bande de 1m

**Calcul des sollicitations :**

$$Q_u = \frac{Nu}{S_{rad}}$$

Avec :  $Nu = 33326.07 \text{ KN}$

$$Q_u = 180.14 \text{ KN/m}^2$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.89 > 0.4 \rightarrow \text{La dalle porte dans les deux sens.}$$

$$\text{ELU : } \begin{cases} u_x = 0.0466 \\ u_y = 0.7635 \end{cases}$$

$$M_x = u_x \times Q_u \times l_x^2$$

$$M_x = 0.0466 \times 180.14 \times 3.85^2 = 124.42 \text{ KN.m}$$

$$M_y = u_y \times M_x$$

$$M_y = 0.7635 \times 96.70 = 94.99 \text{ KN.m}$$

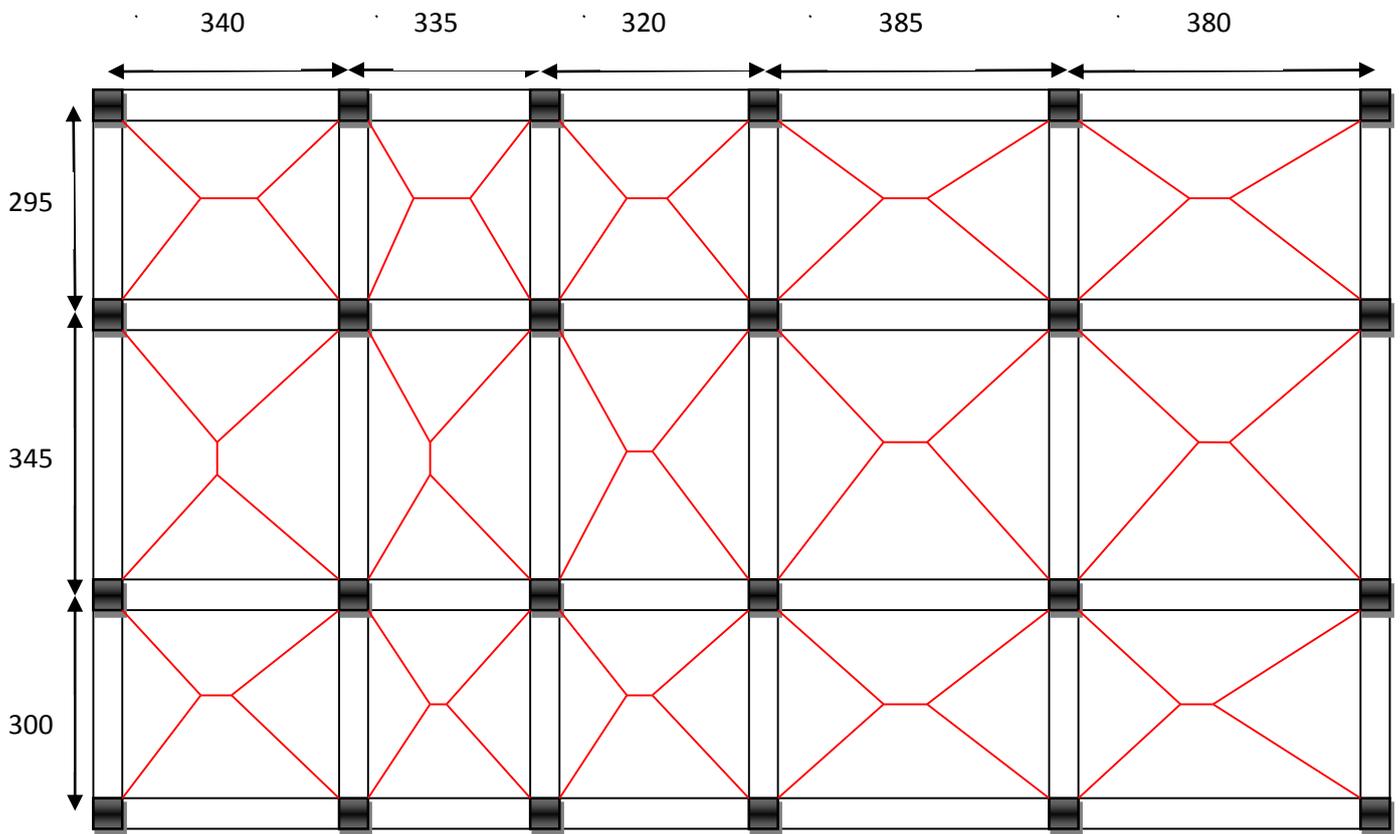


Fig VI.2: Schéma de rupture de la dalle du radier

**Calcul du ferrailage :**

En tenant compte de la continuité des panneaux, les moments seront réduits ainsi

Le ferrailage se fait pour une section  $b \times h = (1 \times 0.25) \text{ m}^2$

**En travée :**  $M_{tx} = 0.85M_x = 105.75 \text{ KN.m}$

$$M_{ty} = 0.85M_y = 80.74 \text{ KN.m}$$

**En appuis :**  $M_{ax} = M_{ay} = -0.5M_x = -62.21 \text{ KN.m}$

**Calcul des armateurs pour la dalle :**

Tableau VI.1. Calcul des armatures pour la dalle

	Sens	M (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	A (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> )	Nbar	st
<b>Travée</b>	x-x	105.75	0.21	0.30	0.17	17.28	1.5	18.85	6HA20	16

	y-y	80.74	0.16	0.22	0.18	12.73	1.6	14.07	7HA16	14
<b>Appui</b>		-62.21	0.12	0.16	0.18	9.58	1.5	10.78	7HA14	14

**Vérifications l'effort tranchant :**

$b = 100 \text{ cm}, d = 20 \text{ cm}, \rho = 0,89 > 0,4$

$V_{ux} = (Q_u \times l_x) / 2 \times l_y^4 / (l_x^4 + l_y^4) = 135.95 \text{ KN}$

$V_{uy} = (Q_u \times l_y) / 2 \times l_x^4 / (l_x^4 + l_y^4) = 188.92 \text{ KN}$

**Sens X-X :**

$\tau_u = V_u / b \times d = 0.69 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 0,07 \times f_{c28} / \gamma_b = 1,167 \text{ MPa} \dots \text{Condition vérifiée}$

**Sens Y-Y:**

$\tau_u = V_u / b \times d = 0,94 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 0,07 \times f_{c28} / \gamma_b = 1,167 \text{ MPa} \dots \text{Condition vérifiée}$

**L'ELS :**

$Q_s = 131.75 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow v = 0,2, \rho = 0,89 \Rightarrow \mu_x = 0,0537, \mu_y = 0,8358$

$M_{x0} = \mu_x \times Q_s \times L_x^2 = 104.86 \text{ KN.m}$

$M_{y0} = \mu_y \times M_x = 87.64 \text{ KN.m}$

**Moment en travée :**

$M_{xt} = 0,75 \times M_x = 78.645 \text{ KN.m}$

$M_{yt} = 0,75 \times M_y = 65.73 \text{ KN.m}$

**Moment en appuis :**

$M_{xa} = M_{ya} = -0,5 M_x = -39.32 \text{ KN.m}$

**Vérification à L'ELS :**

On doit vérifier que :  $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y < \bar{\sigma} = 15 \text{ MPa}$ .

$\sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) < \bar{\sigma}_s = \min (2/3 f_e; 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}}) = 201.63 \text{ MPa}$ .

**Tableau VI.2. Vérification des contraintes**

	Sens	$M_{ser}$ (KN.m)	Y (m)	I (m <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Obs
<b>Travée</b>	x-x	78.64	0.08652	0.000640	10.62	15	200.95	201.63	Vérifier
	y-y	65.73	0.07316	0.00047	10.23	15	266.02	201.63	Non Vérifier
<b>Appui</b>		39.32	0.0658	0.00038	6.70	15	198.86	201.63	Vérifier

On remarque que les contraintes de traction dans l'acier ne sont pas vérifiées, donc on doit recalculer les sections d'armatures a L'ELS.

Les résultants sont résumés dans le tableau qui suit :

**Tableau VI.3 : Section d'armatures du radier a L'ELS.**

Localisation	$M_{ser}$ (KN.m)	$\beta$	$\alpha$	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adop}$ (cm <sup>2</sup> )	$S_t$ (cm)
y.y	65.73	0.014	0.5	19.79	7HA20=21.99	15

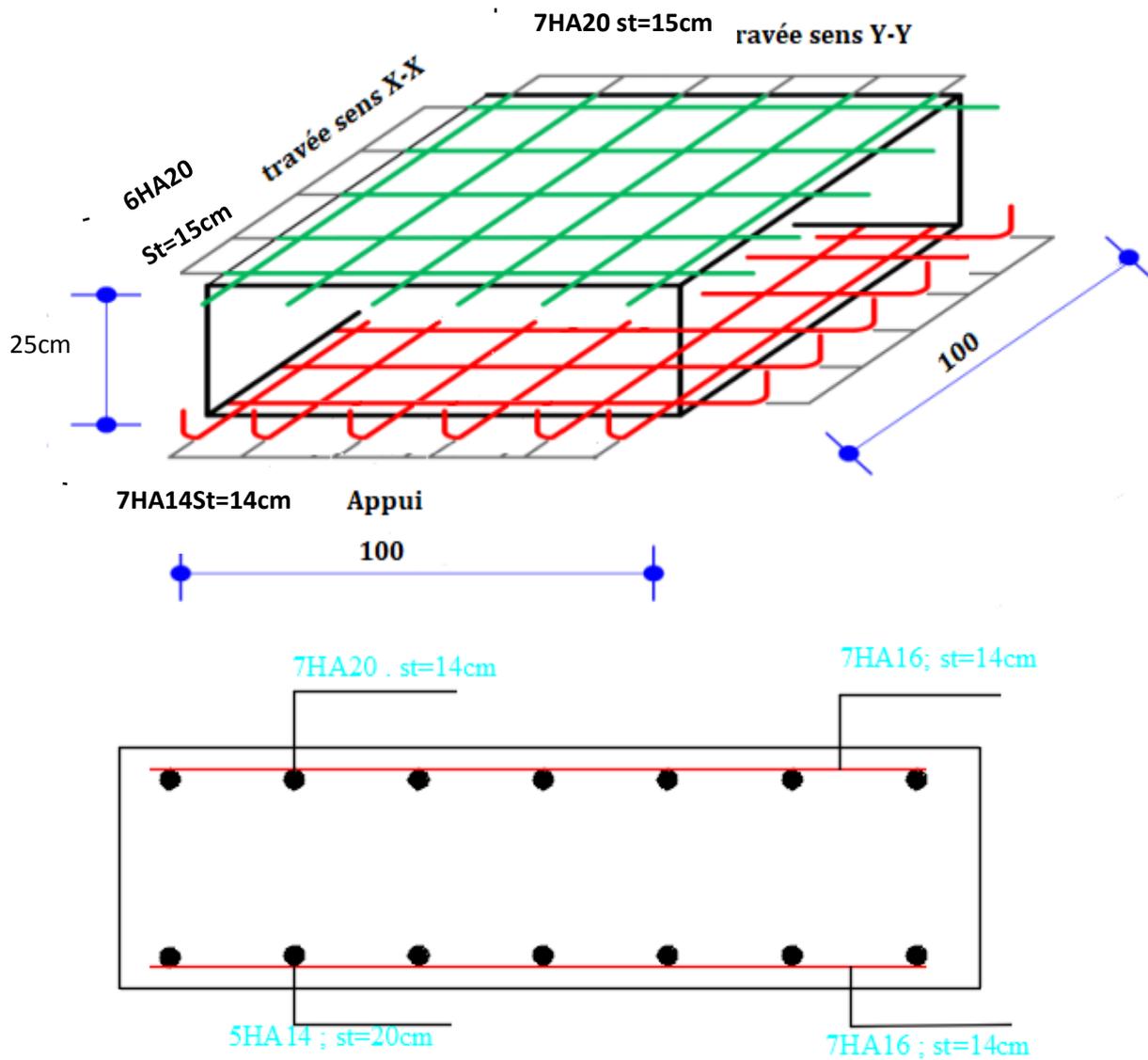


Figure VI.3 : Schéma de ferrailage du radier

**Ferrailage du débord :** Il est assimilé à une console de 1 m de largeur.

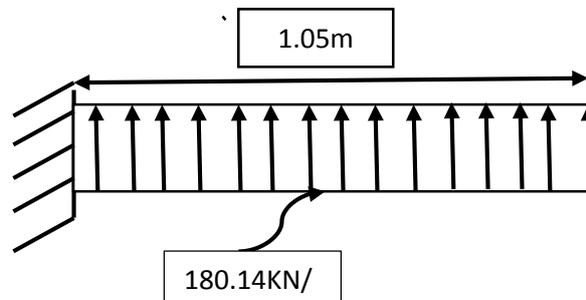


Fig. VI.4: Schéma statique du débord.

$$M_u = -Q_u \cdot \frac{l_x^2}{2} = 99.30 \text{ KN.m}$$

$$M = 99.30 \text{ KN.m} \rightarrow \mu = 0.174 \rightarrow \alpha = 0.24 \rightarrow Z = 0.18 \text{ m} \rightarrow A = 15.85 \text{ cm}^2$$

**Tableau VI.4. Sections d'armatures du débord.**

<i>M</i> (KN.m)	<i>A<sub>cal</sub></i> (cm <sup>2</sup> /m)	<i>A<sub>min</sub></i>	<i>A<sub>adoptée</sub></i>	<i>choix par (m)</i>	<i>S<sub>t</sub></i> (cm)	<i>A<sub>r</sub></i> (cm <sup>2</sup> /m)	<i>A<sub>adoptée</sub></i> <i>r</i>
99.30	15.85	2.41	16.08	<b>8HA16</b>	12	5.28	<b>8HA10=4.71</b>

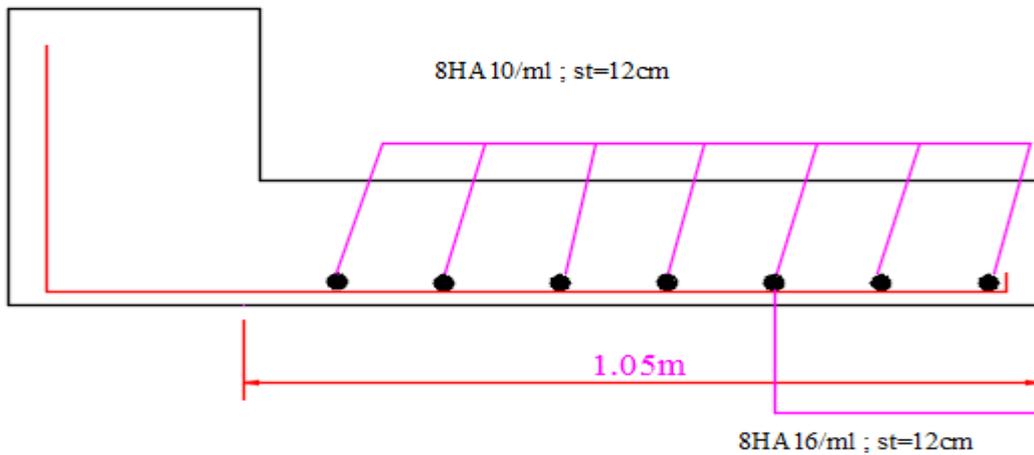
**Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28}$$

$$V_u = Q_u \cdot l = 189.14 \text{ KN}$$

$$\tau_u = 0.945 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1.16 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

**Schéma de ferrailage :**



**Fig. VI.5: Schéma de ferrailage du débord.**

**Ferrailage des nervures :**

Les nervures servent d'appuis au radier, la répartition des charges sur chaque travée est triangulaire ou trapézoïdale (selon les lignes de rupture).

Pour la simplification des calculs on ferraille la nervure la plus sollicitée, et on adopte le même

ferrailage pour les autres nervures.

Pour simplifier les calculs on les remplace par des charges équivalentes uniformément réparties.

P<sub>m</sub>: charge uniforme qui produise le même moment maximum que la charge réelle.

$P_v$  : charge uniforme qui produise le même effort tranchant maximal que la charge réelle.

**Charge trapézoïdale**

$$P_m = \frac{q}{2} \left[ \left( 1 - \frac{\rho_g^2}{3} \right) \times l_{xg} + \left( 1 - \frac{\rho_d^2}{3} \right) \times l_{xd} \right] ; \text{ avec: } \rho_d = \frac{l_{xd}}{l_y} \text{ et } \rho_g = \frac{l_{xg}}{l_y}$$

$$P_v = \frac{q}{2} \left[ \left( 1 - \frac{\rho_g}{2} \right) \times l_{xg} + \left( 1 - \frac{\rho_d}{2} \right) \times l_{xd} \right]$$

**Charge triangulaire :**

$$P_m = \frac{2Qex}{3} ; P_v = \frac{Qey}{2} \rightarrow \text{triangle selon deux sens}$$

$$P_m = \frac{Qex}{3} ; p_v = \frac{Qex}{4} \rightarrow \text{triangle selon un sens}$$

• **Calcul des sollicitations**

**Moments aux appuis**

$$M_a = \begin{cases} \frac{P_g \times l_g^3 + P_d \times l_d^3}{8.5 \times (l_g + l_d)} & \dots \dots \dots \text{appui intermédiaire} \\ 0.15 \times M_0 & \dots \dots \dots \text{appui de rive} \end{cases}$$

Avec:  $l' = \begin{cases} l & \dots \dots \dots \text{travée de rive} \\ 0.8 \times l & \dots \dots \dots \text{travée intermédiaire} \end{cases}$  ; et  $M_0 = \frac{q \times l^2}{8}$ .

**Moment en travée**

$$M_t(x) = M_0(x) + M_g \left( 1 - \frac{x}{l} \right) + M_d \left( \frac{x}{l} \right).$$

$$\text{Avec : } M_0(x) = \frac{q \times x}{2} (l - x) ; x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l}.$$

$M_g$  et  $M_d$  : moments sur appuis de gauche et droite respectivement

Sens X-X : on va calculer pour la nervure centrale la plus sollicitée :

**. La nervure sens (xx) : schéma statique équivalent :**

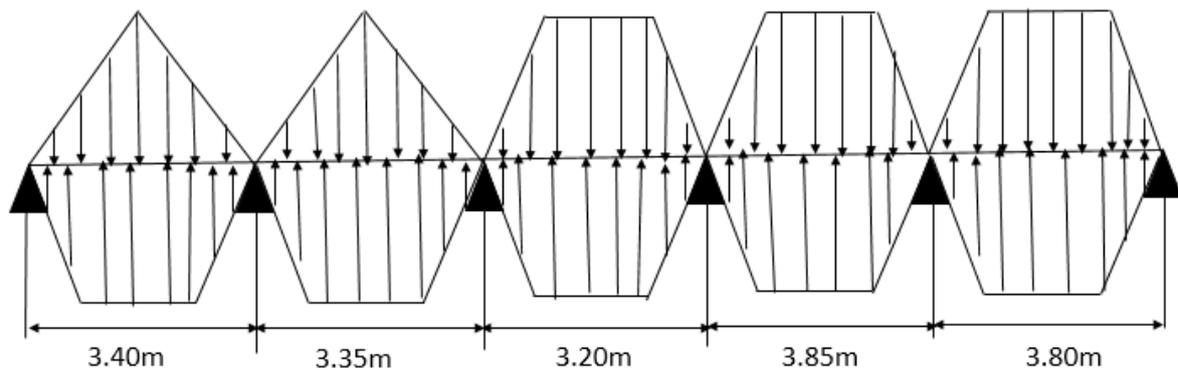


Figure VI.6. Répartition des charges sur la nervure la plus sollicitée selon le sens x-x.

Schéma statique équivalent :

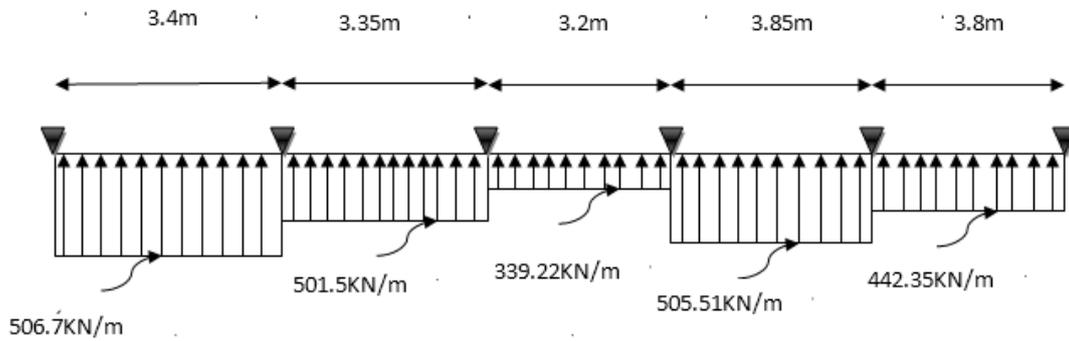


Figure VI.7. Schéma statique équivalent dans la nervure dans le sens x-x

. La nervure sens (xx) : schéma statique équivalent :

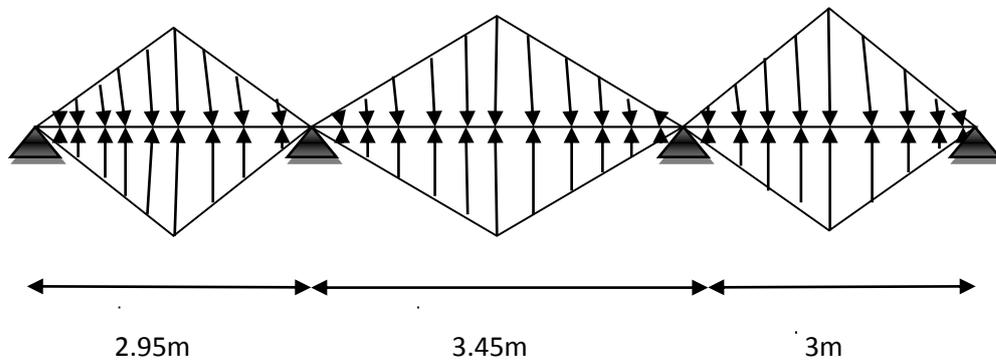


Figure VI.8. Répartition des charges sur la nervure la plus sollicitée selon le sens y-y.

Schéma statique équivalent :

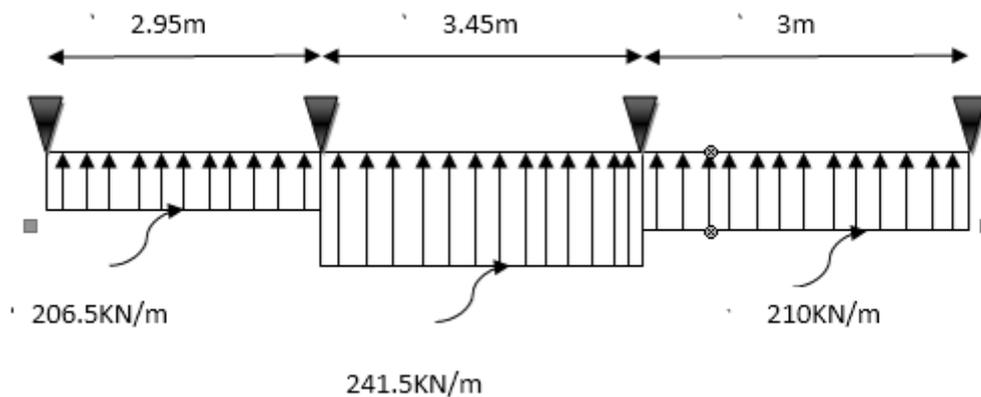


Figure VI.9. Schéma statique équivalent dans la nervure dans le sens x-x

Calcul des charges revenant à la nervure la plus sollicitée :

$$q_u = 180.14 \text{ KN.m} \quad ; \quad q_s = 131.75 \text{ KN.m}$$

**Tableau VI.5. Sollicitations sur la nervure dans le sens x-x**

Travé		L (m)	$P_u$ (KN/m)	$M_g$ (KN.m)	$M_d$ (KN.m)	$M_t^{Max}$ (KN.m)	X(m)
<b>A-B</b>	ELU	3.40	506.70	0	-689.11	428.16	<b>1.3</b>
	ELS		370.59	0	-504.00	313.15	
<b>B-C</b>	ELU	3.35	501.50	-689.11	-572.15	74.10	<b>1.74</b>
	ELS		368.13	-504.00	-418.96	55.81	
<b>C-D</b>	ELU	3.20	399.22	-572.15	-367.11	56.51	<b>1.76</b>
	ELS		291.98	-418.96	-269.08	33.47	
<b>E-F</b>	ELU	3.85	505.51	-367.11	-447.81	318.86	<b>1.88</b>
	ELS		325.83	-269.08	-300.77	313.56	
<b>G-H</b>	ELU	3.80	442.35	-447.81	0	313.56	<b>1.85</b>
	ELS		323.46	-300.77	0	254.96	

**Tableau VI.6. Sollicitations max sur la nervure dans le sens x-x**

Localisation	Appui	Travée
$M_u$ (Kn.m)	-686.11	<b>539.59</b>
$M_s$ (Kn.m)	-504.00	<b>313.15</b>
$V_u$ (Kn)	994.07	

**Tableau VI.7. Sollicitations sur la nervure dans le sens y-y**

Travée		L (m)	$P_u$ (KN/m)	$M_g$ (KN.m)	$M_d$ (KN.m)	$M_t^{Max}$ (KN.m)	X(m)
<b>A-B</b>	ELU	2.95	206.5	0	-211.42	342.78	1,82
	ELS		194.33	0	-198.96	322.58	
<b>B-C</b>	ELU	3.45	241.5	-211.42	-213.84	94.60	1.72
	ELS		227.26	-198.96	-201.24	138.02	
<b>C-D</b>	ELU	3.00	210.00	-213.84	0	34.69	1.55
	ELS		197.62	-201.24	0	18.43	

**Tableau VI.8. Sollicitations max de la nervure de radier dans le sens y-y**

Localisation	Appui	Travée
$M_u$ (KN.m)	-211,11	342.78
$M_s$ (KN.m)	-201.24	322.58
$V_u$ (KN)	-392.12	

**Ferraillage des nervures :**

Le ferraillage des nervures se fera a la flexion simple comme une section en T renversée

**Détermination de la largeur efficace b selon les deux sens (CBA.Art4.1.3)**

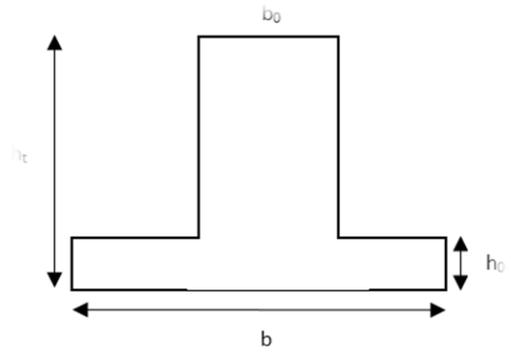
$h=0.55m$  ,  $h_0= 0,25m$  ,  $b_0= 0,65m$  ,  $d= 0,50m$

**Sens x-x :**  $\frac{b-b_0}{2} \leq \min\left(\frac{l_x}{2}; \frac{l_y^{min}}{10}\right)$

$b < 1.24m$  soit  $b = 1m$

**Sens y-y :**  $\frac{b-b_0}{2} \leq \min\left(\frac{l_y}{2}; \frac{l_x^{min}}{10}\right)$

$b < 1.29m$  soit  $b = 1.25m$



Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant :

**Tableau VI.9. Résumé des résultats de ferrailage des nervures de radier**

Sens	Mu (kN.m)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sup>min</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adpt</sub> (cm <sup>2</sup> )
<b>En Travée</b>				
x-x	539.59	30.8	2.41	<b>6HA16+6HA20=30.9</b> <b>1</b>
y-y	342.78	21.08	3.11	<b>6HA16+6HA14=21.30</b>
<b>En appuis</b>				
x-x	-686.11	37.4	2.41	<b>12HA20=37.7</b>
y-y	<b>-213.84</b>	<b>13.48</b>	<b>3.11</b>	<b>12HA12=13.57</b>

**Armatures transversales** Le diamètre des armatures transversales est donné par la relation suivante :  $\phi t \leq \min\left(\phi l_{min}; \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}\right) \Rightarrow \phi t \leq \min(12; 15; 65)mm$  – Soit  $\phi t = 10 mm$  et  $A_{trans} = 4\phi 10 = 3,14 cm^2$  (2 cadres  $\phi 10$ ) On adopte un espacement entre les armatures transversales  $St = 15 cm$ .

**Vérifications nécessaires**

**Vérification de l'effort tranchant à l'ELU** on va vérifier pour l'effort le plus défavorable

$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min\left(\frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa\right) = 2.5 MPa \rightarrow$

**Sens x-x :**  $\tau_u = 2.41 MPa < \tau = 2,5 MP$  C'est Vérifiée pour l'effort le plus défavorable donc y a pas de risque de cisaillement pour les autres efforts

**Sens y-y :**  $\tau_u = 1.57 MPa < \tau = 2,5 MP$  C'est Vérifiée pour l'effort le plus défavorable donc y a pas de risque de cisaillement pour les autres efforts

**Tableau VI.10. Vérifications des contraintes à l'ELS**

Sens	M <sub>ser</sub> (Kn.m)	Y (m)	I (m <sup>4</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)	Observation	σ <sub>st</sub> (MPa)	σ̄ <sub>t</sub> (MPa)	Observation
<b>En travée</b>									
x-x	313.15	0,183	0,0088	11,21	15	Vérifiée	212.,45	201,6	Non Vérifiée
y-y	322.58	0,15	0,0062	7.85	15	Vérifiée	290.78	201,6	Non Vérifiée

En appuis									
x-x	-504	0,409	0,0443	12.92	15	Vérifiée	285,97	201,6	Non Vérifiée
y-y	-206.87	0,136	0,0045	6.220	15	vérifiée	267.63	201,6	Non Vérifiée

**Remarque :** La condition n'est pas vérifiée, donc on recalcule à l'ELS

**Tableau VI.11. Résultats de ferrailage à l'ELS**

Sens	M (KN.m)	$\beta$	$\alpha$	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_{adp}$ (cm <sup>2</sup> /ml)
<i>En Travée</i>					
x-x	313.15	0.038	0,68	38.3	<b>8HA25=39.27</b>
y-y	322.58	0.032	0,65	38.04	8HA25=39.27
<i>En appuis</i>					
x-x	-504	0.06	0.76	62.61	8HA32=64.34
y-y	-206.87	0.020	0,56	15.32	8HA20=25.13

**Remarque** vu l'importance de la hauteur des nervures, il nécessite de mettre des armatures de peau afin d'éviter la fissuration du béton. D'après le **CBA 93 (Art A.7.3)** leur section est d'au moins 3cm<sup>2</sup> par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction

Pour notre cas :

$$3\text{cm}^2 \rightarrow 1\text{ml}$$

$$x \rightarrow ht$$

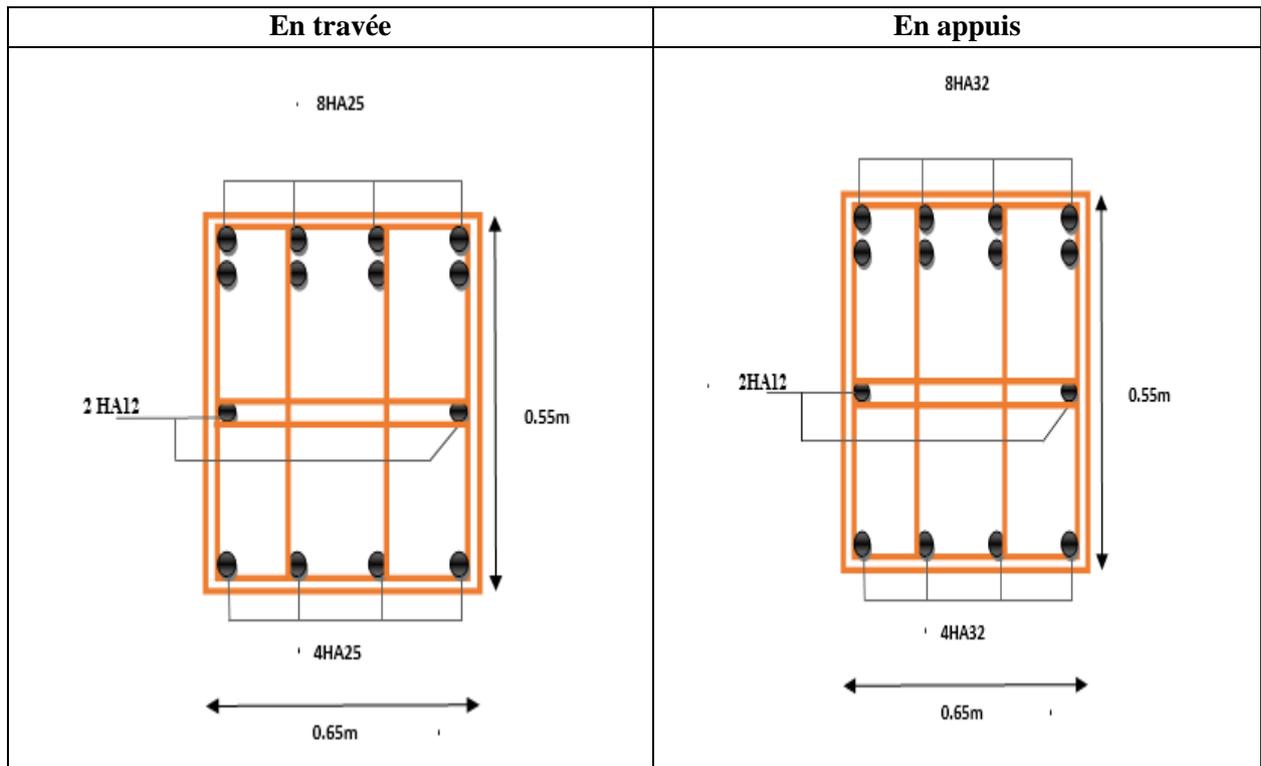
$$x = 3 * ht$$

$$A_p = 3 * 0.55 \rightarrow A_p = 1.65\text{cm}^2$$

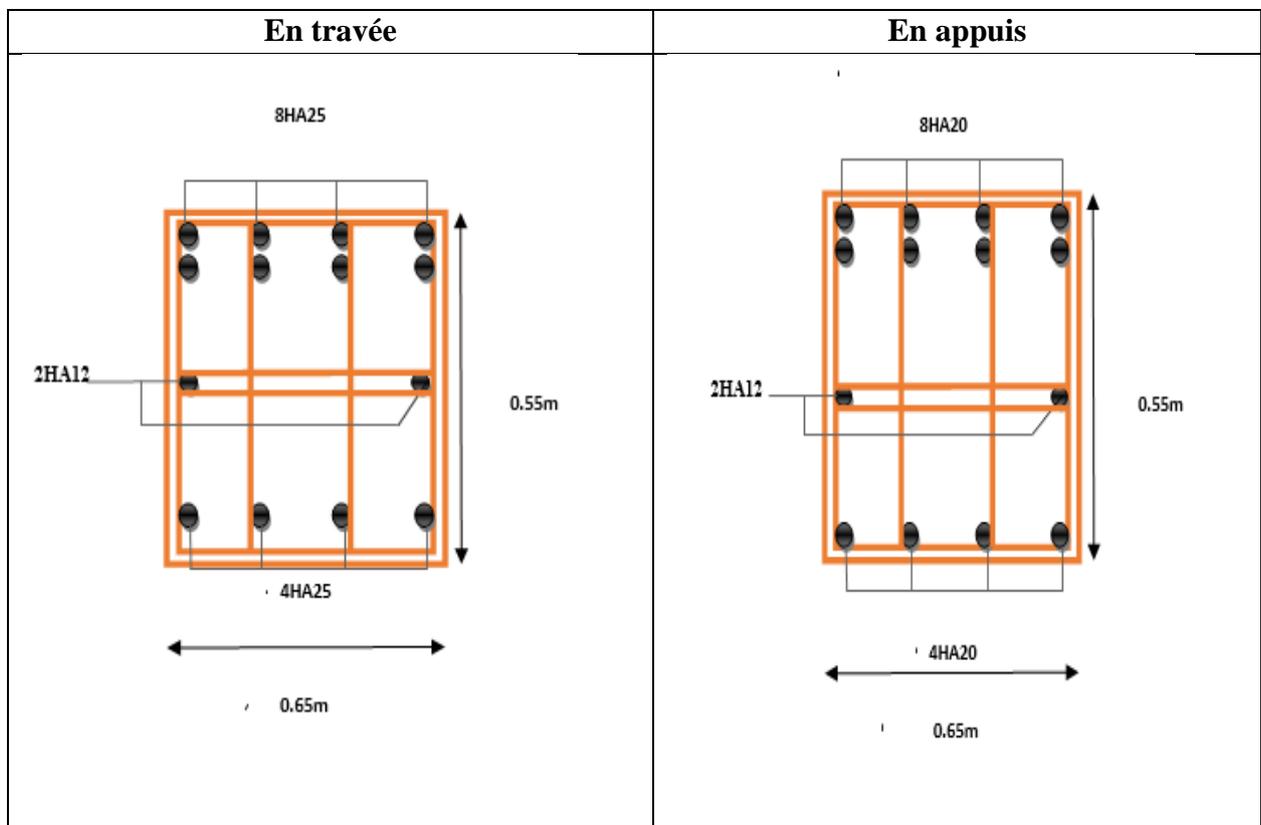
On opte :  $A_p = 2\text{HA}12$

**Les schémas de ferrillages :**

**Tableau VI.12. schémas de ferrailages de la nervures**  
Nervures sens x-x



Nervures sens y-y:



**Conclusion :**

Plusieurs techniques sont disponibles pour fonder les bâtiments, il faut effectuer un choix au regard d'arguments techniques (qualité du sol et caractéristiques du bâtiment) et économiques (coût relatif des différentes solutions possibles). Pour notre structure, vue la capacité portante moyenne du sol et pour éviter le chevauchement des semelles filantes, le radier est le type de fondation le plus adéquat.

### **Conclusion général :**

L'étude que nous avons menée dans le cadre de ce projet nous a permis de concrétiser l'apprentissage théorique du cycle de formation MASTER et surtout d'apprendre les différentes techniques de calcul, les concepts et les règlements régissant le domaine étudié.

Ceci nous a permis d'avoir les résultats suivants :

- Pour une bonne étude d'une structure, il faut comprendre son comportement.
- La modélisation avec le logiciel ETABS 2016 nous a permis d'apprendre beaucoup de choses à savoir
  - ✓ Le comportement et le mouvement de la structure
  - ✓ autant que possible englober tous les éléments de la structure secondaire soient ils ou structuraux, ceci permet d'avoir un comportement proche du réel.
  - ✓ La justification de l'interaction et de la période de vibration de la structure permet de réduire le coût de réalisation
- La présence des voiles dans la structure ont permis de réduire les efforts internes de flexion et de cisaillement au niveau des poteaux des portiques, ceci a donné lieu à des sections des poteaux soumises à des moments relativement faibles, donc le ferrailage avec le minimum du RPA s'impose .
  
- Les difficultés rencontrées au cours de l'étude, nous ont conduit à nous documenter, cela nous a permis d'enrichir d'avantage nos connaissances en génie civil. Notons qu'enfin ce projet consiste pour nous une première expérience qui a été bénéfique à l'aide du logiciel, par conséquent sa maîtrise reste une étape qui demande la connaissance de certaines notions de base des sciences de l'ingénieur.
- Pour conclure, nous espérons que ce modeste travail sera un apport et support pour les promotions à venir.

# ***Bibliographie***

- ✓ Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA93).
- ✓ Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites (B. A. E. L . 91).
- ✓ Règles parasismiques algériennes (RPA 99/ version 2003).
- ✓ Document technique réglementaire (D. T. R), charges et surcharges d'exploitations.

Autres documents consultés :

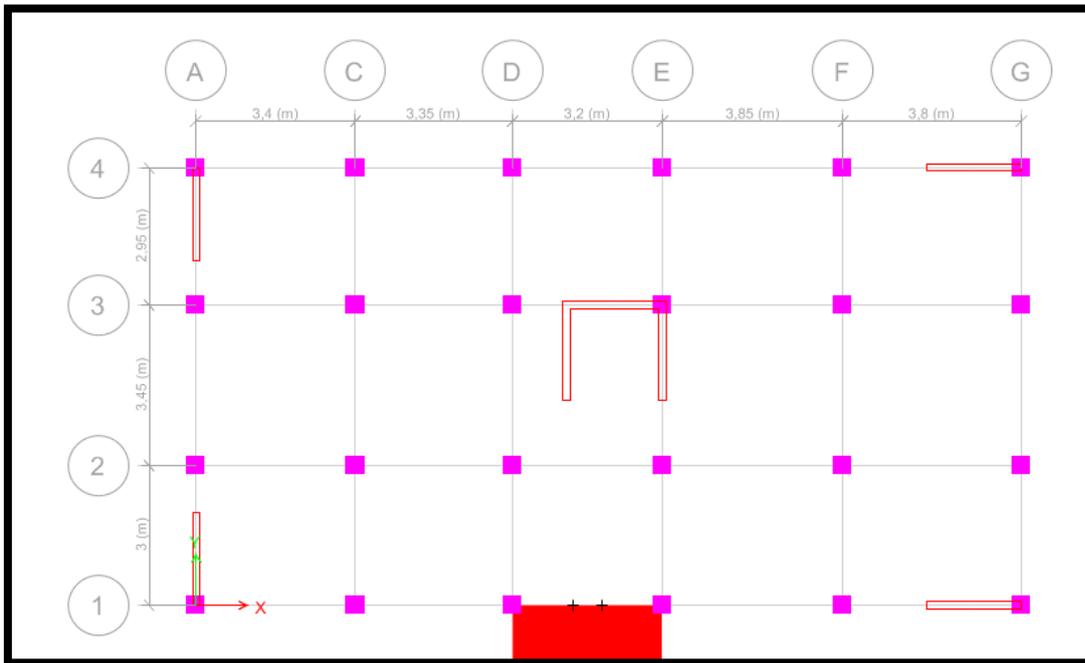
- Cahier de cours de cursus.
- Mémoires de fin d'études.

Logiciels utilisés :

- ✓ Etabs 2016
- ✓ Auto cade 2016
- ✓ Word 2013
- ✓ POWER POINT 2010
- ✓ EXEPERT REBOT 2010
- ✓ EXEL 2013

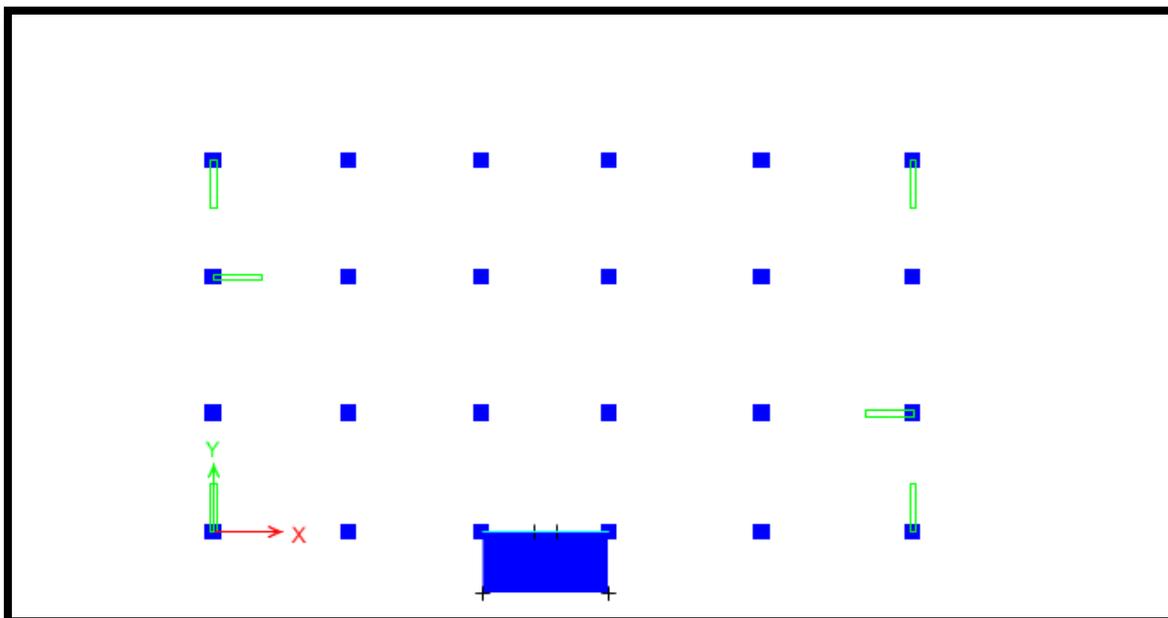
# ANNEXE 1

## Essai 1 :



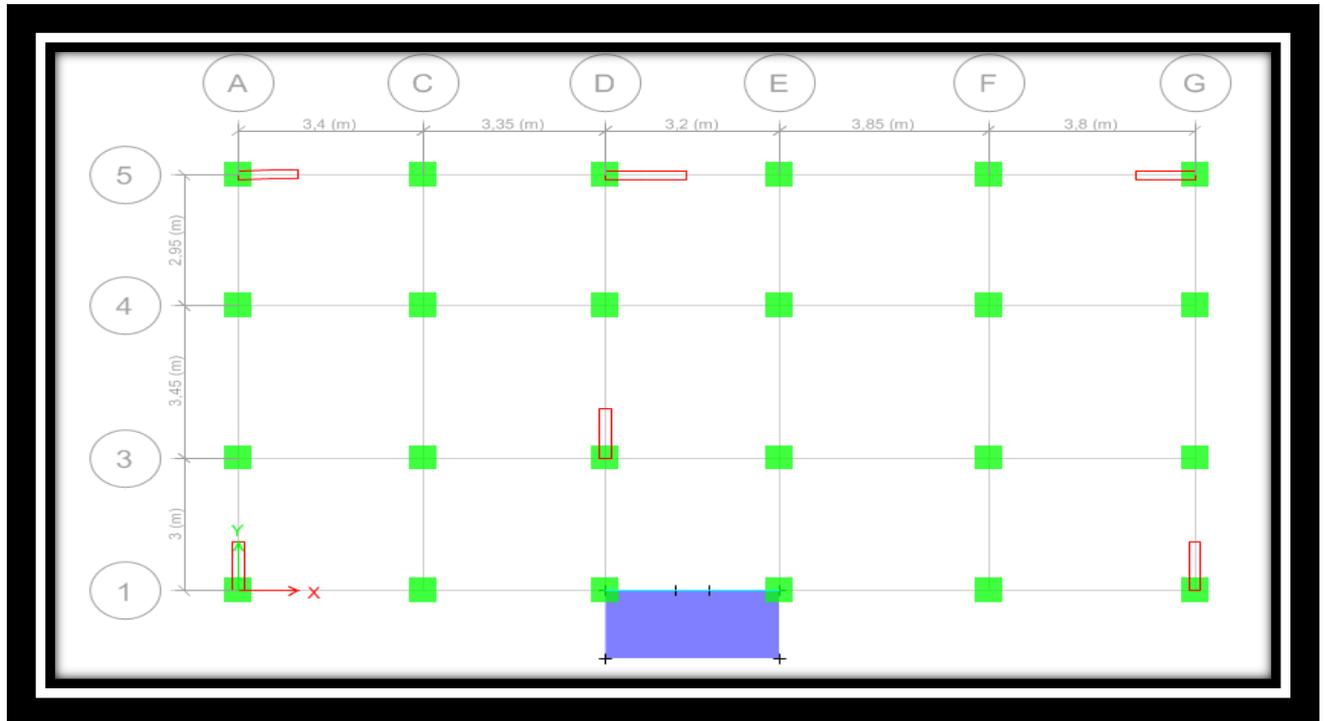
**Analyse des résultats :** comportement non vérifier rotation dans le mode 1 et 2 translation sans le mode 3

## Essai 2 :



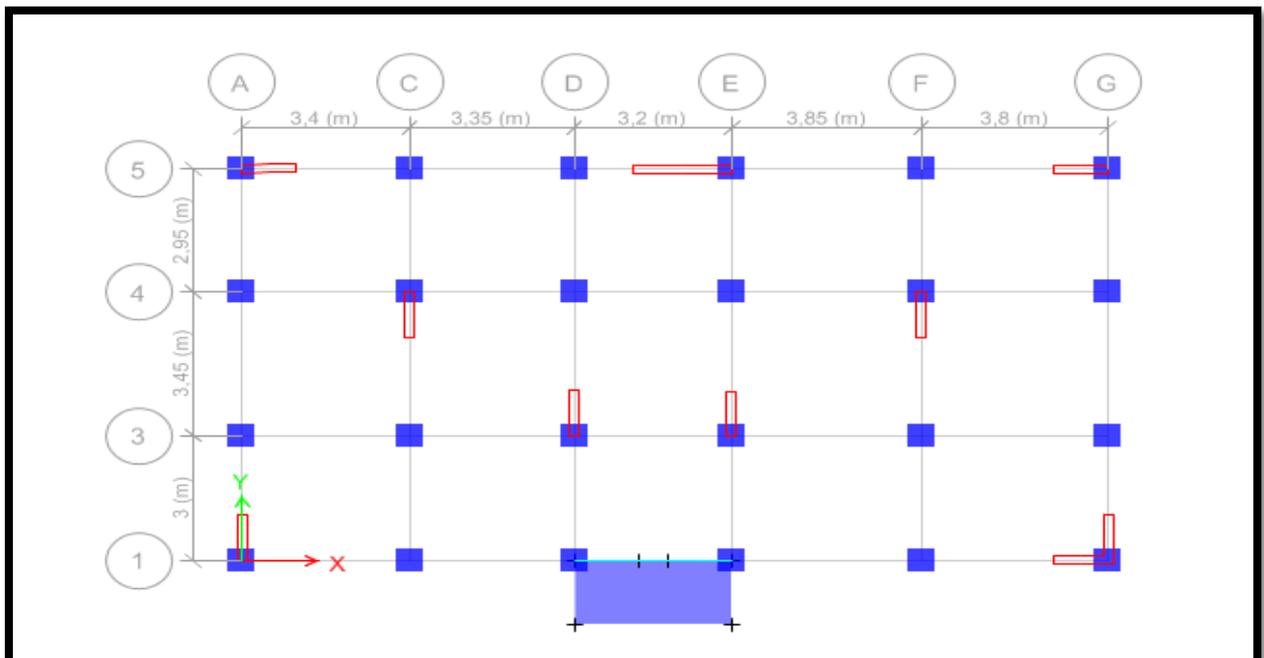
**Analyse des résultats :** comportement non vérifier rotation au deux première mode

### Essai 3 :



**Analyse des résultats :** interaction horizontale non vérifiée Pourcentage des charges horizontales reprises par les portiques n'atteint pas les 25% dans quelque niveau.

### Essai 4 :



**Analyse des résultats :** interaction horizontale non vérifiée Pourcentage des charges horizontales reprises par les voiles dépasse les 75% dans les niveaux (4 , 5 , 8 )











# ANNEXE B

## 1-Tableau des Armatures (en cm<sup>2</sup>)

$\Phi$	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	80.09	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	150.80
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.7	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	188.50
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	226.20
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

# ANNEXE 4

## Dalles rectangulaires uniformément chargées articulées

$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$	
	$\mu_x$	$\mu_y$	$\mu_x$	$\mu_y$
0.40	0.1101	0.2500	0.0121	0.2854
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4456
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817
0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6447
0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7932
0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
1.00	0.0368	1.0000	0.0441	0.1000

# Rapport de sol

## VIII- Conclusion et recommandations :

Le site objet de notre étude est destiné pour recevoir la réalisation d'un bloc en R+ 8 à usage d'habitation à IBACHIRENE wilaya de Bejaia.

D'après les résultats des essais in situ et au laboratoire, ainsi que les observations visuelles sur site, nous pouvons tirer les conclusions suivantes :

1. Les sondages pénitrométriques et préssiométrique et les essais au laboratoire nous ont permis de déterminer la résistance du sol, son homogénéité ainsi que sa capacité portante ;
2. L'analyse des pénétrographes a enregistré des résistances de pointe moyenne en surface et très forte a des faibles profondeurs par rapport à la cote de terrain actuel et attendre le refus dans la couche des schiste altérés sains beige ;
3. La résistance du sol à la pénétration dynamique est homogène horizontalement tant verticalement sur toute la surface de terrain ;
4. Au vu de la nature géologique du site ainsi que les résultats des essais in situ et au laboratoire, Nous opte pour le cas le plus défavorable ;

Danc nous vous recommandons des fondations superficielles, ancrées à partir de **1,50 m** de profondeur par rapport à la côte du terrain naturel actuel (bas-talus) et de prendre une contrainte admissible  **$Q_{adm} = 1.40$  bars** ;

Et une contrainte de **2.00 bars** sera attendre à partir de **2.00 m** profondeur par rapport au (bas talus)

Paramètres mécaniques à prendre dans le calcul des fondations ;

Caractéristiques mécaniques Couche de sol	Profondeur m	Densité $\gamma_h$ t/m <sup>3</sup>	Densité $\gamma_d$ t/m <sup>3</sup>	Angle de Fro-mnt $\phi^\circ$	Cohésion 'C' bars
Argile sableuse graveleuse roux et beige	0.0-2.80	1.80	1.68	24.39	0,19
Argile sableuse graveleuse beige compacte	2.80-6.20	1.94	1.75	20.15	0.21
Schiste altérés sains beige	6.20-20.00	2.06	1.86	21.78	0.36

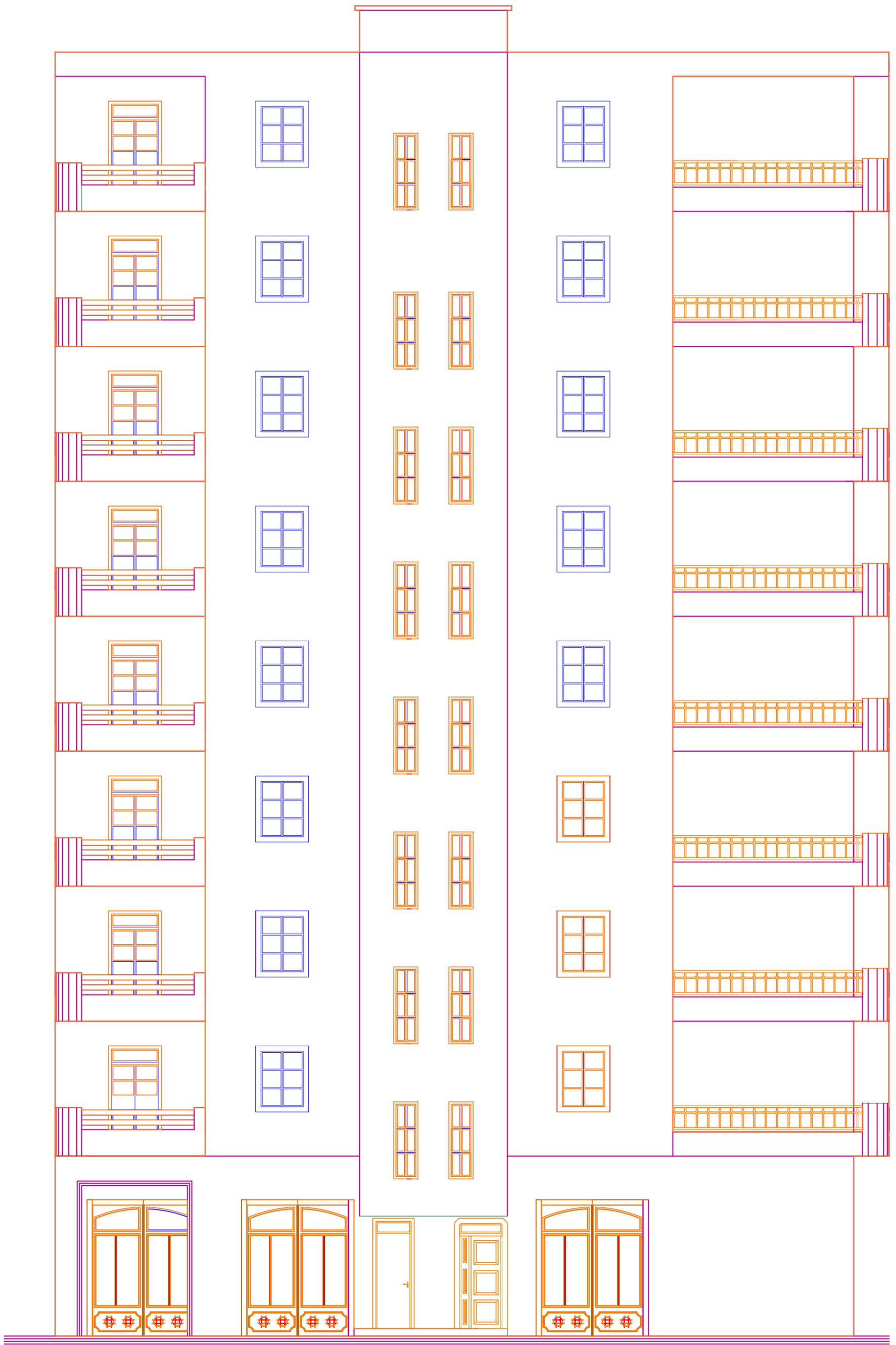


6. Le site est situé sur un terrain accidenté, d'où il y'a lieu d'assurer un bon drainage des eaux pluviales et de surélever la construction par rapport a la cote du terrain actuel ;
7. Le sous-sol du terrain retenu est composé d'une d'un sol formé d'une formation cohérent représentée par des schiste altérés sains grise et beige au-dessus d'autre formation argileuse argile sableuse graveleuse beige le tous recouvert d'une terre végétale formée d'argile marron ;
8. Aucune présence d'eau n'est signalée, selon l'intervention de notre laboratoire aux profondeurs d'investigations indiquées par les sondages carottés et que les essais au pénétromètre dynamique ;
9. Les refus enregistrés dans les essais pénitrométriques sont très surfaciques, d'où la présence de sol consistant constitué par des schiste altérés sains beige ;
10. Au vu de la nature de sol rencontré les tassements pour semelle isolée sont admissibles ;
11. Les fouilles des fondations devront être effectuées pendant des conditions climatiques favorables, celles-ci seront immédiatement bétonnées ;
12. Le sol en catégorie S2 (site ferme) selon la valeur de  $p_{le}^*$  Moyenne donné par les essais préssiométrique.  $p_{le}^* = 3.14 \text{ Mpa} > 2 \text{ Mpa}$  ; le sol en catégorie S2 ;
13. D'après les résultats des analyses chimiques, le sol est faiblement agressif vis-à-vis au béton de fondation le sol en classe A1 ;
14. Selon les recommandations du CGS (règlement parasismique algérienne RPA 99/version 2003), la région de la wilaya de Bejaia est classée en zone de sismicité moyenne IIa. D'où, Il y'a lieu de prendre en compte la sismicité de cette région dans le calcul de structure ;

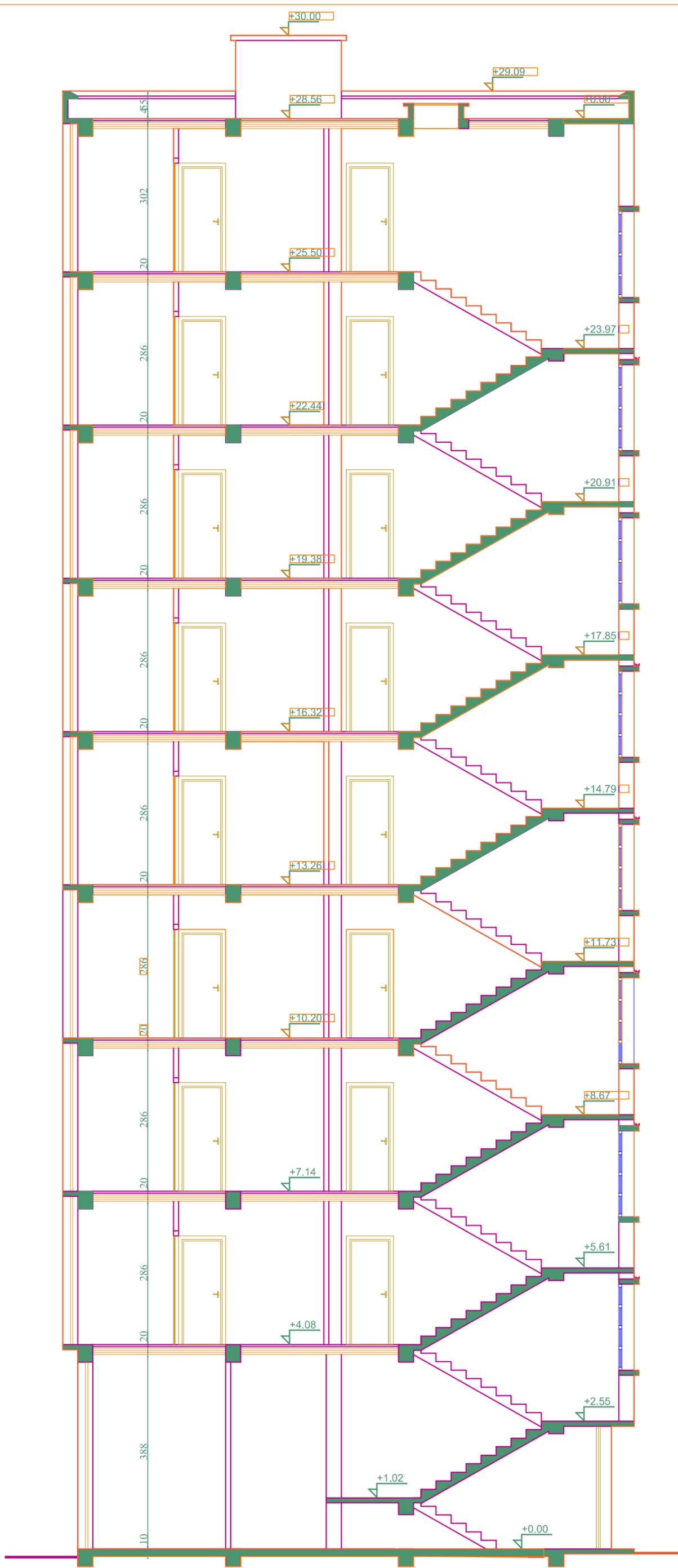
LE REDACTEUR DU RAPPORT

DJILALIA  
Chef de Service

BELHATRI H  
LE DIRECTEUR  
Laboratoire de la Construction Civil et des Travaux Publics  
BELHATRI. H  
Tel: 07 37 02 00 00  
Cité 74 Logis LSP  
B: A N 08 EL-Kseur  
W. Bejaia  
N°: 09 A 0957602-01/06

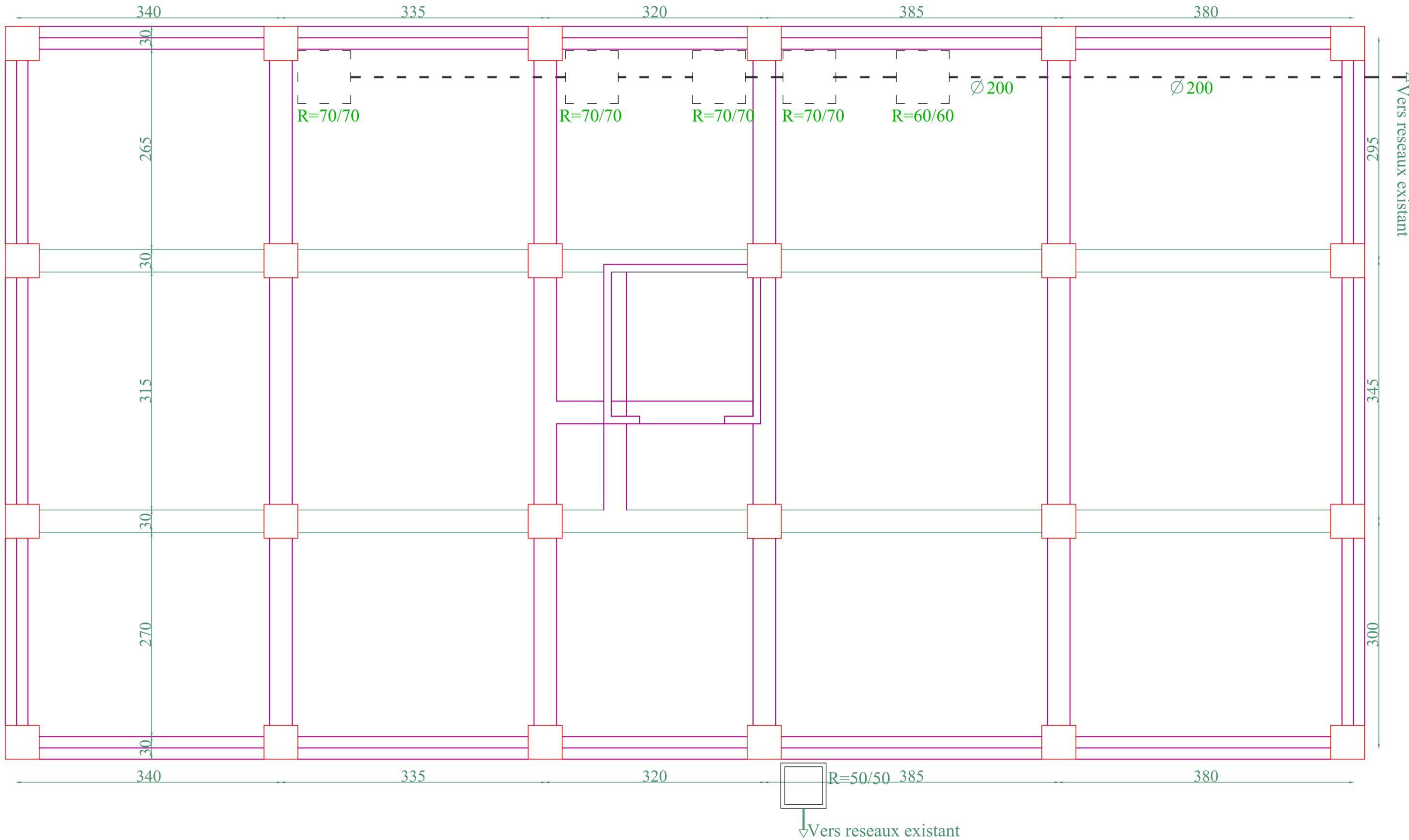


FACADE PRINCIPALE

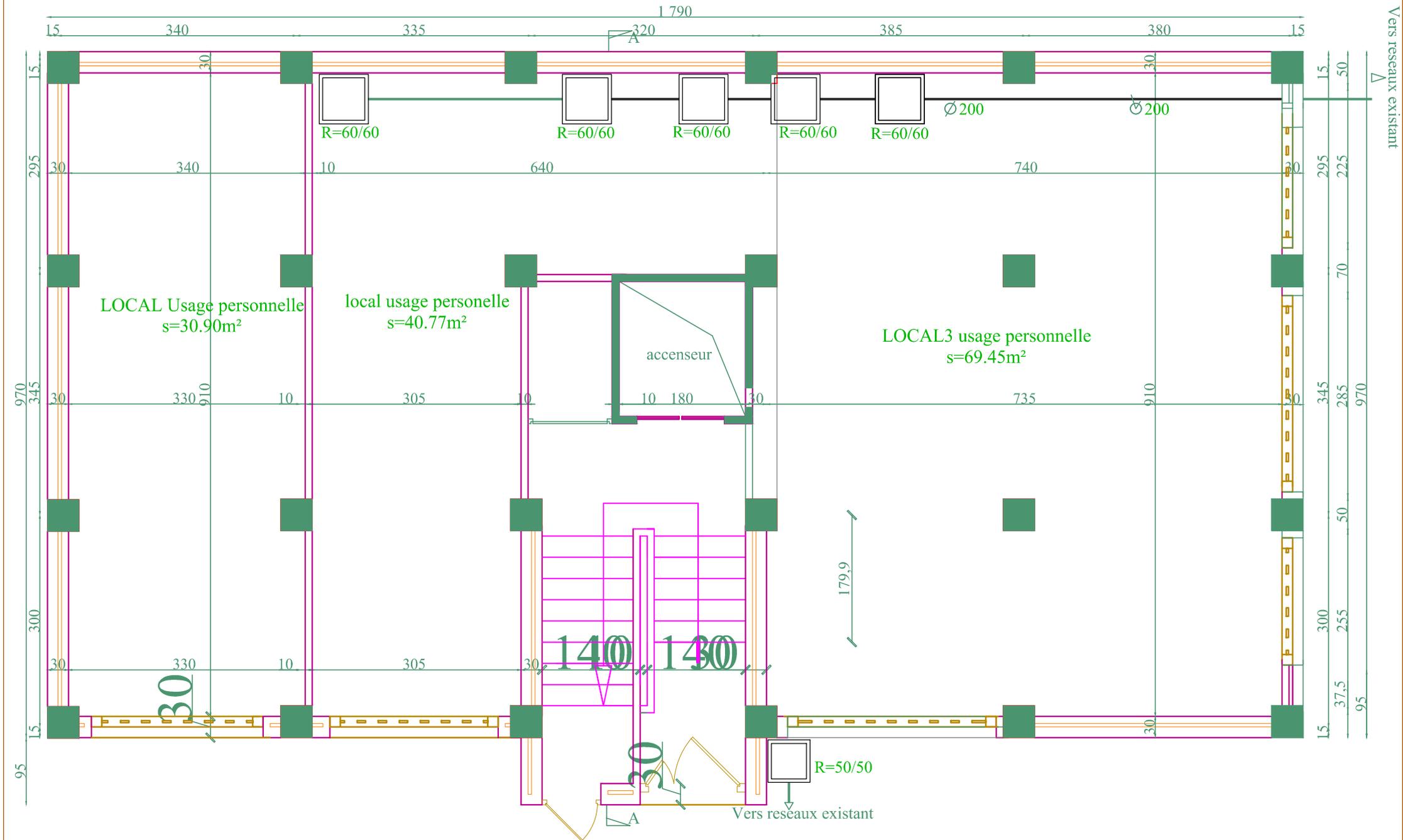


**COUPE A/A**

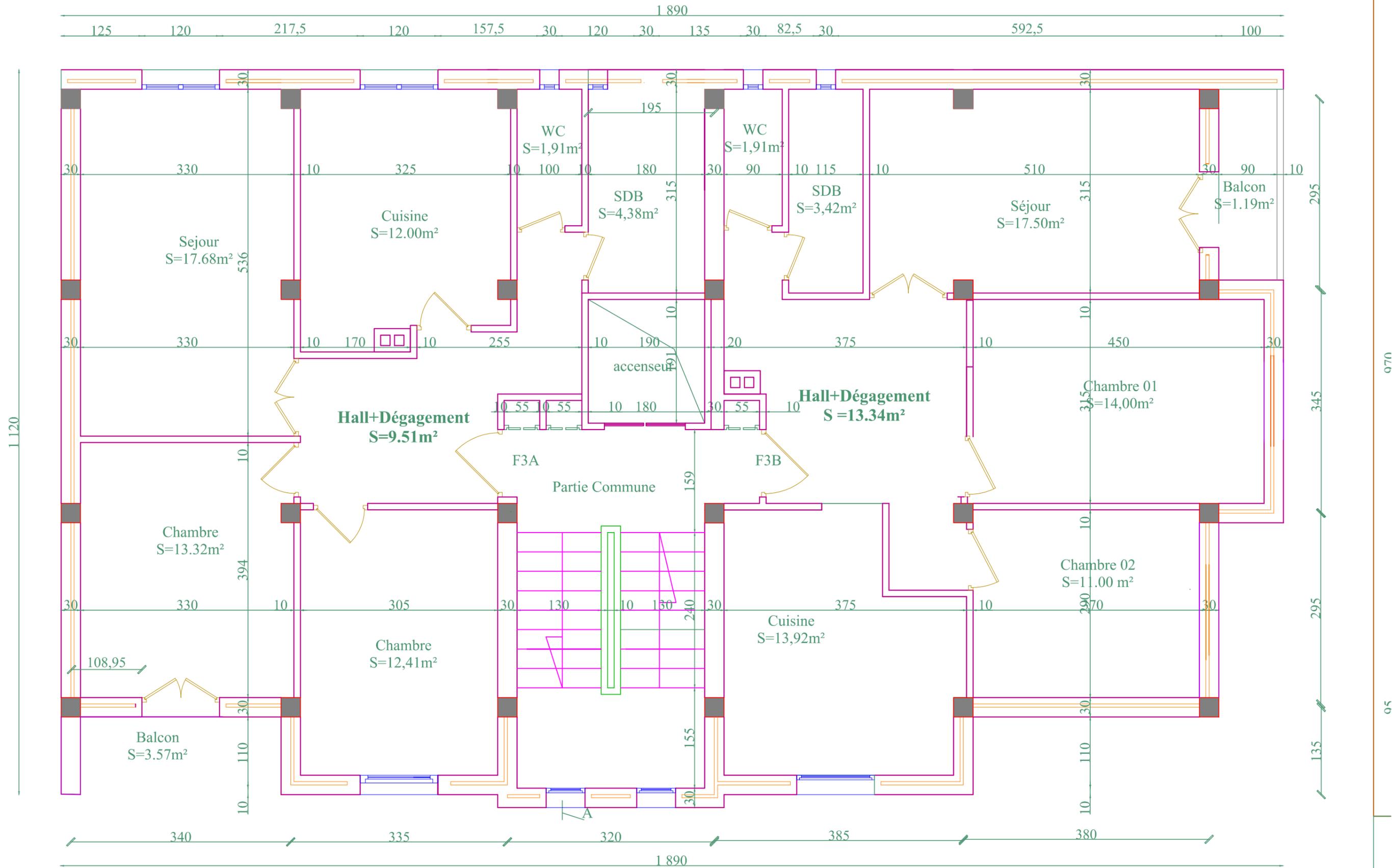
# PLAN FONDATIONS (Radier)



# PLAN RDC

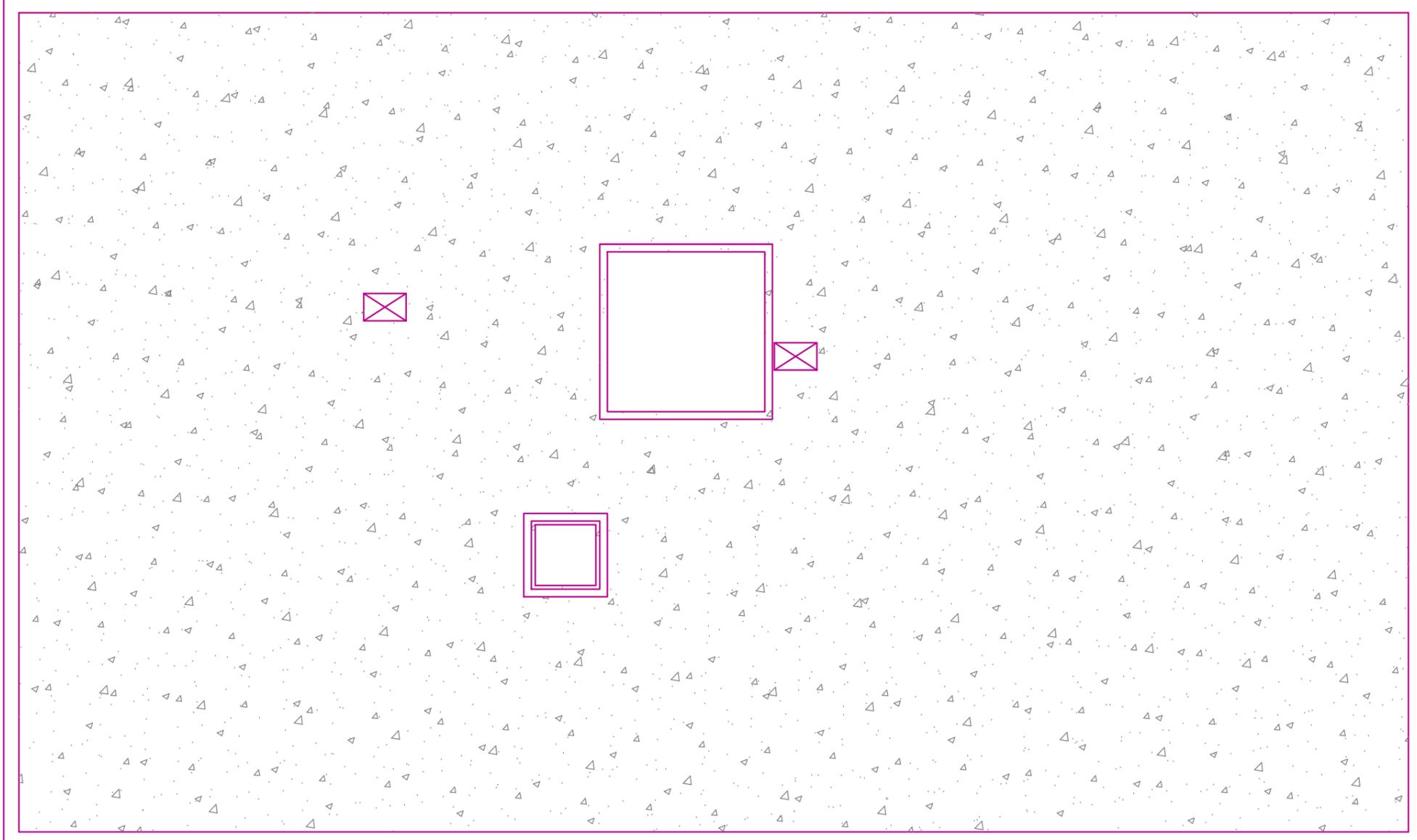


# PLAN ETAGE COURANT



# PLAN DE TOITURE

1 890



1 140

1 140

1 890